

ÉREPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE FERHAT ABBAS - SETIF -

Mémoire

Présenté à

LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Pour L'obtention

DU DIPLOME DE MAGISTER
En Génie Civil

Option : Géomatériaux

Thème

**ÉTUDE NUMÉRIQUE DE LA STABILISATION
D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PAR DES PIEUX DE GROS
DIAMÈTRE**

Présenté Par :

M^{elle} LAOUAMRI Hassina

Soutenu le : / / 2007

Devant le jury composé de :

Président	M. HAMAMI	Professeur à l'université de SKIKDA
Rapporteur	L. MOKRANI	Maître de conférences à l'université de SETIF
Examineur	K. KEBICHE	Maître de conférences à l'université de SETIF
Examineur	T. KARECHE	Maître de conférences à l'université de BATNA
Invité	H. TAHI	Chef de département de l'institut de génie civil à l'université de SETIF

Remerciement

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.

Je remercie mes parents, qui se sont sacrifiés pour notre bien, mon frangin saïd et ma frangine soror qui m'ont soutenu et encouragé à reprendre les études.

Je tiens à remercier très sincèrement le Docteur L.MOKRANI, qui a dirigé cette thèse. Qu'il me soit permis de lui exprimer toute ma reconnaissance pour son aide précieuse et constante, pour les conseils qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de la période de préparation.

Mes plus vifs remerciements s'adressent vers les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi particulièrement vers :

Le professeur M. HAMAMI de l'université de SKIKDA pour son aide efficace.

Je lui exprime toute ma gratitude et tout mon estime.

Monsieur T. KARECHE de l'université de BATNA qui m'a procuré une partie de la documentation dont j'avais énormément besoin et de m'avoir fait bénéficier de sa compétence.

Aux étudiants en post-graduation de l'université de BATNA pour leurs aides précieuses et la disponibilité qu'il m'ont toujours accordé.

Enfin, je ne saurais terminer sans remercier mes collègues en post- graduation pour l'aide efficace et le soutien qu'ils m'ont apporté dans la réalisation de ce travail.

Dédicaces

A mes parents

En témoignage de mon amour et de ma reconnaissance

A mes frères et sœurs

En témoignage d'affection et de ma reconnaissance

A toutes les amis et proches

A tous personne ayant contribué à ce travail.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour cadre général l'étude du confortement des sites instables par des inclusions rigides.

On donne d'abord une présentation concernant les principales méthodes d'analyse de stabilité des pentes, ainsi que les différentes techniques de stabilisation. Ensuite, On décrit le mécanisme d'interaction sol-inclusion et certaines méthodes de calcul des pieux sous l'action du chargement latéral.

On présente par la suite la méthode des éléments finis en géomécanique. Pour cela, on a choisit le code élément finis *PLAXIS*, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. *PLAXIS* utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

On détermine après un modèle géotechnique de référence pour notre projet; on passe au calcul par *PLAXIS*, les résultats sont présentés en terme de déplacements et efforts internes.

Finalement, l'étude paramétrique montre l'effet des différents paramètres sur le comportement du système sol –pieu. Dans cette étude on a considéré deux types de paramètres. Paramètres de calcul et paramètres géotechniques. La comparaison des différents résultats de calcul est présentée sur des diagrammes pour chacun des paramètres définis.

Mots clé : confortement, stabilité, pentes, interaction, sol, inclusion, pieu, MEF, *PLAXIS*.

Abstract

The work presented in this memory has as a general framework the study of confortement of the unstable sites by rigid inclusions.

One gives initially a presentation concerning the principal methods of analysis of stability of the slopes, as well as the various techniques of stabilization. Then, one describes the mechanism of interaction soil-inclusion and certain methods of calculation of the piles under the action of the side loading.

One presents thereafter the finite element method in géomechanics. For that, one chooses the code finite element PLAXIS, which allows us the passage of a complex real project to the digital model, and to make parametric study easily and quickly. PLAXIS uses several models of behavior, which depend on the nature of the soil and the type of work.

One determines after a geotechnical model of reference for our project; one passes to calculation by PLAXIS, the results are presented in term of displacements and internal efforts.

Finally, parametric study shows the effect of the various parameters on the behavior of the system soil - pile. In this study, one considered two types of parameters. Parameters of calculation and parameters geotechnics. The comparison of the various computation results is presented on diagrams for each preset parameter.

Keys words: *confortement, stability, slopes, interaction, soil, inclusion, piles, FEM, PLAXIS.*

الخلاصة

العمل المعروض في هذه المذكرة يندرج في إطار عام لدراسة تقوية المواقع الغير مستقرة عن طريق إدراج صلبة.

نعطي أولاً عرضاً فيما يخص طرق التحليل الرئيسية لاستقرار الميول، كذلك مختلف تقنيات الاستقرار. بعدها، نفصل آلية التفاعل تربة- إدراج و بعض طرق حساب الأوتاد تحت حمل جانبي.

نعرف فيما بعد طريقة العناصر المنتهية في الجيوميكانيك. من أجل هذا اخترنا برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس، الذي يسمح لنا بالمرور من مشروع واقعي معقد إلى نموذج رقمي، وإجراء الدراسة الوسيطة بسهولة وبسرعة. إن برنامج الحساب بلاكسيس يستعمل عدة نماذج للسلوكيات والتي تتعلق بطبيعة التربة و نوع المنشأ .

نحدد بعدها نموذج جيوتقني مرجعي من أجل مشروعنا، ونمر إلى الحساب عن طريق بلاكسيس، النتائج تم عرضها بدلالة الإزاحات و القوى الداخلية.

أخيراً، الدراسة الوسيطة بينت تأثير مختلف الوسائط على سلوك النظام : تربة - وتد في هذه الدراسة، اعتمدنا نوعين من الوسائط. وسائط حساب و وسائط جيوتقنية . مقارنة مختلف نتائج الحساب تم عرضها في بيانات من أجل كل الوسائط المعرفة.

الكلمات المفتاح: تقوية، استقرار، الميول، التفاعل، التربة، إدراج، وتد، طريقة العناصر المنتهية، برنامج الحساب بلاكسيس .

Introduction générale.....01

Chapitre 1 : Stabilité des pentes.....03

1.1	Introduction.....	03
1.2	Principe de calcul des méthodes classiques.....	04
1.2.1	Hypothèse de calcul.....	04
1.2.2	Définition du critère de rupture.....	05
1.2.3	Définition du coefficient de sécurité.....	06
	1.2.3.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de	
	stabilité.....	08
	1.2.3.2 Choix d'une courbe de calcul.....	10
1.2.4	Méthodes d'analyses globales.....	10
	1.2.4.1 Méthode de Taylor 1937.....	10
1.2.5	Méthodes des tranches.....	12
	1.2.5.1 Définition des grandeurs.....	13
	1.2.5.2 Conditions d'équilibre.....	15
	1.2.5.3 Méthode ordinaire ou de Fellenius 1927.....	15
	1.2.5.4 Méthode de Bishop simplifiée 1954.....	16
	1.2.5.5 Méthode de Spencer.....	17
	1.2.5.6 Méthode complète de Janbu.....	18
	1.2.6 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie.....	20
1.3	Insuffisance des méthodes classiques.....	21
1.4	Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis.....	21

Chapitre 2 : Confortement des glissements

2.1	Introduction.....	23
2.2	Différents méthodes de confortement.....	24
2.2.1	Terrassements.....	24
	2.2.1.1 Remblai de pied.....	24
	2.2.1.2 Allègement en tête.....	25
	2.2.1.3 Reprofilage.....	25
	2.2.1.4 Purge.....	25
	2.2.1.5 Substitution totale ou partielle.....	26
2.2.2	Dispositifs de drainage.....	26
	2.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface.....	27
	2.2.2.2 Tranchées drainantes.....	27
	2.2.2.3 Drains subhorizontaux.....	28
	2.2.2.4 Masques et éperons drainant.....	28
	2.2.2.5 Drains verticaux.....	28
2.2.3	Éléments résistants.....	29
	2.2.3.1 Ouvrages de soutènement.....	29

2.2.3.2 Tirants d'ancrages.....	31
2.2.3.3 Le clouage.....	31
2.2.4 Cas des remblais sur sols mous.....	32

Chapitre 3 : Clouage rigide

3.1 Introduction.....	33
3.2 Description du mécanisme d'interaction sol-inclusion.....	33
3.2.1 Formulation de l'étude.....	33
3.3 Calcul au niveau de l'inclusion.....	36
3.3.1 La théorie du continuum.....	38
3.3.1.1 Principe.....	38
3.3.1.2 Cas d'un pieu isolé.....	38
3.3.1.2.1 Méthode de Poulos (1971a, 1973, 1992)	38
3.3.1.2.2 Méthode de Banerjee et Davies (1978)	41
3.3.1.3 Cas d'un groupe de pieux.....	43
3.3.1.3.1 Selon Poulos et ses collaborateurs.....	43
3.3.1.3.2 Les éléments aux frontières ou les équations intégrales.....	46
3.3.2 La théorie des modules de réaction ou de transfert de charge.....	47
3.3.2.1 Principe.....	47
3.3.2.2 Résolution de l'équation 3-22 : Cas partie-1, $P = k \times y$	49
3.3.2.2.1 Rigidité des inclusions.....	50
3.3.2.2.2 Distribution de modules classiques.....	50
3.3.2.3 Résolution de l'équation 3-22 : Cas partie-2, sol plastifié.....	51
3.3.2.3.1 Hypothèse de résolution.....	51
3.3.2.3.2 Estimation des pressions ultimes.....	52
3.3.2.4 Approche des courbes " P – Y".....	55
3.3.2.4.1 Approche des courbes " P – Y" par les essais pressiométrique.....	56
3.3.2.4.2 Méthode de Matlock (1970)	58
3.3.2.4.3 Méthode de Reese et Welch 1975.....	59
3.3.2.5 Prévision des courbes de réaction pour l'étude d'un groupe de pieux.....	60
3.4 Conclusion.....	62

Chapitre 4 : Méthode des éléments finis en géomécanique

4.1 Introduction.....	64
-----------------------	----

4.2	Concepts de base.....	64
4.3	Calculs par la	
MEF	65
4.4	Les éléments finis et la géomécanique.....	66
4.5	Formulation de la MEF en géomécanique.....	67
4.6	Remarques.....	68
4.7	Le logiciel Plaxis, son originalité.....	69
	4.7.1 Le code éléments finis Plaxis.....	70
	4.7.2 Options par défaut et solutions approchées.....	70
4.8	Les modèles de comportement de sol utilisés dans Plaxis.....	73
	4.8.1 Introduction.....	73
	4.8.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	74
	4.8.3 Comportement élasto-plastique.....	75
	4.8.4 Modèle élastique linéaire.....	76
	4.8.5 Le modèle de Mohr-Coulomb.....	78
	4.8.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. HSM).....	82
	4.8.7 Modèle pour sol mous (Soft Soil Model. SSM).....	87
	4.8.8 Modèle pour sol mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model. SSCM).....	90
	4.8.9.....	
Conclusion	94

Chapitre 5 : Etablissement d'un modèle de référence pour le glissement de la citée Ciloc de Constantine

5.1	Introduction.....	95
5.2	Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant Ciloc.....	95
5.3	Représentation du modèle de référence.....	96
	5.3.1 Définition des données.....	96
	5.3.1.1 Hypothèse et géométrie.....	97
	5.3.1.2 Caractéristiques des matériaux.....	98
	5.3.2 Les conditions aux limites.....	99
	5.3.3 Génération du maillage.....	99
	5.3.4 Les conditions initiales.....	100
5.4	Les procédures de calcul.....	101
5.5	Les principaux	
résultats	102
	5.5.1 Résultats de la phase 1.....	102
	5.5.2 Résultats de la phase 2.....	103
	5.5.3 Résultats de la phase 3.....	104
	5.5.3.1 Etude de cas.....	104

5.5.4	Résultats de la phase 4.....	116
5.6	Exploitations des résultats.....	116
5.6.1	Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité.....	116
5.6.2	Comparaison entre les déplacements calculés aux déplacements mesurés.....	117
5.7		
Conclusion.....		118

Chapitre 6 : Etude paramétrique

6.1	Introduction.....	119
6.2	Effet des paramètres de modélisation.....	119
6.2.1	Le maillage.....	119
6.2.2	La précision des calculs.....	122
6.3	Effet des paramètres du projet.....	125
6.3.1	Effet des paramètres du sol.....	125
6.3.2	Effet des paramètres du pieu.....	134
6.4	Analyse des résultats.....	147
6.4.1	Effet des paramètres de modélisation.....	147
6.4.2	Effet des paramètres géotechniques.....	147
6.5		
Conclusion.....		148

Conclusion générale et recommandations.....149

Références

Bibliographiques.....151

Annexes.....154

Notations et abréviations

C : Cohésion du sol.

C_c : Valeur critique de la cohésion du sol.

C_u : Cohésion non drainée du sol.
 φ : Angle de frottement interne du sol.
 φ_c : Valeur critique de l'angle de frottement.
 F : Coefficient de sécurité.
 σ_n : Contrainte normale.
 τ : Contrainte de cisaillement du sol.
 τ_{max} : Valeur maximale de la contrainte de cisaillement.
 b : largeur de la tranche.
 W : Poids total de la tranche.
 P : composante de W normale à la base de la tranche.
 T : composante de W parallèle à la base de la tranche.
 S_m : Force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche.
 R : Bras de levier de la force de cisaillement mobilisée S_m % au centre de rotation.
 f : Bras de levier de la force normale P % au centre de rotation.
 x : distance horizontale du centre de gravité de la tranche au centre de rotation.
 e : distance verticale du centre de gravité de la tranche au centre de rotation.
 E : Forces horizontales entre les tranches.
 X : Forces verticales entre les tranches.
 B : Diamètre du pieu.
 P_0 : Pression des terres au repos.
 P_c : Pression sous charge.
 p : Pression de réaction.
 P : Force répartie sur l'inclusion (où $p \times B = P$).
 P_u : Réaction horizontale ultime du sol.
 L : Longueur du pieu.
 l_0 : Longueur de transfert.
 y : Déplacement du pieu.
 $g(z)$: Déplacement libre du sol.
 ΔY : Déplacement relatif sol-inclusion.
 z : Profondeur ou cote.
 M : Moment de flexion.
 T : Effort tranchant.

E : Module d'Young du sol.
 $E(z)$: Module d'Young à la profondeur z .
 $E(0)$: Module d'Young à la surface libre.
 E_{pieu} : Module d'Young du pieu.
 I_{pieu} : Inertie du pieu.
 m : Taux d'accroissement du module d'Young avec la profondeur.
 H_0 : Effort horizontal appliqué en tête du pieu.
 M_0 : Moment appliqué en tête du pieu.
 D : Fiche du pieu.
 $I_{YH}, I_{YM}, I'_{YH}, I'_{YM}$: Facteurs d'influences selon Poulos (cas d'un sol homogène).
 $I'_{YH}, I'_{YM}, I'_{YH}, I'_{YM}$: Facteurs d'influences selon Poulos (cas d'un sol Gibson).
 I_H, I_{HM}, I_{MM} : Facteurs d'influences selon Banerjee et Davies.
 K_r : Rigidité relative sol-pieu.
 H_G : Effort total appliqué à un groupe de pieux.
 E_S : Module de réaction horizontale du sol.
 K_S : Coefficient de réaction.
 E_M : Module pressiométrique Ménard.
 P_l : Pression limite pressiométrique.
 α : Coefficient rhéologique d'anisotropie du sol.
 K_0 : Coefficient des terres au repos.
 K_P : Coefficient de pression de butée de Rankine.
 P - Y : Courbes "Pression – déplacements relatifs" associées aux problématiques de pieux soumis à des efforts latéraux.
 Y_C : Déflexion de référence.
 Z_C : profondeur critique.
 N_P : Coefficient adimensionnelle de réaction ultime.
 Y_m : Coefficient multiplicateur de déplacement.
 P_m : Coefficient réducteur de pression.
 ψ : Angle de dilatance du sol.
 Ω : Domaine.
 ν : Coefficient de poisson.

ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge.
 G : Module de cisaillement.
 G_u : Module de cisaillement ultime.
 G' : Module de cisaillement effectif.
 σ : Contrainte normale.
 $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction.
 τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).
 p^{ref} : Contrainte de référence.
 E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial.
 E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedometrique.
 E_{ur}^{ref} : Module en décharge.
 K_0^{NC} : K_0 -consolidation.
 M : Paramètre en fonction de K_0^{NC} .
 $E_{increment}$: Augmentation de la rigidité.
 y_{ref} : Unité de profondeur.
 p^{ref} : Contrainte de référence.
 R_f : Coefficient à la rupture.
 λ^* : indice de compression.
 k^* : indice de gonflement.
 u^* : indice de fluage.
 n : la porosité.
 Δu_w : La surpression interstitielle.
 K_w : Le module volumique de l'eau.
 $\Delta \varepsilon_v$: Incrément de déformation volumique.
HSM : *Hardening Soil Model*.
SSCM : *Soft Soil Creep Model*.
SSM : *Soft Soil Model*.
MEF : Méthode des Eléments Finis

Listes des figures

Chapitre 1

- 1.1 *Définition du critère de rupture*
 - 1.2 *Choix d'une courbe de calcul*
 - 1.3 *Méthode de Taylor. Notations générales*
 - 1.4 *Abaque de Taylor des cercles de glissement les plus défavorables*
 - 1.5 *Abaque de Taylor des cercles de glissement les plus défavorables pour un talus existant*
 - 1.6 *Méthode des tranches. Notations générales*
 - 1.7 *Méthode de Fellenius - forces en présence*
 - 1.8 *Méthode de Janbu - forces en présence*
 - 1.9 *Glissement plan : équilibre d'un bloc*
-

Chapitre 2

- 2.1 *Principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement*
 - 2.2 *Remblai de pied*
 - 2.3 *Différentes méthodes de stabilisation par terrassement*
 - 2.4 *Coupe type d'une tranchée drainante*
 - 2.5 *Mur de soutènement*
 - 2.6 *Tirants d'ancrages*
-

Chapitre 3

- 3.1 *Pression et réactions du sol au niveau d'une tranche de pieu, d'après Baguelin et Jézéquel (1972)*
- 3.2 *Schéma d'un pieu dans un massif en mouvement*
- 3.3 *Notations selon Frank & al (1990)*
- 3.4 *Facteurs d'influence I_{YH} , I_{YM} , I_{YH} selon Poulos (1971)*
- 3.5 *Facteurs d'influence I_H , I_{HM} , I_{MM} selon Bannerjee et Davies (1978)*
- 3.6 *Groupe de deux pieux identiquement chargés horizontalement utilisé pour l'analyse du groupe à l'aide des équations de Mindlin (Poulos, 1971b)*

- 3.7 *Exemples d'abaques pour la détermination des facteurs d'interaction « a » issus de la méthode de Poulos [cité par Frank, 1999]*
- 3.8 *Modèle de Winkler*
- 3.9 *Courbe de réaction $P = f(Y)$*
- 3.10 *Distribution de modules en fonction de la profondeur, d'après Pender (1993)*
- 3.11 *Mécanisme de rupture, d'après Baguelin et al (1972)*
- 3.12 *Pression ultime latérale dans les sables, d'après Randolph (1992)*
- 3.13 *Courbe de réaction P- Y dans le cas de poussées latérales du sol dominantes*
- 3.14 *Courbe de réaction selon Matlock (1970)*
- 3.15 *Courbe de réaction selon Reese et Welch (1975)*
- 3.16 a) *Modifications dues à l'effet de groupe sur les courbes de réaction transversale*
b) *Présentation :*
- *Du coefficient « y » : augmentation du déplacement horizontal ;*
 - *Du coefficient « p » : diminution de la réaction transversale (Hadjadji 1993)*
-

Chapitre 4

- 4.1 *Les actions sur le domaine*
- 4.2 *Domaine Ω discrétisé*
- 4.3 *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique*
- 4.4 *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique*
- 4.5 *Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage*
- 4.6 *Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire*
- 4.7 *Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire*
- 4.8 *Courbe intrinsèque du modèle de Mohr – Coulomb*
- 4.9 *Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c= 0$*
- 4.10 *Fenêtre des paramètres de Mohr- Coulomb*
- 4.11 *Définition du module à 50 % de la rupture*
- 4.12 *Fenêtre des paramètres avancés du module Mhor- Coulomb*
- 4.13 *Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model*
- 4.14 *Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model*
- 4.15 *Représentation du HSM dans le repère contrainte- déformation*

- 4.16 *Définition du module œdométrique tangent*
 - 4.17 *Définition de l'angle de dilatance*
 - 4.18 *Forme des surfaces de charge du HSM*
 - 4.19 *Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent*
 - 4.20 *Différentes représentations lors d'un essai œdométrique*
 - 4.21 *Fenêtre des paramètres du SSM*
 - 4.22 *Fenêtre des paramètres avancés du SSM*
 - 4.23 *Effet du temps sur les essais œdométrique*
 - 4.24 *Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q*
 - 4.25 *Fenêtre des paramètres du SSCM*
 - 4.26 *Fenêtre des paramètres avancés du SSCM*
-

Chapitre 5

- 5.1 *Coupe géologique du site*
- 5.2 *modèle géométrique du projet*
- 5.3 *Maillage du projet*
- 5.4 *Conditions hydrauliques initiales*
- 5.5 *Génération des pressions interstitielles initiales*
- 5.6 *Définition du multiplicateur pour la procédure K_0*
- 5.7 *Contraintes initiales avant d'accéder au module de calcul*
- 5.8 *Phase 1 : déplacement total du sol*
- 5.9 *Phase 1 : déplacement horizontal du sol*
- 5.10 *Phase 1 : déplacement vertical du sol*
- 5.11 *Incrément de déplacement*
- 5.12 *Phase 3 (Cas 1) : Déformation de maillage*
- 5.13 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas1)*
- 5.14 *Phase 3 (Cas 2) : Déformation de maillage*
- 5.15 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas2)*
- 5.16 *Phase 3 (Cas 3) : Déformation de maillage*
- 5.17 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas3)*
- 5.18 *Phase 3 (Cas 4) : Déformation de maillage*

- 5.19 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas4)*
 - 5.20 *Phase 3 (Cas 5) : Déformation de maillage*
 - 5.21 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas5)*
 - 5.22 *Phase 3 (Cas 6) : Déformation de maillage*
 - 5.23 *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas6)*
 - 5.24 *Comparaison du déplacement du sol aux mesures*
-

Chapitre 6

- 6.1 *Influence du maillage sur les Déplacements horizontaux du pieu*
- 6.2 *Influence du maillage sur les moments fléchissant*
- 6.3 *Influence du maillage sur les déplacements verticaux de la surface libre supérieure*
- 6.4 *Influence de la précision de calcul sur les déplacements horizontaux*
- 6.5 *Influence de la précision de calcul sur les moments fléchissant*
- 6.6 *Influence de la tolérance sur le tassement de la surface*
- 6.7 *Influence de la cohésion sur le déplacement horizontal*
- 6.8 *Influence de la cohésion sur les moments fléchissant*
- 6.9 *Influence de la cohésion sur les déplacements verticaux de la surface libre supérieure*
- 6.10 *Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal*
- 6.11 *Influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissant*
- 6.12 *Influence de l'angle de frottement sur le tassement de la surface*
- 6.13 *Influence du module d'élasticité E sur le déplacement horizontal du pieu*
- 6.14 *Influence du module d'élasticité sur les moments fléchissant*
- 6.15 *Influence du module d'élasticité sur le tassement de la surface*
- 6.16 *Influence du diamètre du pieu sur le déplacement horizontal*
- 6.17 *Influence du diamètre du pieu sur les moments fléchissant*
- 6.18 *Influence du diamètre du pieu sur le tassement de la surface*
- 6.19 *Influence de la longueur du pieu sur le déplacement horizontal*
- 6.20 *Influence de la longueur du pieu sur les moments fléchissant*
- 6.21 *Influence de la longueur du pieu sur le tassement de la surface*
- 6.22 *Influence de la rigidité du pieu sur le déplacement horizontal*

- 6.23 *Influence de la rigidité du pieu sur les moments fléchissant*
 - 6.24 *Influence de la rigidité du pieu sur le tassement de la surface*
 - 6.25 *Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur le déplacement horizontal*
 - 6.26 *Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur les moments fléchissant*
 - 6.27 *Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur le tassement de la surface*
-

Annexes

- A.1 *Contraintes effectives - phase 1-*
- A.2 *Contrainte tangentielle relatives – phase 1-*
- A.3 *Points plastiques – phase 1 –*
- A.4 *Déformations total du sol – phase 1 –*
- A.5 *Contraintes effectives - phase 3 (cas1) –*
- A.6 *Contrainte tangentielle relatives - phase 3 (cas1) –*
- A.7 *Points plastiques - phase 3 (cas1) –*
- A.8 *Déformations total du sol - phase 3 (cas1) –*
- A.9 *Contraintes effectives - phase 3 (cas5) –*
- A.10 *Contrainte tangentielle relatives - phase 3 (cas5) –*
- A.11 *Points plastiques - phase 3 (cas5) -*
- A.12 *Déformations total du sol - phase 3 (cas5) -*

Chapitre 4

4.1 *SSM : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et K*

Chapitre 5

5.1 *Caractéristiques géotechniques du versant Ciloc*

5.2 *Propriétés des couches de sols et des interfaces*

5.3 *Propriété du pieu*

5.4 *Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité*

Ces dernières décennies ont vu une croissance certaine concernant la densité de population et, par conséquent, une augmentation du taux d'occupation des sols. Avec le développement des voies de communication et les contraintes diverses (environnement, intégration paysagère, etc.....) auxquelles les concepteurs doivent trouver des solutions, nous constatons de plus en plus que les infrastructures de transports (autoroutes, routes, voies ferrées,...) traversent des zones délicates du point de vue géotechnique. Il devient alors nécessaire de s'accommoder des sites de plus en plus en mouvement, notamment, en zones montagneuses.

Dans ce contexte, les cas de franchissements des problèmes de glissements de terrains se multiplient mais restent difficiles à résoudre. Deux solutions sont envisageables, a priori: d'une part la stabilisation du glissement, d'autre part le franchissement par ouvrage d'art.

Lorsque le glissement est d'épaisseur limitée, la solution la plus classique consiste en une stabilisation du glissement par des ouvrages de confortement. Cette solution est mise en œuvre par système de poutres et tirants, renforcement par clouage, etc...

Nous nous intéresserons au cours de cette étude aux stabilisations des glissements de terrain par clouage rigide (pieux de gros diamètre).

Le travail de ce mémoire sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- **Chapitre 1** : Passage en revue des différentes méthodes d'analyse de stabilité des pentes.
- **Chapitre 2** : Exposé des différentes méthodes de confortement d'un glissement de terrain.
- **Chapitre 3** : Traite le mécanisme d'interaction sol-inclusion ainsi que les principales méthodes de calcul qui ont été développées afin de décrire le comportement du système sol-pieu sous chargement latéral.
- **Chapitre 4**: Présente la méthode des éléments finis, ainsi que le code de calcul *PLAXIS* avec les modèles de comportement utilisés dans

ce logiciel.

- **Chapitre 5** : Consacré à l'étude numérique et établissement d'un modèle de calcul de référence pour notre projet.
- **Chapitre 6** : Consacré à l'étude paramétrique.

- **Conclusions et recommandation.**

CHAPITRE 1:

Stabilité des pentes

CHAPITRE 1: Stabilité des pentes

1.1. Introduction

Les problèmes de stabilité de pente se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. Cependant, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Lorsque les talus ou les pentes ont des grandes hauteurs, l'instabilité constitue un risque élevé. Une rupture peut dans ce cas être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture plane ou cylindrique et les méthodes classiques de calcul reposent sur des hypothèses simples.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. Ce problème a fait l'objet de nombreuses études et différentes méthodes de calcul à la rupture ont été développées afin d'analyser la stabilité des pentes.

1.2. Principe de calcul des méthodes classiques

La littérature montre l'existence de plusieurs méthodes utilisant le calcul de rupture en stabilité des pentes et regroupées dans deux grandes familles: les méthodes globales et les méthodes des tranches.

Moyennant certaines hypothèses simplificatrices, ces méthodes considèrent soit le massif en mouvement comme seul masse et on examine l'équilibre d'un bloc, ou soit, elles s'intéressent à l'équilibre d'une tranche verticale après avoir décomposé le massif en plusieurs tranches.

1.2.1. Hypothèses de calcul

- Le problème est supposé bi-dimensionnel. C'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité.
- Supposition d'une ligne de glissement.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique du type Coulomb:

$$\tau_{\text{lim}} = C + \sigma_n \cdot \text{tg} \varphi' \quad (1.1)$$

Où:

C : cohésion du sol ;

φ' : angle de frottement interne du sol dans les conditions drainées ;

σ_n : la contrainte normale dans les conditions drainées ;

- La rupture, si il y'a lieu, se produit en tous point d'une ligne de glissement Continue en même temps (pas de rupture progressive).
- Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et L'état d'équilibre limite.

1.2.2. Définition du critère de rupture

En règle générale, les déformations permanentes n'apparaissent qu'au-delà d'un certain seuil, en dessous duquel les déformations restent élastiques.

Le comportement plastique dans un chargement unidimensionnel est représenté par un patin.

La frontière du domaine d'élasticité est défini par un critère d'écoulement qui, dans le cas d'un solide isotrope, est uniquement fonction des trois contraintes principales, soit:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (1.2)$$

Le domaine d'élasticité est défini par l'inéquation:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) < 0 \quad (1.3)$$

Dans le diagramme de Mohr (τ, σ) il est possible de représenter ce critère par une courbe appelée courbe intrinsèque, qui sépare la zone des contraintes possibles d'une zone de contraintes impossibles à développer dans le matériau puisqu'il y a rupture avant.

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture.

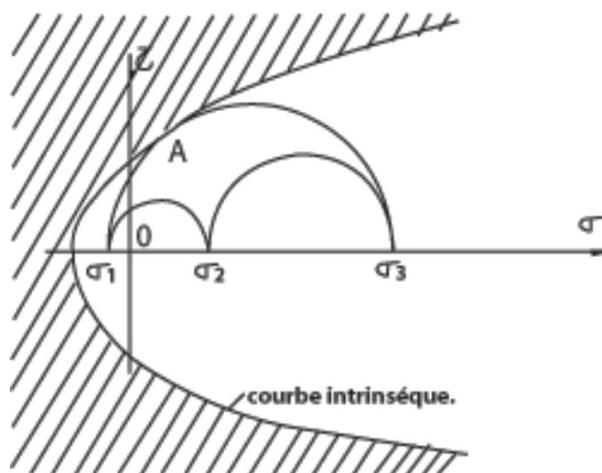


FIG. 1.1- Définition du critère de rupture.

Lorsqu'un cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque, il y a rupture ou glissement suivant la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

1.2.3. Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS avec lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante:

$$F = Q_{\max} / Q \quad (1.4)$$

Q: valeur définissant la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

Q_{max}: valeur maximale de Q.

Il existe d'autres définitions possibles:

— par rapport à un élément géométrique: rapport de la hauteur critique H_c à la hauteur réelle de talus:

$$F = H_c / H \quad (1.5)$$

— par rapport aux caractéristiques mécaniques: rapport de la résistance au cisaillement τ_{\max} à la contrainte réelle τ :

$$F = \tau_{\max} / \tau \quad (1.6)$$

Actuellement, on utilise surtout la dernière forme, que nous examinerons plus en détail:

$$\tau_{\max} = C + \sigma \cdot \text{tg} \phi \quad (\text{Critère de rupture de coulomb})$$

$$\tau = C_c + \sigma \cdot \text{tg} \phi_c \quad (1.7)$$

Soit:

$$F = \frac{C + \sigma \cdot \text{tg} \phi}{C_c + \sigma \cdot \text{tg} \phi_c} \quad (1.8)$$

C_c et φ_c représentent les valeurs de C et φ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

C : cohésion du sol ;

C_c : valeur critique de la cohésion du sol ;

φ : angle de frottement interne du sol ;

φ_c : valeur critique de l'angle de frottement.

On supposera que F est le même en tous points de la ligne de glissement le problème se ramène donc à trouver les valeurs de C_c et φ_c «critiques» qui mettent le volume le plus critique du talus en état de rupture.

$$C_c = \frac{C}{F} \quad (1.9)$$

$$\tan \varphi_c = \frac{\tan \varphi}{F} \quad (1.10)$$

Le coefficient de sécurité est donc assez arbitraire et, sauf à la rupture (où $F = 1$ dans tous les cas), sa valeur dépend de sa définition. On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, donc :

— soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $FS=1$, les caractéristiques correspondantes.

— soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

1.2.3.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le Calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainée C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donnent les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

FS	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
	sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les

TAB. 1.1- *Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.*

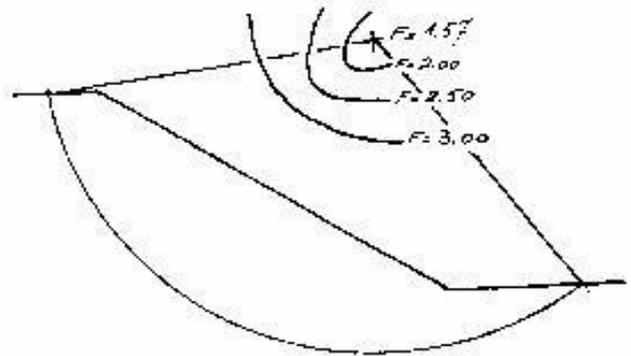
La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que Bishop suggère un $FS = 1.5$. Toutes fois il est bien connu que l'approche de Fellenius est plus conservatrice que celle de Bishop.

Le coefficient de sécurité est lié :

- a) à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient ;
- b) à l'état de contraintes dans le milieu ;
- c) aux propriétés de compressibilité du milieu ;
- d) à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture

1.2.3.2. Choix d'une courbe de calcul

Lorsqu'un glissement se produit, on peut l'étudier en examinant les conditions d'équilibre de la masse limitée par la surface de rupture ; lorsqu'on établit un projet de talus, la surface la plus défavorable est inconnue: on devra donc faire une hypothèse sur sa forme. L'expérience a montré que, sauf lorsque la stratigraphie des sols a une direction privilégiée, le glissement est sensiblement cylindrique à base circulaire :



c'est donc le cercle qui sera retenu comme courbe de calcul.

Cette hypothèse a été employée pour la première fois en Suède en 1916. On ne connaît pas, a priori, le cercle selon lequel le risque est le plus élevé ; on agit par tâtonnements en calculant le coefficient de sécurité F pour chaque cercle étudié, et on cherche le cercle qui fournit la plus petite valeur de F .

FIG. 1.2- Choix d'une courbe de calcul

1.2.4. Méthodes d'analyses globales

Parmi les nombreuses méthodes existantes nous parlerons, particulièrement, de la méthode de Taylor qui a été pendant longtemps le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

1.2.4.1. [Méthode de Taylor](#) 1937

Taylor a calculé systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables à un talus homogène d'angle i , de hauteur H , de frottement

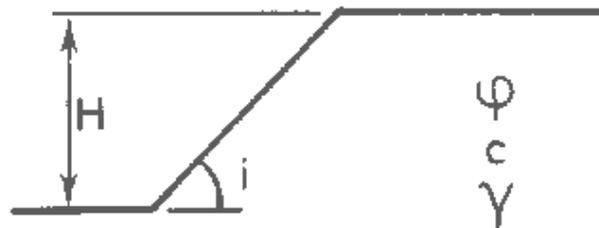


FIG. 1.3 – Méthode de Taylor. Notations générales.

φ , de cohésion c et de poids volumique γ et a exprimé par un facteur sans dimensions noté "T"

$$T = \frac{C}{\gamma.H} \quad (1.11)$$

la cohésion strictement nécessaire pour assurer l'équilibre.

Pour les sols ayant une cohésion "c" et un frottement "φ" Taylor propose un abaque délimitent les zones des cercles de ruptures les plus défavorables en fonction de la hauteur de talus "h" et de l'angle de la pente "i".

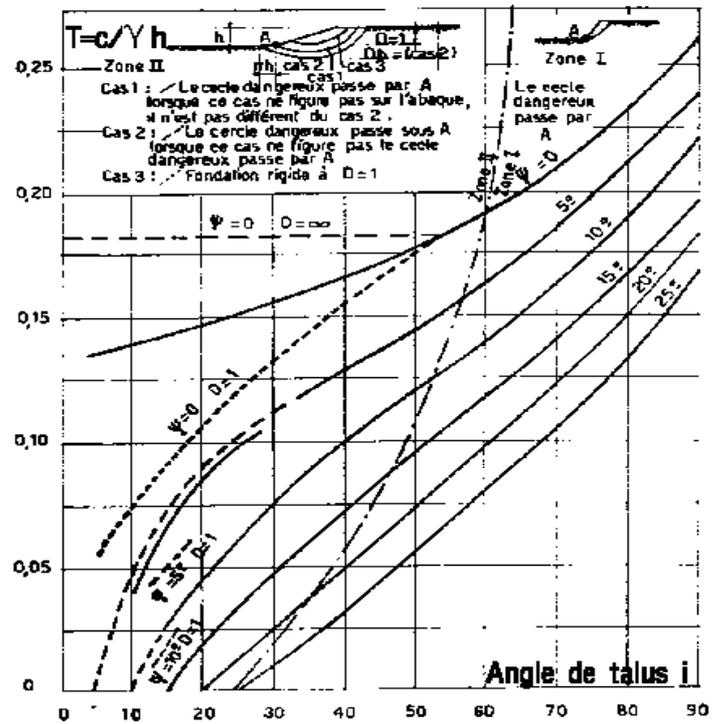


FIG. 1.4- Abaque de Taylor des cercles de glissement les plus défavorables.

Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité F_ϕ sur le frottement, ce qui donne un frottement admissible ϕ_{adm}

$$\tan \phi_{ad} = \frac{\tan \phi}{F_\phi} \quad (1.12)$$

On choisit également une sécurité F_C sur la cohésion, généralement égale à la sécurité sur le frottement et on en déduit la cohésion admissible c_{adm}

$$C_{ad} = \frac{C}{F_C} \quad (1.13)$$

3)

L'abaque donne immédiatement la pente i admissible pour une hauteur h .

Par contre, s'il s'agit d'un talus existant de pente i et de hauteur H et dont on a estimé la cohésion c et le frottement ϕ , la sécurité ne peut pas se calculer en une seule opération

On choisit une sécurité arbitraire par exemple F_ϕ . On calcule ϕ_{adm} admissible et pour la pente i donné, on détermine le facteur de Taylor T .

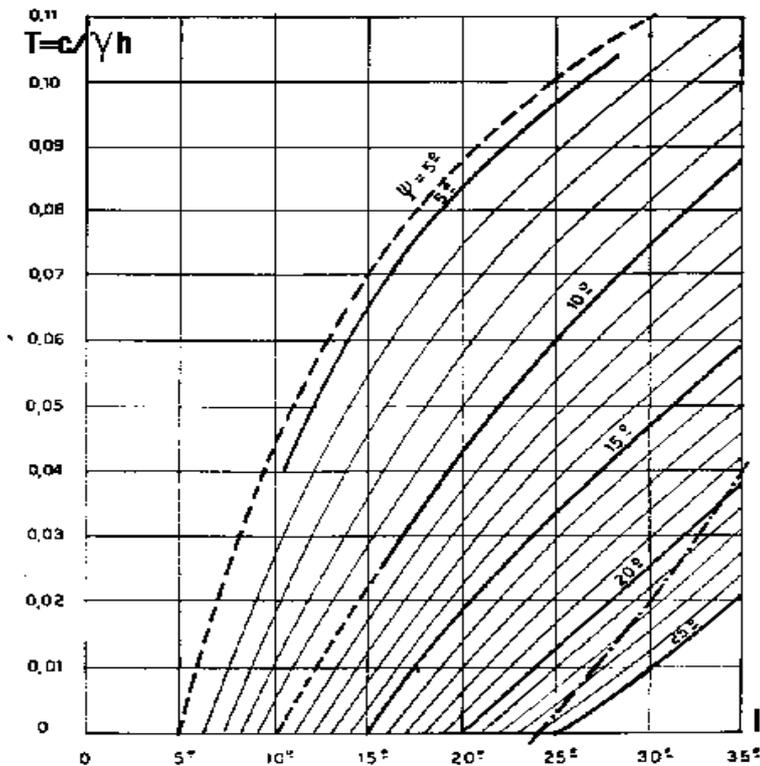


FIG. 1.5- *Abaque de Taylor des cercles de glissement les plus défavorables pour Un talus Existant.*

On en déduit la cohésion admissible c_{adm} et par conséquent la sécurité F_c sur la cohésion.

On en déduit la cohésion admissible c_{adm} et par conséquent la sécurité F_c .

1.2.5. Méthodes des tranches

Lorsqu'un glissement se produit dans un sol de caractéristiques variables, par exemple un sol stratifié, la méthode de Taylor n'est plus applicable car il est difficile de se définir un seul couple de valeurs c et ϕ représentant la quote-part des différentes couches de sol, ne serait-ce que parce que l'on ne connaît pas à l'avance la ligne de glissement la plus défavorable. De plus, il se peut que par suite de la présence d'une couche extrêmement molle, la forme de la ligne de glissement soit très éloignée d'un arc de cercle. On parle alors de ligne de glissement composite.

La méthode des tranches est la plus employée pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques.

$$S_m = \left| c' + \left(\frac{P}{l} - u \right) \cdot \tan \phi' \right| = \quad (1.14)$$

force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche de longueur l :

R : rayon ou bras de levier de la force de cisaillement mobilisée S_m par rapport au centre de rotation;

f : bras de levier de la force normale P par rapport au centre de rotation ;

x : distance horizontale du centre de gravité de la tranche au centre de rotation ;

α : angle entre la tangente à la base de la tranche et l'horizontale;

E : forces horizontales entre les tranches; l'indice L ou R indique respectivement le côté gauche ou droit de la tranche;

X : forces verticales entre les tranches; l'indice L ou R indique respectivement le côté gauche ou droit de la tranche;

k : coefficient sismique définissant éventuellement une force horizontale $k.W$;

e : distance verticale du centre de gravité de la tranche avec le centre de rotation.

Pour une charge uniformément répartie on a :

L : force par unité de longueur;

ω : angle de la force avec l'horizontale;

d : bras de levier de la force par rapport au centre de rotation.

L'effet de l'eau à l'amont et à l'aval est défini par

A : résultante des forces de l'eau; l'indice L ou R indique respectivement le côté gauche ou droit de la figure;

a : bras de levier de la force par rapport au centre de rotation; l'indice L ou R indique respectivement le côté gauche ou droit de la figure.

1.2.5.2. Conditions d'équilibre

L'équilibre des forces définies ci-dessus, s'exprime par les trois équations de la statique associées à un état plan-à savoir:

- une équation de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments, et
- deux équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que le coefficient de sécurité est défini.

Les 3 équations d'équilibre et le critère de rupture ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi, on est obligé d'avoir des informations supplémentaires relatives à la répartition de la composante normale le long de la ligne de glissement et à celle des forces d'interaction entre tranches.

Ceci peut se faire on introduisant des hypothèses supplémentaires. C'est le cas des méthodes envisagées ici.

1.2.5.3. Méthode ordinaire ou de Fellenius (1927)

La méthode la plus utilisée de la catégorie des *méthodes des tranches* est due au suédois Fellenius. Dans sa forme originale, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement. La figure ci-contre montre que les forces inter-tranches Q_{Ri} et Q_{Li+1} ne satisfont pas au principe de Newton d'égalité de l'action et de la réaction. On commet donc une erreur lorsqu'on les néglige comme dans la méthode de Fellenius simplifiée.

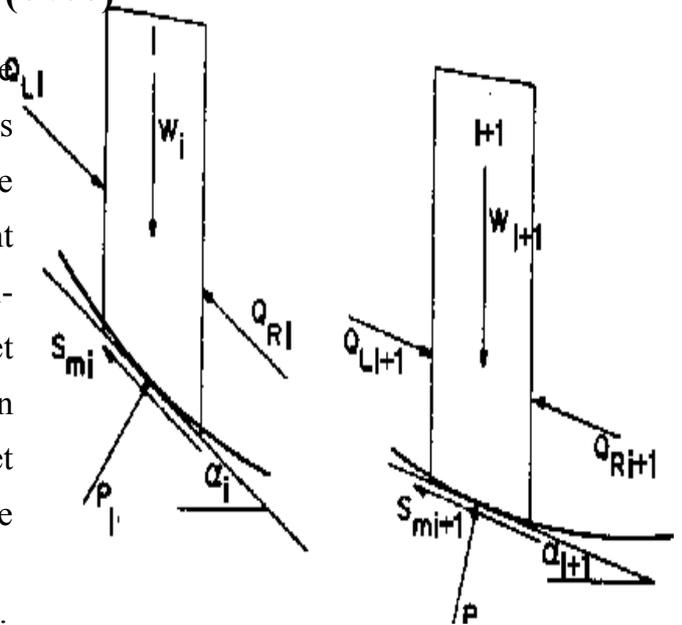


FIG. 1.7- Méthode de Fellenius-forces en présence-

Les équations d'équilibre de translation donnent :
verticalement

$$\sum F_v = 0 \quad W - P \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (1.15)$$

et horizontalement

$$\sum F_h = 0 \quad S_m \cdot \cos \alpha - P \cdot \sin \alpha + kW = 0 \quad (1.16)$$

On en déduit l'expression de la force normale

$$P = W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha \quad (1.17)$$

Le coefficient de sécurité est défini à partir de la contrainte tangentielle par

$$S_m = \frac{b \cdot \left[c' + \left(\frac{P}{l} - u \right) \cdot \tan \phi' \right]}{F} \quad (1.18)$$

et l'équation d'équilibre de rotation s'exprime autour du centre du cercle de glissement

$$\sum M_0 = 0 \quad \sum W_x - \sum S_m R - \sum P \cdot f + \sum k \cdot W \cdot e \pm Aa + Ld = 0 \quad (1.19)$$

En remplaçant P par sa valeur dans l'équation qui précède et en tenant compte de l'équation de Coulomb, on exprime alors la sécurité comme le rapport de la somme des moments autour du centre de rotation des forces stabilisantes à la somme des moments des forces sollicitantes,

$$F = \frac{\Sigma [c'.l.R + (P - u.l).R.tg\phi']}{\Sigma W_x - \Sigma P.f + \Sigma k.W.e \pm A.a + L.d} \quad (1.20)$$

L'opération est répétée pour un grand nombre de cercles jusqu'à ce que l'on trouve la sécurité F minimale.

1.2.5.4. Méthode de Bishop simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Bishop néglige la variation des forces tangentielles X entre tranches. Les forces P , normales aux tranches, sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical. On a alors, en tenant compte de l'équation de Coulomb

$$P = \frac{W - \frac{c'.l}{F} + \frac{u.l.tan\phi'.\sin\alpha}{F}}{m_\alpha} \quad (1.21)$$

avec

$$m_\alpha = \cos\alpha + \frac{\sin\alpha.tg\phi'}{F} \quad (1.22)$$

Aussi, la définition de la sécurité se fait, comme dans la méthode de Fellenius, à partir de l'équilibre des moments. On a donc également

$$F = \frac{\Sigma [c'.l.R + (P - u.l).R.tg\phi']}{\Sigma W_x - \Sigma P.f + \Sigma k.W.e \pm A.a + L.d} \quad (1.20)$$

expression dans laquelle P et m^α sont des fonctions implicites de F . Il est donc indispensable de procéder par un calcul itératif.

1.2.5.5. Méthode de Spencer

La méthode de Spencer suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches

$$\tan \theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (1.23)$$

Où θ est l'angle que fait la résultante à l'interface avec l'horizontale. Les équilibres de translation donnent

$$\sum F_V = 0 \quad W - (X_R - X_L) - P \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (1.24)$$

$$\sum F_h = 0 \quad - (E_R - E_L) - S_m \cdot \cos \alpha + P \cdot \sin \alpha + kW = 0 \quad (1.25)$$

La force normale P peut être déduite de l'équation (1.24):

$$P = \frac{W - (E_R - E_L) \cdot \tan \theta - \frac{c' \cdot l \cdot \sin \alpha}{F} + \frac{u \cdot l \cdot \tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F}}{m_\alpha} \quad (1.26)$$

Spencer définit deux coefficients de sécurité. F_m est obtenu par l'équation d'équilibre de rotation autour d'un point, qui a la même forme que celle des méthodes de Fellenius et de Bishop. L'autre coefficient de sécurité F_f correspond à l'équilibre de translation parallèlement aux forces intertranches, mais peut être obtenu par sommation des composantes horizontales

$$\sum F_h = 0 ; \sum (E_L - E_R) + \sum P \cdot \sin \alpha - \sum$$

La méthode complète de Janbu suppose que le point d'application de chaque force intertranches peut être défini par sa position sur une ligne de poussée. A cet effet, on définit

t_L, t_R = distance verticale de la base de la tranche à la ligne de poussée, respectivement des côtés gauche et droit de la tranche. α = angle que fait la ligne de poussée avec l'horizontale à droite de la tranche.

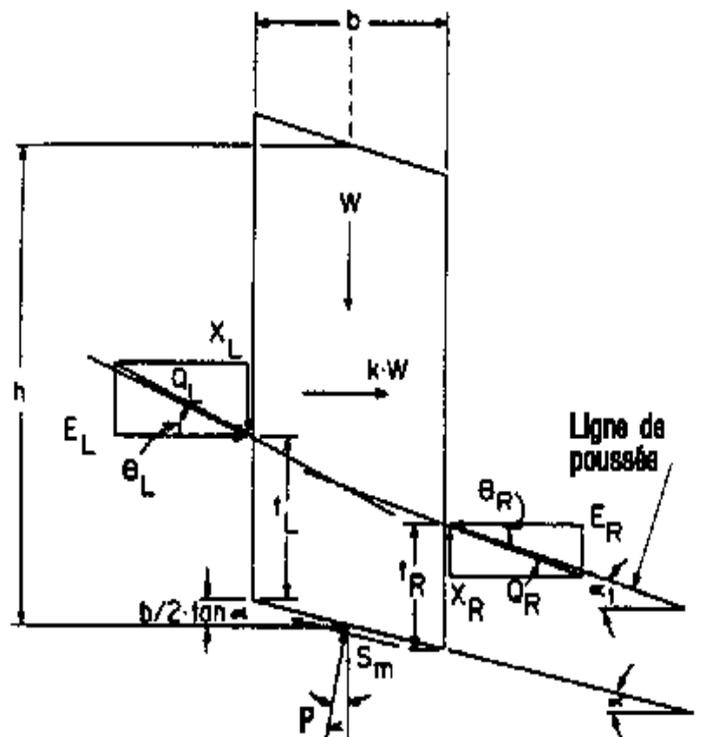


FIG. 1.8- Méthode de Janbu -forces en présence.

La composante normale P à la base, est obtenue par sommation des forces verticales

$$P = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'.l.\sin\alpha}{F} + \frac{u.l.\tan\phi' .\sin\alpha}{F}}{m_\alpha} \quad (1.29)$$

L'équation donnant le coefficient de sécurité est obtenue par sommation (1.27) des forces horizontales. On remarquera que les composantes tangentiels figurent dans l'expression de la force normale. L'expression du coefficient de sécurité de translation Ff est la même que l'équation (1.28) de Spencer.

Les forces intertranches doivent cependant être évaluées. Dans une première itération, la variation de l'interaction est supposée négligeable. Ensuite, elles sont calculées à partir de la somme des moments autour du centre C de la base de chaque tranche

$$\frac{X_L.b + (X_R - X_L).\frac{b}{2} + (E_R - E_L).\left(t_L + \frac{b}{2}\tan\alpha - b.\tan\alpha_t\right)}{-E_L.b.\tan\alpha_t - k.W.\frac{h}{2}} = 0 \quad (1.30)$$

Plusieurs termes deviennent négligeables lorsque l'on fait tendre la largeur b de la tranche vers dx . Il s'agit de

$$(X_R - X_L).\frac{b}{2} \quad (1.31)$$

$$(E_R - E_L) \cdot \frac{b}{2} \quad (1.32)$$

$$(E_R - E_L) \cdot b \cdot \tan \alpha_t \quad (1.33)$$

En éliminant ces termes et en divisant par la largeur de la tranche, la force de cisaillement au droit d'une tranche vaut:

$$X_R = E_R \cdot \tan \alpha_t - (E_R - E_L) \cdot \frac{t_L}{b} + k \cdot W \cdot \frac{h}{2} \quad (1.34)$$

Les forces interfaces horizontales nécessaires pour résoudre l'équation (1.34) sont obtenues en combinant la sommation des forces verticales et horizontales pour chaque tranche.

$$(E_R - E_L) = [W - (X_R - X_L)] \cdot \tan \alpha - \frac{S_m}{\cos \alpha} + k \cdot W \quad (1.35)$$

Les forces inter tranches horizontales sont obtenues par intégration de gauche à droite le long du talus.

1.2.6. Analyse de la rupture plane dans une pente infinie

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une inter-face «guide» le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre.

En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = T_{\max} / T$.

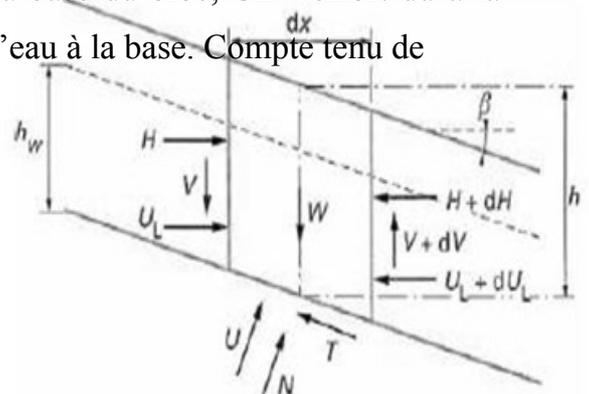


FIG. 1.9- Glissement plan: équilibre d'un bloc.

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit:

$$T_{\max} = C' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad (1.36)$$

On obtient l'expression suivante pour

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \tan \beta} \tan \varphi' \quad (1.37)$$

1.3. Insuffisance des méthodes classiques

Les méthodes classiques reposant sur de nombreuses hypothèses simplificatrices.

L'hypothèse d'une surface de rupture cylindrique demeure valable pour les sols homogènes ou présentant de faible hétérogénéité. Ce qui n'est pas le cas pour les sols à stratification très distincte. Où l'expérience montre que la surface de glissement est très complexe voire aléatoire.

Utilisant le calcul à la rupture, la loi de comportement du sol est donc rigide plastique. Les déformations, le long de la courbe de rupture, n'interviennent pas dans les calculs.

Les caractéristiques de résistances au cisaillement c et ϕ sont fixées, au départ, et restent invariables alors que l'on sait, maintenant, que la plastification d'éléments induit une variation dans les valeurs de ces paramètres dont l'influence sur la stabilité des pentes est importante (SABONI, 1986).

La rupture simultanée, en tous points de la surface de rupture, est une autre hypothèse fort discutable. En effet la rupture se manifeste, souvent, comme on le verra plus loin, par la propagation de zones plastiques.

Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture, alors qu'en réalité, on observe, toujours, une variation de ce coefficient, notamment, pour les matériaux présentant une diminution de la résistance post-pic trop marquée (Argiles raides) comme l'ont montré WRIGHT et Al (1973) en utilisant la méthode des éléments finis.

1.4. Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis

Les problèmes géotechniques sont, par nature, difficiles et complexes. La méthode des éléments finis permet d'analyser le comportement des terrains et des structures et d'estimer les déformations prévisibles et leur incidence sur les structures existantes. Son application à des problèmes non linéaires dont le plus important, pour les sols, est l'élastoplasticité représente, sans aucun doute, un avantage certain sur les méthodes usuelles de stabilité des pentes. Ainsi, on peut, pour les problèmes élasto

plastiques, suivre les déformations, les contraintes et les zones plastiques durant le processus de chargement, alors que les méthodes classiques supposent que le matériau a un comportement rigide- plastique, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de déformations avant la rupture.

CHAPITRE 2: Confortement des glissements

CHAPITRE 2: Confortement des glissements

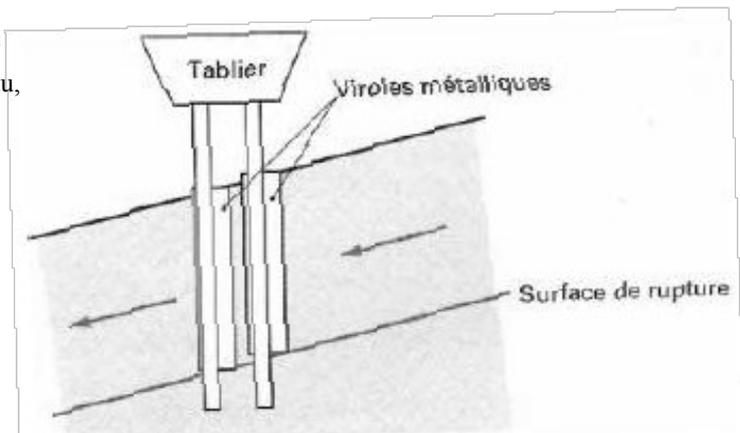
2.1. Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

La figure suivante présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service.



Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3.

FIG. 2.1- principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $FS=1,5$.

2.2. Différentes méthodes de confortement

2.2.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement:

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
 - les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

2.2.1.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.



FIG. 2.2- Remblai de pied.

2.2.1.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

2.2.1.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

2.2.1.4. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

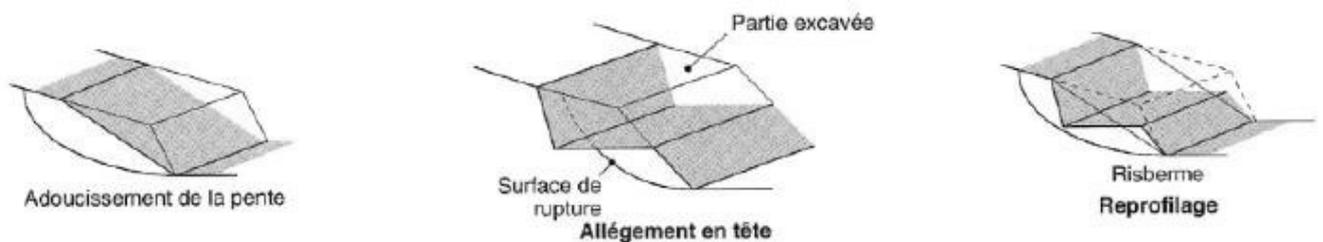


FIG. 2.3- *Différentes méthodes de stabilisation par terrassement*
2.2.1.5. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

2.2.2. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

2.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

2.2.2.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un terrain extrêmement fracturé, dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argiles). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et d'un conditionnement efficace de drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la tranchéeuse et la hauteur de paroi.

2.2.2.3. Drains subhorizontaux

Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

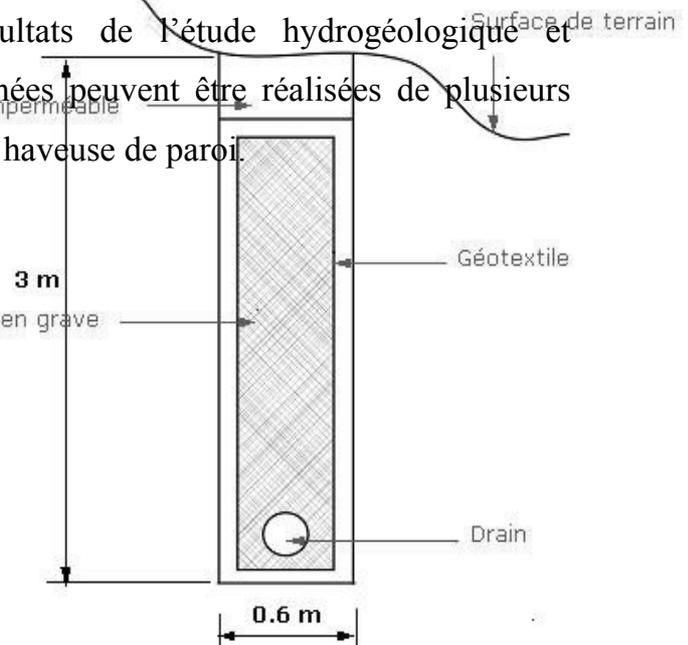


FIG. 2.4- Coupe type d'une tranchée drainante.

2.2.2.4. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

2.2.2.5. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

2.2.3. Eléments résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en oeuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

2.2.3.1. Ouvrages de soutènement

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand

l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe. Sur la route d'accès au tunnel du Fréjus (France), les murs ancrés au rocher ont eu leurs ancrages rompus suite à une trop grande mise en tension de ceux-ci. Et la rupture en traction d'ancrages est un phénomène très violent. Pour comprendre ce risque il est parfois bon de raisonner en forces mises en présence, on se rend compte alors que les efforts que doit encaisser l'ouvrage sont démesurés.

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armée de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

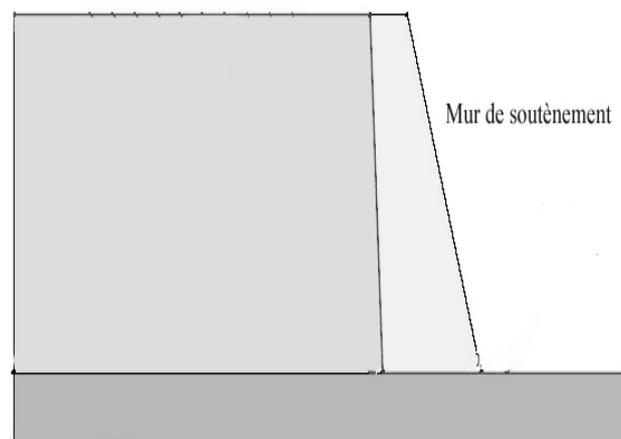


FIG. 2.5- *Mur de soutènement.*

2.2.3.2. Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multitorons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants

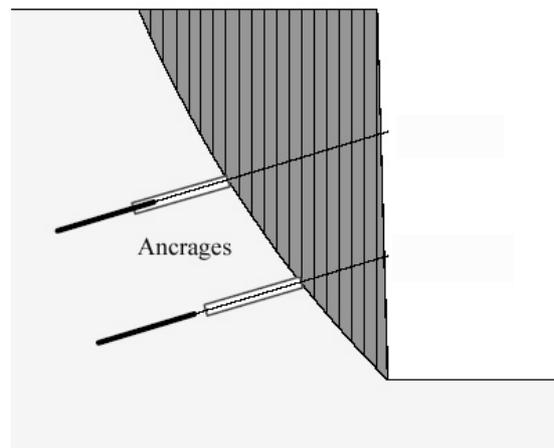


FIG. 2.6- Tirants d'ancrages.

2.2.3.3. Le clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de

sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement.

La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

2.2.4. Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

CHAPITRE 3:

Clouage rigide

CHAPITRE 3: Clouage rigide

3.1. Introduction

Le renforcement des sols par inclusions rigides a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

Une méthode qui a été employée pour améliorer la stabilité des pentes a été par l'intermédiaire de l'installation des pieux. L'utilisation réussie de cette méthode a été décrite par plusieurs investigateurs (par exemple, Sommer 1977; Esu et D'Elia 1974; Ito et Matsui 1975; Ito et al. 1982; Nethero 1982; Morgenstern 1982; Gudehus et Schwarz 1985; Reese et al. 1992; Rollins et Rollins 1992). Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable [12].

Les pieux utilisés pour la stabilisation des pentes instables doivent être en juste proportion conçues pour résister aux charges latérales induites par le mouvement de la pente.

3.2. Description du mécanisme d'interaction sol-inclusion

3.2.1. Formulation de l'étude

Considérons, pour notre cas d'étude, un pieu (ou une inclusion de forme quelconque), au sein d'un massif homogène (de poids volumique γ) en mouvement lent. Cette inclusion subit une poussée latérale qui va entraîner une flexion de la pile (selon sa rigidité). La figure 3-1 illustre les modifications qui sont générées entre sol et pieu.

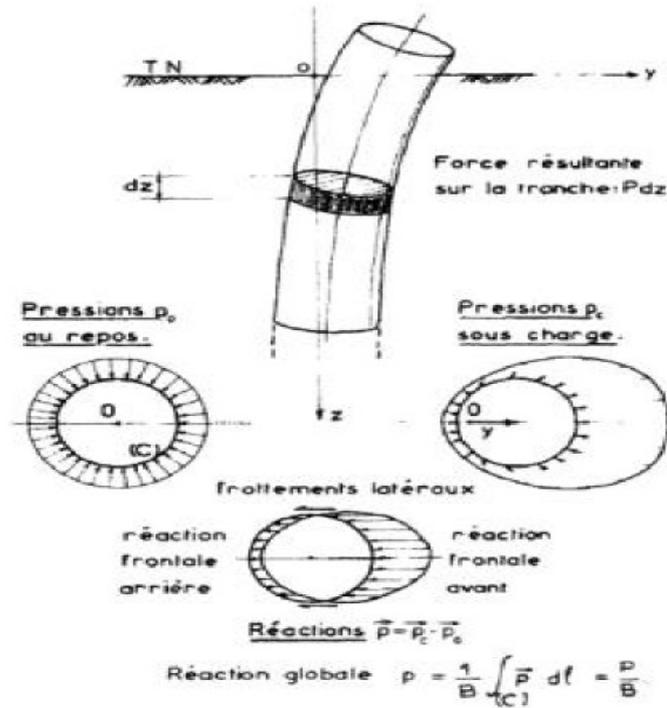


FIG. 3.1- *Pression et réactions du sol au niveau d'une tranche de pieu, d'après Baguelin et Jézéquel (1972) [23].*

A l'état de repos, une section de profondeur z est soumise à la pression latérale des terres au repos P_0 , dont la résultante est nulle (figure 3.1). Sous ces charges, cette section subit un déplacement horizontal Y . Les pressions sont de se fait modifiées et deviennent P_C . La force résultante sur une tranche d'épaisseur dz est désignée par (Pd_z) , elle a la même direction que le déplacement, mais de sens opposé au déplacement Y .

Par définition, nous appelons réaction la différence, en un point donné, entre la pression sous charge et la pression au repos:

$$\vec{P} = \vec{P}_C - \vec{P}_0 \tag{3.1}$$

Nous appelons réaction global P la pression définie par:

$$P = \frac{P}{B} = \frac{1}{B} \left| \int_{(C)} \vec{P} dl \right| \tag{3.2}$$

B: la largeur du pieu ou le diamètre du pieu.

En pratique on peut définir deux zones de réactions frontales avant et arrière, où les réactions sont essentiellement normales à la surface du pieu, et deux zones de frottement latéral où elle est essentiellement tangentielle.

Nous nous situons dans une configuration où le massif en mouvement est en pente (figure 3-2) et où l'inclusion peut être considérée comme encastree dans le substratum rigide.

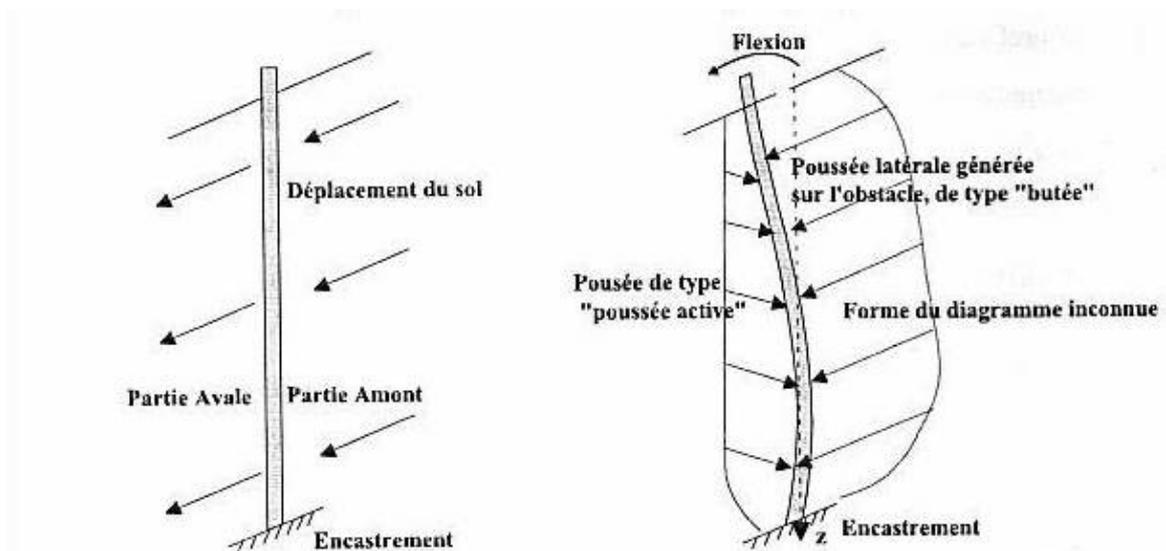


FIG. 3.2- Schéma d'un pieu dans un massif en mouvement

Les diagrammes de pressions, (a priori inconnus), sont fonction du déplacement relatif entre le sol et le pieu. L'effort mobilisé est de type "butée" à l'amont et de type "poussée" à l'aval, par analogie avec les écrans de longueur infinie. La charge horizontale totale qui s'applique sur l'inclusion est due principalement à la contrainte normale contre la partie amont de l'inclusion et aux contraintes de cisaillement latérales dues aux frottements d'interface sol- inclusion. Les grands déplacements que nous cherchons à caractériser génèrent donc des réactions au niveau de l'inclusion qui seront différentes des cas d'études concernant une charge en tête d'une inclusion, comme l'indique la figure 3-3.

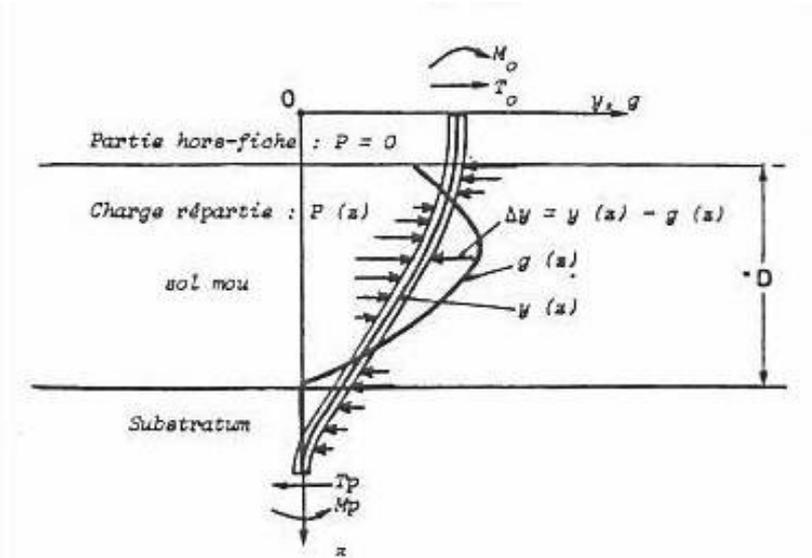


FIG. 3.3- Notations selon Frank & al (1990) [30].

Selon les notations de la figure 3-3 (Frank, 1990 et 1995) [30] [31], le déplacement du pieu sera noté y ou $y(z)$ car fonction de la cote z . En l'absence de pieu, ou loin de celui-ci, le déplacement du sol est noté $g(z)$. La fonction $g(z)$ est appelée déplacement libre du sol et celui-ci est moteur dans les actions. On note les déplacements relatifs sol-inclusion Y ou ΔY :

$$Y \text{ ou } \Delta Y = y(z) - g(z) \quad (3.3)$$

3.3. Calcul au niveau de l'inclusion

En considérons les différentes équations de la déformation élastique de la poutre, on peut écrire les relations suivantes, s'appliquant au pieu considéré et par conséquent aux déplacement du pieu y ou $y(z)$:

$$E_{\text{pieu}} \times I_{\text{pieu}} \times \frac{d^2 y}{dz^2} = -M(z) \quad (3.4)$$

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} \quad (3.5)$$

$$p(z) = \frac{1}{B} \times \frac{dT(z)}{dz} \quad (3.6)$$

Et donc en combinant (3.4) et (3.6), on obtient:

$$\frac{dT(z)}{dz} = \frac{d^2 M(z)}{dz^2} = B \times p(z) \quad (3.7)$$

On admet que les efforts sur un pieu ou inclusion soumis à des poussées latérales du sol sont fonction du déplacement relatif ΔY (ou Y). Ce déplacement Y n'est pas

obligatoirement uniforme en fonction de la profondeur z , on obtient donc, en combinant (3.7) et (3.4) finalement :

$$E_{pieu} \times I_{pieu} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + B \times p[y(z) - g(z), z] = 0 \quad (3.8),$$

Avec

z	: Profondeur ou cote,	y	: Déplacement du pieu,
M	: Moment de flexion,	T	: Effort tranchant,
B	: Diamètre d'interaction,	E_{pieu}	: Module d'Young du pieu,
I_{pieu}	: Inertie du pieu,	p	: Pression de réaction.

On écrit par convention $p \times B = P$, où P est la force répartie sur le pieu, ce qui permet de décrire une courbe de réaction $P(You \Delta Y)$. L'équation (3.8) devient:

$$E_{pieu} \times I_{pieu} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + P[y(z) - g(z), z] = 0 \quad (3.9),$$

Plusieurs méthodes ont été établies pour analyser les efforts sur des pieux soumis à des contraintes latérales et résoudre l'équation différentielle du quatrième ordre (3.9). Parmi ces analyses, on peut chercher à relier les efforts aux déplacements relatifs sol-inclusion ou bien considérer que les mouvements de terrain importants font apparaître un seuil d'effort ultime. L'approche dite "en déformation" peut se décliner soit en une analyse en continuum élastique, c'est à dire que le massif est un milieu continu ou bien en une méthode dite aux modules de réaction.

On peut donc distinguer principalement deux grandes familles de théories classiques:

- Celle considérant le sol comme un continuum (comprenant des méthodes utilisant les équations de Mindlin), cette approche est largement développée par POULOS (1992) [6].
- Celle modélisant le sol par des ressorts ou fonction de transfert de charge (désignée sous le nom de modules ou courbes de réaction).

3.3.1. La théorie du continuum

3.3.1.1. Principe

Le principe clé des méthodes présentées ci-dessous est de considérer le sol dans sa continuité.

Parmi ces méthodes, on peut distinguer :

- Celle utilisée par POULOS et ses collaborateurs qui s'appuie sur les équations de Mindlin.
- Celles des équations intégrales ou des éléments aux frontières. La majorité de ces méthodes utilisent aussi les équations de Mindlin [BANERJEE & DAVIES, 1977, 1980] [6].

Ces méthodes sont basées sur la résolution des équations de Mindlin (1936). Dans ces méthodes, Le sol est considérée comme étant un continuum isotrope homogène élastique linéaire ou non linéaire et le pieu est assimilé à une plaque mince verticale où chaque subdivision du pieu est soumise à une contrainte horizontale constante, appliquée par le sol sur la largeur du pieu. Cette théorie se base sur l'hypothèse que le déplacement en un point est liée à la pression en ce point et celle des points voisins (massif continu). En outre les déplacement latéraux de la poutre sont égaux à ceux du sol c'est-à-dire qu'il y'a une parfaite adhérence sol-pieu.

Pour l'étude des groupes de pieux, on peut noter que la théorie du continuum peut être utilisée:

- Soit pour une étude complète du groupe [POULOS, 1971b, 1980, ...] ;
- Soit seulement pour estimer l'interaction entre les pieux [FOCHT & KOCH, 1973, O'NEILL & al, 1977, HARIHARAN & KUMASAMY, 1982 ...] [6].

3.3.1.2. Cas d'un pieu isolé

3.3.1.2.1. Méthode de POULOS (1971a, 1973,1992)

Poulos (1971a,1973,1992) a proposé une méthode basée sur l'interaction entre le pieu est un continuum élastique, à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force horizontale appliquée en dessous de la surface horizontale d'un massif élastique semi infini.

Dans cette analyse, le pieu est assimilé à une plaque mince de rigidité à la flexion $E_p I_p$ égale à celle du pieu, divisé en $n+1$ éléments, chaque élément est de longueur δ , à l'exception des deux éléments extrêmes qui ont une longueur de $\delta/2$. Chaque élément est soumis à une pression uniforme P supposée constante sur la largeur du pieu.

Le sol est assimilé à un espace semi infini élastique isotrope parfaitement homogène ayant un module d'Young E et un coefficient de poisson ν .

L'auteur a exprimé les déplacements et rotations du pieu libre ou encastré en tête en un point quelconque du massif, selon que le module de sol E est constant avec la profondeur (cas d'un sol uniforme), ou que le module de sol varie linéairement avec la profondeur à partir du zéro en surface.

Pour les deux cas, l'auteur a donné des abaques permettant de déterminer la rotation, déplacement au niveau du sol et le moment maximum en fonction des efforts de flexion appliqués.

En cas d'un module de sol E constant, le déplacement horizontal en tête et la rotation en tête du pieu sont donnés par:

$$Y_0 = I_{YH} \left(\frac{H_0}{E.D} \right) + I_{YM} \left(\frac{M}{E.D^2} \right) \quad (3.10)$$

$$Y_0' = I_{Y'H} \left(\frac{H_0}{E.D^2} \right) + I_{Y'M} \left(\frac{M}{E.D^3} \right) \quad (3.11)$$

Avec:

H_0 : effort horizontal appliqué en tête du pieu.

M : moment appliqué en tête du pieu.

$I_{YH}, I_{YM}, I_{Y'H}, I_{Y'M}$: Facteurs d'influence, fonction de l'élancement D/B

(longueur de fiche sur diamètre) et du facteur K_r , défini par $K_r = \frac{E_P I_P}{E.D^4}$ et qui

caractérise la rigidité relative sol-pieu.

Les facteurs d'influence sont donnés sous forme d'abaques (Poulos, 1971[13], Poulos et Davies, 1980).

En cas où le module du sol varie linéairement avec la profondeur, Poulos (1973) a généralisé la méthode d'analyse précédente par modification des résultats de la solution de Mindlin valables pour un module constant, sous l'hypothèse que les rapports des déplacements aux points identiques d'un milieu homogène dus à une force ponctuelle sont inversement proportionnels aux modules élastiques respectifs en ces points.

Des expressions similaires aux expressions (3.10) et (3.11) ont été obtenus par l'auteur ou le module de sol est remplacé par son taux de variation avec la profondeur, soit a.

$$Y_0 = I'_{YH} \left(\frac{H_0}{a.D^2} \right) + I'_{YM} \left(\frac{M}{a.D^3} \right) \quad (3.12)$$

$$Y'_0 = I'_{Y'H} \left(\frac{H_0}{a.D^3} \right) + I'_{Y'M} \left(\frac{M}{a.D^4} \right) \quad (3.13)$$

Les facteurs d'influences I'_{YH} , I'_{YM} , $I'_{Y'H}$ et $I'_{Y'M}$ sont tabulés et sont également

fonction de l'élanement D/B et du facteur de flexibilité $K_r = \frac{E_P I_P}{a.D^3}$.

La figure (3.4) représente les facteurs I_{YH} , I_{YM} et $I_{Y'H}$ selon poulos (1971) [13].

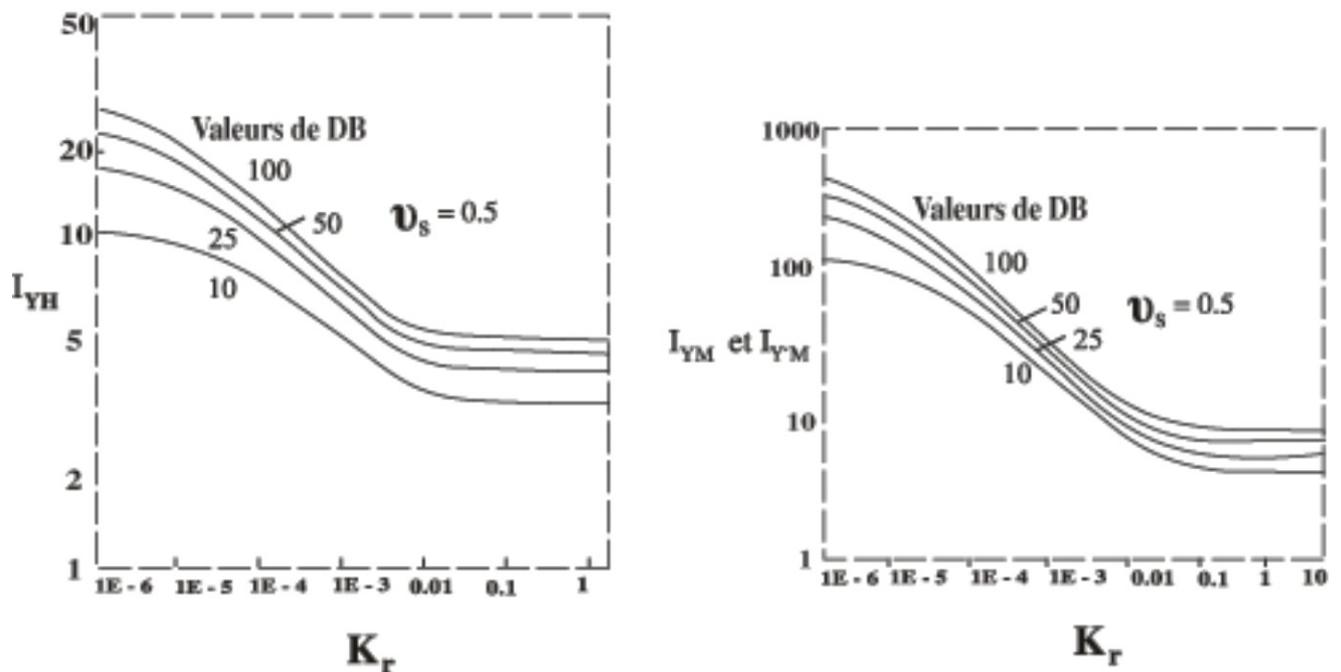


FIG. 3.4- Facteurs d'influence I_{YH} , I_{YM} , $I_{Y'H}$ selon Poulos (1971) [13].

3.3.1.2.2. Méthode de Banerjee et Davies (1978)

Ces auteurs ont proposé une méthode basée sur les équations de la mécanique des milieux continus modifiées par Chan, Karasudhi et lee (1974) [3] pour un bicouches.

Ils ont intégré et appliqué numériquement ces résultats à un pieu fiché dans un sol ayant un module qui croit linéairement avec la profondeur, selon la loi suivante:

$$E(z) = E(0) + m.Z \quad (3.14)$$

Avec:

$E(z)$: module d'Young à la profondeur Z ;

$E(0)$: module d'Young à la surface libre;

m : taux d'accroissement du module d'Young avec la profondeur.

Le coefficient de poisson ν est supposé constant.

Un algorithme d'éléments frontières a été formulé pour l'intégration de la solution élémentaire d'une force ponctuelle, et cela pour chaque élément de l'interface sol-pieu.

En cas d'un sol non homogène, ces auteurs ont proposé une solution approximative en utilisant les expressions des déplacements dues à une charge agissante à l'interface de deux couches d'un demi-espace élastique.

Les résultats obtenus ont été formulés identiquement à la méthode de Poulos:

$$Y_0 = I_H \left(\frac{H_0}{E(D).D} \right) + I_{HM} \left(\frac{M_0}{E(D).D^2} \right) \quad (3.15)$$

$$Y'_0 = I_{HM} \left(\frac{H_0}{E(D).D^2} \right) + I_{MM} \left(\frac{M_0}{E(D).D^3} \right) \quad (3.16)$$

Les facteurs I_H , I_{HM} et I_{MM} sont présentés sous forme d'abaques en fonction des deux paramètres:

— La rigidité relative K_r , donnée par : $K_r = \frac{E_P I_P}{E(D).D^4}$ (3.17)

— L'indice d'homogénéité : $x = \frac{E(0)}{E(D)}$ (3.18)

D'après ces auteurs, le facteur de flexibilité K_r a un effet considérable sur les facteurs de déplacements. Cet effet est plus important que celui de l'élancement (D/B). De se fait il est possible de réduire les déplacements horizontaux d'un pieu chargé latéralement selon cette méthode par augmentation du diamètre du pieu. D'après les

auteurs: $K_r = 0.1$ correspond à un pieu très rigide et $K_r = 10^{-4}$ correspond à un pieu flexible.

Les abaques de la figure (3-5) donnent les facteurs d'influences I_H , I_{HM} et I_{MM} selon Bannerjee et Davies (1978) [24].

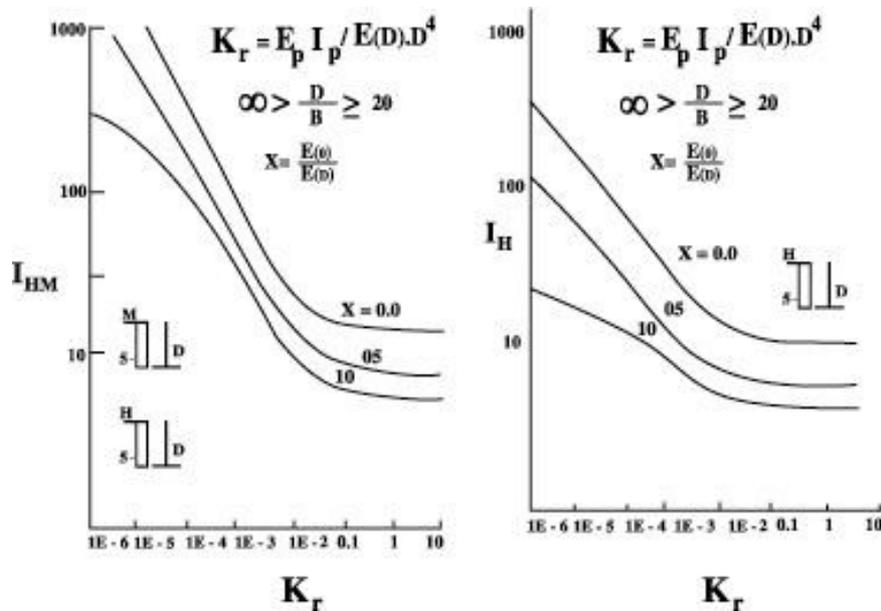


FIG. 3.5- Facteurs d'influences I_H , I_{HM} , I_{MM} selon Bannerjee et Davies (1978) [24].

3.3.1.3. Cas d'un groupe de pieux

3.3.1.3.1. Selon POULOS et ses collaborateurs

POULOS et ses collaborateurs ont développé en tenant compte de plus en plus de paramètres [POULOS, 1971, 1975, 1980, POULOS & MADHAV, 1971, POULOS & DAVIS, 1980, ...] une méthode permettant d'analyser des groupes de pieux sous chargement tridimensionnel [POULOS, 1980] [6]. Le principe de base réside dans le fait que les pieux sont considérés comme ayant un comportement élastique et qu'ils sont disposés dans un autre milieu élastique. Cette méthode utilise le principe des facteurs

d'interaction pour développer un système d'équation permettant de calculer la réponse du groupe de pieux à partir de celle d'un pieu isolé sous sollicitation transversale. L'analyse de groupe est réalisée en écrivant les équations de déplacements pour chaque pieu du groupe, en considérant que les effets d'interactions de tous les autres pieux dans le groupe se superposent en raison de la nature élastique conférée au sol.

Ces facteurs d'interaction sont calculés à partir des équations de Mindlin en considérant un problème de deux pieux identiques (assimilés à des bandes verticales d'épaisseur nulle) et identiquement sollicités par un chargement statique en tête (Fig. 3-6). Ils sont définis comme étant le rapport entre le déplacement horizontal (ou rotation) supplémentaire du pieu dû au chargement horizontal du pieu voisin et le déplacement horizontal (ou rotation) du pieu dû à son propre chargement horizontal. Ces facteurs d'interaction sont présentés sous forme d'abaques (exemple d'abaques Fig. 3-7). Une technique de superposition est utilisée pour obtenir la solution dans le cas d'un groupe de pieux (voir l'exemple). IL faut noter que de nombreuses simplifications sont nécessaires pour l'analyse de groupe afin de permettre l'utilisation des facteurs d'interaction [POULOS, 1980] [6].

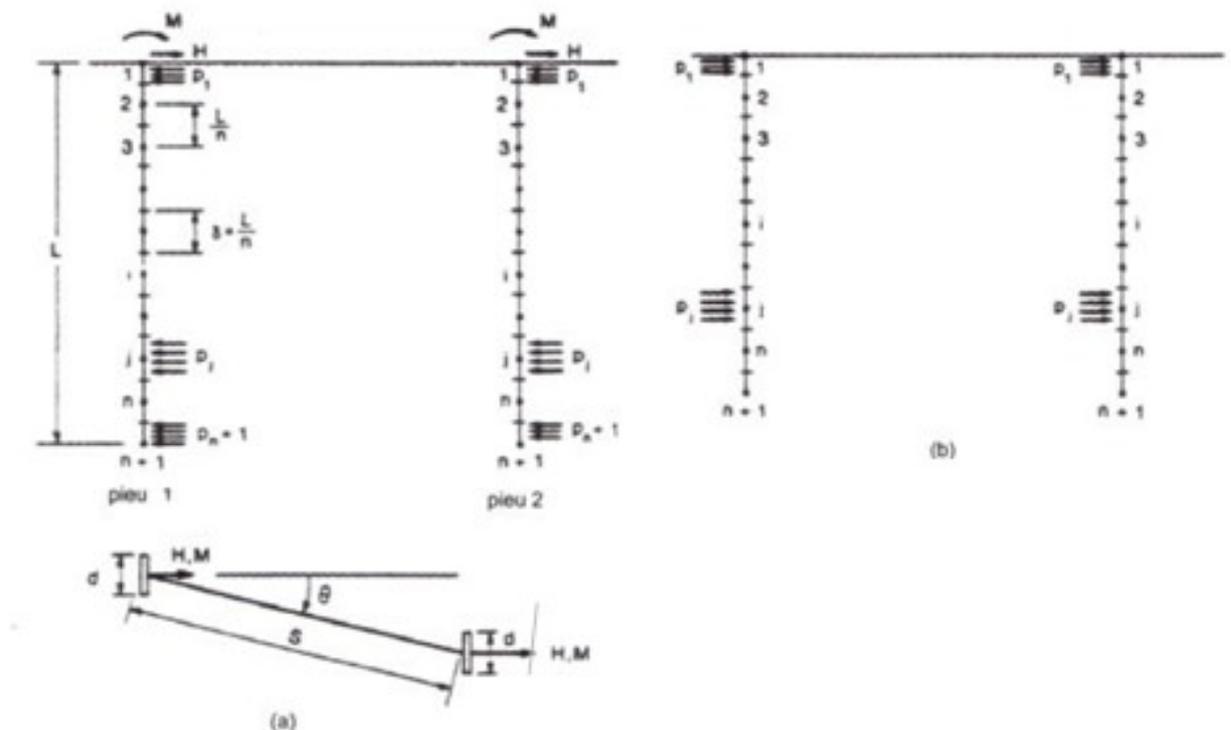


FIG.3.6- Groupe de deux pieux identiquement chargés horizontalement utilisé pour l'analyse du groupe à l'aide des équations de Mindlin. [POULOS, 1971b][6]

a) Charges et pressions sur les pieux ;

b) Contraintes du sol.

La méthode initiale développée par POULOS et ses collaborateurs considéraient des cas très limités de groupe de pieux identiques et identiquement chargés, afin de pouvoir analyser un plus grand nombre de configuration de groupe, des facteurs d'influence ont été développés permettant entre autre de considérer par exemple des pieux de longueurs différentes, ou le glissement à l'interface pieu-sol, ou encore la plasticité éventuelle du sol autour du groupe [POULOS, 1975]. Comme l'analyse de groupe est plane, on ne peut traiter par cette méthode que le cas de pieux inclinés dont l'inclinaison du pieu et la charge transversale se trouve dans le même plan [POULOS, 1980].

Des réductions de la résistance limite du sol dû aux effets de groupe peut être considérées par l'utilisation de facteurs sélectionnés [O'NEILL & al. 1985] [6].

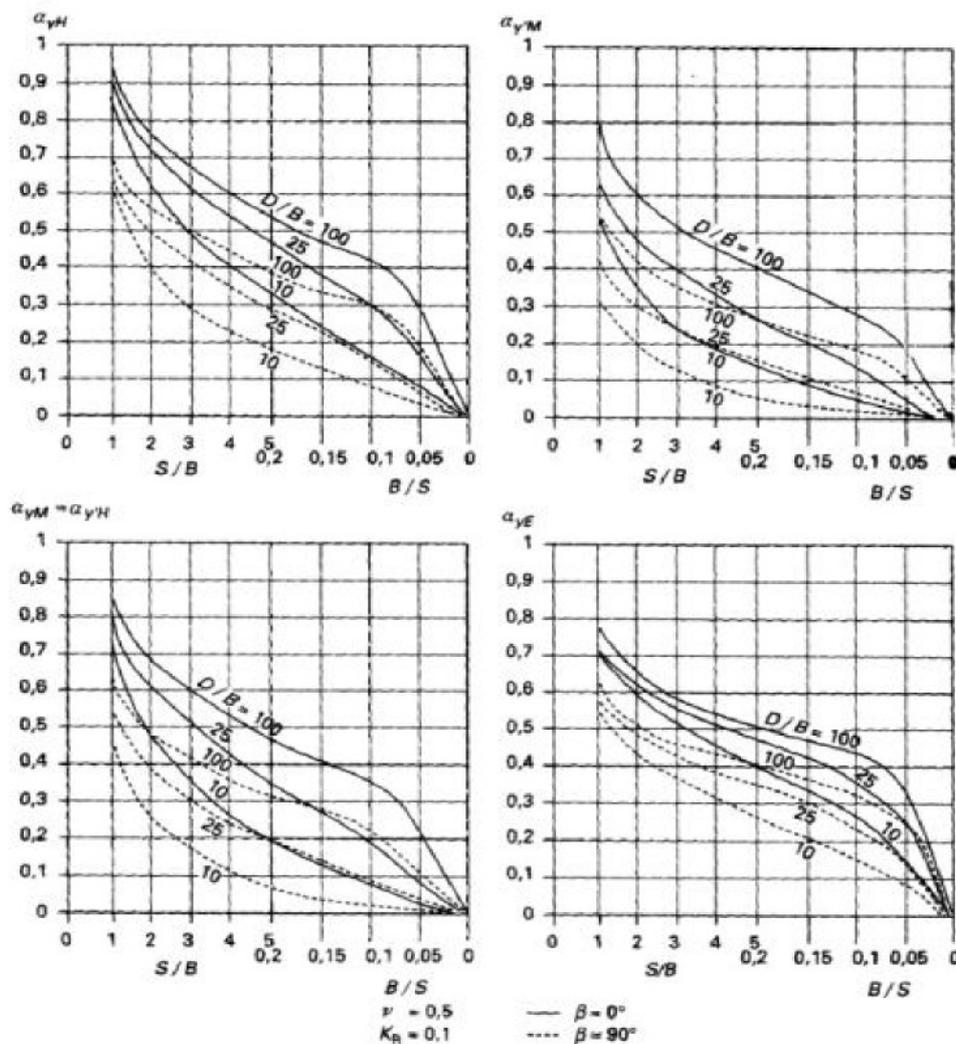


FIG. 3.7- Exemples d'abaques pour la détermination des facteurs d'interaction « a » issus de la méthode de POULOS [cité par FRANK, 1999] [29].

Exemple [FRANK, 1999] [29] : Calcul du déplacement d'un pieu « k » d'un groupe de N pieux identiques libres en tête et soumis à un effort total H_G .

Pour le pieu « k », on a, si y_{1H} est le déplacement du pieu isolé sous une charge unitaire $H=1$ (y_{1H} connu). « α_{yHkj} » est le facteur d'interaction relatif au déplacement du pieu « k » libre en tête dû à une charge transversale H_k et soumis au déplacement supplémentaire occasionné par le pieu « j ».

$$y_k = y_{1H} \left[\sum_{j=1}^{j=N} (H_j \cdot \alpha_{yHkj}) + H_k \right], \quad j \neq k \quad (3.19)$$

Avec

$$H_G = \sum_{j=1}^{j=N} H_j \quad (3.20)$$

Les facteurs d'interaction dans le cas de pieux chargés transversalement dépendent de :

- l'espacement entre les pieux ;
- la longueur des pieux ;
- la rigidité relative sol-pieu,
- l'angle que fait la direction du chargement avec la direction de la ligne joignant les pieux.

3.3.1.3.2. Les éléments aux frontières ou les équations intégrales

Dans une formulation des méthodes des éléments frontières [BANERJEE et DAVIES, 1980] [6], une solution point-source, telle que les solutions de Mindlin, est utilisée pour développer une expression de travail virtuel qui lie les vrais champs de contraintes et de déplacements aux champs virtuels développés à travers l'application d'une charge unitaire virtuelle à la frontière d'un corps homogène. En utilisant la solution du point source pour développer l'équation du travail virtuel, on obtient un système d'équation impliquant seulement le comportement à la frontière du corps homogène. Des méthodes de discrétisation similaires à celles utilisées pour la technique des éléments

finis peuvent être utilisées pour obtenir un système d'équations simultanées écrite en termes de contraintes et de déplacements inconnus à la frontière.

Des problèmes faisant appel à des matériaux non-homogènes peuvent être traités en discrétisant en régions considérées comme homogènes, et en développant des équations aux frontières pour chaque région, en appliquant les relations de compatibilité aux interfaces de ces régions homogènes et en résolvant le système d'équations qui en découle.

Dans ce type de méthode, on peut combiner le chargement vertical, horizontal et de moment [BANERJEE, 1978] [24]. Le glissement à l'interface sol – pieu et la plasticité du sol peuvent être pris en compte [BANERJEE & DAVIES, 1980] [6]. De même, les variations de propriétés du sol avec profondeur peuvent être traitées de manière rationnelle.

Pour en savoir plus :

Comme cité précédemment, la formulation indirecte de la méthode d'élément aux frontières nécessite la sélection d'une solution élémentaire singulière afin de définir l'équation différentielle du problème.

3.3.2. La théorie des modules de réaction ou de transfert de charge

3.3.2.1. Principe

Cette approche, plus fréquemment utilisée, consiste à modéliser le sol par une série de ressorts indépendants, méthode fondée sur la notion de module de réaction de Winkler (1867). Le pieu est identifié à une poutre sur appui élastique et la réaction du sol est proportionnelle au déplacement relatif du sol et de l'inclusion. Frank (1995) [31] et de nombreux auteurs développent des solutions à partir des équations d'équilibre du système sol-pieu (équation 3-8 et 3-9).

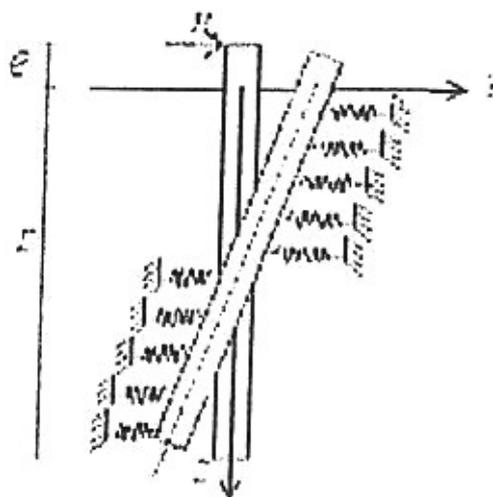


FIG. 3.8- Modèle de Winkler

La méthode aux modules de réactions est dérivée de la théorie du module de Winkler. C'est une première approche qui consiste à considérer chaque tranche de sol d'épaisseur dz à la profondeur z comme ayant un comportement indépendant de la tranche de sol d'épaisseur dz à la cote $z+dz$. Cette hypothèse permet d'écrire, à la cote z donnée : $P = P[y(z) - g(z)]$. La loi de réaction de type $P(Y)$ est a priori de forme non linéaire, c'est-à-dire variable avec le déplacement relatif Y (figure 3-9).

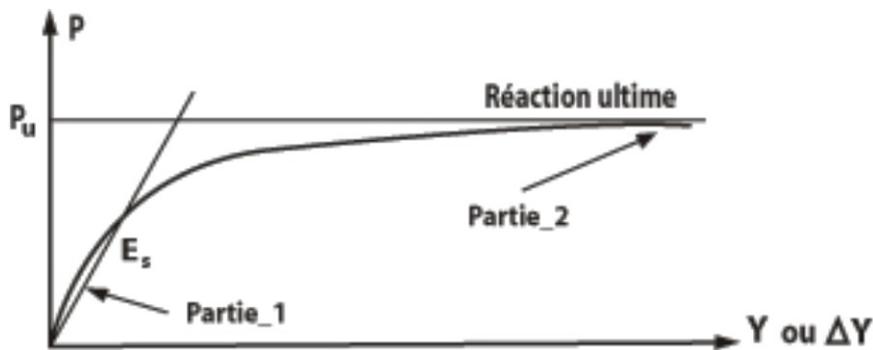


FIG. 3.9- courbe de réaction $P = f(Y)$.

Le module de réaction E_s est défini par la pente de la courbe de la figure 3-9. A une profondeur z donnée, la section horizontale du pieu se déplace de Y et le sol réagit par une réaction frontale P (unité de force par unité de longueur du pieu) telle que :

$$P = E_s \cdot Y \quad (3.21)$$

Dans cette équation E_s est le module de réaction horizontale du sol, qui a la dimension d'une contrainte. Terzaghi, d'après Baguelin & al (1972) [23], nous met en garde en 1955 contre le caractère équivoque de cette notion de module de réaction, qu'il ne faut pas confondre avec le coefficient de réaction K_s ($E_s = K_s \times B$). L'équation 3-8 devient alors :

$$E_{\text{pieu}} \times I_{\text{pieu}} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s \times [y(z) - g(z), z] \quad (3.22)$$

L'analyse à la rupture considère, par contre que le sol a atteint dans son ensemble sa résistance maximale que l'on appelle plus couramment la pression ultime "P_u" (P = P_u).

3.3.2.2. Résolution de l'équation 3-22: Cas partie-1, P = k x y

Une solution simple consiste à modéliser l'interaction entre P et Y par une relation linéaire du type $P = E_S \times Y$, Y étant le déplacement relatif entre le pieu et le sol, à la cote z. Lorsque $g(z)=0$ on se situe dans le cas usuel des pieux sollicités horizontalement en tête sans poussés latérales du sol et cela revient à résoudre l'équation 3-23.

$$E_{pieu} \times I_{pieu} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + E_S \times y = 0 \quad (3.23)$$

Dans le cas général, on fait l'hypothèse d'une déformée du sol de degré inférieur ou égal à trois, si de plus on suppose que E_S est constant (indépendant de z), on peut écrire la relation suivante :

$$E_{pieu} \times I_{pieu} \times \frac{d^4 Y}{dz^4} + E_S \times Y = 0 \quad (3.24)$$

$$\left(\frac{l_0^4}{4} \right) \times \frac{d^4 Y}{dz^4} + Y = 0 \quad (3.25)$$

$$\text{Avec } l_0 = \left(\frac{4E_{pieu} I_{pieu}}{E_S} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.26)$$

l_0 étant la longueur de transfert.

Une solution générale s'écrit $Y = Y_1 + g(z)$ dans le cas où $g(z)$ est polynôme en z de degré inférieur ou égale à 3 est de la forme, avec Y_1 solution générale de la forme:

$$Y_1 = e^{\frac{z}{l_0}} \times \left(\alpha_1 \cos \frac{z}{l_0} + \alpha_2 \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-\frac{z}{l_0}} \times \left(\alpha_3 \cos \frac{z}{l_0} + \alpha_4 \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.27)$$

avec $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ les constantes d'intégration qui sont déterminées à partir de deux conditions aux limites en tête et de deux conditions en pied de l'inclusion. Des hypothèses

de rigidité sont influentes en plus des conditions aux limites, pour résoudre l'équation 3-27 d'après Frank (1995) [31].

3.3.2.2.1. Rigidité des inclusions

Au sein de la littérature apparaît le terme $\lambda = I_0^{-1}$, Hetenyi (1946), selon Pender (1993) [21] a suggéré une classification de la rigidité de ces inclusions selon le paramètre λL (adimensionnel), où L représente la longueur du pieu.

- $\lambda L \leq \frac{\pi}{4}$ Pieu court (ou rigide)
- $\frac{\pi}{4} < \lambda L \leq \pi$ Pieu de longueur moyenne
- $\lambda L > \pi$ Pieu long (ou souple)

Frank (1995) propose les mêmes conventions avec :

- $L \leq l_0$ Pieu court (ou rigide)
- $L \geq l_0$ Pieu long (ou souple)

L'étude mathématique des équations différentielles intervenant dans le comportement du pieu montre que, selon la classification de celui-ci (court ou long), certaines hypothèses peuvent être réalisées au niveau des conditions aux limites (suivant la sollicitation).

Des formulaires permettent, selon des cas simples de sollicitation horizontale, et selon les conditions aux limites, de calculer les moments, efforts tranchants, rotations et déplacements de l'inclusion.

3.3.2.2.2. Distributions de modules classiques

Communément, plusieurs types de distributions de module de réaction du sol en fonction de la profondeur sont proposés pour représenter des profils de sols caractéristiques réels (figure 3-10).

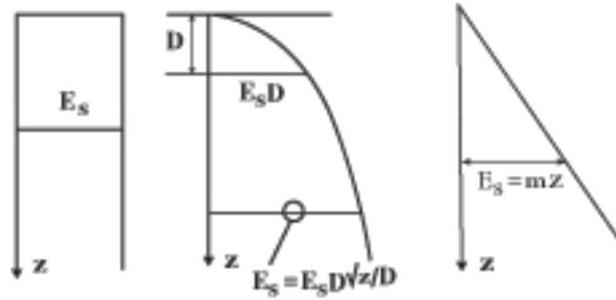


FIG. 3.10- *Distribution de modules en fonction de la profondeur, d'après Pender (1993) [21].*

Une distribution constante peut être le cas d'une argile surconsolidée. Une distribution linéaire ($E_{sol} = \alpha \times z$) peut être le cas d'une argile normalement consolidée où d'un sol granulaire à un niveau modérée de déformation. Par contre, une distribution

parabolique $\left(E_{sol} = \beta \times \sqrt{\frac{z}{D}} \right)$ peut représenter le cas de sols granulaires en petites déformations. Selon Gabr & al (1997) [22], différents auteurs (Terzaghi, Matlock, Reese...) proposent diverses formulations du type:

$E_{sol} = C_h \times z^\alpha$, où α peut prendre des valeurs entre 0 et 2 ou bien selon l'association japonaise des routes (1976) avoir une valeur recommandée de 0.5 avec une fourchette entre 0.1 et 0.6 basée sur leurs essais sur pieu.

Ces valeurs dépendent du sol et des conditions de mise en place du pieu au sein de ce massif. L'inconvénient majeur de ce type de description se rapporte au fait que les modules ne soient pas fonction des déplacements relatifs sol-inclusion.

3.3.2.3. Résolution de l'équation 3-22 : Cas partie-2, sol plastifié

3.3.2.3.1. Hypothèse de résolution

Nous cherchons à étudier l'interaction entre de grands mouvements de sol et une inclusion. Si le sol est entièrement plastifiés et que l'on a $P(Y) = P_{ultime}$ (réaction ultime), en supposant P_{ultime} (réaction ultime), en supposant P_{ultime} indépendant de la profondeur z , l'équation (3-22) devient:

$$E_{\text{pieu}} \times I_{\text{pieu}} \times \frac{d^4 Y}{dz^4} + P_u = 0 \quad (3.28)$$

avec une solution classique de la forme :

$$Y_1 = \alpha_1 \times z^4 + \alpha_2 \times z^3 + \alpha_3 \times z^2 + \alpha_4 \times z + \alpha_5 \quad (3.29)$$

Si l'on considère le cas d'une inclusion encastrée en pied, à la cote $z=0$, il est possible de déterminer les coefficients α_1 et α_5 . L'encastrement en pied de l'inclusion se traduit par un déplacement et une rotation du pieu nuls, tandis qu'en tête le moment et l'effort tranchant sont nuls. Une répartition de la pression ultime linéaire avec la profondeur génèrerait une équation de degré 5.

3.3.2.3.2. Estimation des pressions ultimes

Parmi les pressions caractéristiques de la sollicitation horizontale, la plus ancienne et la plus usitée fut la valeur limite de la réaction relevée pour de grands déplacements, à savoir la pression limite ou la pression ultime p_u , d'après Baguelin et Jézéquel (1972) [23]. On considère que le sol atteint partout sa résistance maximale.

De nombreux auteurs proposent des évaluations de la pression ultime en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, de la profondeur et de la nature du sol (pulvérulent ou cohérent), fondées sur des bases expérimentales.

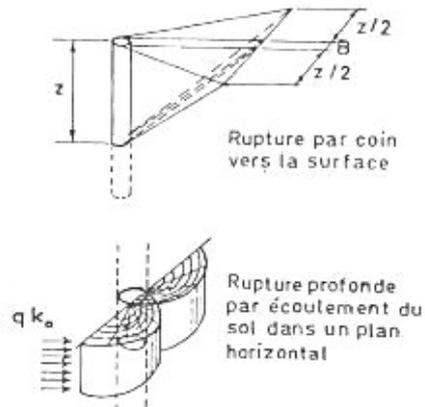


FIG. 3.11- Mécanismes de rupture, d'après Baguelin et al. (1972)[23].

Blum (1932) propose un schéma de rupture par un coin, en direction de la surface (figure 3-11) et une valeur empirique de la pression ultime, pour les matériaux pulvérulents, de la forme:

$$p_u = qK_p \left(1 + \frac{z}{2B} \right) \quad (3.30)$$

avec

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right)^2} \quad (3.31)$$

et

$$q = \sigma'_v \quad (3.32)$$

Baguelin et al. (1972)[23] proposent de nombreuses approches, issues de l'expérimental, de la pression ultime, selon que le matériau est pulvérulent ou cohérent. Nous retiendrons, pour les sols pulvérulents, la proposition de Broms (1964) qui donne comme valeur de P_u trois fois la pression de butée de Rankine:

$$p_u = 3\sigma'_v \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.33)$$

Poulos & al. (1995)[14] et Chen & al. (1997) [17] proposent une pression ultime de la forme

$$p_u = n \cdot K_p \cdot \sigma'_v \quad (3.34)$$

avec

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.35)$$

et n entre 3 et 5.

Selon Randolph (1991) [20], les données expérimentales de Barton (1982) suggèrent une limite de $n = K_p$, proposant la formulation:

$$p_u = K_p^2 \cdot \sigma'_v \quad (3.36)$$

Il semblerait que, près de la surface, une valeur de $p_u = K_p \sigma'_v$ soit plus appropriée et Reese & al. (1974) propose l'expression suivante :

$$p_u = \left[\frac{K_0 \cdot \tan \varphi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cdot \cos \alpha} \frac{z}{d} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} \left(1 + \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot \frac{z}{d} \right) + K_0 \cdot \tan \beta \cdot \frac{z}{d} (\tan \varphi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - K_a \right] \sigma'_v \quad (3.37)$$

avec $k_0=0.4$, $\alpha = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$

et

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.38)$$

La figure suivante (figure 3-12) illustre ces paramètres, d'après Randolph (1991):

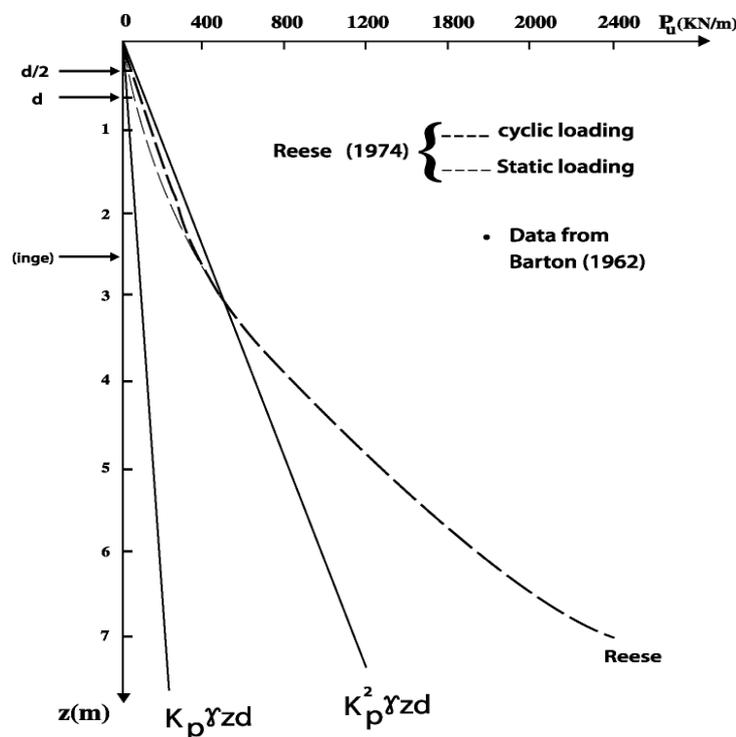


FIG. 3.12- Pression ultime latérale dans les sables, d'après Randolph (1991) [20].

Il faut préciser que ces analyses sont élaborées en général pour des pieux sollicités horizontalement dans un sol horizontal, et non pas pour un cas particulier de mouvements importants de sol en pente. Une première évaluation des efforts peut consister d'ailleurs à calculer par la théorie de "poussée-butée" le coefficient de poussée et de butée (tables de Caquot & Kerisel). Les coefficients k_p (butée) et k_a (poussée) sont fonction de l'inclinaison de la surface libre β , de l'angle de frottement interne du sol φ , de la rugosité de l'inclusion δ . La composante horizontale de la contrainte réelle de "poussée-butée" s'écrit:

$$\sigma = \left[K_p(\varphi, \beta, \delta) - K_a(\varphi, \beta, \delta) \right] \times \gamma_{sol} \times z \times \cos \beta \quad (3.39)$$

Lorsqu' un pieu est soumis à des charges latérales, beaucoup d'auteurs soulignent l'analogie physique qui peut exister d'un point de vue comportemental avec l'essai pressiométrique. C'est pourquoi la pression limite pressiométrique est considérée par de nombreux auteurs comme une pression ultime, c'est-à-dire: $p_u = p_{\text{limite-pressiométrique}}$

La pression de fluage peut être parfois une valeur dimensionnante si les efforts ou les déplacements sont faibles, avec souvent $p_{\text{limite}} = p_{\text{fluage}} \times 1.7$, d'après Cassan (1988) [19].

Pour les sols cohérents, de nombreux auteurs (Ménard 1962, Broms 1964, Matlock 1970, Viggiani 1981, Chow 1996) [23] estiment p_u en fonction de la cohésion c_u du sol, selon la distinction suivante:

- 2 à 4 c_u entre la surface et 2 à 3B (diamètre de l'inclusion);
- 8 à 12 c_u en profondeur.

On note également : $p_{\text{limite}} - p_0 = 5.5 \times c_u$ (Cassan; 1988).

Ces méthodes sont limitées car elles ne permettent pas de prévoir ni d'évaluer les déplacements sol-structure ainsi que les interactions sol-inclusion.

Dans le cas d'un sol non homogène Baguelin, Frank et al. (1976) proposent une méthode basée sur la notion de module de réaction appliquée aux déplacements relatifs sol-pieu et également variable avec le sol. Selon ces hypothèses, les résolutions analytiques des équations différentielles (322), à partir d'une discrétisation du sol en plusieurs couches, sont développés par Baguelin, Bigot, Bourges, Frank(1999)[23], Jézéquel, Séve, etc...

A une profondeur donnée, le choix de la courbe de réaction peut être associé à des essais caractéristiques de sol décrivant le comportement de celui-ci.

3.3.2.4. Approche des courbes " P – Y "

La construction des courbes de réaction est basée en pratique sur les essais in situ notamment l'essai pressiométrique. Les méthodes de définition des courbes " P – Y " les plus connus sont celles de Matlock (1970) pour les argiles molles et moyennes normalement consolidées [9], de Reese et Welch (1975), pour les argiles

raides non saturées [9], de Ménard (1962) applicable pour toutes les catégories de sol [19]. Sullivan, Reese et Fenske (1979) ont proposé une méthode unifiée qui permet de prévoir la réponse de tous les sols argileux saturés. Reese, Cox et Kop (1974) ont établie une relation P – Y pour les sables [9].

3.3.2.4.1. Approche des courbes " P – Y " par les essais pressiométrique

Les essais pressiométriques sont considérés comme une bonne approximation des courbes " P – Y " car il existe une similitude physique entre l'expansion de cavité par un essai pressiométrique et la réaction d'une inclusion (pieu) dans un glissement de terrain.

Deux types d'essais pressiométriques sont utilisés de nos jours pour définir la courbe de réaction. Il peut s'agir, soit de l'essai pressiométrique Ménard, soit de l'essai pressiomètre autoforeur. Selon Frank (1999) [29], il est recommandé, lorsque cela est possible, d'effectuer des essais au pressiomètre autoforeur, dont les résultats concernant le module de réaction sont plus précis.

La loi de la mobilisation de la réaction frontale est une fonction linéaire par morceau. Le module E_s ou K_f est calculé de la façon suivante:

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour } B > B_0 \text{ (pieux de gros diamètre)} \quad (3.40)$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour } B < B_0 \text{ (pieux de petit diamètre)} \quad (3.41)$$

avec B le diamètre de l'inclusion ou la largeur frontale, $B_0 = 0.60$ mètre, et α étant un coefficient rhéologique caractérisant l'état de compacité du sol, et dépendant du rapport

$$E_m / P_l .$$

La réaction latérale ultime est exprimée en fonction de la pression limite pressiométrique par :

$$P_u = B \cdot p_l \quad (3.42)$$

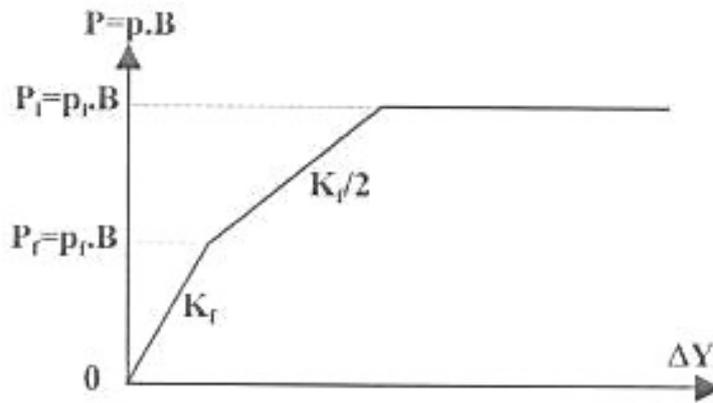


FIG. 3.13-
Courbe de

réaction P – Y dans le cas de poussées latérales du sol Dominantes.

La pression de fluage p_f et la pression limite pressiométrique p_l sont déterminées expérimentalement à partir de l'essai. Selon le type de sollicitation, l'approche linéaire de la figure 3-13 est adaptée. Ménard (1969), lors de la description de ses lois théoriques, prend en compte la pression de fluage p_f , la pente de la droite d'approximation pression-déplacement devient alors $k/2$, si la pression est comprise entre la pression de fluage et la pression ultime.

Pour les zones proches de la surface libre du terrain naturel, le module de réaction du sol est affecté d'un coefficient minorateur λ , fonction de la profondeur critique z_c défini par :

- $z_c = 2B$ pour les sols cohérents,
- $z_c = 4b$ pour les sols frottants,

et
$$\lambda = \frac{1 + \frac{z}{z_c}}{2} \text{ jusqu'à } z = z_c$$

En prenant comme pente de la courbe de la figure 3-13 respectivement K_f et $K_f/2$, on se place dans le sens de la sécurité lorsque les sollicitations dues aux poussées du sol sont prédominantes (Frank, 1999 [29]). Néanmoins, pour une longue durée d'application, il est possible de diminuer ces modules par deux (respectivement $K_f/2$ et $K_f/4$).

Il existe bien sur des formulations différentes du module de réaction dont nous pouvons citer

$$\frac{1}{k} = \frac{4}{9E_M} r_0 (2.65)^\alpha + \frac{\alpha}{3E_M} r_0 \quad (3.43)$$

Pour un rayon inférieur à 3.3 m.

Où α est toujours le coefficient rhéologique d'anisotropie du sol (pour le sable, on choisit généralement α entre 1/2 et 1/3), E_M est le module pressiométrique Ménard.

Dans le cas d'un essai au pressiomètre autoforeur, la courbe de référence d'expansion de la sonde ($p, \Delta V/V_0$) est utilisée pour construire la courbe de réaction selon les chargements de variables suivantes, d'après Frank (1995) [31]:

$$\bullet P = (p - p_0) \times B \text{ ou } P = (p_{20} - p_0) \times B \quad (3.44)$$

$$\bullet \Delta Y(\text{ou } Y) = \frac{B \Delta V}{\xi V_0} \quad (3.45)$$

Nous rappelons que ξ varie avec le type de chargement, mais égal à deux pour des poussées latérales du sol dominantes. Lorsque la pression limite pressiométrique conventionnelle est atteinte (doublement de la sonde), nous conservons la pression ultime constante. L'approche au pressiomètre autoforeur est plus précise que l'approche de type Ménard avec une description du module plus fine.

3.3.2.4.2. Méthode de Matlock (1970)

Matlock (1970) [4] a recommandé pour les argiles molles une formulation $P - Y$ cubique parabolique sous la forme :

$$\frac{P}{P_u} = 0,5 \left(\frac{Y}{Y_c} \right)^3 \quad (3.46)$$

où Y_c est la déflexion de référence.

La profondeur critique vaut :

$$z_c = \frac{6.B}{\frac{\gamma.B}{c_u} + 0,5} \quad (3.47)$$

La réaction ultime P_u du sol constituant le palier de la courbe vaut alors:

$$P_u = c_u \cdot N_p \cdot B \quad (3.48)$$

Expressions dans laquelle :

N_p : Coefficient adimensionnelle de réaction ultime pris égal à 9 à des profondeurs considérables et varie entre 2 et 4 près de la surface.

C_u : Cohésion non drainée du sol.

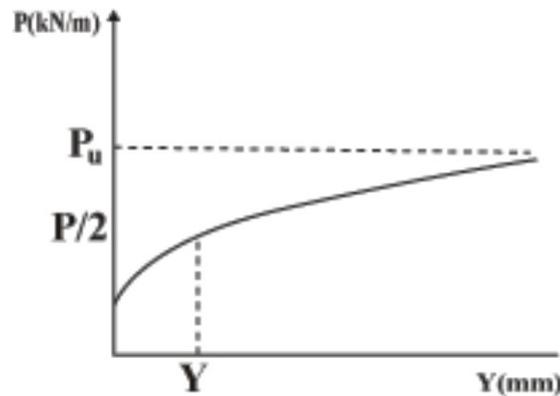


FIG. 3.14- Courbe de réaction selon Matlock (1970) [4].

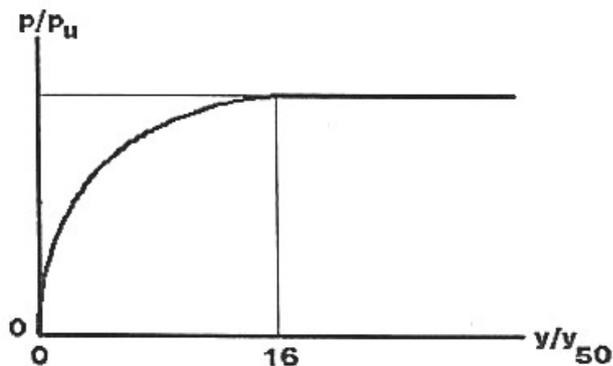
3.3.2.4.3. Méthode de Reese et Welch 1975

La méthode [28] est fort semblable à celle de Matlock pour les argiles molles et fait appel aux mêmes équations précédentes mais la partie courbe s'exprime cette fois par l'équation:

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.49)$$

y_{50} : étant de l'ordre de 0,005 à 0,010

FIG. 3.15- Courbe de réaction selon Reese et Welch (1975) [28].



3.3.2.5. Prévion des courbes de réaction pour l'étude d'un groupe de pieux

La construction des courbes de réaction relatives aux pieux d'un groupe est basée

sur les modifications des courbes de réaction valables pour un pieu isolé. Deux types de modifications sont le plus souvent utilisés par les auteurs, qui consistent à (Figure 3-16) :

- augmenter, pour une réaction du sol donnée, le déplacement correspondant du pieu (utilisation du facteur « \mathcal{Y} », communément noté $Y_m > 1$) ;
- réduire la réaction du sol pour un déplacement donné (utilisation du facteur « P », noté le plus souvent $P_m < 1$).

Pour rester au plus près de la définition mathématique, ces facteurs sont appelés « coefficient multiplicateur de déplacement » pour « Y_m » et « coefficient réducteur de pression » pour « P_m ».

Selon les auteurs, les courbes de réaction ont été modifiées par le coefficient « y » et/ou par le coefficient « p ».

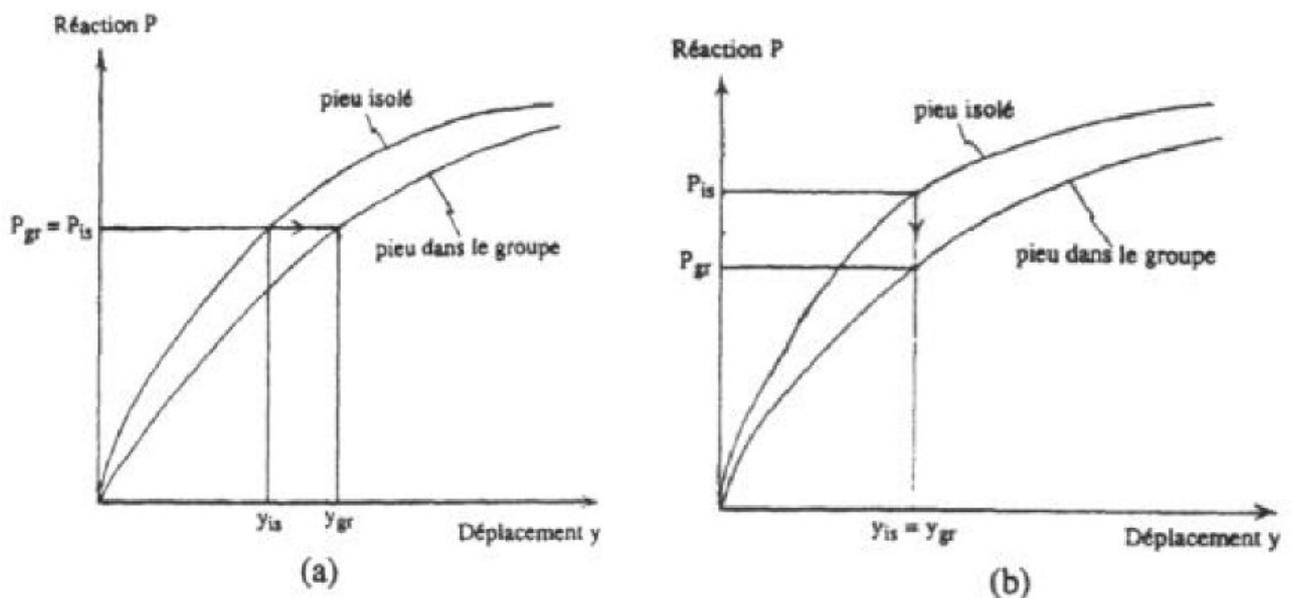


FIG. 3.16: a) Modifications dues à l'effet de groupe sur les courbes de réaction transversale.

b) Présentation :

- Du coefficient « y » : augmentation du déplacement horizontal ;
- Du coefficient « p » : diminution de la réaction transversale.

[HADJADJI, 1993][6].

Les différents coefficients permettant la modification des courbes de réaction du pieu isolé afin de traduire l'interaction entre les pieux (dont les coefficients

multiplicateurs Y_m et P_m) peuvent être estimés à partir :

- d'essais en vraie grandeur;
- d'essais en modèle réduit;
- d'essais en centrifugeuse ;
- de calculs numériques en élément finis ;
- de calculs numériques utilisant la théorie du continuum ;

3.4. Conclusion

Les pieux utilisés pour la stabilisation des pentes sont soumis à des efforts latéraux dues au mouvement de la pente instable, ce qui mobilise des réactions latérales dans le sol qui s'opposent au mouvement latéral du pieu.

Les études sur le comportement des pieux chargés latéralement sont nombreuses et restent toujours d'actualités tant sur le plan théorique qu'expérimental.

On a présenté précédemment les grands principes des théories les plus utilisées pour le calcul des pieux sous chargement horizontal, ainsi que certaines méthodes s'appuyant sur ces théories.

Les méthodes utilisant la théorie du continuum élastique ne sont pas généralement applicables vu la difficulté d'obtention des paramètres intervenant (E , ν) et qui doivent être choisis par des corrélations empiriques. Ces corrélations ne sont pas d'ailleurs universelles, en outre, les hypothèses que ces méthodes utilisent sont simplistes.

Les méthodes basées sur l'intégration de la solution fondamentale de Mindlin ne sont applicables que pour des matériaux homogènes à comportement linéaire élastique, elles sont donc inadéquates aux profils de sol de forte hétérogénéité. Ces méthodes ne permettent pas non plus de prendre en compte des lois de comportement plus complexes.

La théorie des modules de réaction pour le calcul des pieux offre de nombreux avantages en remplaçant le sol par une série de ressorts faiblement espacés mais indépendants, elle est relativement simple, d'autant plus que des facteurs tels que la non-linéarité du sol, la variation du module de réaction avec la profondeur et des systèmes de couches de sol de caractéristiques différentes peuvent être incorporés. Néanmoins la construction des courbes de mobilisation correspondant au pieu isolé ou à un pieu du groupe demeure difficile et de multiples méthodes sont proposées conduisant à des courbes relativement différentes sans qu'aucune ne se distingue réellement. De plus, le module de réaction du sol n'est:

- d'une part pas une propriété intrinsèque du sol, et est fonction de nombreux paramètres, comme par exemple le taux de chargement ce qui complique la construction des courbes de réaction du sol pour un pieu du groupe à partir de celles valables pour un pieu isolé,
- et d'autre part, son estimation ne tient pas compte de l'effet de renforcement du sol dû à la présence des pieux.

Bien qu'aujourd'hui les méthodes utilisant les éléments finis sont certainement les plus puissantes, leurs réponses restent étroitement liées aux modèles rhéologiques introduits pour le sol et pour les interfaces sol-pieu et des calages sont encore nécessaires.

CHAPITRE 4:

Méthode des éléments finis en géomécanique

CHAPITRE 4: Méthode des éléments finis en géomécanique

4.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ...etc.

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en oeuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. la mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, Dynamique, plasticité, etc...
2. l'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc...
3. l'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

4.2. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte

qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

4.3. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

► ***Elle nécessite :***

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, .. etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

► ***Elle permet:***

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

► ***Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :***

- les déplacements des ouvrages ;
- les sollicitations internes des ouvrages ; les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- les déplacements du sol ;
- les déformations du sol ;
- les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- les pressions interstitielles ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

4.4. Les éléments finis et la géomécanique

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément) ; c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique : l'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

4.5. Formulation de la MEF en géomécanique

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure 4.1) :

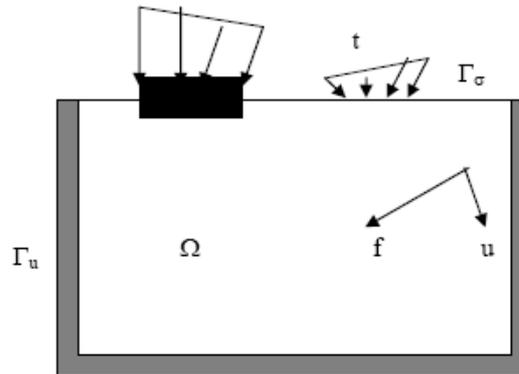


FIG.4.1 : Les actions sur le domaine Ω

$$\int_{\Omega} T \cdot \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} T \cdot u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Gamma} T \cdot u^* (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma \quad (4.1)$$

$\forall u^*$ déplacement virtuel cinématiquement admissible sur l'étape de chargement n ,

avec:

u : vecteur déplacement réel (petits déplacements)

u^* : vecteur vitesse virtuelle

σ : pseudo-vecteur contrainte (réel)

ε : pseudo-vecteur déformation (réelle)

ε^* : pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle

f : vecteur forces de volume

t : vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_σ de la frontière Γ de Ω (conditions aux limites en contraintes)

Conditions aux limites en déplacements ($u=\bar{u}$) sur le complément Γ_u de Γ_σ
 ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_\sigma$)

indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue)

indice (n-1) : relatif a l'étape de chargement précédente numéro n-1 (dont la solution est parfaitement connue)

${}^T X$: transposée de la matrice X

L'espace est discrétisé en éléments ayant en c o m m u n ou en propre des nœuds (figure 4.2).

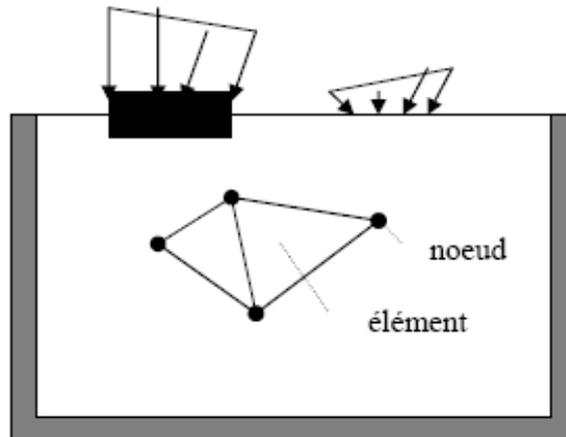


FIG.4.2. *Domaine Ω discrétisé.*

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- d'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales) ;
- d'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

4.6. Remarques

1. il s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression Interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.

2. Si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement «d'interface».

3. Il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées ; ceci conduit a une économie de

degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul ; des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.

4. On utilise en générale une méthode directe classique de résolution de systèmes algébriques linéaires (Gauss par exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites (Riks, longueur d'arc) ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.

5. Un algorithme non linéaire peut diverger. Pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

4.7. Le logiciel Plaxis, son originalité

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

4.7.1. Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions

interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

4.7.2. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent des le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur

déplacement nul a la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un module hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation,

réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.8. Les modèles de comportement de sol utilisés dans PLAXIS

4.8.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur à remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'ecrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir a coupler écoulement et déformation; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

4.8.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée a court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que:

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (4.2)$$

où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

4.8.3. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représentés par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 4.3).

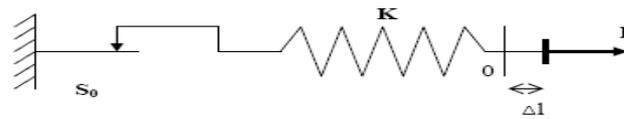


FIG. 4.3 : *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.*

La courbe effort déplacement ou contrainte déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 4.4.

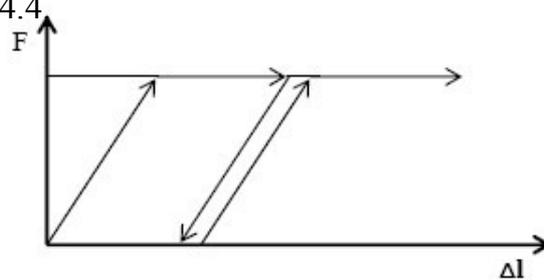


FIG. 4.4 : *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique*
Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a

priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les figures 4.3 et 4.4 est un comportement élastique- plastique sans écrouissage. La figure 4.5 représente un comportement élastique plastique avec

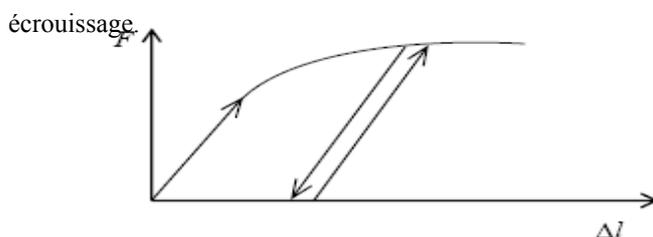


FIG.4.5 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

4.8.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondent à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les

équations:
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \tag{4.3}$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \tag{4.4}$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} ; \tag{4.5}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modé l'interaction avec le sol. Il peut aussi être employé pour les roches.

L



re 4.6 :

FIG. 4.6: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure 4.7:

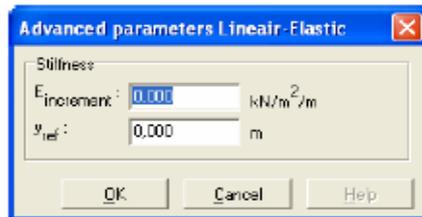


FIG. 4.7 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment} \quad \text{avec} \quad y < y_{ref} \quad (4.6)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

4.8.5. Le modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (4.7)$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 4.8).

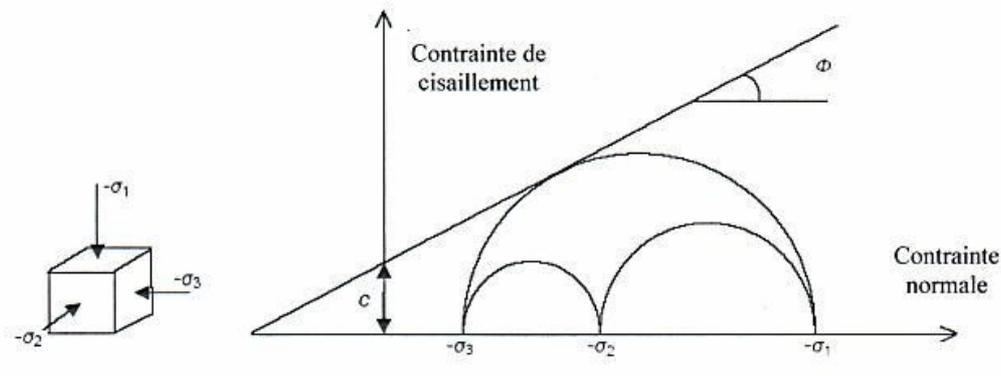


FIG. 4.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 4.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

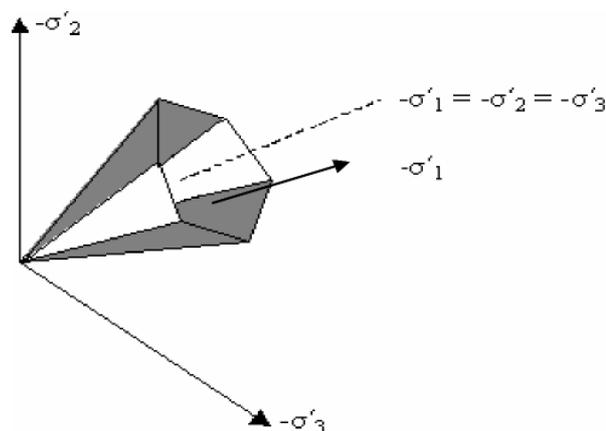


FIG. 4.9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.10). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres

sont c et φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

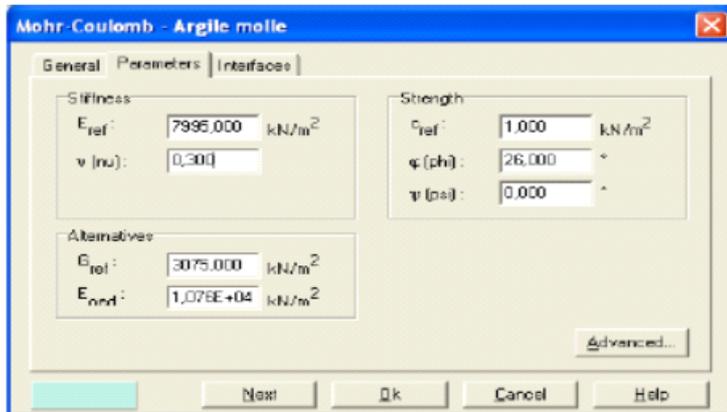


FIG. 4.10: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui qui correspond à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 4.11).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

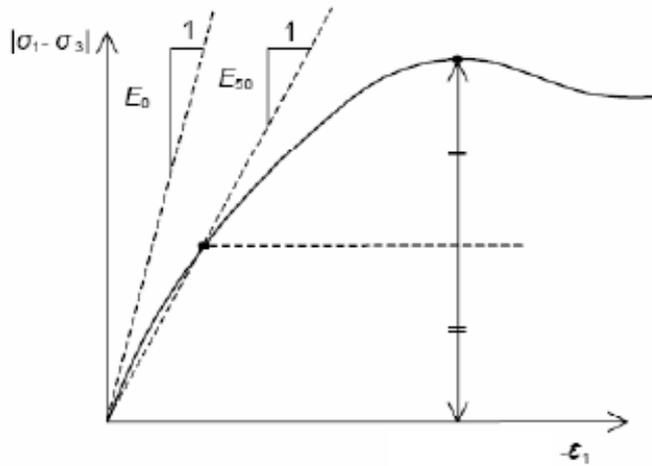


FIG. 4.11: Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure Ko ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement:

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du module de Mohr-Coulomb (figure 4.8).

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u=0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en KPa/m).

e) L'angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 4.9). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 4.12).



FIG. 4.12: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr- Coulomb

4.8.6. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites;
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- de distinguer entre une charge et une décharge;
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du HSM :

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la figure 4.13:

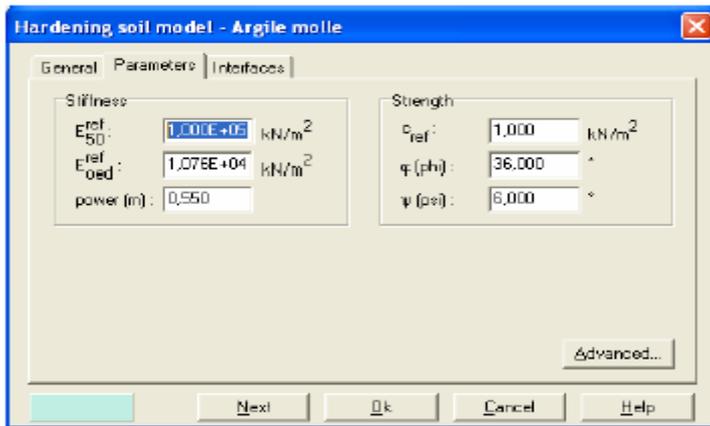


FIG. 4.13. Fenêtre des paramètres du *Hardening Soil Model*.

Paramètre de Mohr-coulomb:

c : cohésion (effective) ; [kN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif ; [°]

Ψ : angle de dilatance. [°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial ;

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai œdométrique ;

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

- Jambu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0,5 pour les sables et les sites norvégiens,
- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]

p^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

K_0^{NC} : K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$) [-]

$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f=0,9$) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension}=0$) [kN/m²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure 4.14 :

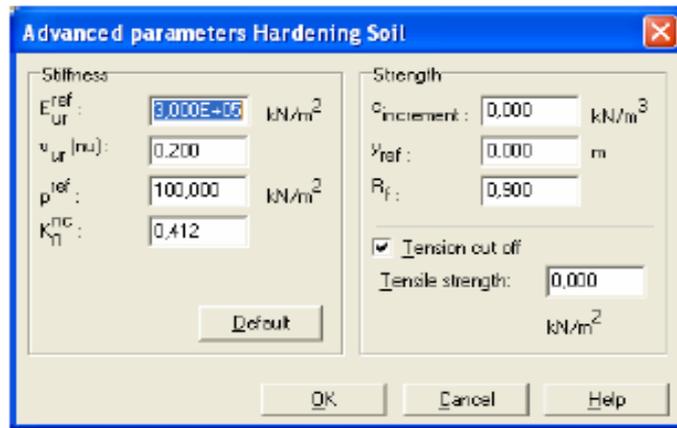


FIG. 4.14: Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model H.S.M.

b) Courbes effort -déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatorique, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$- \varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (4.8)$$

$$\text{Avec: } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q = q_f / R_f \quad (4.9)$$

q_a : Valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c) Les modules:

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

Pour la décharge on prend:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (4.11)$$

La figure 4.15 redonne ces définitions :

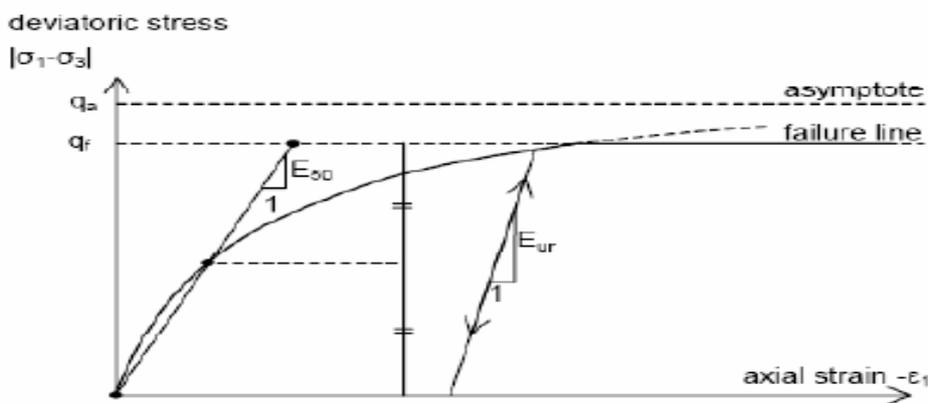


FIG. 4.15: Représentation du HSM dans le repère contrainte- déformation.

Le module oedométrique tangent est donnée par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m \quad (4.12)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 4.16 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 4.17.

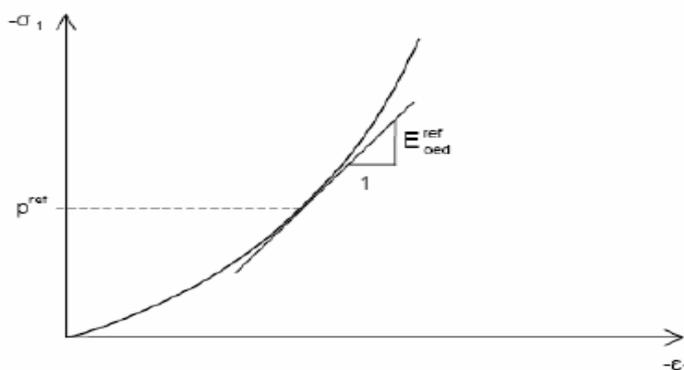


FIG. 4.16 : Définition du module œdométrique tangent.

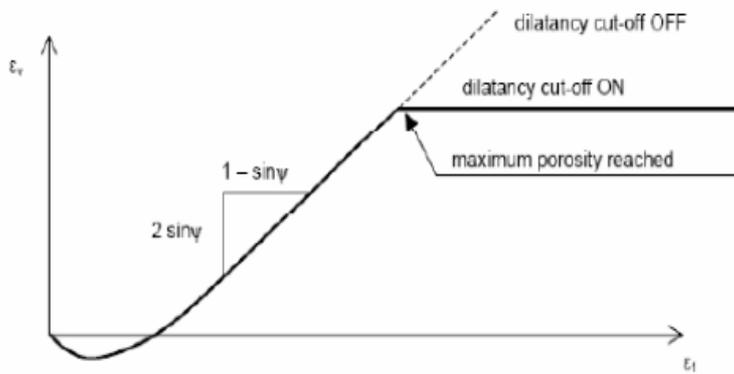


FIG. 4.17 : Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 4.18).

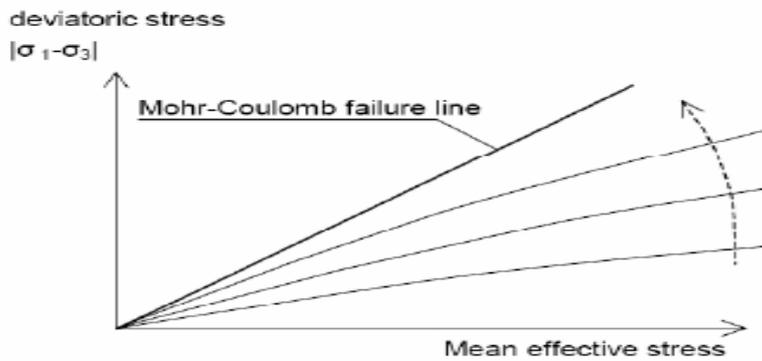


FIG. 4.18: Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure 4.19 pour un sol non cohérent.

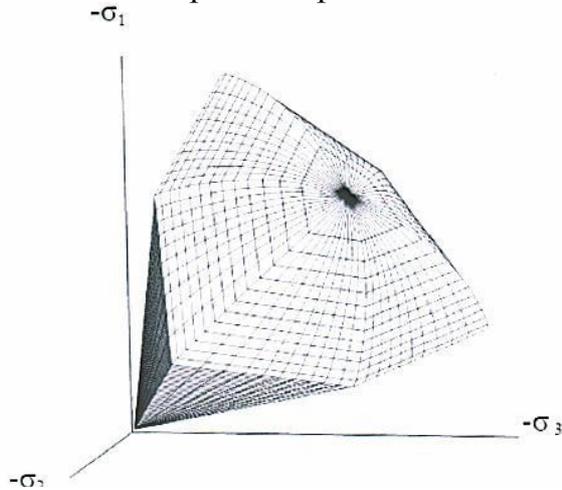


FIG. 4.19: Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent

4.8.7. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model. S.S.M):

Ce modèle (S.S.M) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilités :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 4.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau 4.1 :

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $K^* = \frac{K}{1+e}$
Relation avec les paramètres «Hollandais»	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $K^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $K^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

TAB. 4.1-SSM: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et K .

La figure ci- dessous résume les différentes définitions des paramètres:

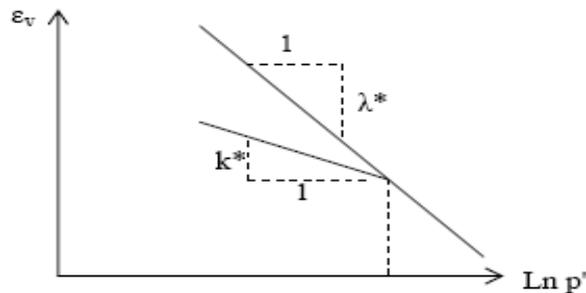


FIG.4.20: Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre de contrainte K_0 :

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\lambda^*/K^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})\lambda^*/K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} \quad (4.13)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p - q

c) Coefficient de poisson:

Dans les modèles Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{\Delta \sigma_{yy}} \quad (4.14)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

Remarques :

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et O .

d) Prise en compte de la surconsolidation :

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

e) En résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivantes:

λ^*	: indice de compression	[-]
k^*	: indice de gonflement	[-]
c	: Cohésion	[K/m ²]
φ	: Angle de frottement	[°]
Ψ	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de poisson en charge décharge (par défaut=0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: paramètre de contrainte ;	[-]

M : paramètre en fonction de K_0^{NC} .

[-]

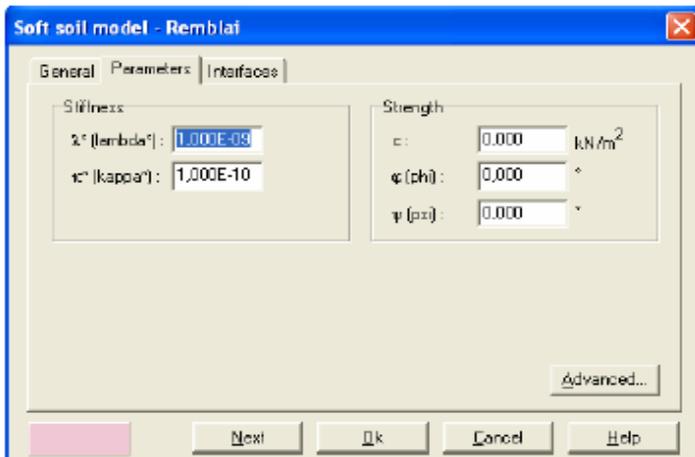


FIG. 4.21: Fenêtre des paramètres du SSM.

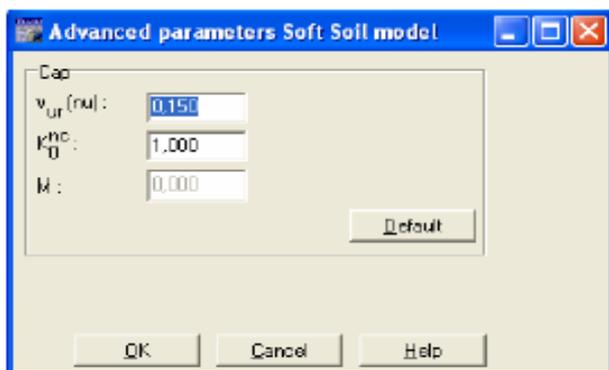


FIG. 4.22: Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

4.8.8. Modèle pour sols «mous» avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model.S.S.C.M*).

Le *SSCM* permet de prendre en compte l'ecrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_a . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 4.23 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

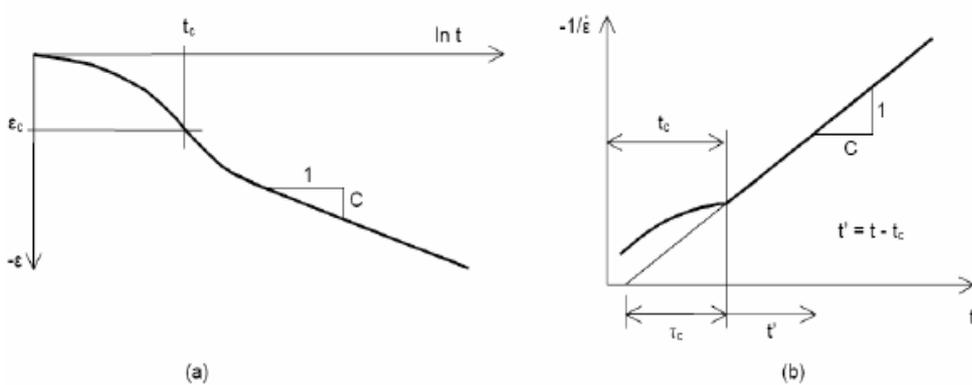


FIG. 4.23: Effet du temps sur les essais oedométrique

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan p - q (figure 4.24) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

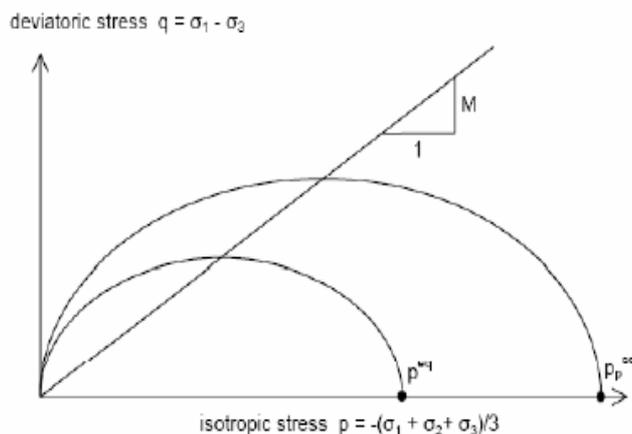


FIG. 4.24: Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (4.15)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (4.16)$$

Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est u^* défini par:

$$u^* = \frac{C\alpha_v}{2,3(1 + e)} \quad (4.17)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb:

c : cohésion ;

[K/m²]

φ : angle de frottement ;

[°]

Ψ :

Angle de dilatance.

[°]

Paramètre de consolidation:

k^* : indice de gonflement ;

[-]

λ^* : indice de compression ;

[-]

u^* : indice de fluage.

[-]

Les paramètres avancés:

ν_{ur} : coefficient de poisson en charge décharge (par défaut=0,15) ; [-]

K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M [-]

M : paramètre en fonction de K_0^{NC} [-]

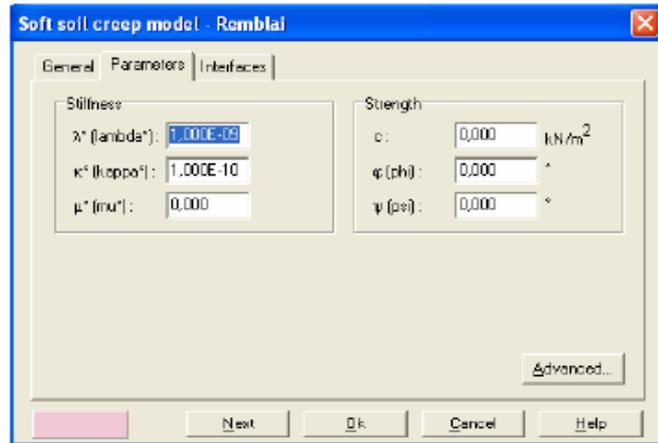


FIG. 4.25: Fenêtre des paramètres du SSCM.

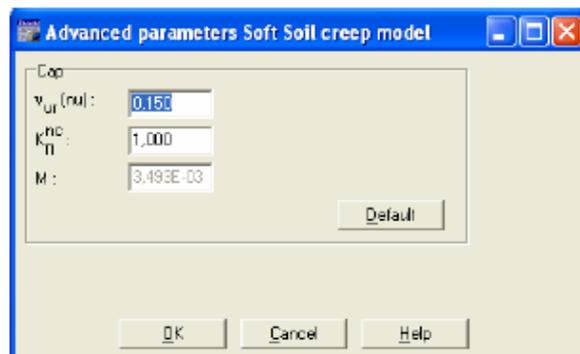


FIG. 4.26: Fenêtre des paramètres avancés du SSCM

4.8.9. Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle «**universel**»...

CHAPITRE 5:

**Etablissement d'un modèle
de référence pour le
glissement de la citée Ciloc
de Constantine.**

CHAPITRE 5 : Etablissement d'un modèle de référence pour le glissement de la citée Ciloc de Constantine.

5.1. Introduction

Le problème de glissement de terrain affecte plus de la moitié de la ville de Constantine, soit 120ha de sa superficie. Parmi les sites qui ont fait l'objet de plusieurs études est celui de la citée Ciloc.

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence, pour le glissement de Ciloc de Constantine renforcé par des pieux de gros diamètres. Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS 7.2*.

5.2. Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant Ciloc

Le site du Ciloc est situé dans une zone géologiquement complexe, au nord-ouest de la ville de Constantine (Algérie) et sujette à des instabilités actives.

Ce versant d'une longueur de quelques centaines de mètres présente une dénivelée importante avoisinant les 50m. Entaillé par des thalwegs, ce versant est composé, dans sa partie superficielle de formations sensibles aux eaux d'infiltration.

L'examen des neuf sondages carottés réalisés sur le site d'une profondeur allant jusqu'à 35m, montre que les principaux faciès représentés sont :

- Remblais, sièges de circulation d'eau.
- Limons fluviatiles, sables, graviers, et galets.
- Argiles marneuses compactes avec passages de galets.

Les formations Limoneuses et argilo-marneuses appartiennent à la base du Miocène.

Six sondages ont été équipés de tubes inclinométriques dont les différentes mesures effectuées ont permis de préciser la morphologie du glissement et ont, ainsi, confirmé les résultats obtenus à partir des essais de laboratoire.

L'interprétation des mesures piézométriques a permis de restituer un schéma cohérent de la position de la nappe dans ces formations de pente.

Les caractéristiques géomecaniques des terrains sont très dispersées. On en a reproduit une synthèse sur le tableau suivant et retenu les caractéristiques mécaniques moyennes utilisées dans les calculs.

nature	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (kN/m ²)	ν -
Remblai	17	19,5	20	13	2010	0,30
Limon sableux	15	17,5	9	20	2412	0.30
Argile marneuse	18	21,5	55	21	7156	0,20

TAB. 5.1- Caractéristiques géotechniques du versant Ciloc.

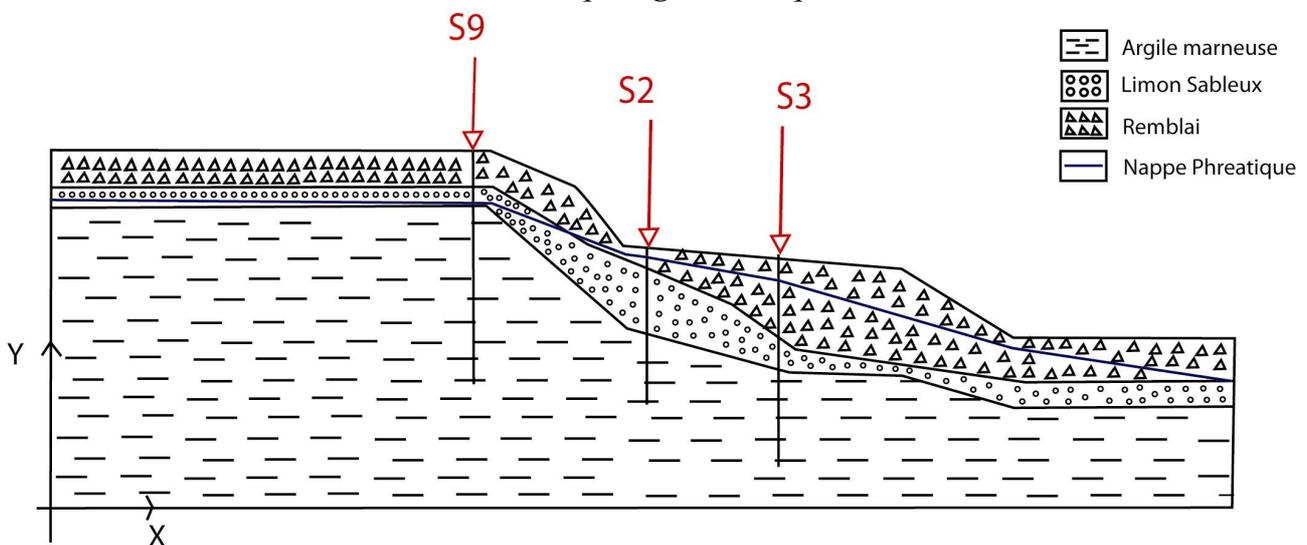


FIG. 5.1- Coupe géologique du site.

5.3. Représentation du modèle de référence

5.3.1. Définition des données

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement, on doit introduire toutes les données du projet.

5.3.1.1. Hypothèse et géométrie

a) Les hypothèses générales données

- Les déformations sont considérées planes.
- L'inclusion est modélisée comme une poutre ou élément continu.
- Définition d'une interface entre l'inclusion (pieu) et le sol.

b) La géométrie du modèle

Le projet n'est pas symétrique (Figure 5-2), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 272 m de largeur sur 49 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 5-2.

Trois couches de sol composent la géologie du site:

- Une couche de remblai (argile sableuse) en surface de profondeur variant entre 5,5 et 12,5 m.
- Une couche de limon sableux d'épaisseur comprise entre 2,5 et 9 m.
- Enfin une couche d'argile marneuse d'épaisseur variant entre 14 et 41 m.

En dessous de cette dernière couche se situe le substratum rocheux pour lequel les déformations sont considérées nulles.

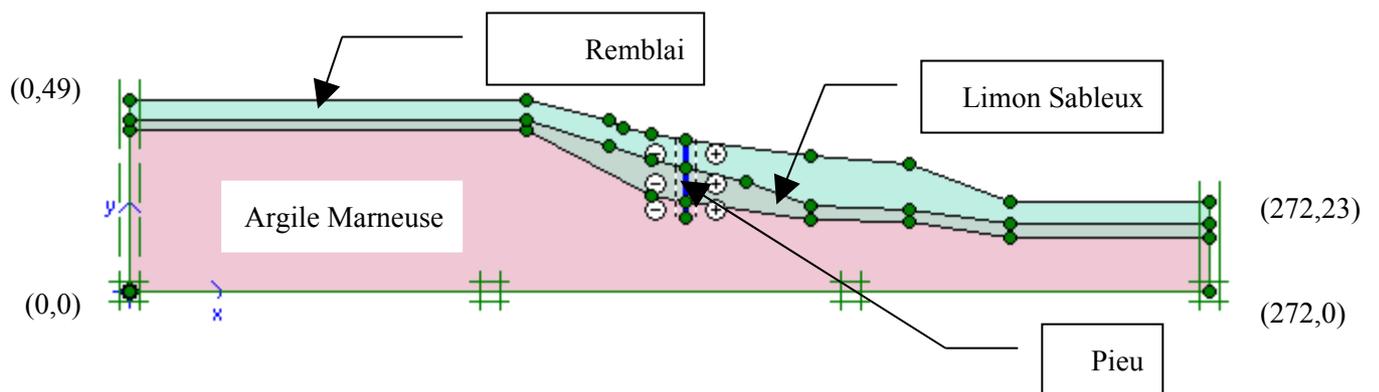


FIG. 5.2- modèle géométrique du projet.

Le pieu a une longueur de 20m et un diamètre de 1m, l'interaction entre le fût du pieu et le sol est prise en considération.

5.3.1.2. Caractéristiques des matériaux

a) Propriétés des couches et des interfaces

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau

5-1 :

Paramètres	Non	Remblais sableux	Limon	Argile marneuse	Unité
Modèle type	<i>Model</i>	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	<i>Type</i>	Drainé	Drainé	Drainé	-
Pois volumique sec	γ_{dry}	17	15	18	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	19,5	17,5	21,5	kN/m ³
Perméabilité horizontale	κ_x	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	m/jour
Perméabilité verticale	κ_y	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	2010	2412	7156	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,3	0,3	0,2	-
Cohésion	C_{ref}	20	9	55	kN/m ²
Angle de frottement	φ	13	20	21	°
Angle de dilatation	Ψ	0	0	0	°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,9	0,9	0,9	-
Perméabilité de l'interface	<i>Permeability</i>	Imperméable	imperméable	imperméable	-

TAB. 5.2- Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Le paramètre R_{inter} est défini ci-dessous :

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \quad \text{et} \quad c_{interface} = R_{inter} c_{sol}.$$

Avec : $c_{sol} = c_{ref}$

b) Elément structuraux

► Pieu en béton armé :

Paramètre	Non	Valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité à la compression	<i>EA</i>	$3,5 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité à la flexion	<i>EI</i>	$2.917 \cdot 10^6$	kN.m ² /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	1	m
Poids	<i>w</i>	25	kN/m/m
Coefficient de poisson	<i>v</i>	0,15	-

TAB. 5.3 – *Propriété du pieu.*

5.3.2. Les conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical sur les deux cotés, bloquées au fond.

5.3.3. Génération du maillage

Le modèle de référence est constitué par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 403 et le nombre des nœuds est de 3415 nœuds.

On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur «Fine», puis, on le raffine localement au niveau du pieu, comme indiqué sur la figure 5-3.

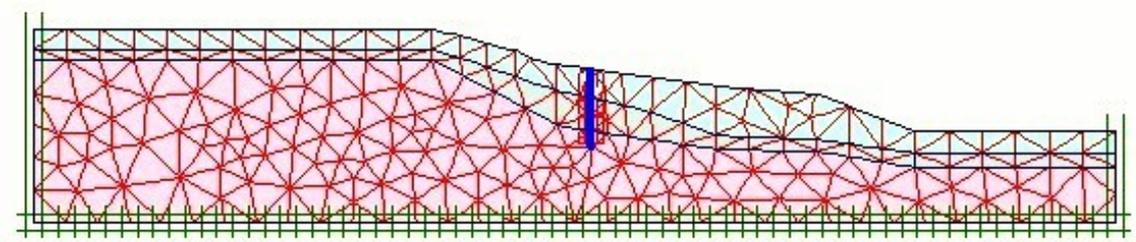


FIG. 5.3- *Maillage du projet.*

5.3.4. Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant la procédure K_0 : il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

La fonction *Initial conditions* est donc utilisée pour définir uniquement le poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$) et une ligne phréatique générale. D'autre part, en place des limites pour les écoulements dus à la consolidation en bas du modèle (présence du substratum rocheux imperméable).

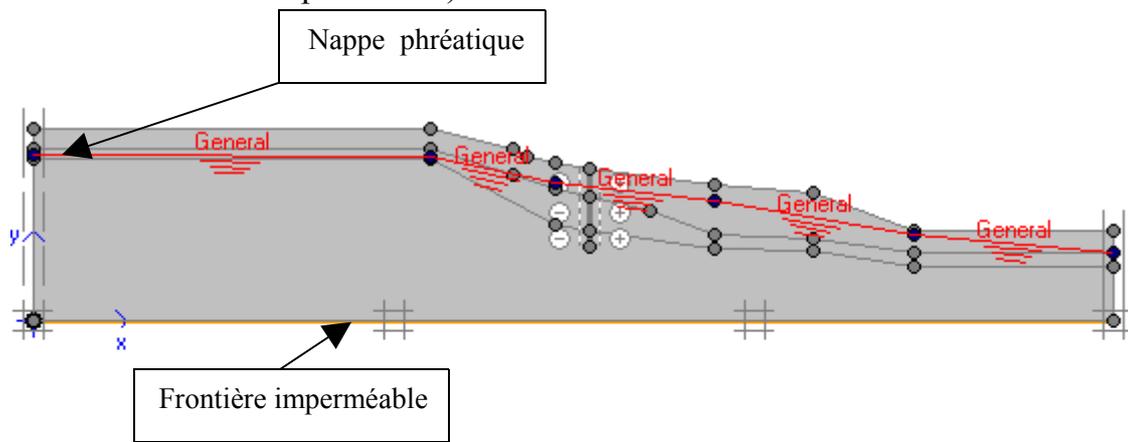


FIG .5.4- Conditions hydrauliques initiales.

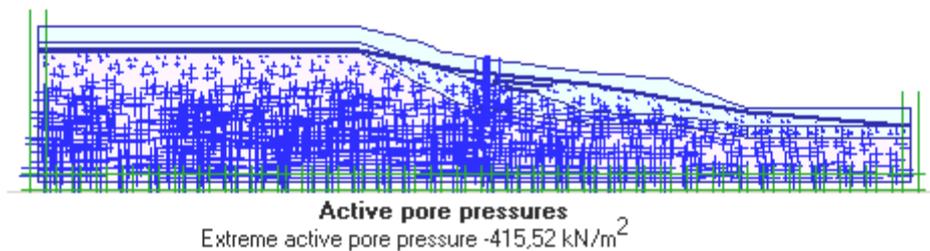


FIG .5.5- Génération des pressions interstitielles initiales.

Le (figure 5-6)

K0-procedure				
Σ Mweight : 0				
Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,642
2	MC	N/A	N/A	0,658
3	MC	N/A	N/A	0,775
4	MC	N/A	N/A	0,658
5	MC	N/A	N/A	0,775
6	MC	N/A	N/A	0,658

FIG .5.6- Définition du multiplicateur pour la procédure K_0 .

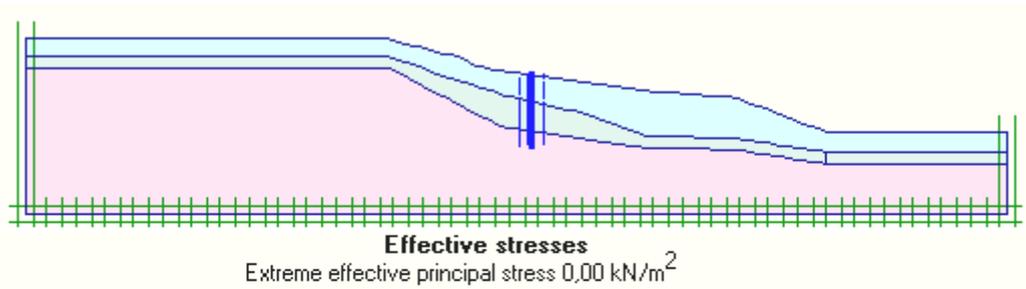


FIG .5.7- Contraintes initiales avant d'accéder au module de calcul.

5.4. Les procédures de calcul

Le calcul du modèle de référence s'effectue en 4 phases.

- **Phase 1:** Application de la gravité, génération des contraintes initiales.
- **Phase 2:** Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales.
- **Phase 3:** Mise en place des pieux.
- **Phase 4:** Calcul du coefficient de sécurité après mise en place des pieux.

5.5. Les principaux résultats

5.5.1. Résultats de la phase 1

- a) Déplacement du sol

- On note un déplacement total maximum de 3,56 m (Figure 5-8).
- Le déplacement horizontal maximum est de $670,93 \times 10^{-3}$ m (Figure 5.9) et le déplacement vertical maximum est de -3.55m (Figure 5-10).

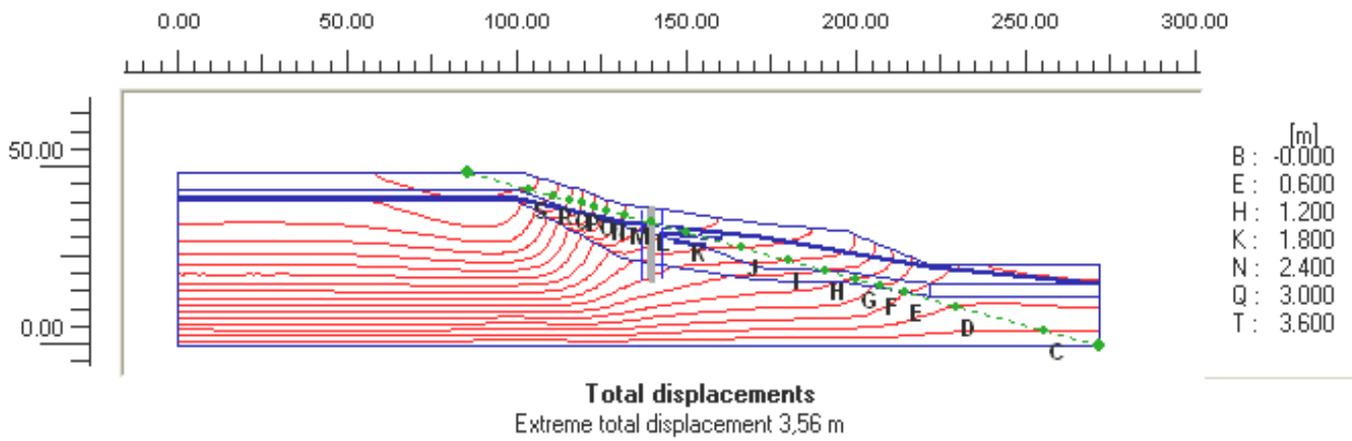


FIG .5.8- Phase 1: déplacement total du sol.

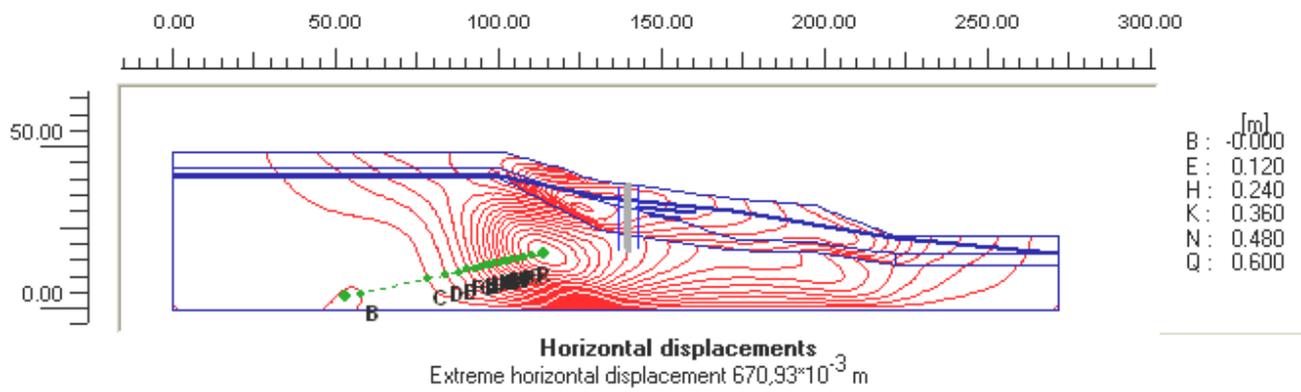


FIG .5.9- Phase 1 : déplacement horizontal du sol.

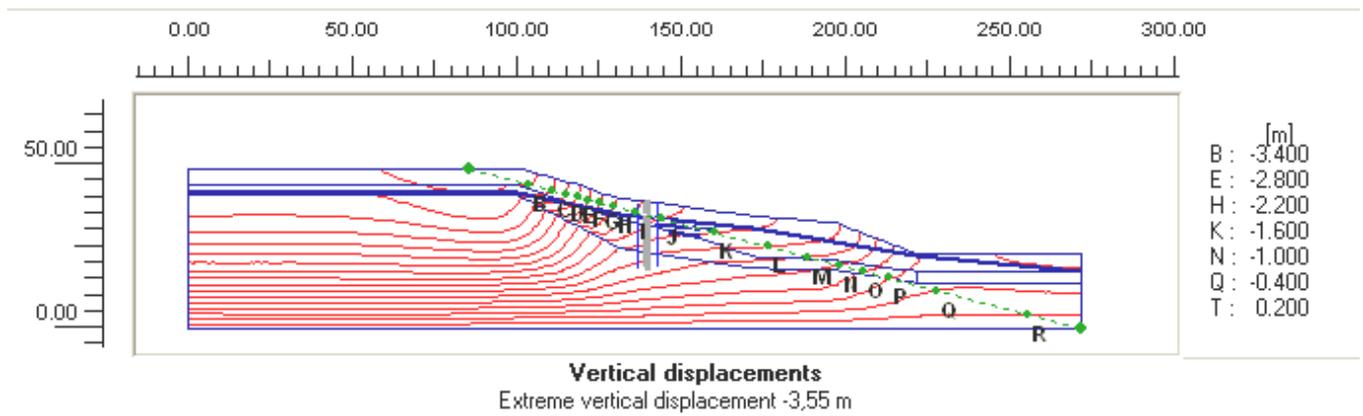


FIG .5.10- Phase 1: déplacement vertical du sol.

5.5.2. Résultats de la phase 2

a) Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur ΣM_{sf}

Le coefficient de sécurité calculé est $\Sigma M_{sf} = 1.580$.

b) Incréments des déplacements

Seul l'allure du champ des incréments de déplacements (figure 5-10) est significative pour ce type de calcul (calcul de coefficient de sécurité). Celle-ci fournit une indication du mécanisme de rupture qui serait obtenu par un calcul traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaires.

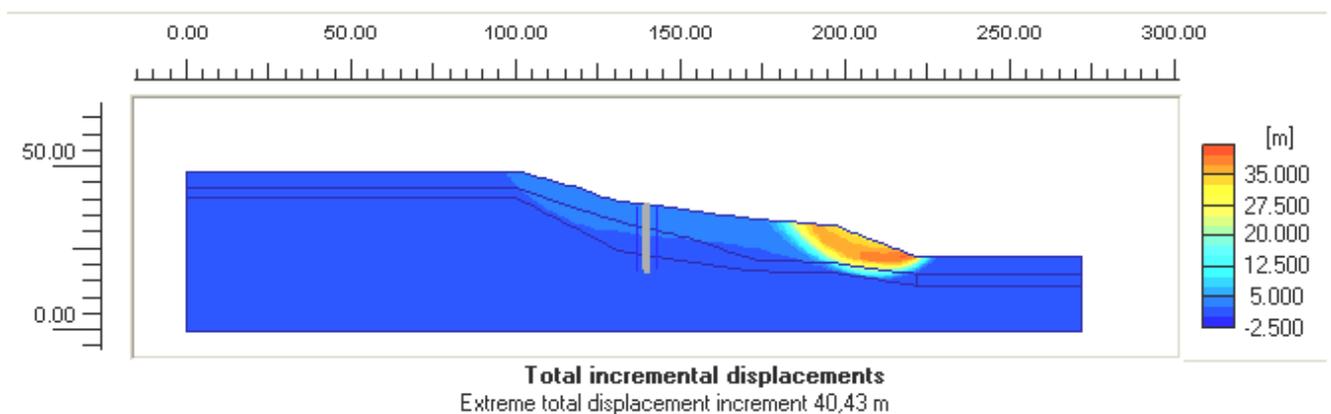


FIG .5.11- Phase 2: Incrément de déplacement.

5.5.3. Résultats de la phase 3

On s'intéressera dans cette phase de calcul à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que.

1. Déformation du maillage.
2. Déformation de l'inclusion (pieu) indiquée par:
 - La courbe de déplacement horizontal.
 - La courbe de cisaillement.
 - La courbe du moment.

5.5.3.1. Etude de cas

Six cas d'études sont envisageables concernant cette phase de calcul.

Cas 1 : Mise en place d'une seule rangée de pieux dans le tiers central de la pente instable

a) Déformation du maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-11. On note un déplacement total maximal de $139,40 \times 10^{-3}$ m.

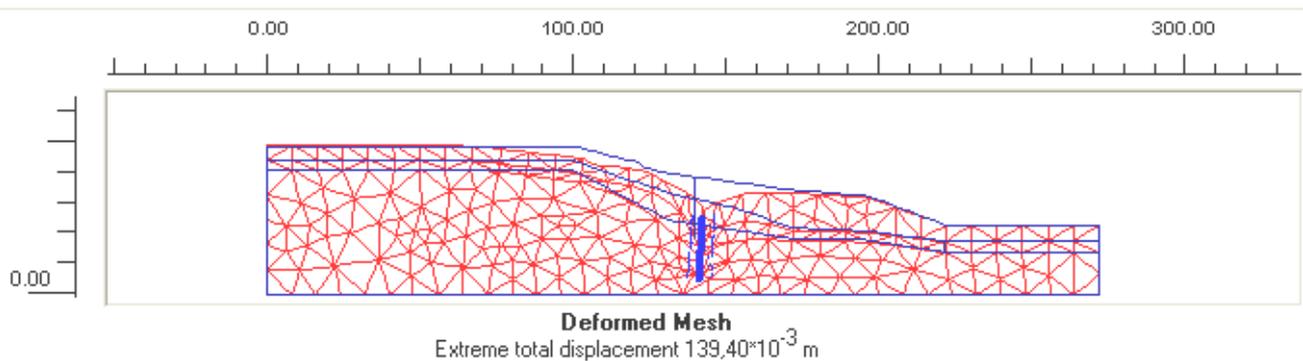


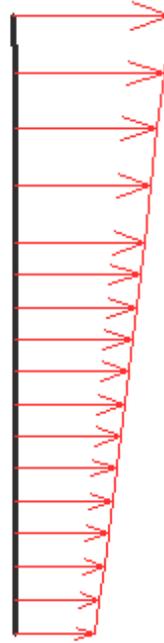
FIG .5.12- Phase 3 (Cas 1) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

- Le déplacement horizontal maximal est de $24,99 \times 10^{-3}$ m et l'effort tranchant max

est de -17,63 kN/m (Figure 5-12 a et b).

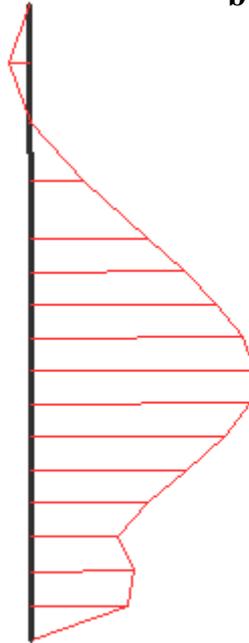
- Le moment fléchissant maximum est de 27,40 kNm/m (Figure 5-12 c).



Horizontal displacements
Extreme horizontal displacement $24,99 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements.

b – Effort de cisaillements.



Bending moment
Extreme bending moment 27,40 kNm/m

c – Moment fléchissant.

FIG .5.13- *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas1).*

Cas 2: Mise en place de deux rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable

a) Déformation du maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-13. On note un déplacement total maximum de $250,88 \times 10^{-3}$ m.

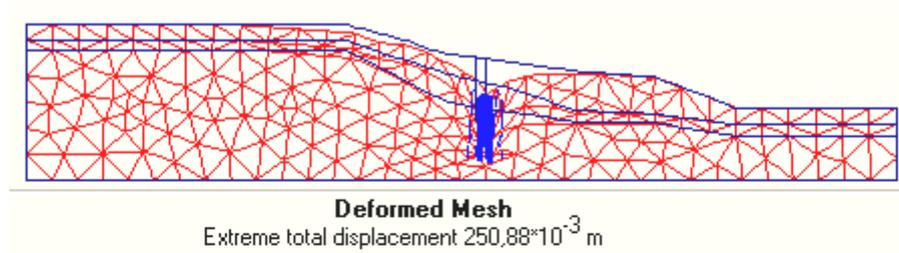


FIG .5.14- Phase 3 (Cas 2) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

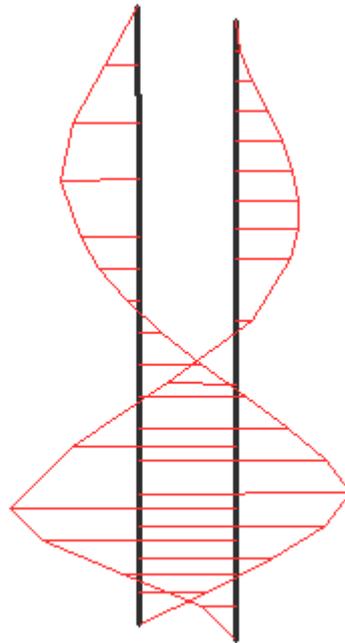
- Le déplacement horizontal maximal est de $55,73 \times 10^{-3}$ m et l'effort de cisaillement max est de 50,33 kN/m (Figure 5-14 a et b).
- Le moment fléchissant maximum est de -138,46 kNm/m (Figure 5.14 c).



Horizontal displacements
 Extreme horizontal displacement $55,73 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements

b – Effort de cisaillements.



Bending moment
 Extreme bending moment -138,46 kNm/m

c – Moment fléchissant.

FIG .5.15- *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas2).*

Cas 3 : Mise en place d'une seule rangée de pieux dans les deux tiers central de la pente instable

a) Déformation du maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-15. On note un déplacement total maximum de $135,79 \times 10^{-3}$.

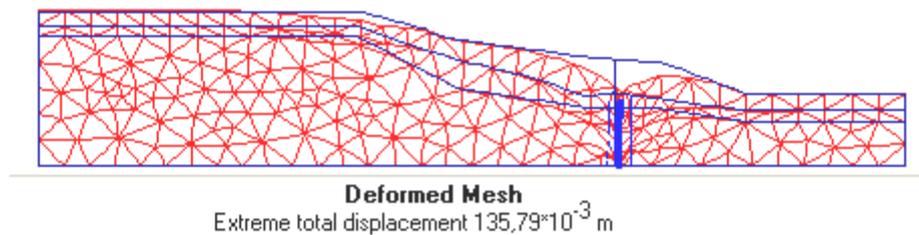
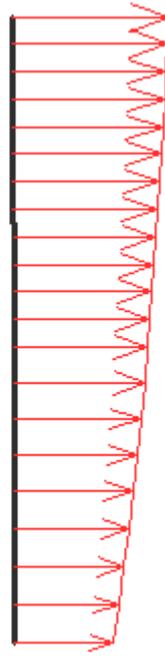


FIG .5.16- Phase 3 (Cas 3) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

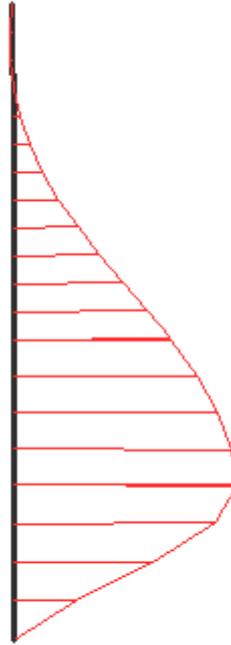
- Le déplacement horizontal maximal est de $15,24 \times 10^{-3}$ m et l'effort tranchant max est de -18,34 kN/m (Figure 5-16 a et b).
- Le moment fléchissant maximum est de 68,25 kNm/m (Figure 5-16c).



Horizontal displacements
Extreme horizontal displacement $15,24 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements.

b – Effort de cisaillements.



Bending moment
Extreme bending moment 68,25 kNm/m

c – Moment fléchissant.

FIG .5.17- Pieu : résultats de la phase 3 (Cas3).

Cas 4 : Mise en place de deux rangées de pieux dans les deux tiers central de la pente instable

a) Déformation du maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-17. On note un déplacement total maximum de $234,37 \times 10^{-3}$ m.

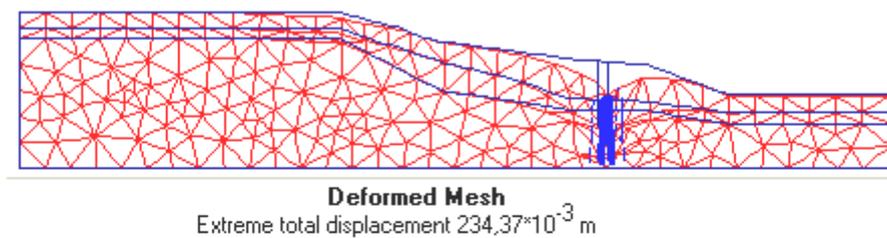
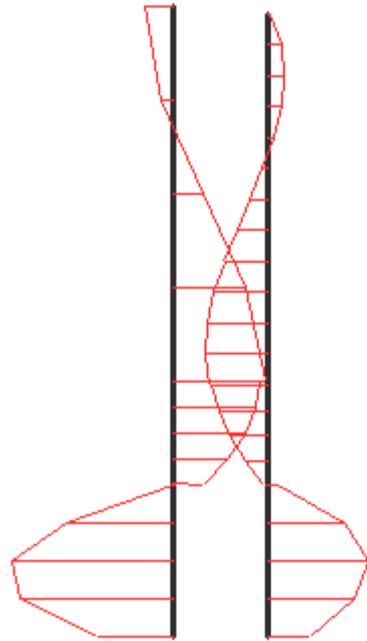


FIG .5.18- Phase 3 (Cas 4) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

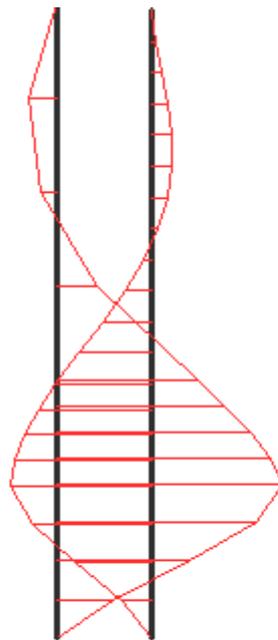
- Le déplacement horizontal maximal est de $39,44 \times 10^{-3}$ m et l'effort de cisaillement max est de $-59,38$ kN/m (Figure 5-18 a et b).
- Le moment fléchissant maximum est de $217,82$ kNm/m (Figure 5-18c).



Shear forces
Extreme shear force -59,38 kN/m

a – Déplacements.
cisaillements.

b – Effort de



Bending moment
Extreme bending moment 217,82 kNm/m

c – Moment fléchissant.

FIG .5.19- *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas4).*

Cas 5 : Mise en place d'une seule rangée de pieux au niveau du pied du talus instable

a) Déformation du maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-19. On note un déplacement total maximum de $53,75 \times 10^{-3}$ m.

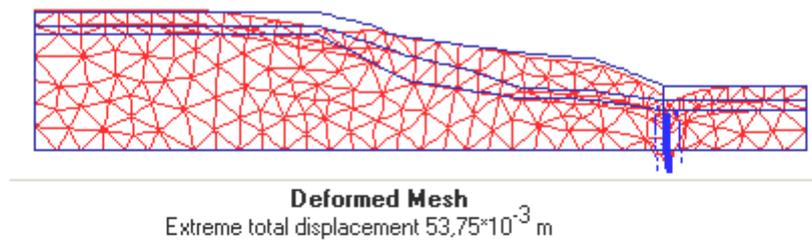
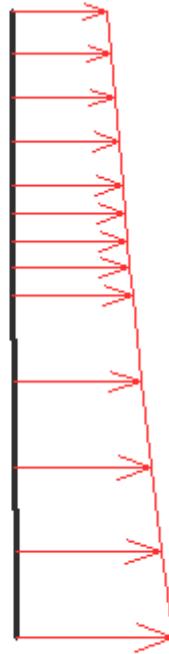


FIG .5.20- Phase 3 (Cas 5) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

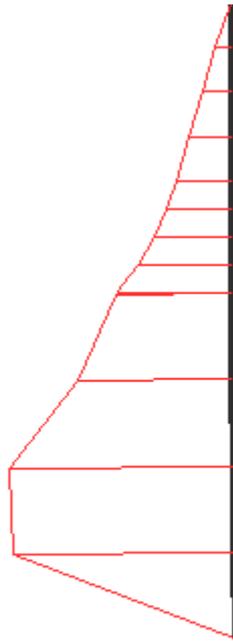
- Le déplacement horizontal maximal est de $9,15 \times 10^{-3}$ m et l'effort de cisaillement max est de 18,30 kN/m (Figure 5-20 a et b).
- Le moment fléchissant maximum est de -25,34 kNm/m (Figure 5-20c).



Horizontal displacements
Extreme horizontal displacement $9,15 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements.

b – Effort de cisaillements.



Bending moment
Extreme bending moment -25,34 kNm/m

c – Moment fléchissant.

FIG .5.21- Pieu : résultats de la phase 3 (Cas5).

Cas 6 : Mise en place de deux rangées de pieux au niveau du pied du talus instable

a) Déformation de maillage

La déformation de maillage et du pieu sont représentés sur la figure 5-21. On note un déplacement total maximum de $101,39 \times 10^{-3}$ m.

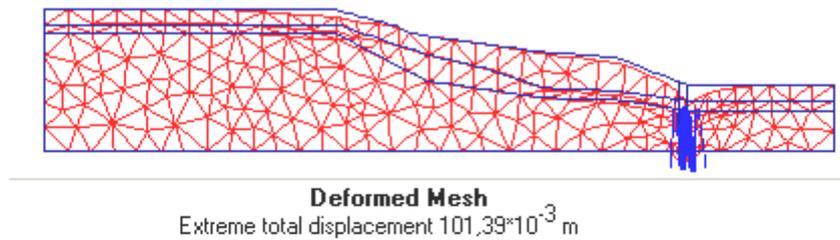
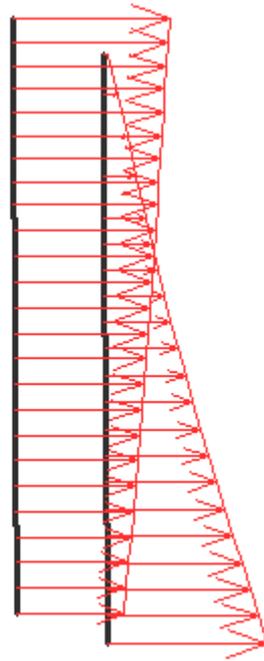


FIG .5.22- Phase 3 (Cas 6) : Déformation de maillage.

b) Le pieu

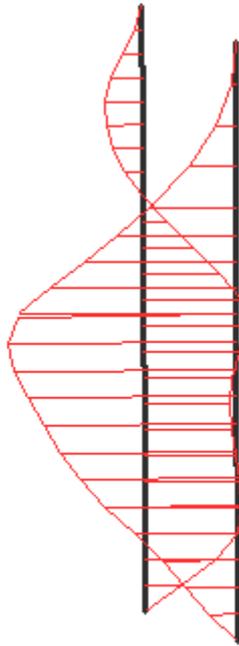
- Le déplacement horizontal maximal est de $20,78 \times 10^{-3}$ m et l'effort de cisaillement max est de -18,94 kN/m (Figure 5-22 a et b).
- Le moment fléchissant maximum est de -95,39 kNm/m (Figure 5-22c).



Horizontal displacements
 Extreme horizontal displacement $20,78 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements.

b – Effort de cisaillements.



Bending moment
 Extreme bending moment -95,39 kNm/m

c – Moment fléchissant

FIG .5.23- *Pieu : résultats de la phase 3 (Cas6).*

5.5.4. Résultats de la phase 4

a) Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité pour les six cas étudiés en phase 3 est donné respectivement :

$$- \Sigma M_{sf} = 1,574 \quad (\text{cas 1}) ;$$

$$- \Sigma M_{sf} = 1,572 \quad (\text{cas 2}) ;$$

$$- \Sigma M_{sf} = 1,563 \quad (\text{cas 3}) ;$$

$$- \Sigma M_{sf} = 1,576 \quad (\text{cas 4}) ;$$

$$- \Sigma M_{sf} = 1,666 \quad (\text{cas 5}) ;$$

$$- \Sigma M_{sf} = 1,759 \quad (\text{cas 6})$$

5.6. Exploitations des résultats

5.6.1. Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité

Les valeurs de coefficients de sécurité calculés dans la phase 4 doivent être comparés à la valeur obtenue dans la phase 2 pour les conditions initiales.

	Phase 2	Phase 4		Comparaison
Valeurs de FS	1,580	Cas 1	1,574	<i>Diminution du FS</i>
		Cas 2	1,572	<i>Diminution du FS</i>
		Cas 3	1,563	<i>Diminution du FS</i>
		Cas 4	1,576	<i>Diminution du FS</i>
		Cas 5	1,666	<i>Augmentation du FS</i>
		Cas 6	1,759	<i>Augmentation du FS</i>

TAB. 5.4 – Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité.

5.6.2. Comparaison entre les déplacements calculés aux déplacements mesurés

Pour que le modèle de référence soit raisonnable et plus proche de la réalité, on doit comparer le déplacement du sol du modèle au déplacement mesuré expérimentalement par des mesures inclinométriques (Figure 5-24).

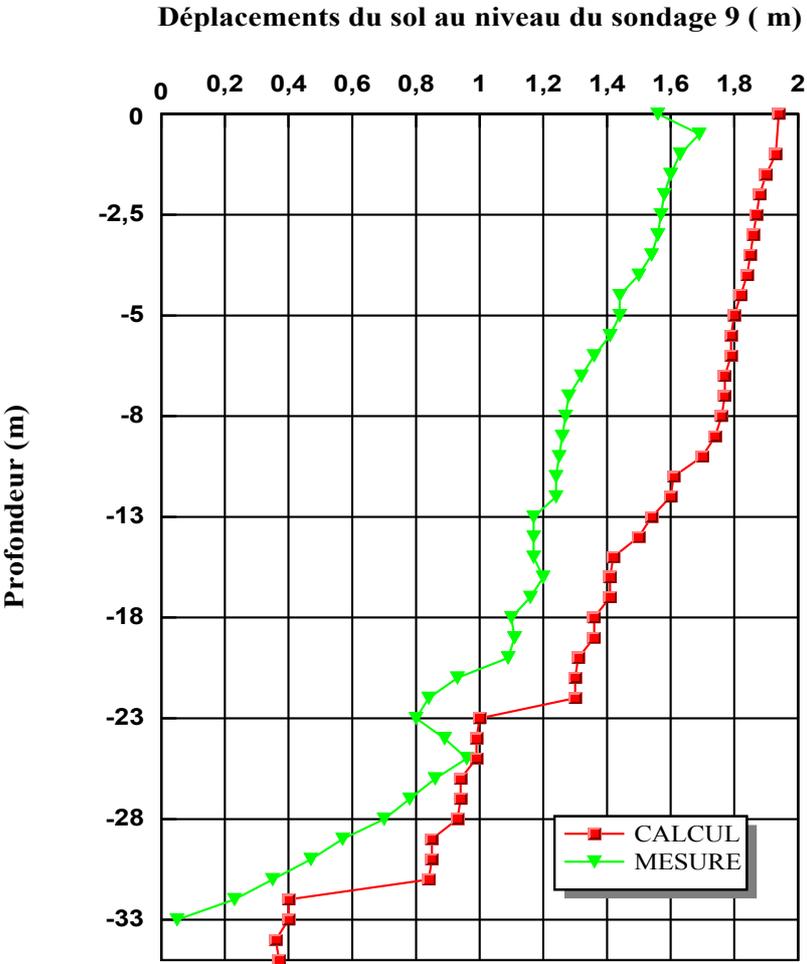


FIG .5.24- Comparaison du déplacement du sol aux mesures.

5.7. Conclusion

- D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, les pieux stabilisants subissent une déformation horizontale qui varie de $9,15 \times 10^{-3} \text{m}$ à $55,73 \times 10^{-3} \text{m}$ pour les six cas étudiés. On remarque une diminution importante des déplacements du sol après mise en place des pieux.

- L'écart relevé avec la valeur de coefficient de sécurité obtenue en cas où les rangées de pieu sont placées au niveau du pied du talus instable est à attribuer au rôle bénéfique exercé par une meilleure position du pieu.

- La comparaison entre les deux courbes de déplacement montre que notre modèle de référence constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel du sol.

CHAPITRE 6 :

Etude paramétrique

CHAPITRE 6 : Etude paramétrique

6.1. Introduction

Après la première étude du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire la deuxième étude (l'étude paramétrique). Dans cette étude, on va montrer l'effet des paramètres sur le comportement du pieu et sur le comportement du sol. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres du projet.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- Déplacements horizontaux du pieu.
- Moments dans le pieu.
- Les déplacements verticaux (les tassements) de la surface libre supérieur.

Les trois types de résultats seront présentés pour la troisième phase.

6.2. Effet des paramètres de modélisation

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants :

- Le maillage.
- La précision de calcul.

6.2.1. Le maillage

On change le maillage des éléments de 15 noeuds à 6 noeuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 6-1,6-2 et 6.3 suivantes :

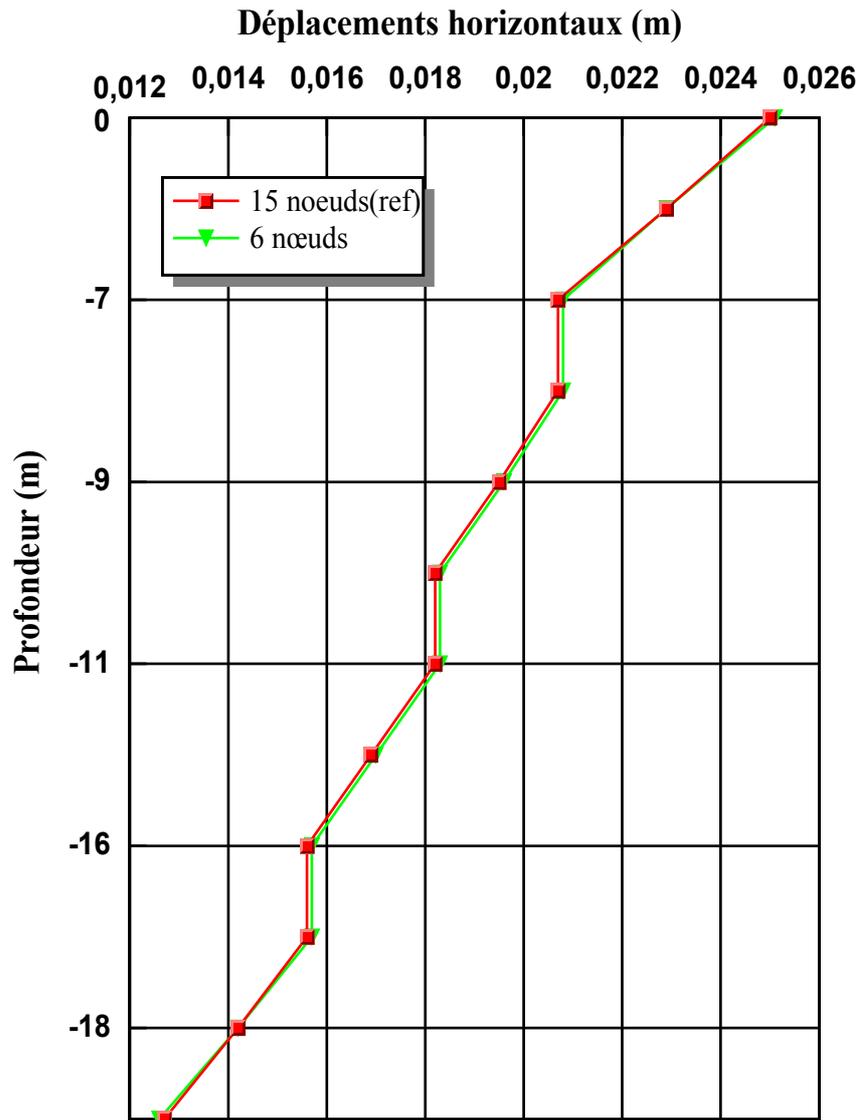


FIG. 6.1- Influence du maillage sur les Déplacements horizontaux du pieu.

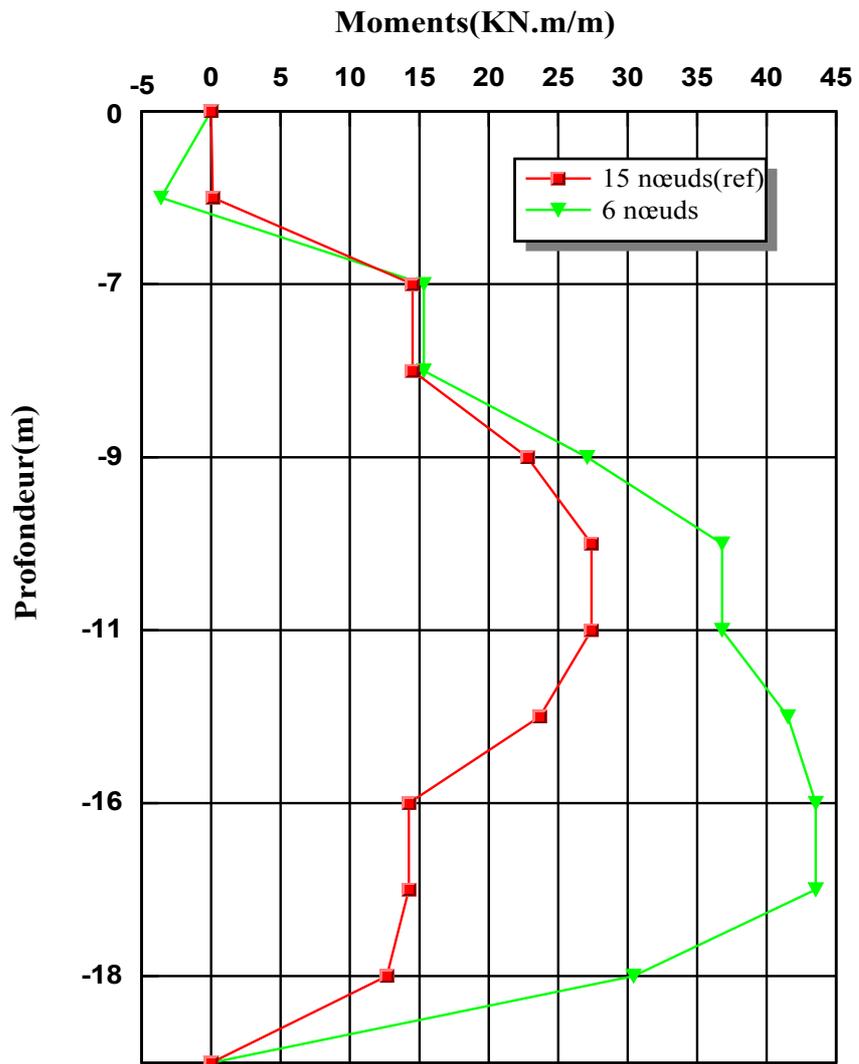


FIG. 6.2- Influence du maillage sur les moments fléchissant.

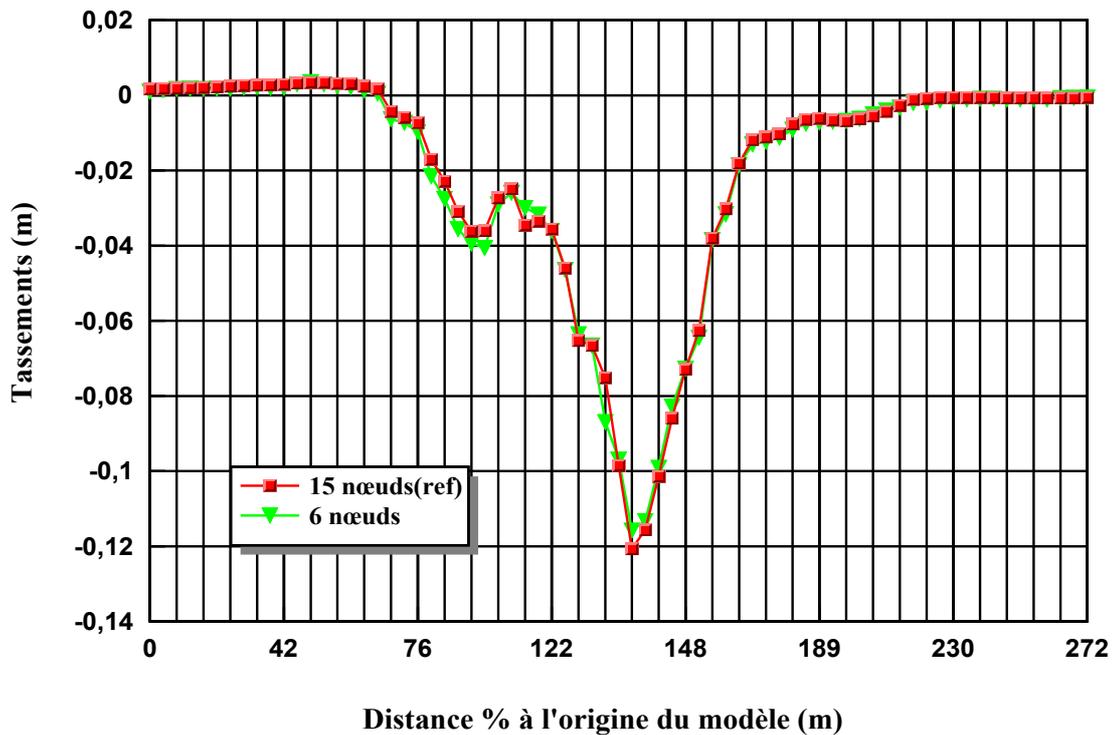


FIG. 6.3 - Influence du maillage sur les déplacements verticaux de la surface libre supérieure.

6.2.2. La précision des calculs

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut avec PLAXIS, la tolérance est de 1%, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Tolérance de 3%.
- Tolérance de 6%.

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 6-4,6-5,6-6 suivantes :

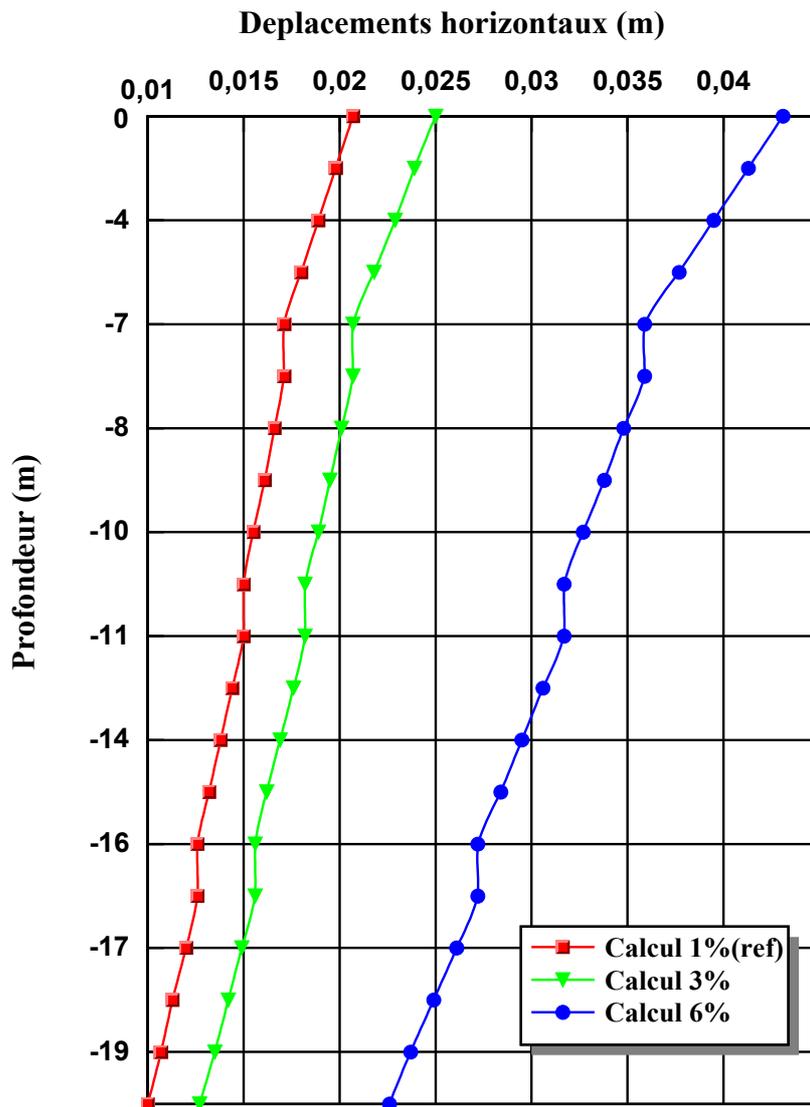


FIG. 6.4 - Influence de la précision de calcul sur les déplacements horizontaux.

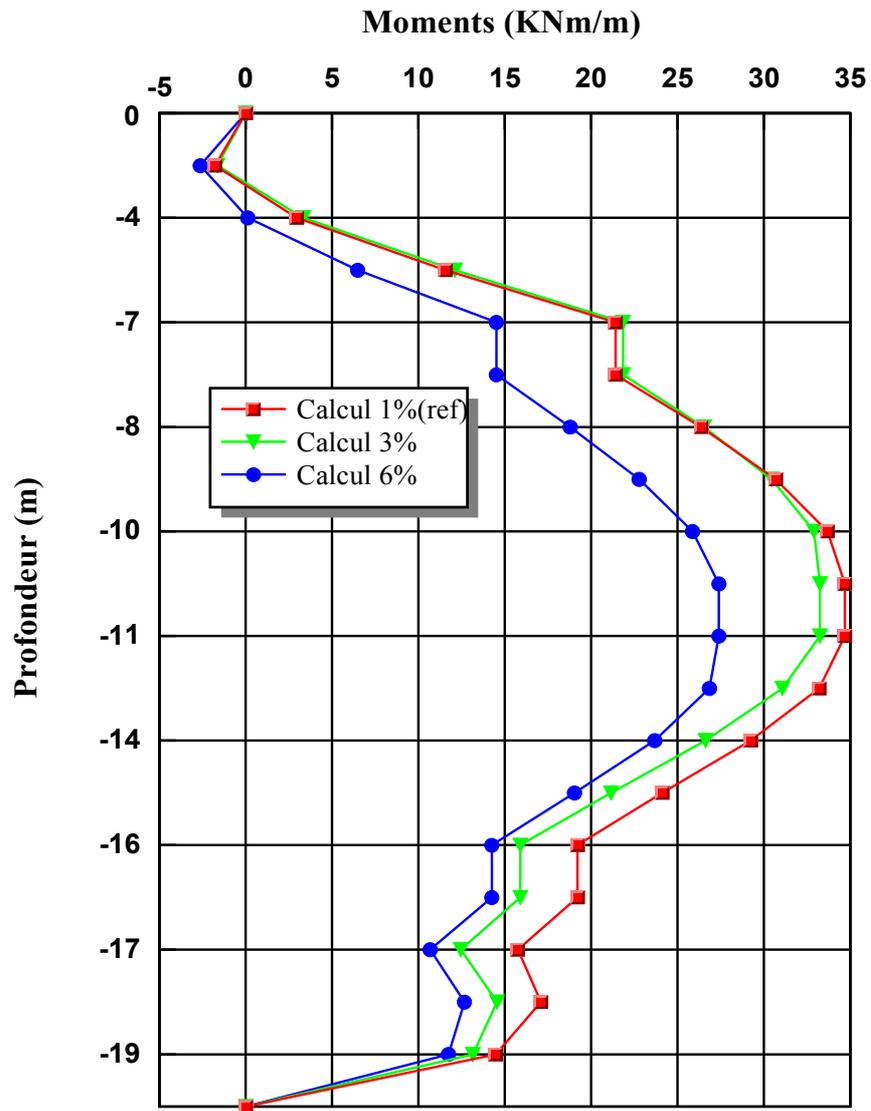


FIG. 6.5- Influence de la précision de calcul sur les moments fléchissant.

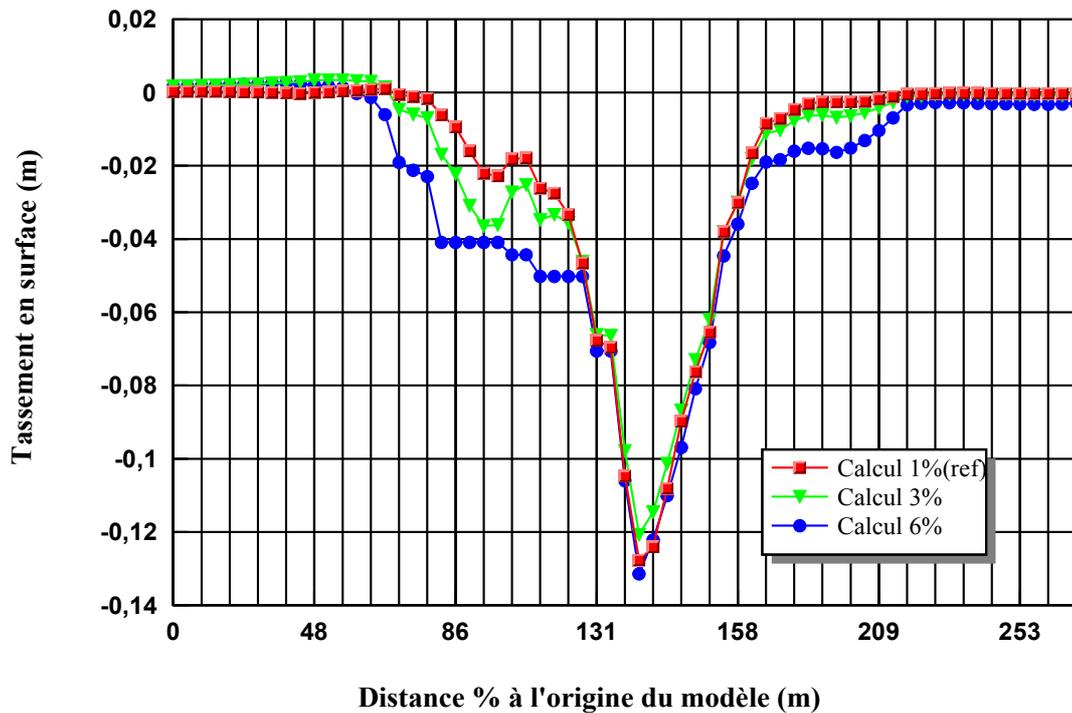


FIG. 6.6- Influence de la tolérance sur le tassement de la surface.

6.3. Effet des paramètres du projet

6.3.1. Effet des paramètres du sol

Pour ce qui concerne les paramètres du sol on va étudier l'influence de trois types de paramètres : la cohésion, l'angle de frottement et le module de Young (module d'élasticité).

a) Influence de la cohésion C :

Dans le modèle de référence la cohésion varie entre 9 et 55 KN/m^2 . $C=20 \text{ KN/m}^2$ pour la première couche, $C=9 \text{ KN/m}^2$ pour la deuxième et $C=55 \text{ KN/m}^2$ pour la troisième couche.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

$$- C = -5 \text{ KN/m}^2 \quad - C = +5 \text{ KN/m}^2$$

Pour toutes les couches simultanément.

Les résultats des calculs sont présentés par les courbes sur les figures 6-7,6-8,6-9.

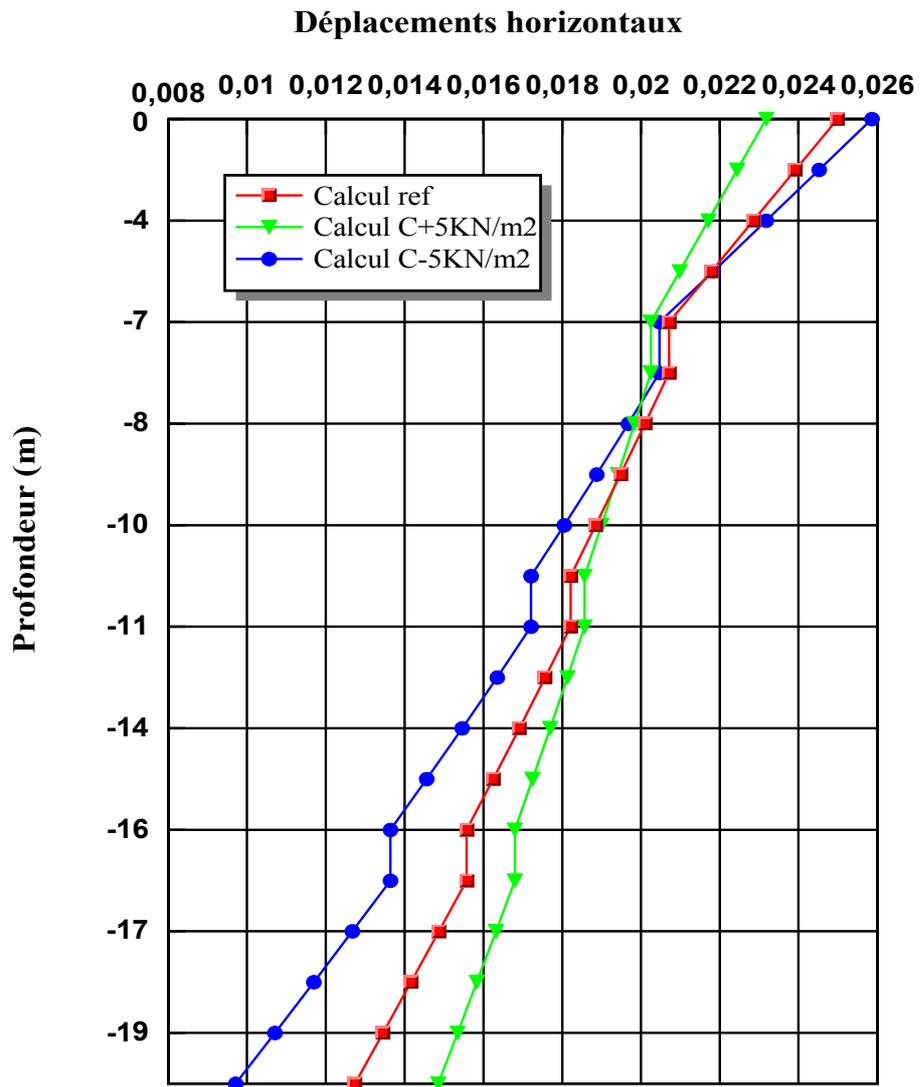


FIG. 6.7- Influence de la cohésion sur le déplacement horizontal.

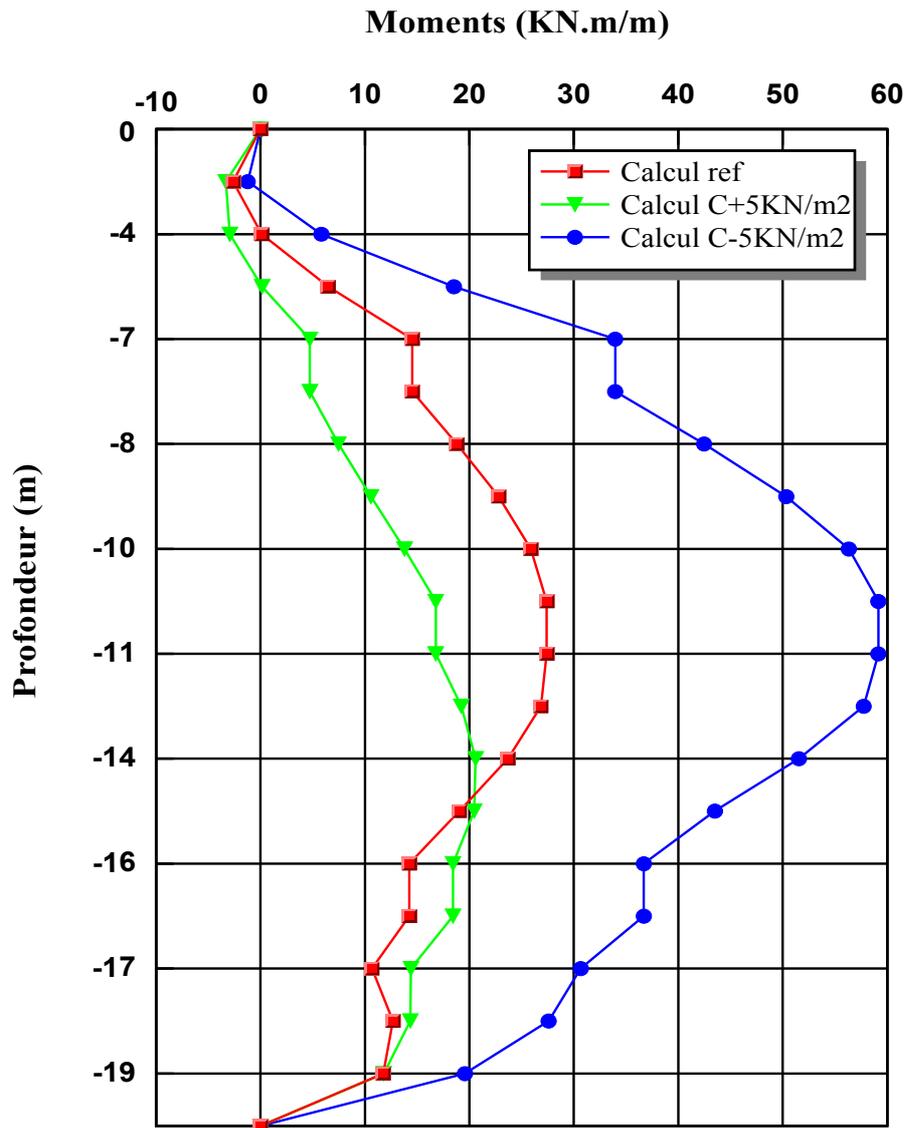


FIG. 6.8 - Influence de la cohésion sur les moments fléchissant.

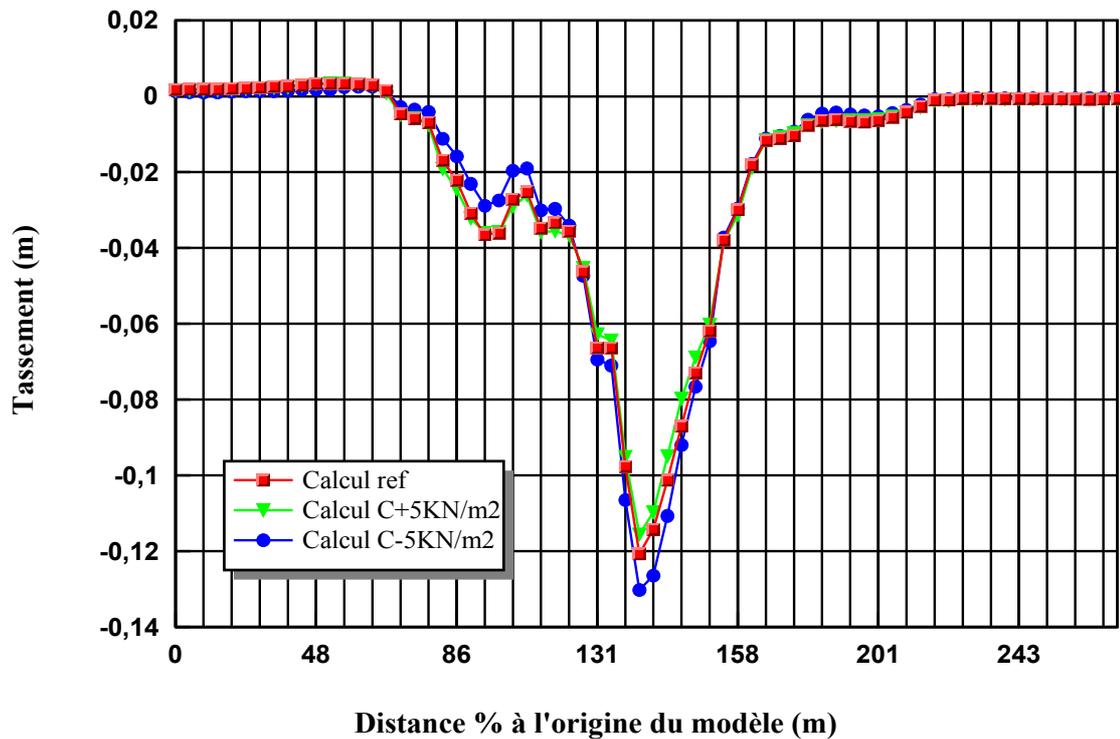


FIG. 6.9- Influence de la cohésion sur les déplacements verticaux de la surface libre supérieure.

b) Influence de l'angle de frottement φ

Dans le modèle de référence l'angle de frottement est pris entre 13° et 21° . $\varphi=13^\circ$ pour la première couche et $\varphi=21^\circ$ pour la deuxième et la troisième couche.

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

- $\varphi = -5^\circ$
- $\varphi = +5^\circ$

Pour toutes les couches simultanément.

On obtient les résultats présentés par les figures 6-10,6-11,6-12.

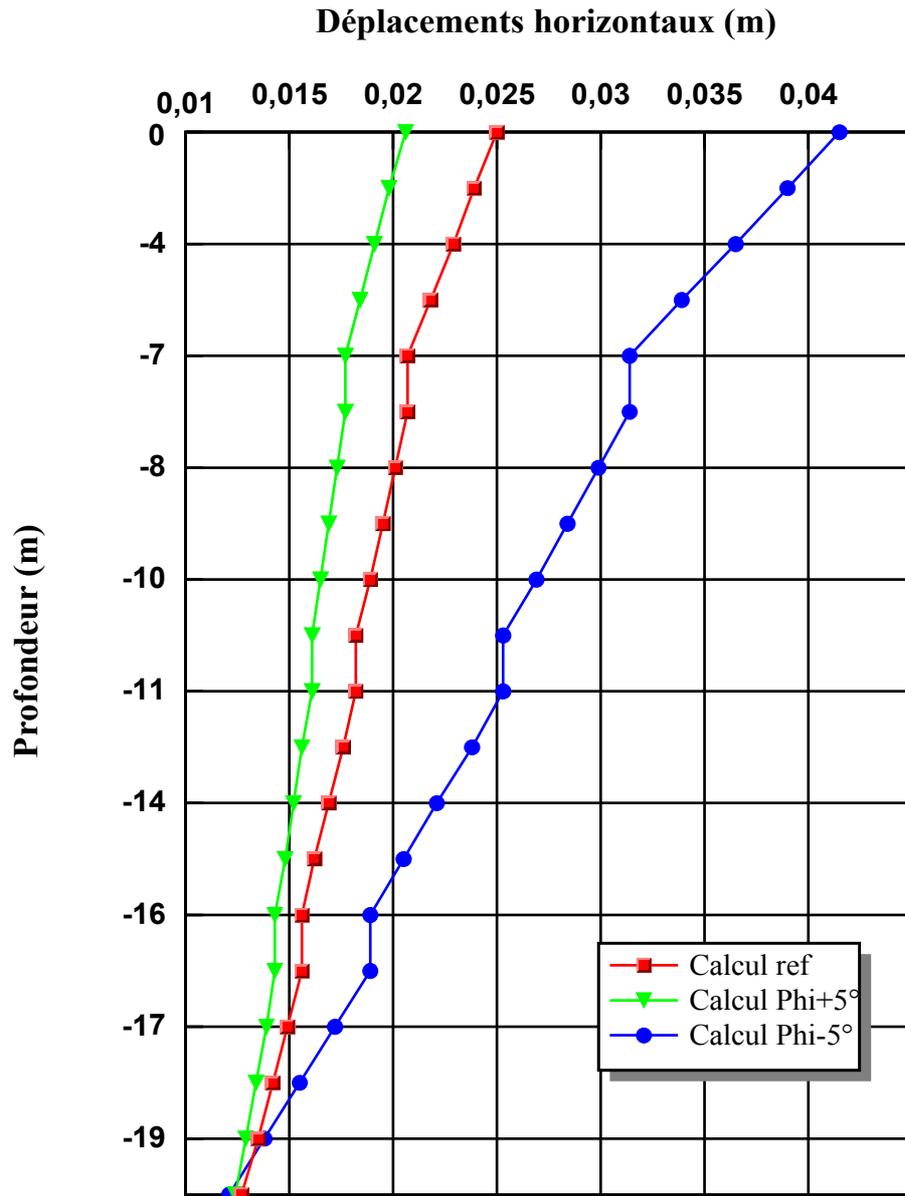


FIG. 6.10- Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal.

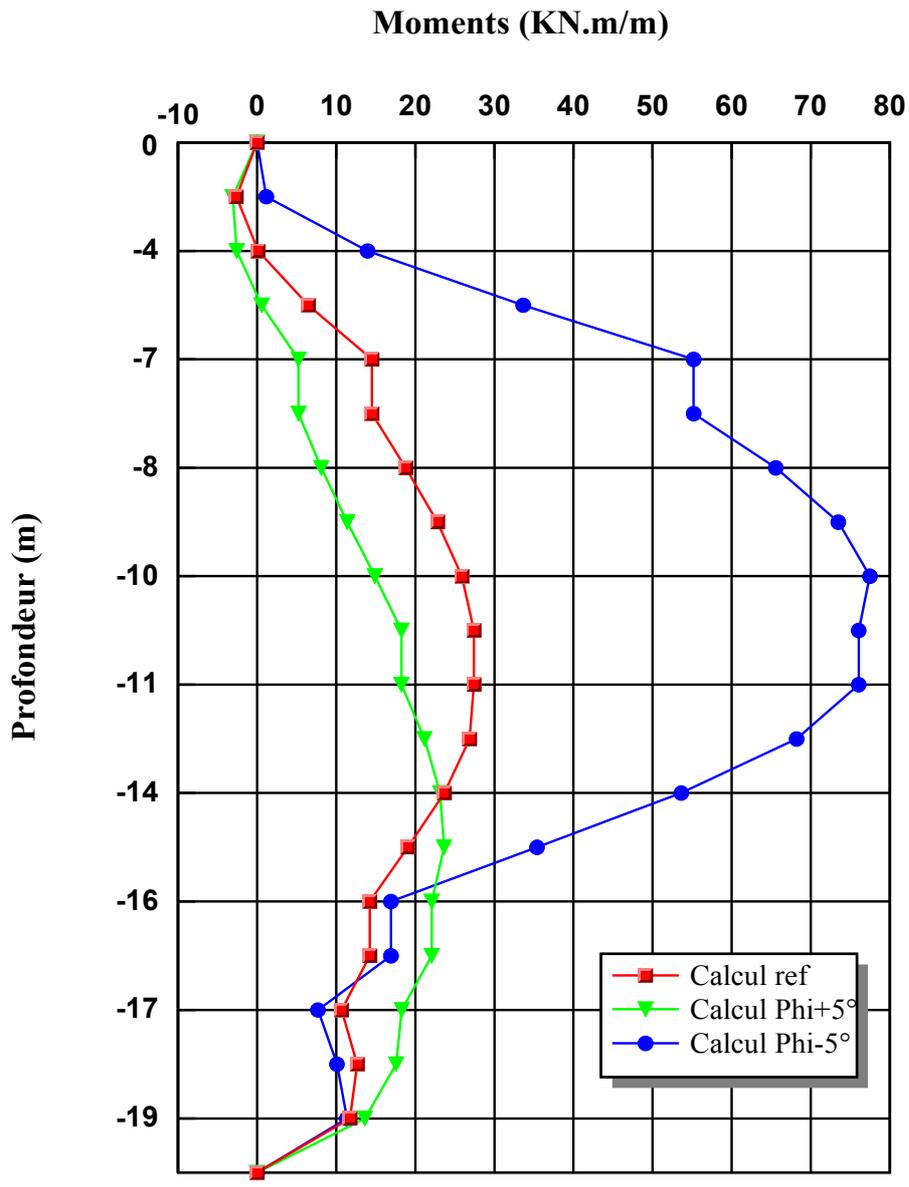


FIG. 6.11- Influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissant.

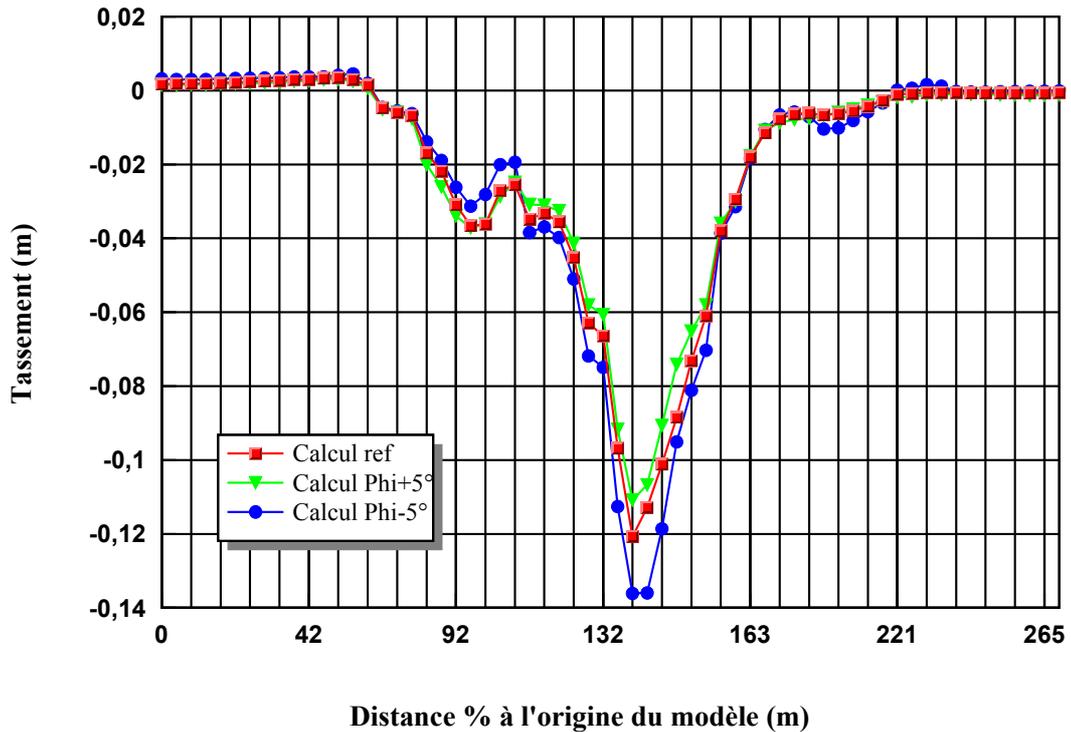


FIG. 6.12- Influence de l'angle de frottement sur le tassement de la surface.

c) Influence du module de Young E

Dans le modèle de référence le module compris entre 2010 et 7156 KN/m². E=2010 KN/m² pour la première couche, E=2412 KN/m² pour la deuxième et E=7156 KN/m² pour la troisième couche.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- E=-25%
- E=+25%

Pourcentage pour tous les modules simultanément.

Les résultats des calculs sont présentés sur les figures 6-13,6-14,6-15.

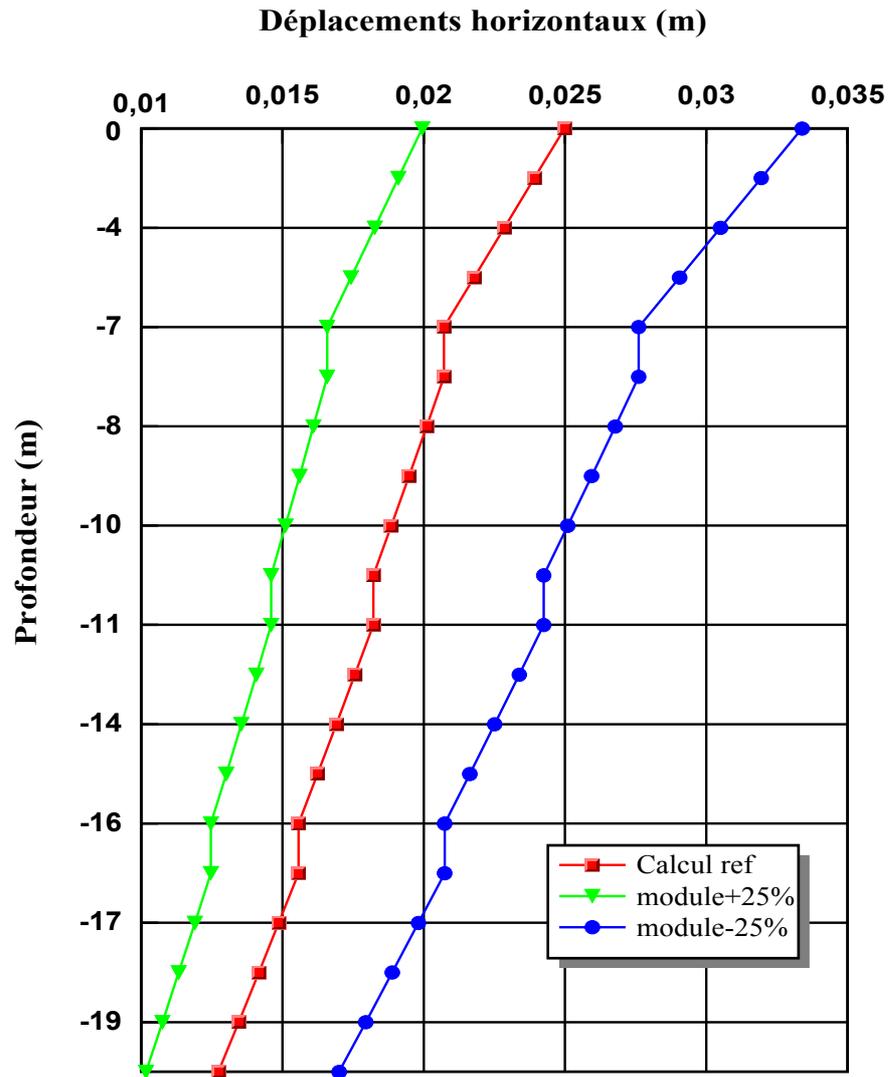


FIG. 6.13- *Influence du module d'élasticité E sur le déplacement horizontal du pieu.*

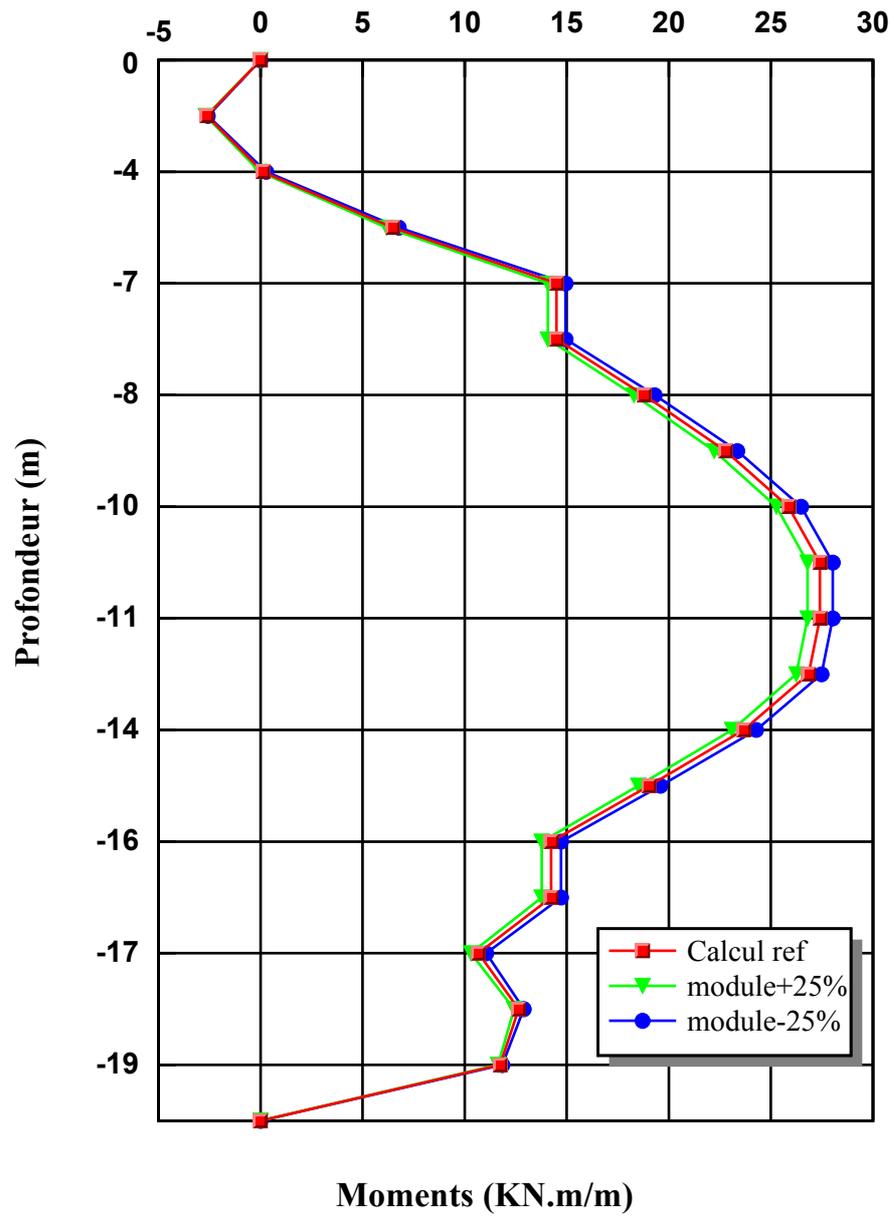


FIG. 6.14- Influence du module d'élasticité sur les moments fléchissant.

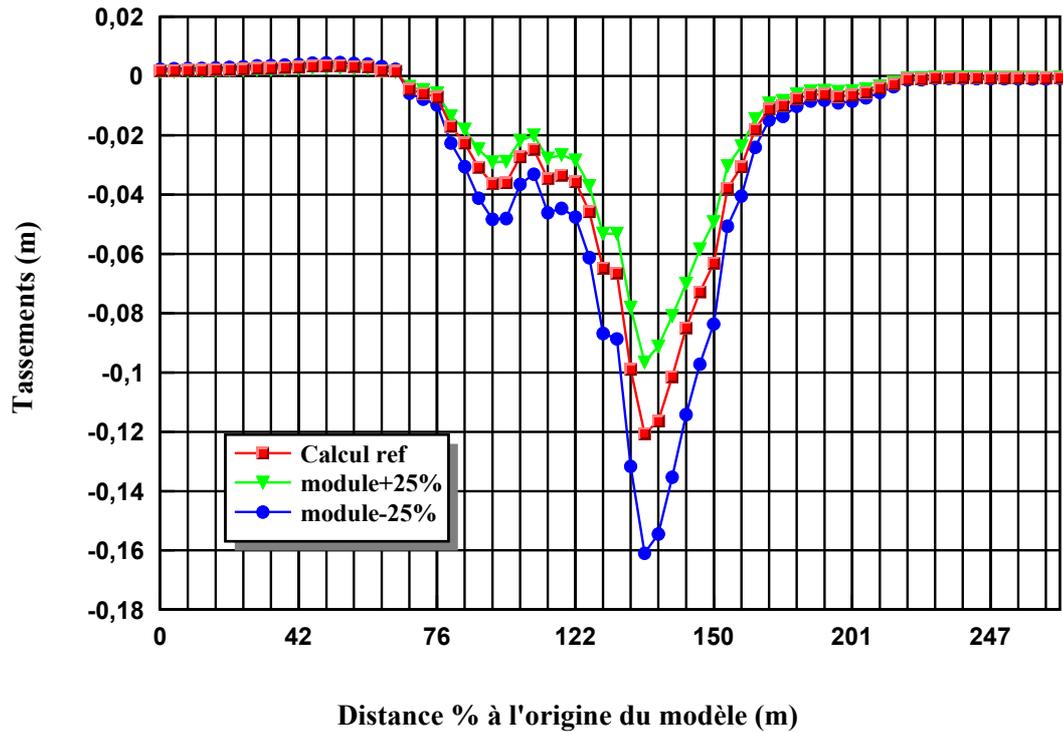


FIG. 6.15- Influence du module d'élasticité sur le tassement de la surface.

6.3.2. Effet des paramètres du pieu

Les effets de différents paramètres tels que le diamètre ou la largeur du pieu, la longueur de l'inclusion, la rigidité de l'inclusion et la rugosité d'interface sont étudiés.

a) Effet du diamètre du pieu :

Dans le modèle de référence le diamètre du pieu $D=1\text{m}$. Pour l'étude paramétriques et Pour voir l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- $D=\pm 0,2\text{m}$.
- $D=\pm 0,5\text{m}$

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 6-16,6-17,6-18 suivantes :

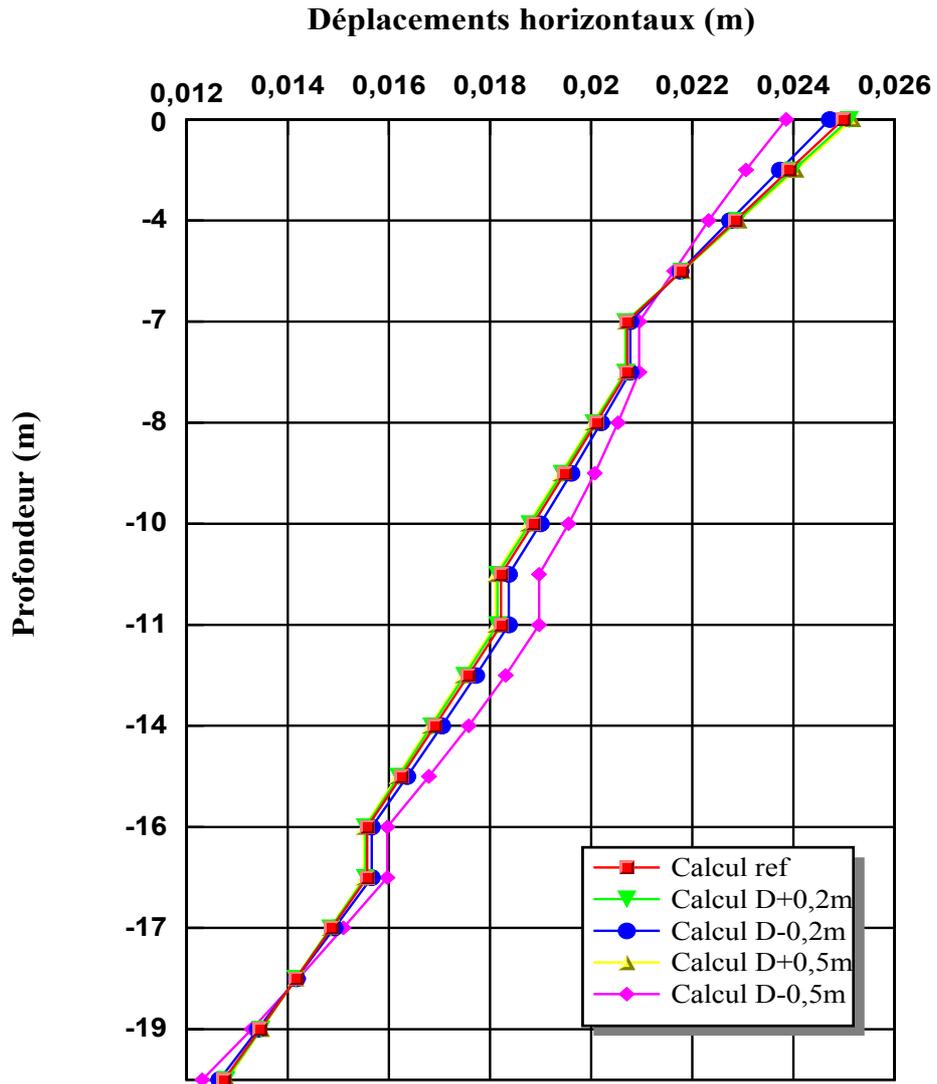


FIG. 6.16- Influence du diamètre du pieu sur le déplacement horizontal.

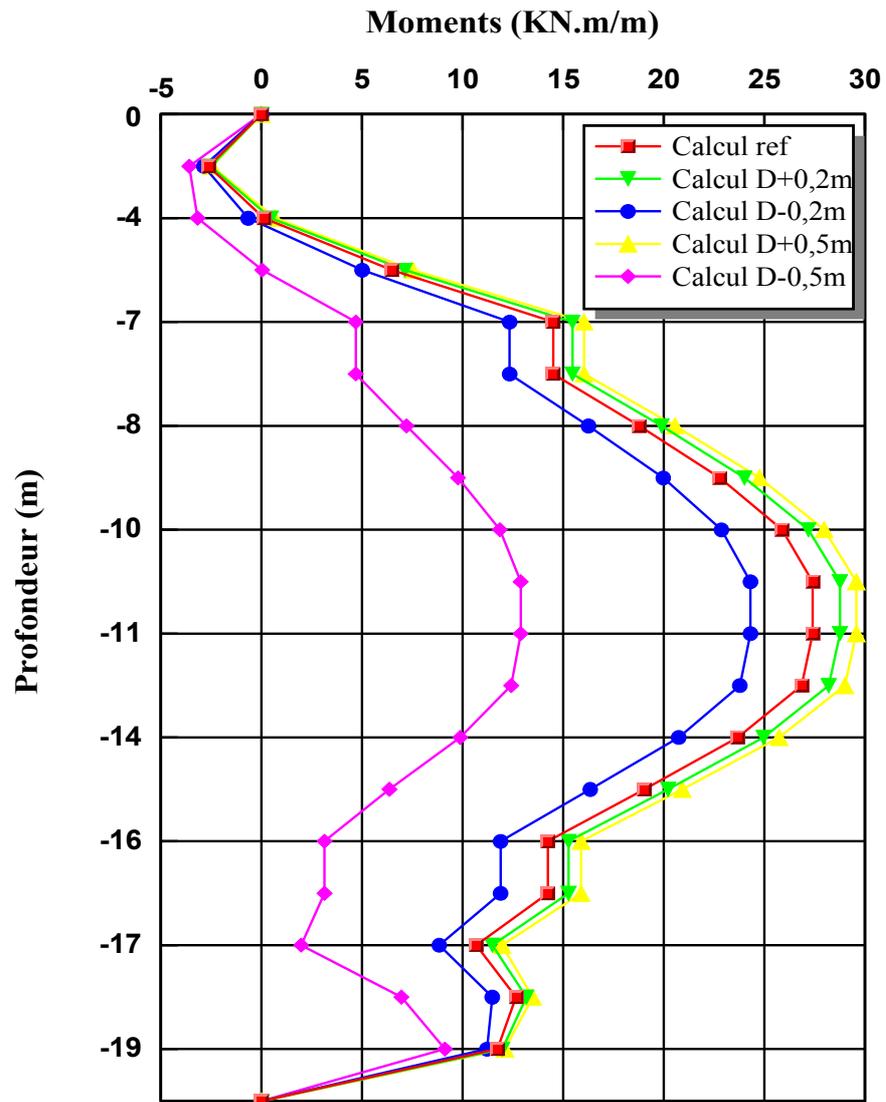


FIG. 6.17- Influence du diamètre du pieu sur les moments fléchissant.

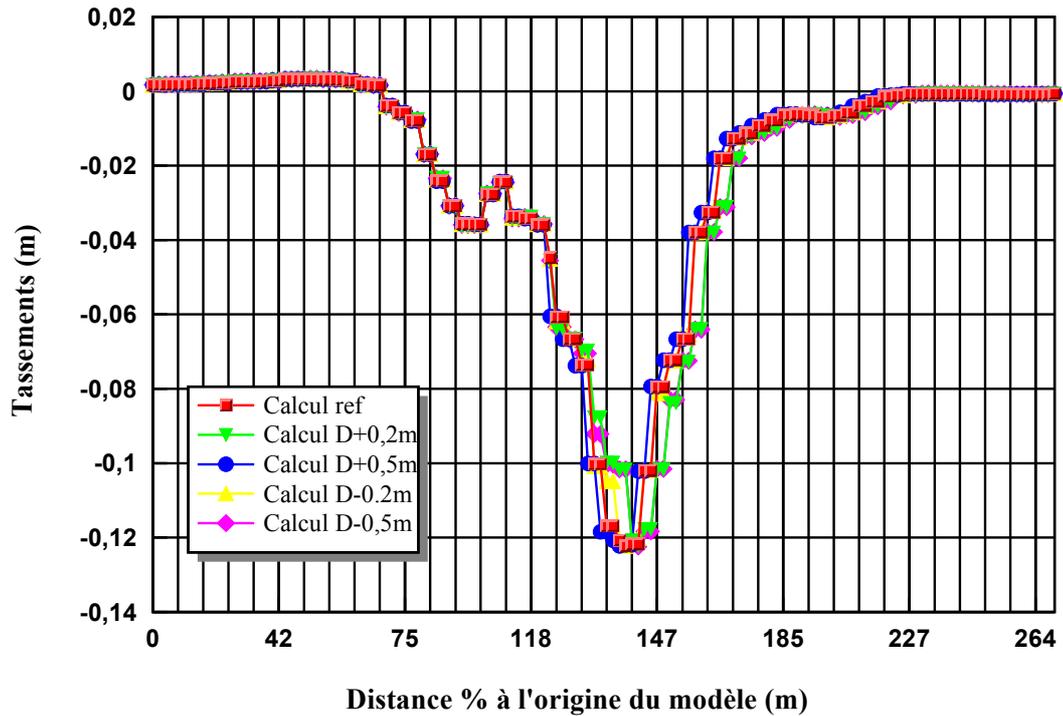


FIG. 6.18- Influence du diamètre du pieu sur le tassement de la surface.

b) Influence de la longueur du pieu

Dans le modèle de référence la longueur du pieu est prise égale à 20m. Pour l'étude paramétriques on fait le calcul pour :

- $L = \pm 5m$.
- $L = \pm 10m$.

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 6-19,6-20,6-21 suivantes :

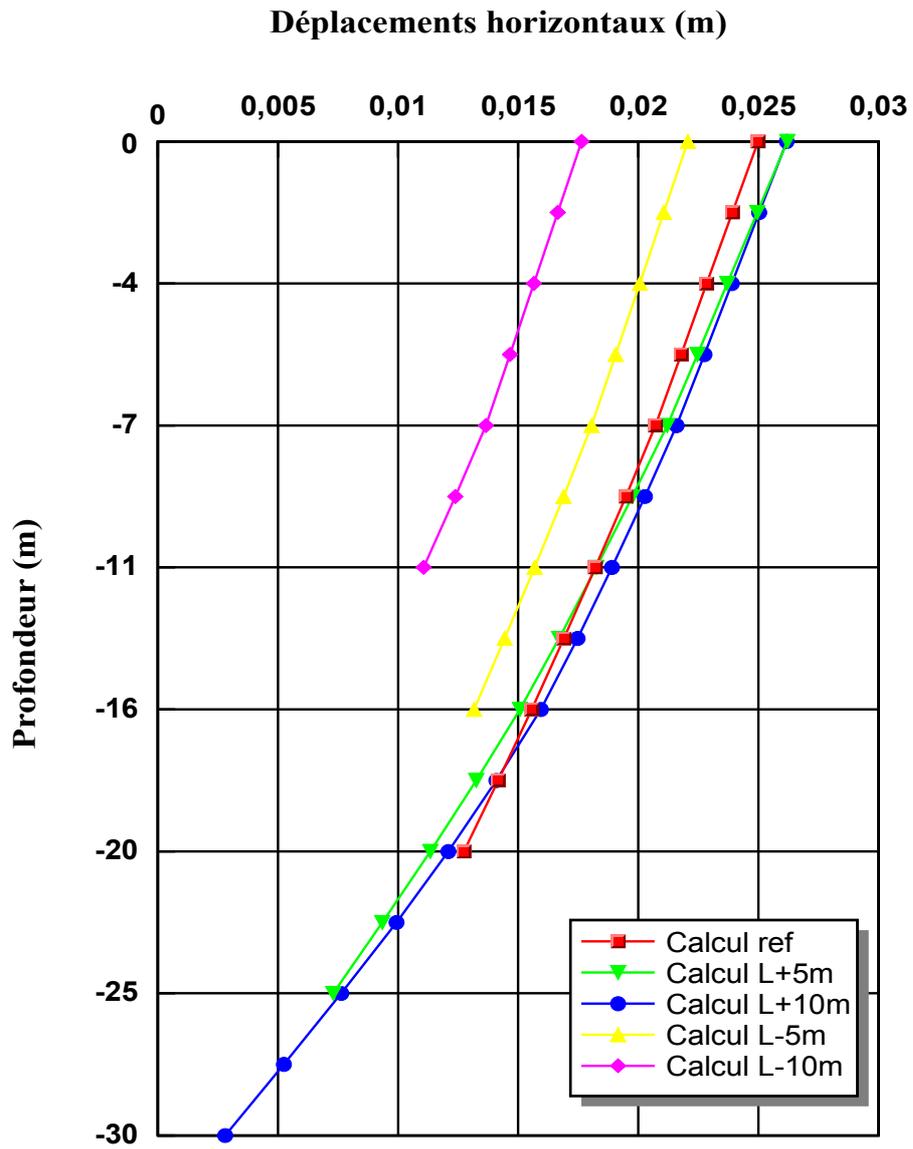


FIG. 6.19- *Influence de la longueur du pieu sur le déplacement horizontal.*

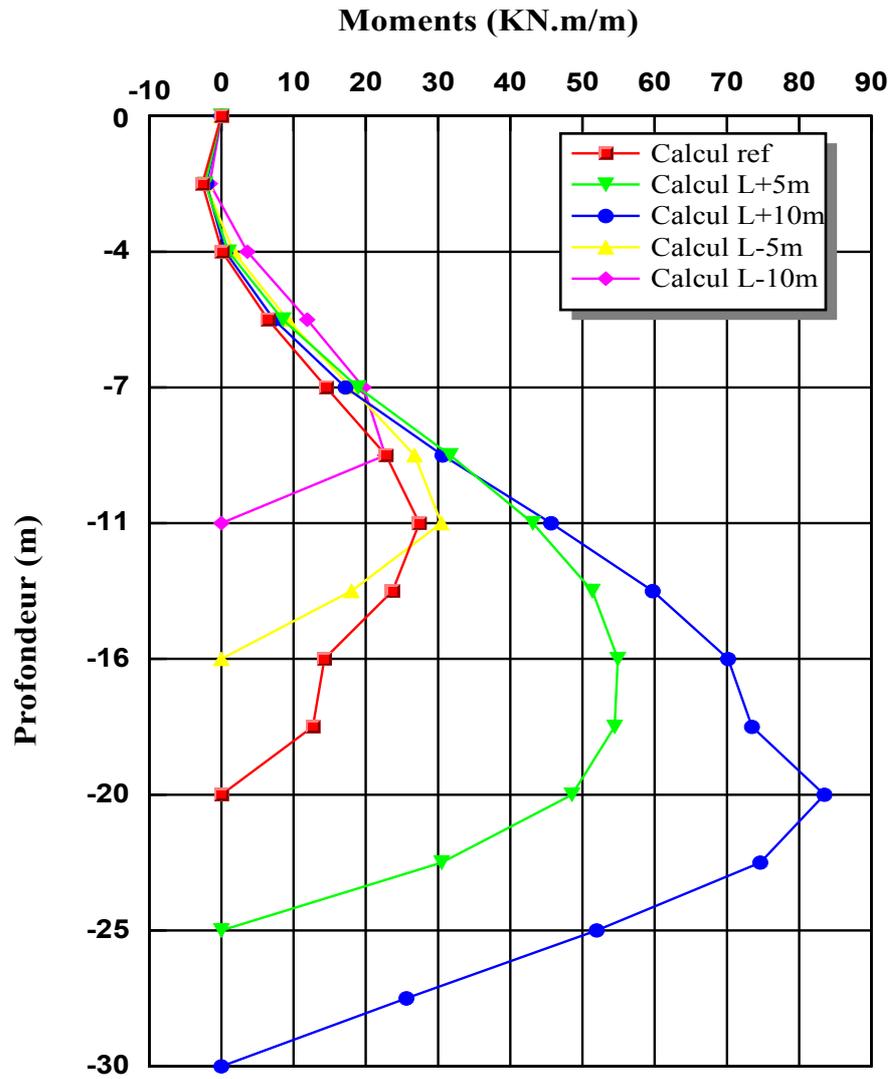


FIG. 6.20- Influence de la longueur du pieu sur les moments fléchissant.

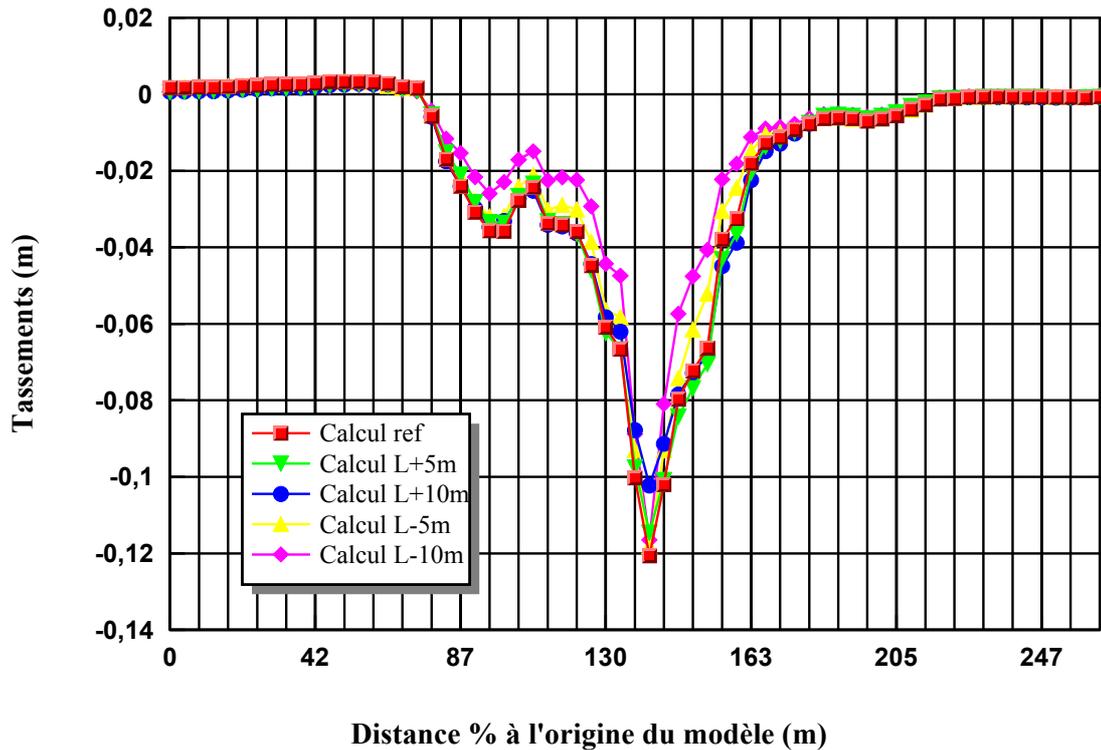


FIG. 6.21- Influence de la longueur du pieu sur le tassement de la surface.

c) Effet de la rigidité du pieu

Pour étudier l'effet de la rigidité du pieu on fait le calcul paramétrique pour :

- $E = E_{\text{Acier}}$.
- $E = E_{\text{Dural}}$

Et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 6-22, 6-23 et 6.24 suivantes :

NT : Le Duralumin est un alliage de Cuivre, d'Aluminium et de manganèse.

Ce matériau a un module d'élasticité $E_{\text{Dural}} = 0,7 \times 10^8$ Kpa.

Le module d'élasticité pour l'Acier $E_{\text{Acier}} = 2,1 \times 10^8$ Kpa et pour le Béton armé $E_{\text{Béton}} = E_{\text{ref}} = 0,35 \times 10^8$ Kpa.

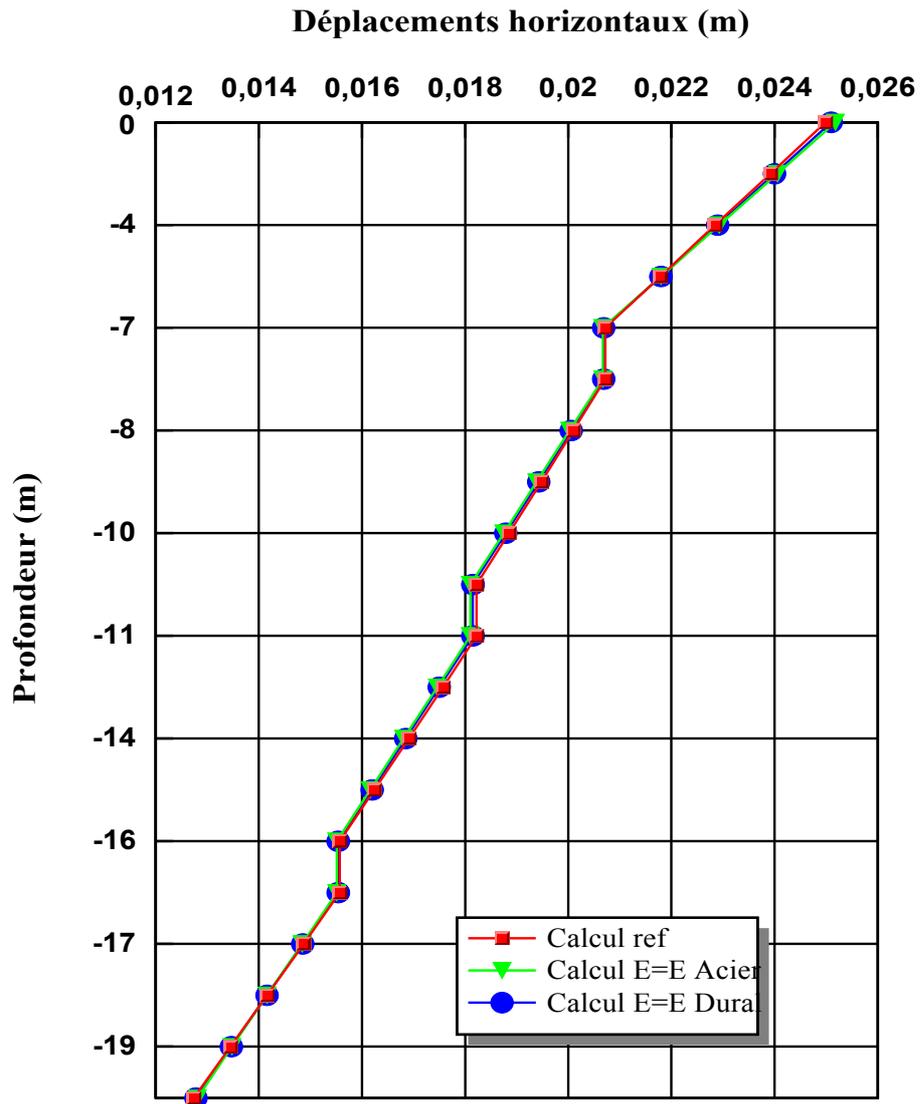


FIG. 6.22- Influence de la rigidité du pieu sur le déplacement horizontal.

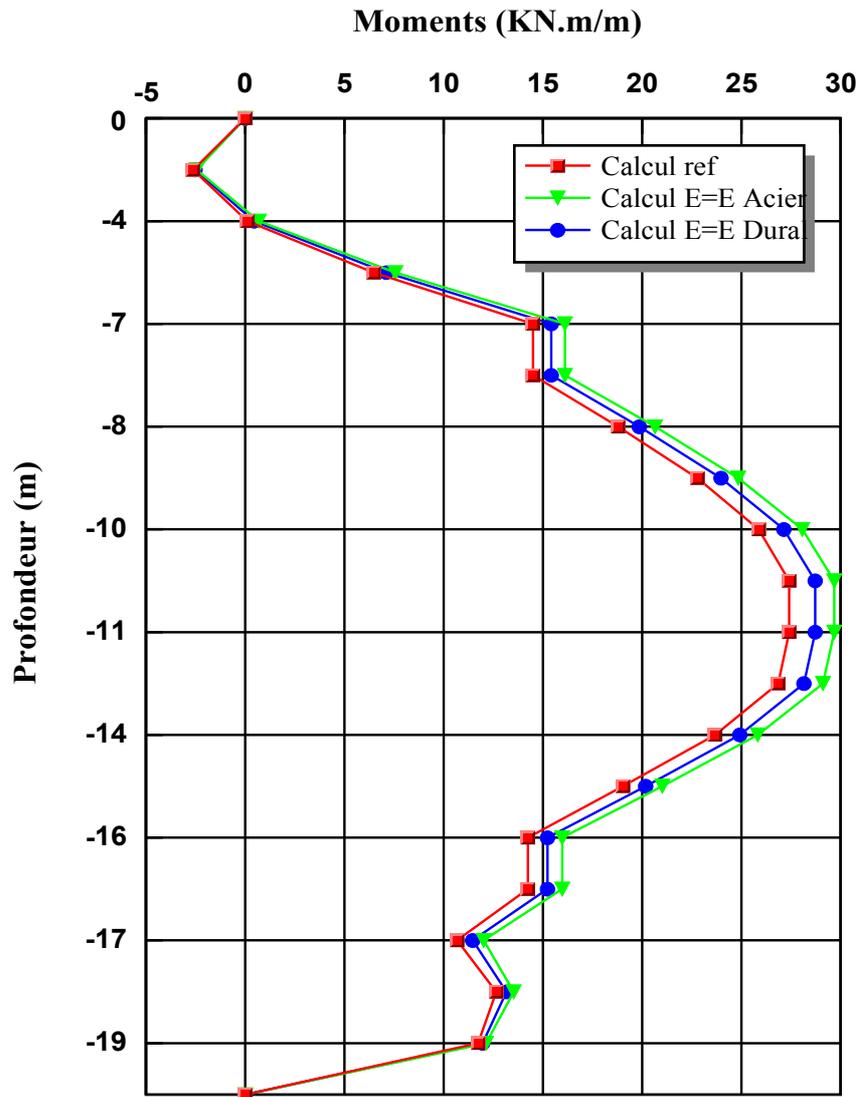


FIG. 6.23- Influence de la rigidité du pieu sur les moments fléchissant.

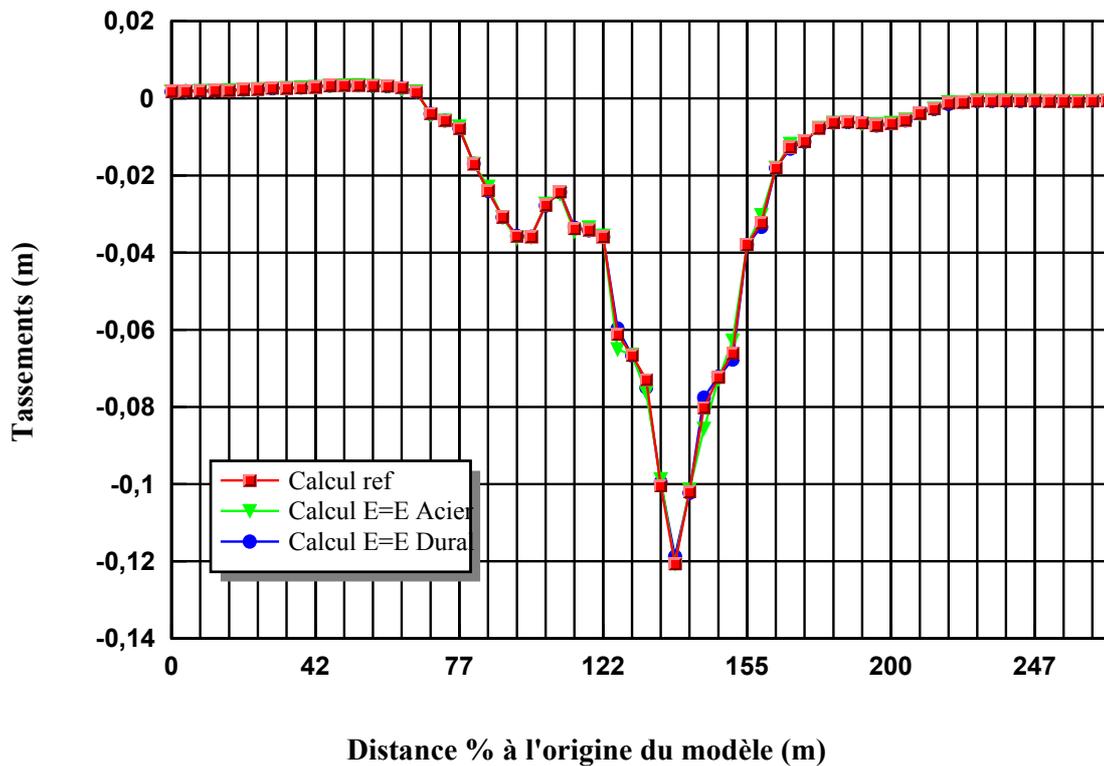


FIG. 6.24- *Influence de la rigidité du pieu sur le tassement de la surface.*

d) Effet de la rugosité de l'interface du pieu

Dans le modèle de référence la rugosité de l'interface est prise égale à 0,9. Pour l'étude paramétriques on fait le calcul pour :

- $R_{inter} = 1$
- $R_{inter} = 0,8$
- $R_{inter} = 0,6$

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 6-25,6-26,6-27 suivantes :

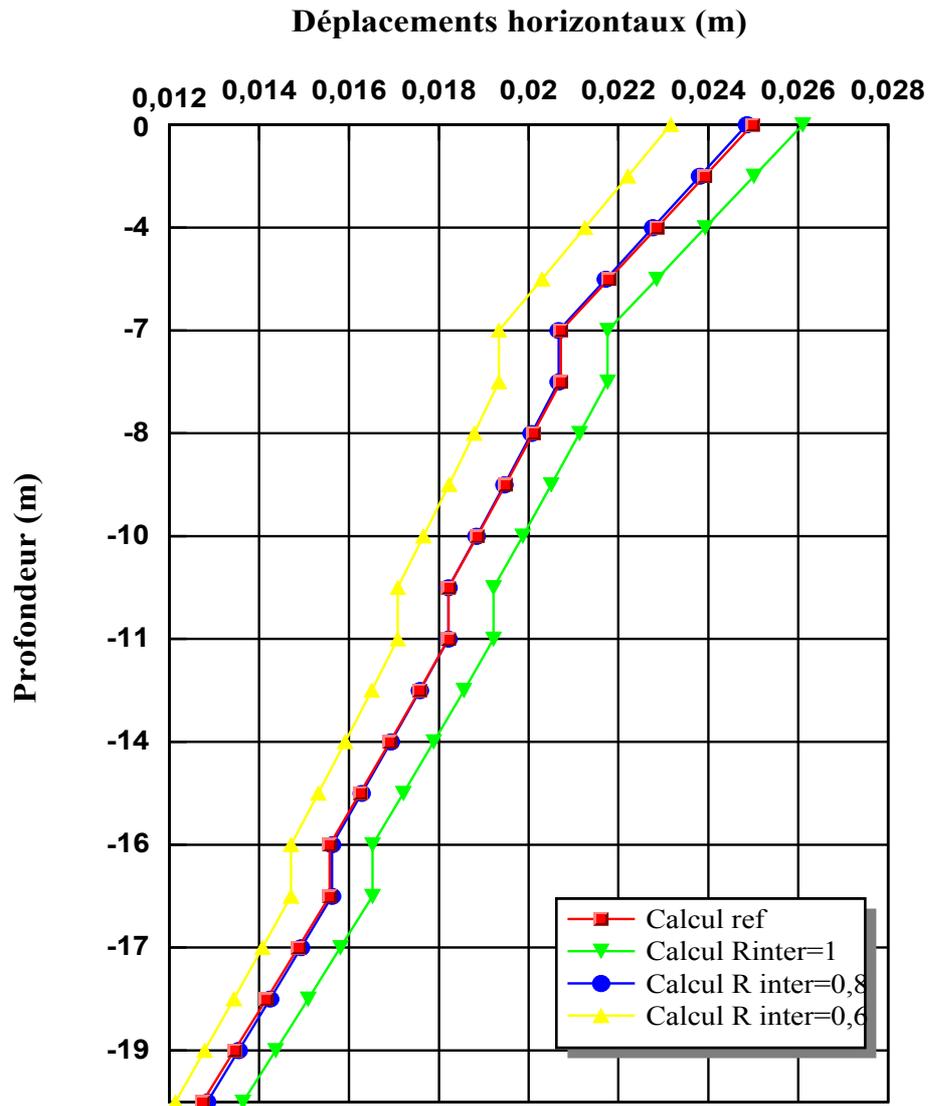


FIG. 6.25- *Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur le déplacement horizontal.*

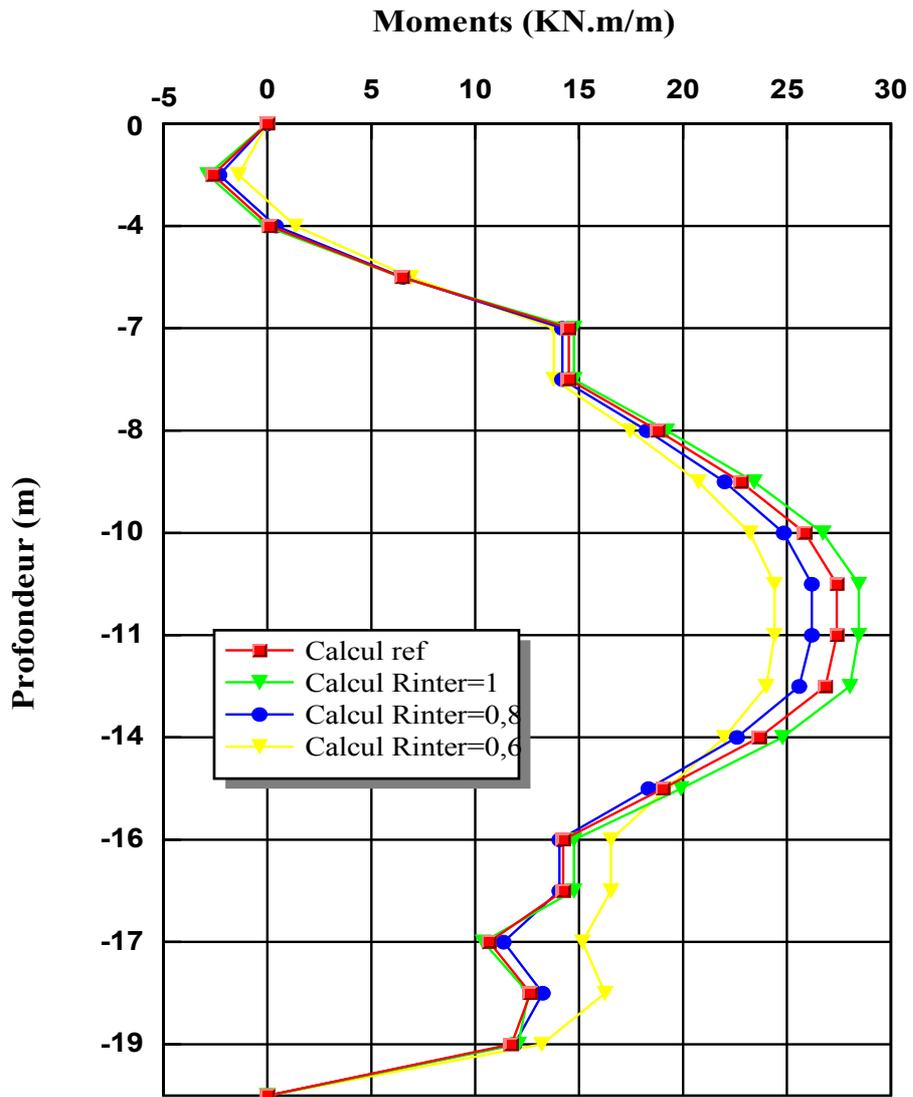


FIG. 6.26- Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur les moments fléchissant.

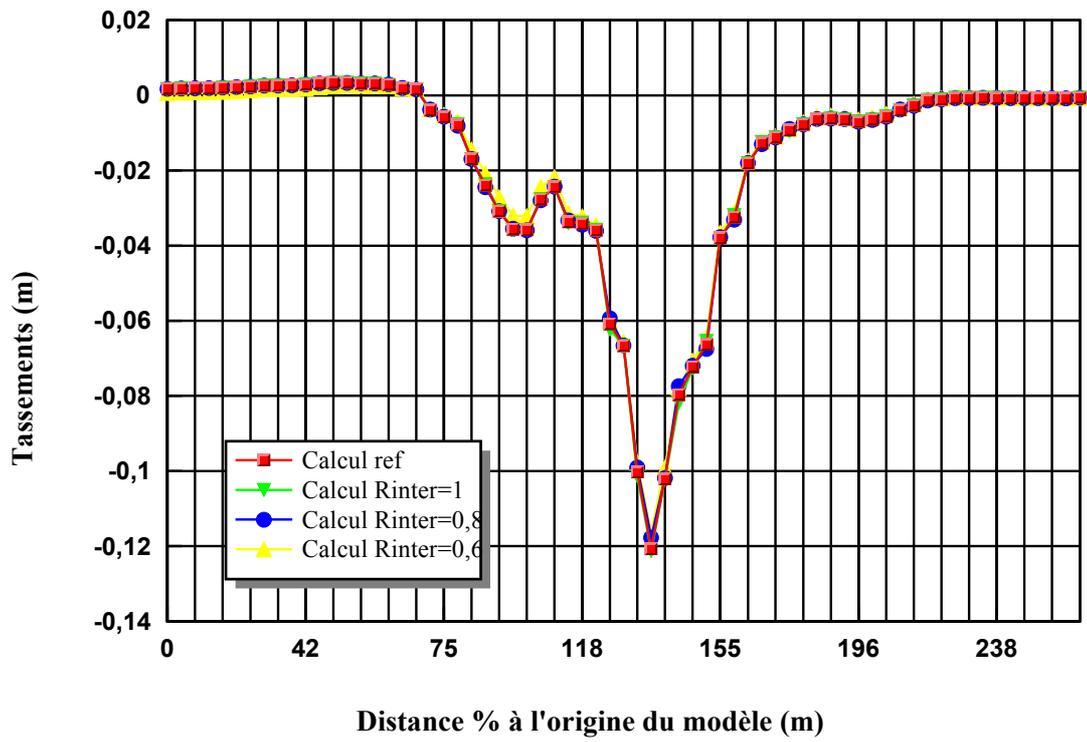


FIG. 6.27- *Influence de la rugosité de l'interface du pieu sur le tassement de la surface.*

6.4. Analyse des résultats

6.4.1. Effet des paramètres de modélisation

- a) *Pour le maillage* : une grande augmentation des moments fléchissant du pieu on passant de l'élément à 15 noeuds à l'élément à 6noeuds. Les déplacements du pieu et les tassements en surface sont moins affectés par la variation de ce paramètre.
- b) *Pour la précision du calcul* : on remarque une augmentation des déplacements du pieu et des tassements en surface on passant de 1%, 3% à 6%.Cependant une diminution des moments fléchissant est remarquée.

6.4.2. Effet des paramètres géotechniques

- a) *Pour les paramètres du sol* :

Une augmentation de ϕ , C ou de module conduit à :

- Une diminution sensible des déplacements du pieu et des tassements en surface.
- Une diminution du moment fléchissant dans le pieu plus sensible pour l'augmentation de la cohésion et l'angle frottement que pour l'augmentation du module.

L'effet de la diminution des paramètres du sol est plus important que leur augmentation sur les trois types de résultats.

- b) *Pour les paramètres du pieu* :

- *Effet du diamètre du pieu* : Les moments de flexion sont d'autant plus importants que le paramètre D est grand. Cependant, l'influence de ce paramètre reste faible sur les déplacements du pieu et les tassements en surface.
- *Effet de la longueur du pieu* : On remarque une augmentation des

déplacements horizontaux du pieu et donc des moments fléchissant lorsque

la longueur augmente. Les tassements ne sont pas influencés par la variation de ce paramètre.

- *Effet de la rigidité du pieu* : La rigidité de l'inclusion fait varier légèrement la distributions des moments fléchissant. Les déplacements horizontales et les tassements sont insensibles.
- *Effet de la rugosité de l'interface du pieu* : on remarque que l'augmentation de la rugosité tend à augmenter les déplacements horizontaux et les moments fléchissant.

6.5. Conclusion

Dans cette étude comparative, nous avons essayé de déterminer les différents paramètres qui interviennent, par leur importance sur le comportement du système sol-pieu, tels que les paramètres de modélisation et les paramètres géotechniques, dont le but d'adopter un modèle de calcul convenable.

Les résultats de l'influence des différents paramètres étudiés sur les déplacements, les moments fléchissant et les tassements en surface semblent réalistes. De ce fait, notre modèle numérique choisi peut être adapté à l'étude d'un site réel.

Conclusion Générale et Recommandations

Conclusion Générale et Recommandations

Les cas de franchissements nécessaires de glissements de terrains actifs (en mouvement) deviennent de plus en plus fréquents. Il convient, par conséquent, de s'adapter à ces sites particuliers. La conception d'ouvrages de génie civil sur des pentes en mouvement est alors complexe et nécessite une reconnaissance du site ainsi qu'une bonne estimation des caractéristiques géomécaniques du sol.

Il est bien connu que pour répondre aux conditions spécifiques des pentes instables, plusieurs solutions sont envisageables. Les techniques de stabilisation des glissements sont généralement du type ouvrages de confortement. Une autre méthode employée pour améliorer la stabilité des pentes est celle qui consiste à installer des pieux, c'est l'objet de ce mémoire.

Le comportement des terrains sont souvent méconnus et devient encore plus complexe avec la mise en place d'un pieu notamment lorsqu'il est incliné et chargé tridimensionnellement et qu'il se trouve au sein d'un groupe ou de réseau de pieu. Aujourd'hui, il est difficile d'appréhender de façon complète la réaction du sol aux sollicitations transmises par un pieu.

“Pour mieux cerner le problème une modélisation numérique d'un cas réel a été établie. Un modèle numérique bidimensionnel a été développé avec le logiciel *PLAXIS* afin de prédire le comportement du système sol-pieu.

Une étude paramétrique a été réalisée. On faisant varier individuellement plusieurs Paramètres de calcul et géotechniques. On étudions leur influence, dans des plages de variation raisonnables.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

On a tenté de valider le modèle adapté par comparaison avec des données de mesures inclinométriques obtenus par ailleurs.

A l'issue de cette étude les remarques suivantes peuvent être énumérées :

1— Le calcul de référence n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité.

2— Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'effet des variations des paramètres sur d'autres types de résultats.

3— L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut être plus significative.

4— L'étude présentée a été menée à deux dimensions. Il serait intéressant de reconsidérer le problème à trois dimensions.

Ces deux derniers points peuvent constituer des perspectives pour la poursuite de ce travail.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **Abdelkader BENAÏSSA.** : « Glissement de terrain Calcul de stabilité.», Université de Constantine, 2003.
- [2] **Alaa KOUDERY.** : « Stabilité des pentes.», Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, 2005.
- [3] **Amar BOUZID.** : « Analyse semi analytique par éléments finis des pieux isolés sollicités horizontalement dans un milieu a comportement non linéaire.», Thèse de Magister, Ecole National Polytechnique d'El- harrach, ALGER, 164p, 1997.
- [4] **Amina LACHENANI.** : «Contribution a l'étude des pieux chargés horizontalement – Modélisation par éléments finis et analyse d'une base de données.», Mémoire de Magister, Université S D de BLIDA, Janvier 2003.
- [5] **D. BELARBI et T. ZERDAZI.** : « Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis application à un cas réel.», Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, 1989.
- [6] **David REMAUD.** : « Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe.», Thèse de doctorat de l'université de Nantes , 1999.
- [7] **François SCHLOSSER.** : « Eléments de mécanique des sols.», Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1988.
- [8] **Fronçois SCHLOSSER et Philippe UNTERREINER.** : « Renforcement des sols par Inclusions. », Techniques de l'ingénieur, traité de construction, C245, pp 1-19, 1995.
- [9] **G.LEJAY.** : « Sollicitations Horizontales Cycliques des pieux.», FAER 1.05.10.3, 1983.
- [10] **G. PHILIPPONNAT et B. HUBERT.** : « Fondations et ouvrages en terre. », Edition EYROLLES, 1998.
- [11] **G. SEVE, R. FRANK, H. ZERVOGIANNIS, J-C. BERCHE et P. PAPON.** : « Eude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre.», Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussés. 204. Réf. 4074. pp 53-64, Juillet- Août 1996.
- [12] **H.G POULOS.** : « Design of reinforcing piles to increase slope stability.», Can. Geodetic. J. Vol 32, pp 808-818, 1995.
- [13] **H.G POULOS.** : « The Behavior of laterally loaded piles I: Single Piles.», J.Soil Mech. Foundn. Div., ASCE,97, SM5, pp 711-731, 1971a.

- [14] **H.G POULOS, L.T CHEN et T.S HULL.** : «Model test on single piles subjected to lateral movement.», *Soil and Foundations*, Japanese geotechnical society, Vol 35, n^o 4, pp 85-92, 1995.
- [15] **JF IMBERT.** : « Analyse des structures par éléments finis.», Edition SEPADUES, 1979.
- [16] **JL. DURVILLE et G. SEVE.** : « Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble. », *Techniques de l'ingénieur, traité de construction*, C 254, pp 1-16, 1995.
- [17] **L.T CHEN, H.G POULOS et T.S HULL.** : « Model test on single piles subjected to lateral movement.», *Soil and Foundations*, Japanese geotechnical society, Vol 37, n^o 1, pp 1-12, 1997.
- [18] **M. BOULON, E. FLAVIGNY, Y. MALECOT et ...:** « Pratique éclairé des élément finis en géotechnique.», Document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
- [19] **M. CASSAN.** : «Les essais in situ en mécanique des sols, Tome1, réalisation et interprétation.» Chapitre 7, *Interprétation de l'essai pressiométrique*, pp203-297, Edition Eyrolles1988.
- [20] **M.F RANDOLPH.** : « Lateral capacity and performance of single piles.» *Engineering of piled foundations*, University of Western Australia, Lecture 7.1-7.20, 18-20, September 1991.
- [21] **M.J PENDER.** : « A seismic Pile Foundation Design.», *Bull. Of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol 26, n^o 1, pp 49-160, March 1993.
- [22] **M.A GABR, J.J WANG, M. ZHAO.** : « Buckling of piles general power distribution of lateral sub grade reaction.», *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 123, n^o 2, February 1997.
- [23] **Olivier GAY.** : « Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art.», Thèse de doctorat préparé au sein du département Géotechnique et Matériaux de Scetauroute de Grenoble, 29 Juin 2000.
- [24] **P.K BANERJEE and T.G DAVIES.** : « The Behavior of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in No homogeneous soils. », *Géotechnique*, Vol.28, N^o3, pp 309-326, 1978.
- [25] **R.B.J. BRINKGEREVE et P.A.VERMEER.** : « *PLAXIS* Version 8, manuel de référence.»,
- [26] **R.B.J. BRINKGEREVE et P.A.VERMEER.** : « *PLAXIS* Version 8, material model manual.», *DELFT University of Technology & PLAXIS BV*, Pays- Bas, 2003.
- [27] **R.B.J. BRINKGEREVE et P.A.VERMEER.** : « *PLAXIS* Version 8, scientific manual.», *DELFT University of Technology & PLAXIS BV*, Pays- Bas, 2003.
- [28] **R.C WELCH and L.C REESE.** : « laterally loaded behavior of drilled shafts.»,

Res.rep.n^o. 3-5-65-89, Center of Highway Research, 1972.

- [29] **R. FRANK.** : « Calcul de fondations superficielles et profondes.», Techniques de l'ingénieur (T1), Presse de l'ENPC, 2^e trimestre, 1999.
- [30] **R. FRANK et JC. ROMAGNY.** : « Pilate- LCPC, Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol.», Notice d'utilisation version10.4, Editions LCPC, mars, 1990.
- [31] **R. FRANK.** : « Fondations profondes. », Techniques de l'ingénieur, traité de construction, C 248, pp 1-42, 1995.
- [32] **S. MEZAZIGH, D. LEVACHER et J. GARNIER.** : « Etude expérimentale du comportement de groupes de pieux chargés latéralement et de l'effet de leur mise en place dans un massif sableux.», Revus Française de géotechnique, N^o 84, pp 37-48, 1998.
- [33] **Y.K. CHOW.** : « Analysis of piles used for slope stabilization.», Int.J.numer.analyt.methods geomech, Vol 20, pp 635-646, 1996.

Annexes

Annexes

Visualisation sommaire des résultats numériques obtenus dans le massif de sol pour les meilleures dispositions des pieux.

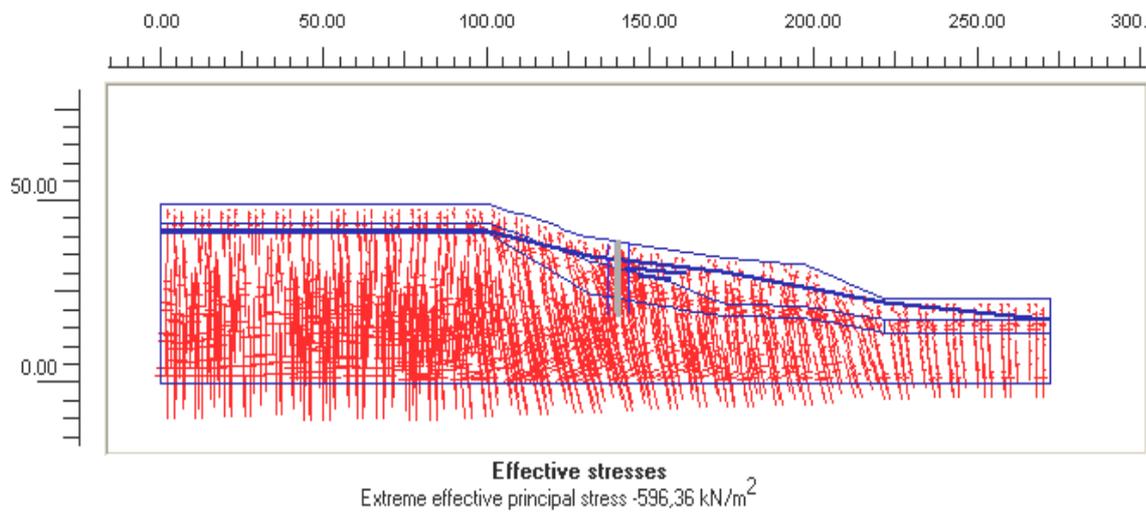


FIG .A.1- Contraintes effectives - phase 1-.

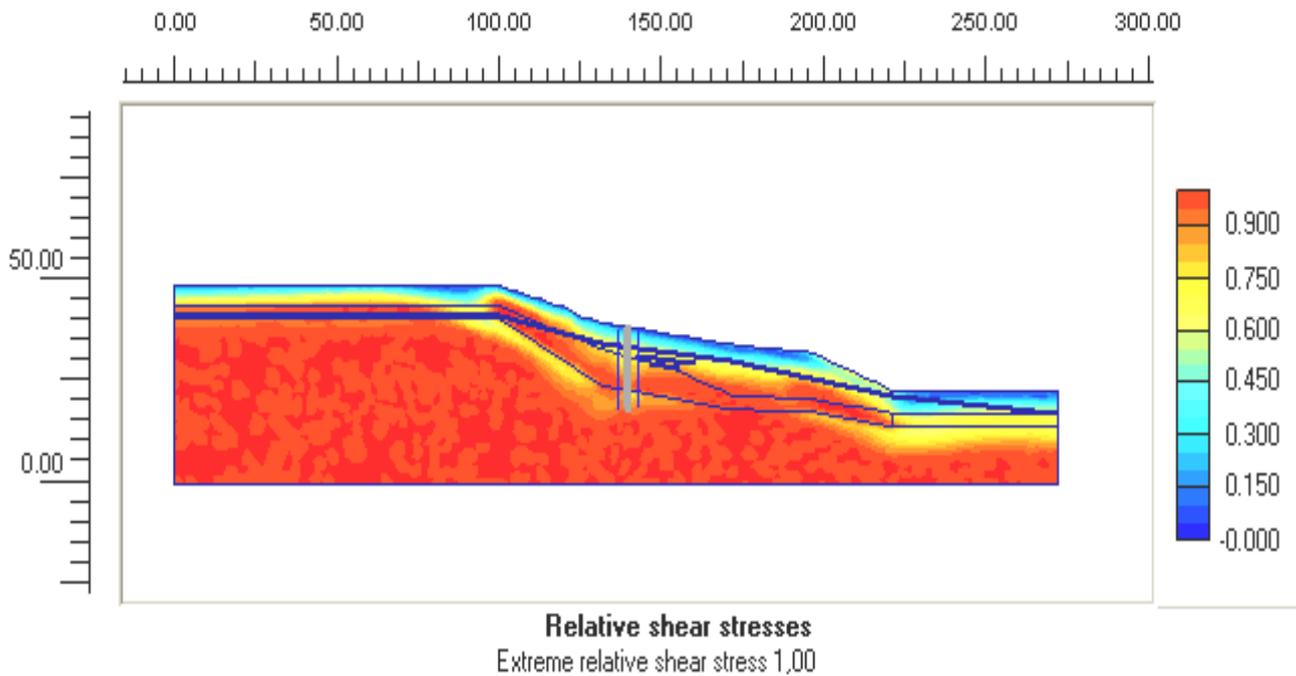


FIG .A.2- Contrainte tangentielle relatives – phase 1-.

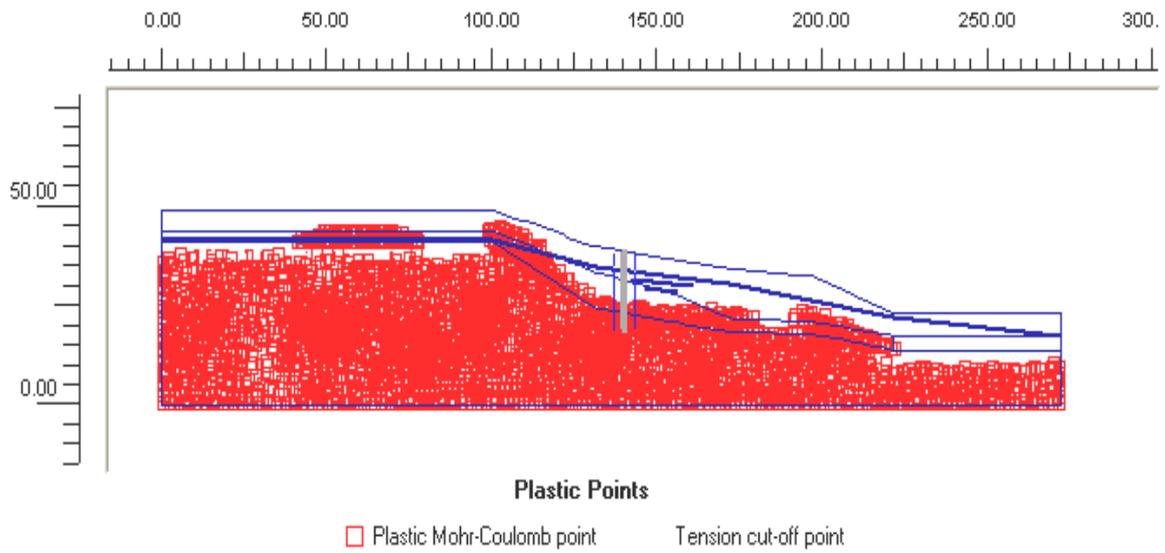


FIG .A.3- *Points plastiques – phase 1 -.*

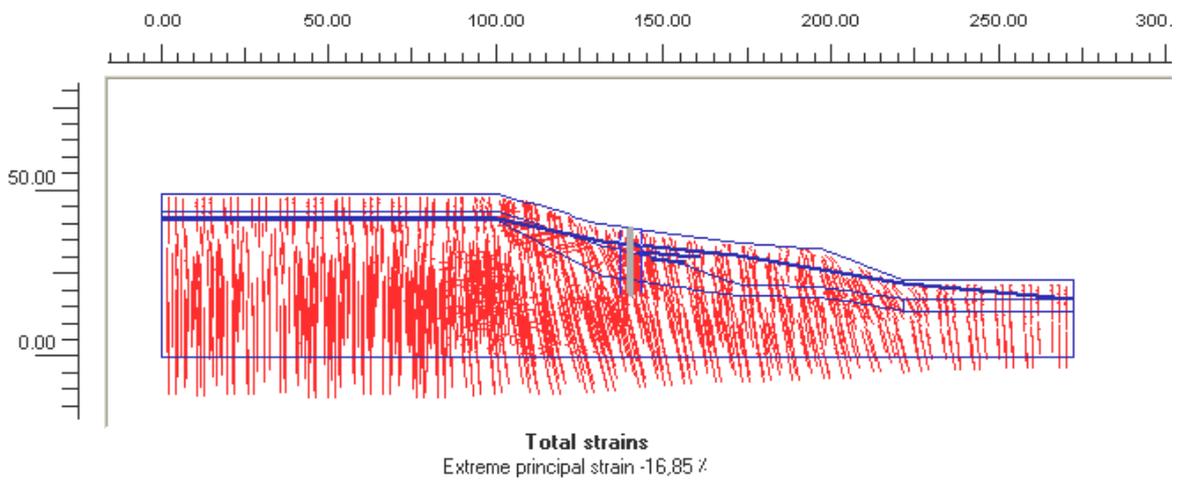


FIG .A.4- *Déformations total du sol – phase 1 -.*

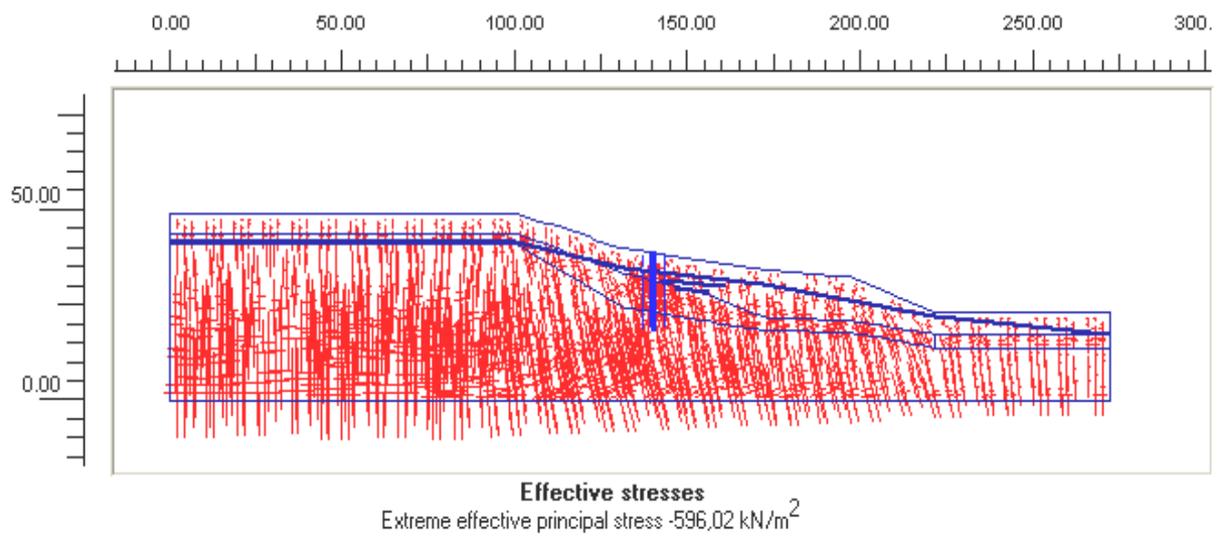


FIG .A.5- *Contraintes effectives - phase 3 (cas1) -.*

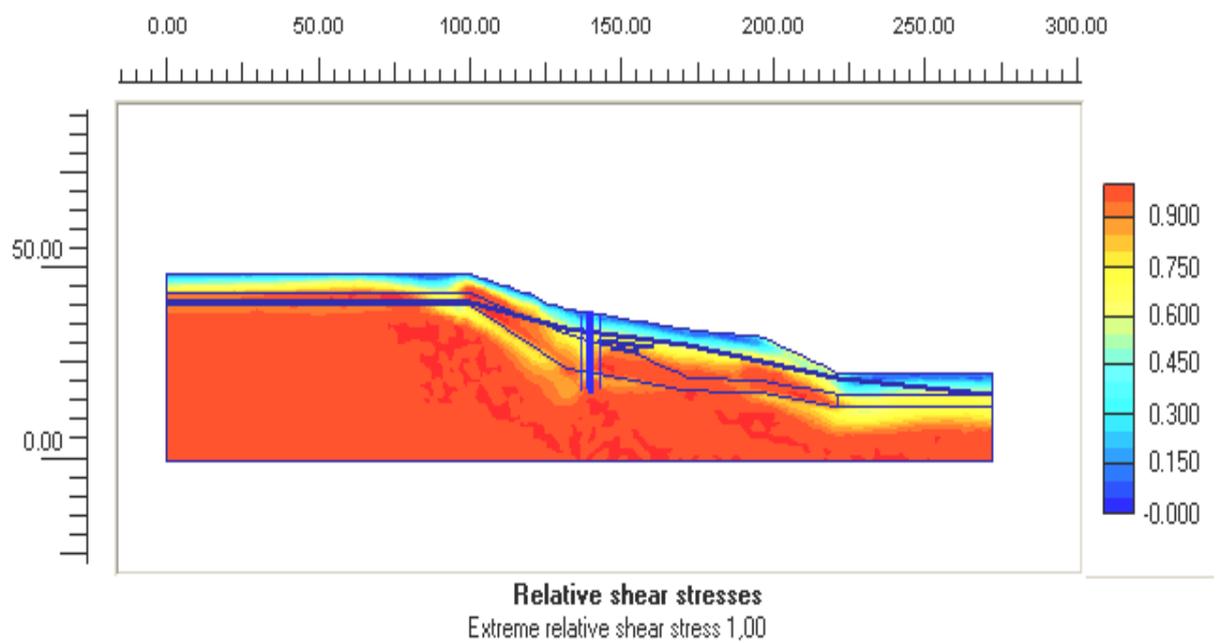


FIG .A.6- *Contrainte tangentielle relatives - phase 3 (cas1) -.*

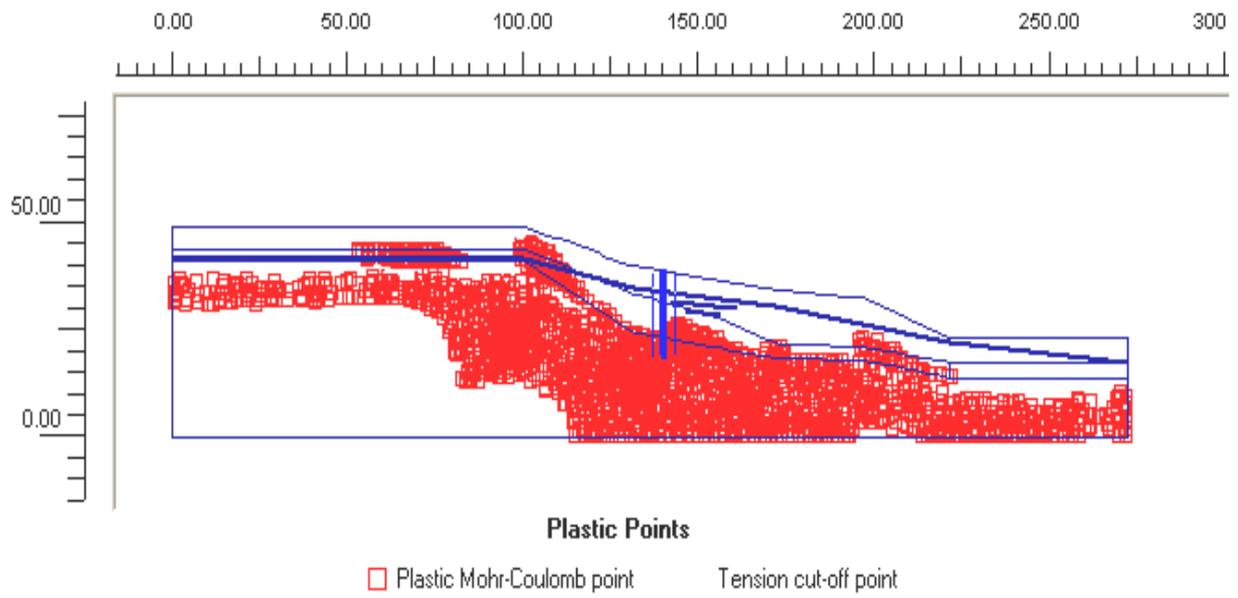


FIG .A.7- *Points plastiques - phase 3 (cas1) -.*

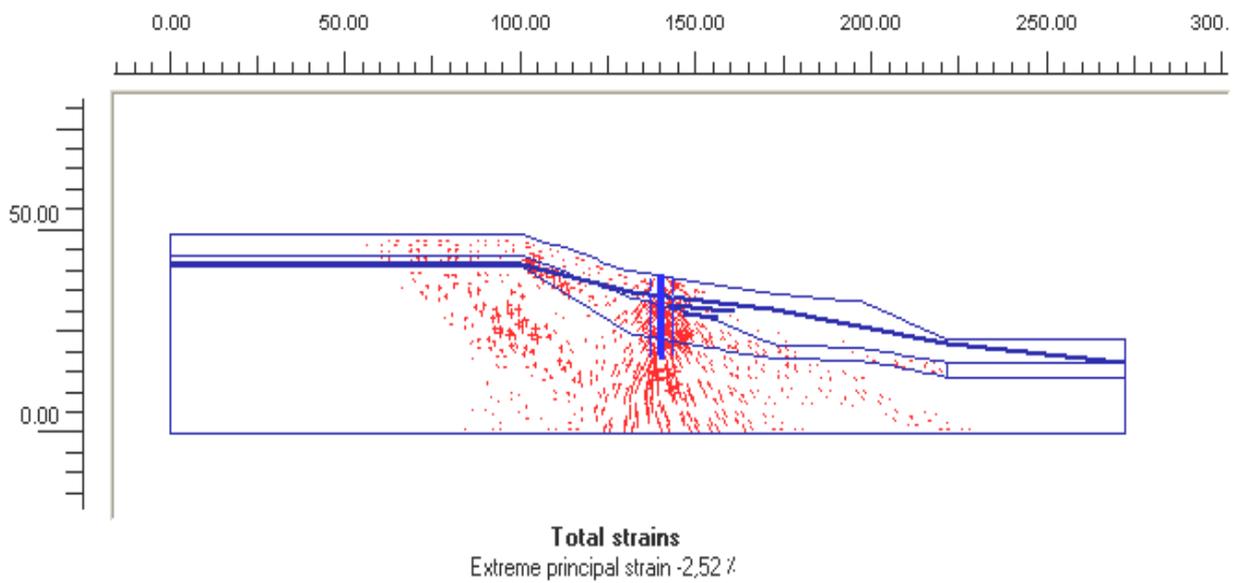


FIG .A.8- *Déformations total du sol - phase 3 (cas1) -.*

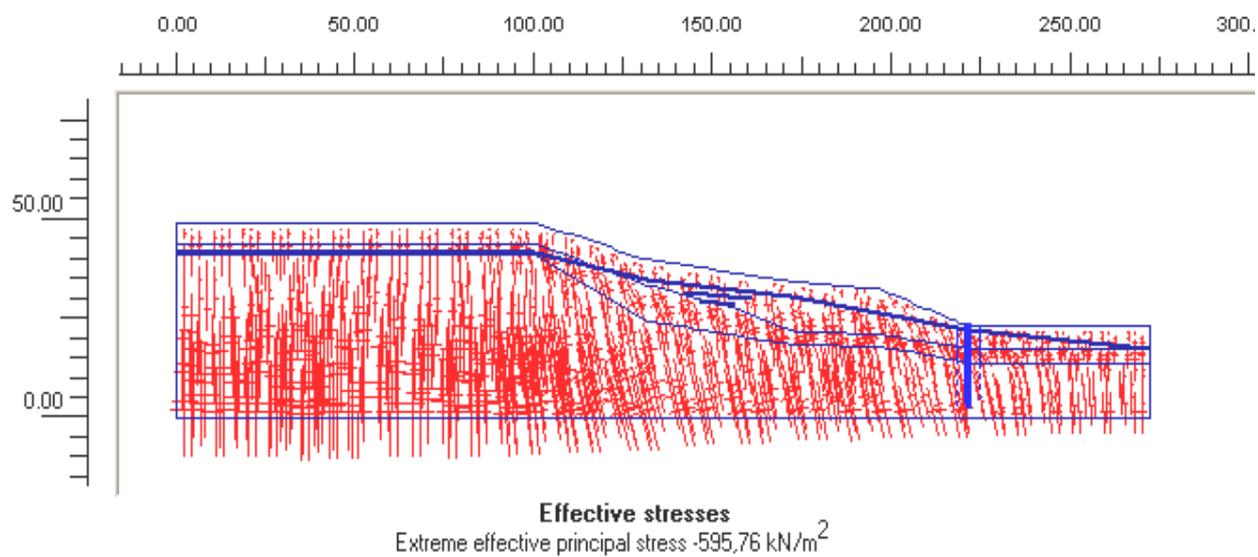


FIG .A.9- *Contraintes effectives - phase 3 (cas5) -.*

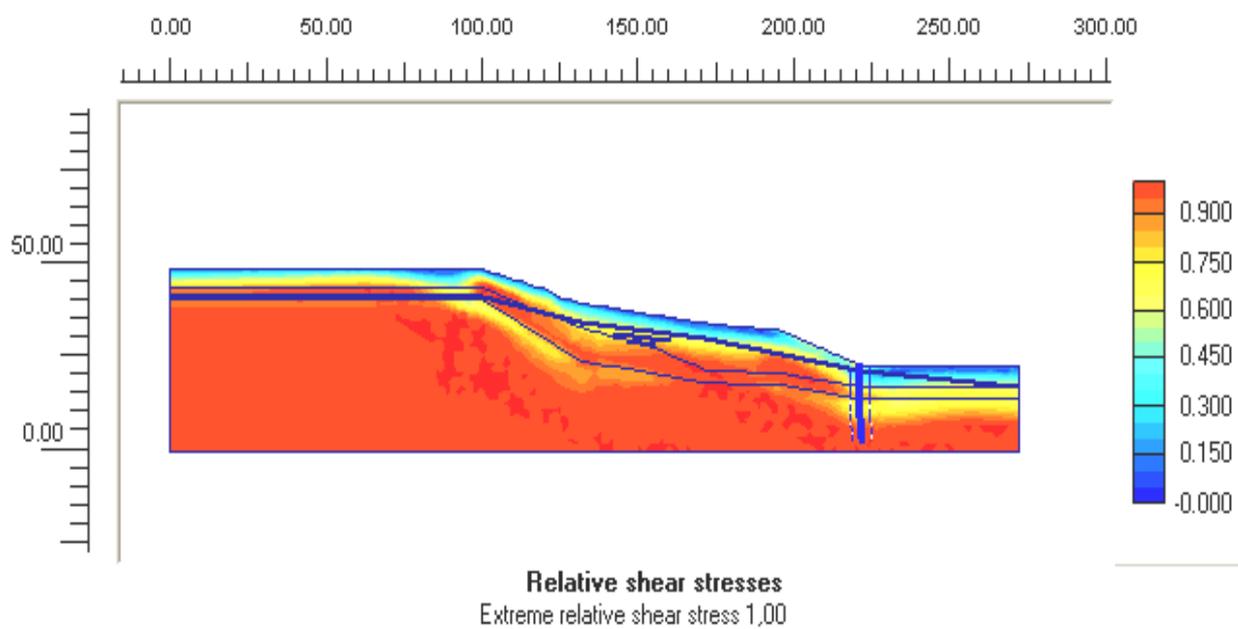


FIG .A.10- *Contrainte tangentielle relatives - phase 3 (cas5) -.*

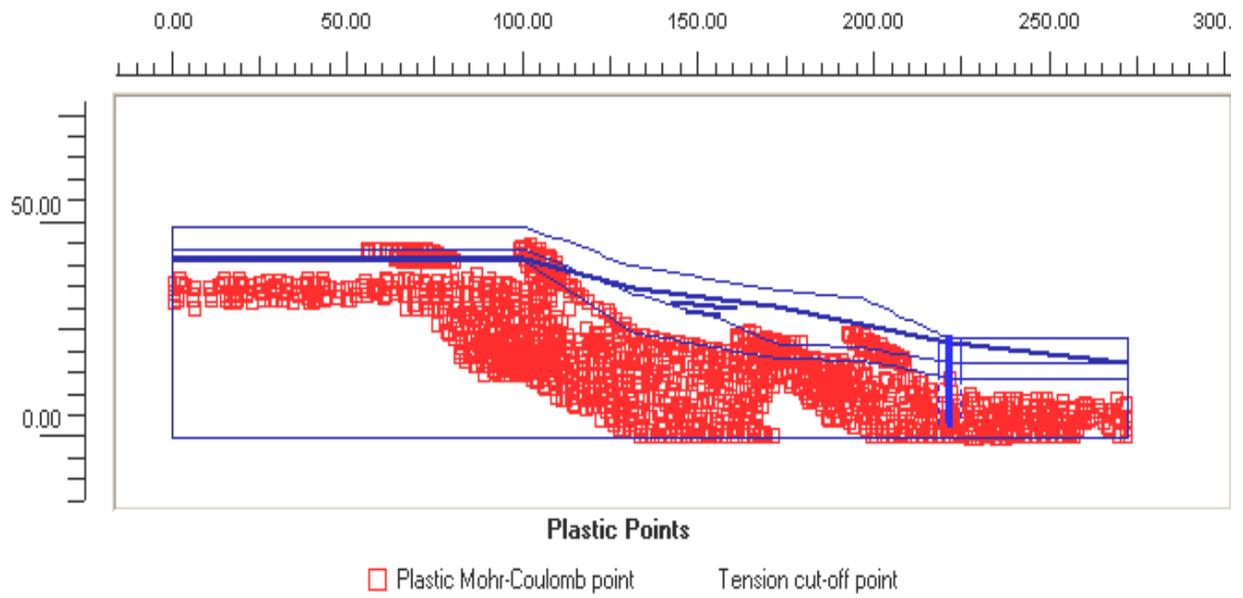


FIG .A.11- *Points plastiques - phase 3 (cas5) -.*

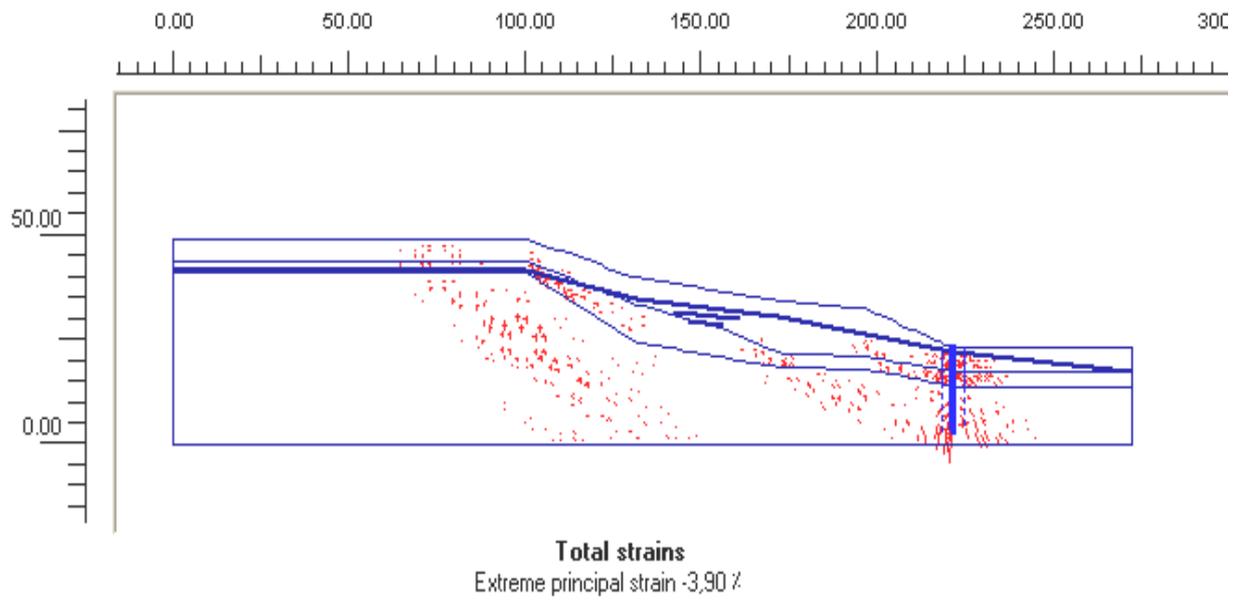


FIG .A.12- *Déformations total du sol - phase 3 (cas5) -.*