



Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat en Sciences en Génie civil

Option : Géotechnique

Sous le Thème :

Etude de la stabilisation par pieux des glissements de terrain

Présentée par :

Boulfoul Khalifa

Devant le jury composé de :

M ^r Maalem Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
M ^r Abbeche Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M ^r Messast Salah	Prof.	Université de Skikda	Examineur
M ^r Yahiaoui Djarir	MCA.	Université de Batna 2	Examineur
M ^r Mamen Belgacem	MCA.	Université de Khenchela	Examineur
M ^r Boutrid Abdelaziz	MCA.	Université de Khenchela	Examineur

Juin 2021

Remerciements

Je tiens à remercier le professeur HAMMOUD Farid, pour avoir dirigé mes travaux de thèse. Ses bonnes directives m'ont aidé à avancer dans l'accomplissement de mon travail de recherche.

Je remercie également le professeur ABECHÉ Khelifa pour avoir encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide.

Je remercie particulièrement le professeur MESSAST Salah pour sa patience et son soutien.

Mes remerciements vont également à tous les membres du jury pour leur disponibilité et esprit de convivialité.

Une profonde pensée à ma famille, ma belle famille et mes amis, Ahmed Bourbia, Dr Atif Fougou, Abdelhamid Khaldi et à toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions.

Enfin, je remercie particulièrement ma mère, mes frères, mes sœurs et ma femme pour leur soutien. Je dédie ce travail à ma fille Amira.

Résumé

Le présent travail consiste en l'étude de l'influence du renforcement des pieux sur la stabilité des pentes, et l'exploitation des résultats des mesures in situ dans une première partie. Dans une seconde partie, une modélisation numérique 2D sera réalisée à l'aide d'un outil de simulation performant en l'occurrence le code éléments finis PLAXIS^{2D} ; en vue de valider la démarche de modélisation proposée en confrontant les résultats numériques aux résultats des mesures effectuées sur les glissements étudiés. Pour mieux comprendre les phénomènes liés ce type de renforcement une étude est menée sur l'effet du positionnement des pieux en fonction des paramètres de cisaillement du sol soutenu sur le comportement du sol.

Nous constatons que la position des pieux a une influence sur le facteur de sécurité dans un sol granulaire alors qu'elle montre une légère influence sur le facteur de sécurité dans un sol cohérent.

De même, les résultats indiquent que l'emplacement idéal pour de tels pieux stabilisateurs est à mi-hauteur de la pente. De surcroît, la comparaison des résultats de cette étude avec la littérature a indiqué qu'aux fins d'atteindre la stabilité maximale de la pente, le pieu doit être installé avec un rapport $L_x / L \approx 0,37$ à $0,62$ et l'inclinaison doit être comprise entre 30° et 60° . Pareillement, après une certaine longueur de pieu, l'augmentation y sera inutile.

Cette approche est appliquée pour analyser les glissements survenus dans la section PK210+ 480 à 210+800 de l'Autoroute Est-Ouest Algérienne.

Mots clés : Glissement de terrain, Renforcement, Modèle numérique, Réduction de la résistance au cisaillement, Méthode par éléments finis, Pieu, Facteur de sécurité.

Abstract

This work consists of the study of the influence of pile reinforcement on the stability of the slope behaviour, and the exploitation of the results of in situ measurements in the first part. In the second part, a 2D numerical modelling will be conducted by using the finite element code PLAXIS2D; in order to validate the proposed modelling approach by comparing the numerical results with the measurements results carried out on the slides studied. In order to properly understand the phenomena associated with this type of reinforcement, a study has been conducted with regards to the effect of the piles positioning as a function of the shear parameters of the supported soil on the behaviour of the soil.

We notice that the piles position has an influence on the safety factor in a granular soil; nonetheless, in a cohesive soil, it illustrates a slight influence on the safety factor.

Likewise, the results also indicate that the ideal position for such stabilizing piles is in the middle height of the slope. Comparison of results of present study with literature from publication: indicated that to reach the maximum stability of slope, the pile must be installed with L_x/L ratio (0.37 to 0.62) and the inclination must be between 30° to 60° . Even, after a certain length of the pile, the increasing will be useless.

The present approach is applied for the purpose of analysing the landslide that has taken place in Section PK210+480 to PK210+8700 of the Algerian East-West Highway.

Keywords: Landslide, Reinforcement, Numerical model, Shear strength reduction, finite element method; Pile, Safety factor.

ملخص

يتضمن هذا البحث دراسة تأثير التدعيم بالخوازيق على استقرار تحرك المنحدرات، و كذا استغلال نتائج القياسات المأخوذة في الموقع في المرحلة الأولى . بينما قمنا، في المرحلة الثانية، بإجراء دراسة رقمية باستخدام طريقة العناصر المنتهية مع الاستناد على شفرة بلاكسيس، من أجل إثبات طريقة النمذجة المقترحة من خلال مقارنة النتائج الرقمية مع نتائج القياسات التي أجريت على انزلاقات التربة المدروسة . من أجل فهم الظواهر ذات الصلة بهذا النوع من التعزيز، تم إجراء دراسة على تأثير تموضع الخوازيق وفقا لمعايير قص التربة المدعمة على سلوك التربة.

من جهة أخرى، نجد بأن موضع الخوازيق له تأثير على عامل السلامة في التربة الحبيبية بينما تظهر تأثيرا طفيفا على عامل السلامة في التربة المتماسكة.

و بذلك، تبيّن النتائج بأن الموضع المثالي لمثل هذه الخوازيق يقع في منتصف ارتفاع المنحدر. بالإضافة إلى ذلك، أشارت مقارنة نتائج هذه الدراسة بدراسات أخرى إلى أنه من أجل بلوغ أقصى حدود الاستقرار على مستوى المنحدر، يجب تثبيت الوند بنسبة L_x/L (0.37 إلى 0.62)، و يجب أن تكون زاوية مـ طـي الأوتاد محصورة بين 30 درجة و 60 درجة. و نفس الشيء، لن تكون هناك أية فائدة من الزيادة بعد بلوغ طول معين من الوند.

تمت تطبيق هذه الدراسة من أجل تحليل الانزلاقات التي حدثت على مستوى الشطر الواقع في النقطة الكيلومترية 480+210 إلى النقطة الكيلومترية 800+210 من الطريق السيار شرق – غرب الجزائري.

الكلمات المفتاحية: انزلاق التربة، التدعيم، النموذج الرقمي، تقليص مقاومة القص، طريقة العناصر المحدودة، الخوازيق، عامل السلامة.

TABLE DES MATIERES

Table des matières

<i>Remercîments</i>	I
<i>Résumé</i>	II
<i>Abstract</i>	III
<i>ملخص</i>	IV
<i>Table des matieres</i>	V
<i>Liste des figures</i>	IX
<i>Liste des tableaux</i>	XII
<i>Principaux symboles utilisés</i>	XIII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1. METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS	5
1.1. Introduction	5
a) Les talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles	5
b) Les talus en remblais sur sols compressibles	6
c) Dignes et barrages en terre	6
1.2. Hypothèses de calcul	7
I.2.1. Hypotheses classiques de la methode de l'équilibre.....	8
1.3. Définition du coefficient de sécurité	8
I.3.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	10
1.4. Les méthodes d'analyse classiques de la stabilité des pentes	10
1.4.1. Méthode d'analyse globale	11
a) Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement)	11
b) Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent a frottement interne ($\varphi=0$).....	13
c) Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\varphi \neq 0$).....	15
1.4.2. Méthode de tranche	16
a) Méthode de bishop 1955.....	17
b)Méthode de fellenius 1927	18
c) Méthode de SPENCER.....	19
d) Méthode de JAMBU.....	22
e) La méthode des perturbations.....	23
1.5 Méthode basées sur la réduction de la résistance au cisaillement	24
1.6 Choix De La Methode De Calcul	25
1.7 Comparaison entre methodes de calcul a la rupture	26
1.8 Conclusion	27
CHAPITRE 2. LES SYSTEMES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN	29
2.1. Introduction	29

2.2 Méthode de confortement et de stabilisation des glissements de terrain	29
2.2.1 Système douce	30
2.2.1.1 Terrassements	30
a) Chargement de pied.....	30
b) Allègement en tête.....	31
c) Purge	32
d) Substitution totale ou partielle.....	33
2.2.1.2 Dispositifs de drainage	33
a) Collecte et canalisation des eaux de surface.....	34
b) Tranchées drainantes.....	34
c) Drains subhorizontaux	35
d) Masques et éperons drainants.....	36
e) Drains verticaux, galeries drainantes.....	36
2.2.1.3 Végétation.....	37
2.2.2 Système dure	39
2.2.2.1 Durcissement	39
2.2.2.2 Soutènement	39
a) Les ouvrages rigides.....	39
b) Les ouvrages souples.....	40
2.2.2.3 Renforcement.....	40
a) Renforcement par géosynthétiques.....	40
b) Technique Pneusol.....	40
c) Tirants d’ancrages.....	40
d) Renforcement par inclusions.....	42
2.5 Conclusion	44
CHAPITRE 3. LES CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN PAR PIEUX, ET LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT	45
3.1. Introduction	45
3.2. Stabilité des pentes renforcées par pieux	45
3.2.1 Calcul des pieux soumis à des forces horizontales	48
3.2.1.1 Méthodes de calcul analytique	48
a) Pente sans renforcements.....	49
b) Pente avec renforcements.....	52
3.2.2 Méthodes numériques	55
3.2.2.1 Modélisation par la méthode des éléments finis.....	55
3.2.2.2 Simulation par la méthode des éléments discrets.....	57
3.3 Détermination de la pression du sol agissant sur les pieux	57
3.4 L’effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes	59
3.5 Conclusion	61
CHAPITRE 4. DESCRIPTION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN CONSIDERES	62
4.1 Introduction	62
4.1.1 Présentation du glissement de terrain.....	62
4.1.2 Historique.....	63
4.2. Contexte Géologique Et éotechnique	64
4.2.1 Présentation géologique.....	64
4.2.2 Aspects géologiques.....	65
4.3 Reconnaissance géotechnique	67

4.4 Niveau de la nappe phréatique	68
4.5 Cause du glissement	69
4.5.1 Facteur du glissement.....	69
4.5.2 Motif du déclenchement.....	69
4.5.3 Influence de la nappe d'eau.....	69
4.6 La détermination du bloc de glissement	70
4.6.1 La détermination de l'étendu horizontal.....	70
4.6.2 La détermination de la surface de glissement.....	70
4.7 Conclusion	71
CHAPITRE 5. PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE UTILISE	72
5.1 Introduction	72
5.1.1 Généralités	72
5.1.2 Définition de la méthode des éléments finis.....	72
5.2 Présentation du code PLAXIS	73
5.3 Plaxis et son originalité	73
5.3.1 Option par défaut, Solution approchées.....	74
5.3.2 Entrée des données.....	74
5.3.3 Conditions aux limites.....	74
5.3.4 Comportement du sol.....	74
5.3.5 Fonctions des calculs.....	75
5.3.6 Analyse des résultats.....	75
5.3.7 Déformation	75
5.3.8 Contraintes	75
5.4 Les Lois de comportement intégré dans Plaxis	76
5.4.1 Lois de comportement élastoplastique.....	76
5.4.2 Modèle élastique linéaire.....	78
5.4.3 Modèle de Mohr-Coulomb.....	78
5.4.4 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM).....	81
5.4.5 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).....	86
5.4.6 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).....	88
5.5 Théories et méthode numériques utilisées dans PLAXIS	90
5.5.1 Théorie de déformation	90
5.5.2 Théorie d'écoulement d'eaux souterrains	90
5.5.3 Théorie de la consolidation	91
5.5.4 Consolidation élastoplastique.....	92
5.6. Coefficient de sécurité	92
5.7 Conclusion	93
CHAPITRE 6. SIMULATION NUMERIQUE ET INTERPRETATION DES RESULTATS	95
6.1 Introduction	95
6.2 Généralités et circonstance du glissement de Terrain	96
6.3 Simulation Numérique Du Glissement Du Terrain	98
6.3.1 Définition des données.....	98
6.3.2 Conditions aux limites.....	99
6.3.3 Analyse numérique	100
6.3.3.1 sans renforcement.....	100
6.3.3.2 avec renforcement.....	103

6.4 Etude paramétrique	106
6.4.1 Influence de la position du pieu sur le coefficient de sécurité.....	106
a) Principaux résultats.....	107
6.4.2 Effet de l'inclinaison du pieu sur le coefficient de sécurité.....	108
6.4.3 Effet de la longueur du pieu sur le coefficient de sécurité	109
6.5 Analyse du comportement des pieux en fonction de leurs positions	111
a) Mise en place du pieux pour $L_x/L=0.25$	111
b) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.37$	114
c) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.50$	115
d) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.62$	116
e) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.75$	117
6.6 Simulation numérique à l'aide du logiciel Slide	119
6.7 Conclusions	120
 CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES	 123
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	 126

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure .1.1	Barrage en terre.....	6
Figure .1.2	Surface de glissement d'un massif	7
Figure. 1.3	Surface de rupture potentielle.....	9
Figure. 1.4	Répartition des contraintes.....	12
Figure. 1.5	Les deux cas de cercle de pied.....	12
Figure. 1.6	Cercle de flac de talus	12
Figure. 1.7	Cercle à mi-pente.....	13
Figure. 1.8	Abaque de Taylor	14
Figure. 1.9	Relation entre l'angle du talus β et les paramètres α , ϑ permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand β est supérieur à 53°	15
Figure. 1.10	Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_d pour différentes valeurs de n_L	15
Figure. 1.11	Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour différentes valeurs de φ	16
Figure 1. 12	Distributions des forces.....	17
Figure.1.13	Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIOUS).....	18
Figure.1.14	Equilibre d'une tranche de sol (Spencer).....	20
Figure.1.15	Equilibre d'une tranche de sol (<i>Jambu</i>).....	22
Figure. 2.1	Système de parades (Bedr,2008).....	30
Figure. 2.2	Stabilisation par butées de pied.....	31
Figure 2.3	Allègement en tête.....	31
Figure 2.4	Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	33
Figure 2.5	Drainage sous terrain	34
Figure 2.6	Coupe type d'une tranchée drainante.....	35
Figure 2.7	Stabilisation par ancrages précontraints Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs.....	41
Figure .2.8	Exemple de clouage d'un glissement.....	43
Figure 3.1	Problème fondamental d'un pieu en pente instable.....	47
Figure.3.2	Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol.....	47
Figure .3.3	Mécanisme de rupture.....	50
Figure .3.4	Mécanisme de rupture d'une pente	51
Figure .3.5	Mécanisme de rupture d'une pente renforcée par des pieux (Ausilio et al,).....	54
Figure.3.6	État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).....	59
Figure .3.7	(a)Boîte expérimentale 3D (b) Boite expérimentale 2D (Munawir et al,).....	62
Figure .4.1	Plan de localisation de la section glissante.....	63
Figure .4.2	(a) Fissure sur la surface du remblai, (b) ouverture du joint de OH5.....	64
Figure .4.3	Glissement existant à la zone du dépôt.....	65
Figure .4.4	Etendu horizontal du bloc de glissement).....	65

Figure .4.5	Plan des points d'investigation	67
Figure .4.6	Résultat d'investigation du sondage additionnelle.....	68
Figure .4.7	Plan des blocs de glissement	70
Figure .5.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	77
Figure .5.2	Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.....	77
Figure .5.3	Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.....	78
Figure .5.4	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	79
Figure .5.5	Définition du module à 50% de la rupture	79
Figure .5.6	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$	81
Figure .5.7	Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb.....	81
Figure .5.8	Surface de limite élastique du modèle HSM dans le plan (p,q) (a) et dans l'espace d des contraintes principales (b).	82
Figure .5.9	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.	83
Figure .5.10	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.....	84
Figure .5.11	Définition du module oedométriques tangent.....	85
Figure .5.12	Définition de l'angle de dilatance.	85
Figure .5.13	Forme des surfaces de charge du HSM.....	85
Figure .5.14	Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohéren.....	86
Figure .5.15	Différentes représentations lors d'un essai oedométriques.....	87
Figure .5.16	Effet du temps sur les essais oedométriques.	89
Figure .5.17	Diagramme des cercles peq dans le plan p-q.....	89
Figure .5.18	Illustration d'état de continuité.....	91
Figure .6.1	Plan des blocs de glissement.....	96
Figure .6.2	Résultats des mesures correspondant à S4-210+480-IC02	98
Figure .6.3	Le profil le plus défavorable (Pk210+478)	99
Figure .6.4	La coupe du modèle	99
Figure .6.5	Maillage déformé du modèle.....	100
Figure .6.6	Déplacements horizontaux ($87,85 \cdot 10^{-3}$ m)	100
Figure .6.7	Point plastique du glissement	101
Figure .6.8	Surface de glissement (phase ph/c reduction)	101
Figure .6.9	Ligne de glissement (contrainte de scissaillement principale).....	101
Figure .6.10	Comparaison des déplacements horizontaux aux mesures inclinométrique (S4210+480-IC02)	102
Figure .6.11	Model numérique avec renforcement (different position du pieu).....	103
Figure .6.12	Déplacement horizontale avec renforcement ($c=1\text{kPa}$, $\varphi = 8^\circ$: $L_x/L = 0.25\text{m}$..	104
Figure .6.13	La valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf} = 1,35$	104
Figure .6.14	Déplacement des l'inclinomètres en fonction du temps.....	105
Figure .6.15	Courbe comparative des déplacements horizontaux obtenus par MEF et les mesures de l'inclinomètre avant et après renforcement	105
Figure .6.16	Coefficient de sécurité pour différents cas	106
Figure .6.17	Inclinaison du pieu en fonction de l'angle Θ	108
Figure .6.18	Effet de l'inclinaison du pieu sur le coefficient de sécurité.....	100
Figure .6.19	Diffèrent longueur du pieu.....	109
Figure .6.20	Variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur	110
Figure .6.21	Diagramme des moments et des efforts de cisaillement calculés analytiquement	112
Figure .6.22	Déplacement du sol après mise en place des pieux ($9,55 \cdot 10^{-3}\text{m}$).....	113
Figure .6.23	Déplacement du pieu $1,45 \cdot 10^{-3}$ m (phase de construction).....	113
Figure .6.24	Diagrammes du comportement du pieu pour $L_x/L=0,25$ (Ph/c réduction)..	114
Figure .6.25	Déplacement du sol après mise en place des pieux ($10,61 \cdot 10^{-3}\text{m}$).....	114
Figure .6.26	Déplacement dans le pieu $1,55.\text{mm}$ (Phase de construction).....	115

<i>Figure .6.27</i>	Diagrammes du comportement du pieu pour $Lx/L=0,37$ (Ph/c réduction)..	115
<i>Figure .6.28</i>	Déplacement du sol après mise en place des pieux ($8,18*10^{-3}$ m).....	116
<i>Figure .6.29</i>	Diagrammes du comportement du pieu pour $Lx/L=0,50$ Ph/ c réduction..	116
<i>Figure .6.30</i>	Déplacement du sol après mise en place des pieux ($7,49*10^{-3}$ m).....	117
<i>Figure .6.31</i>	Diagrammes du comportement du pieu pour $Lx/L=0,62$ Ph/c réduction..	117
<i>Figure .6.32</i>	Déplacement du sol après mise en place des pieux ($13,29*10^{-3}$ m).....	118
<i>Figure .6.33</i>	Diagrammes du comportement du pieu pour $Lx/L=0,75$ Ph/c réduction..	118
<i>Figure .6.34</i>	Comparaison entre les calculs analytiques et numériques.....	118
<i>Figure .6.35</i>	Coefficient de sécurité minimale et surface de rupture la plus probable..	120
<i>Figure .6.36</i>	La section de l'Autoroute en question après la mise en service.....	121

LISTE DES TABELAUX

Liste Des Tabeaux

Tableau 1.1	Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage.....	10
Tableau 1.2	Differents méthode de stabilité des talus.....	26
Tableau 2.1	Avantages et inconvénients des différentes techniques de confortement souple (Approche douce ; Nordine, 2010)	38
Tableau 2.2	Avantages et inconvénients des différentes techniques de confortement dure.(Approche dure ; Nordine, 2010).....	44
Tableau 4.1	Tableau récapitulatif des différentes profondeurs de la ligne de rupture	58
Tableau 4.2	Paramètres Mécaniques De Différentes Formations	60
Tableau 4.3	Tableau récapitulative des niveaux de la nappe phréatique	61
Tableau 5.1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ	87
Tableau 6.1	Caractéristiques physico-mécaniques du sol	89
Tableau 6.2	Tableau des différents niveaux de la nappe phréatique	89
Tableau 6.3	Tableau récapitulative des différents profondeurs de ligne de rupture	89
Tableau 6.4	Caractéristiques des pieux.....	94
Tableau 6.5	Récapitulatif des résultats par l'analyse des éléments finis.....	97

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

Principaux Symboles Utilises

τ_{ult} = contrainte de cisaillement ultime du sol	(N/m ²)
τ_{max} = résistance au cisaillement	(N/m ²)
τ = contrainte de cisaillement mobilisée	(N/m ²)
ν = Coefficient de Poisson	(/)
ν_u = Coefficient de Poisson ultime	(/)
ν_{ur} = Coefficient de Poisson en charge décharge	(/)
σ = Contrainte	(N/m ²)
σ_n = Contraintes normales	(N/m ²)
ϕ = Angle de frottement interne du sol	(°)
ϕ_u = Angle de frottement ultime	(°)
ψ = Angle de dilatance du sol	(/)
c = cohésion du sol	(kN/m ³)
c' = cohésion effective du sol	(kN/m ³)
E = module d'élasticité du sol (module d'Young)	(kN/m ²)
E_{ref} = module de référence	(kN/m ²)
E_{50} = module sécant	(kN/m ²)
F_s = coefficient de sécurité	(/)
G = module de cisaillement du sol (module de Coulomb)	(kN/m ²)
H = effort horizontal	(N/m)
H_{max} = effort horizontal maximal	(m)
h = hauteur du talus	(m)
L = distance horizontale du cercle du glissement	(m)
L_x = distance horizontale de la position du pieu	(m)

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

θ = l'angle d'inclinaison du pieu	($^{\circ}$)
P = longueur max du pieu	(m)
P_x = variation de la longueur du pieu	(m)
K_0 = coefficient des terres au repos	(/)
k_x = perméabilité du sol selon la direction des x	(m/jour)
k_y = perméabilité du sol selon la direction des y	(m/jour)
U : la résultante des pressions interstitielles éventuelles	(kPa)
u = pression interstitielle	
γ = poids volumique du sol	(kN/m ³)
γ_d = poids volumique sec du sol	(kN/m ³)
γ_h = poids volumique humide du sol	(kN/m ³)
γ_{sat} = poids volumique saturé du sol	(kN/m ³)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure	(kN/m ²)
ν = angle de frottement interne du sol	(/)
ν' = angle de frottement interne effectif du sol	(/)

1 METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS

1.1 Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et par fois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel ; forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple- ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension. Colas et al.(1976) Flageollet J.C.(1989), D.Belarbi.et al.(1989).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. Dans leur principe, les mouvements de terrain : surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur.
- Sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaire, anisotropes, discontinus, ...
- Sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.
- L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. On peut classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux classe; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

a) Les talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

On distingue:

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages).
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

b) Les talus en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux.

c) Dignes et barrages en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue (voir fig.1.1).

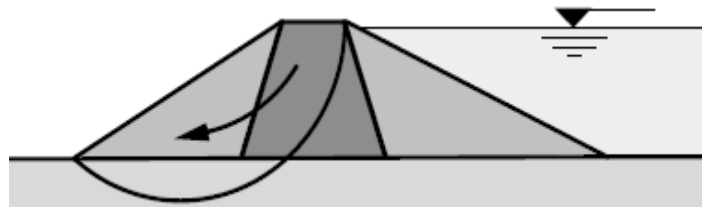


Figure 1.1 Barrage en terre

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_s le long des cercles de glissement supposés :pendant la construction et peu après la construction; lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) : lors d'une vidange rapide.

Les analyse de stabilité des pentes se fait habituellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du massif de fondation par rapport à l'équilibre limite. Nous pouvons classer les modes d'instabilités des pentes en deux principales familles à l'origine de déplacements importants de matériaux engendrés sur les pentes et les versants.

Le premier mode concerne les glissements de terrain dont le mécanisme peut être décrit par des domaines de sols rigides ou élastiques, glissant le long de bandes de

cisaillement (appelées “surfaces de glissement”) qui sont formées par concentration des déformations plastiques (phénomène de localisation de la déformation plastique). Ce mode est souvent qualifié de “rupture localisée”. Les méthodes de calcul de ce mode supposée lors d’un glissement de terrain, où il y a séparation d’une masse mobile (1), du massif fixe et sain (2) comme illustré sur la figure 1.2, la masse de sol glissante se comporte comme un sol rigide plastique (monolithique).

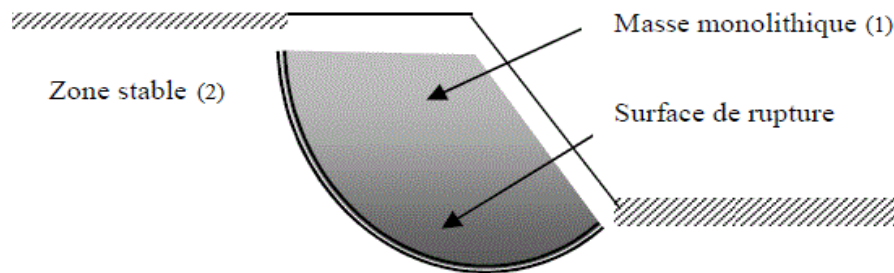


Figure 1.2 Surface de glissement d’un massif

En réalité, la rupture des talus est de forme cycloïde. On l’assimilait à une forme circulaire principalement pour des raisons de commodités dans les calculs, (Costet J. et al. (1983)). Les glissements circulaires se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond G.Philipponnat.(2002). On trouve dans la littérature spécialisée différentes méthodes de vérification de stabilité vis à vis du glissement, on cite entre autres : Méthodes de des tranches (Fellenius et al.1936), Méthodes de Bishop (Bishop et al.1955), Méthodes de Junbu.(Junbu.N.1968), Méthode des Perturbations (Raulin et al.1974).

Une deuxième classe de rupture peut être associée aux mouvements en masse, désordonnés et chaotiques, tels que ceux correspondant au phénomène de liquéfaction, typique des sables lâches (dans certaines conditions). Ces ruptures, fréquentes dans la pratique, se produisent généralement après de très fortes pluies et donnent souvent naissance à des boues dites torrentielles. Elles se manifestent également lors de glissements sous-marins de sédiments lâches, déposés par exemple dans les zones deltaïques des grands fleuves. Ces derniers glissements peuvent se manifester pour des pentes extrêmement faibles et restent inexplicables dans le cadre des méthodes de plasticité classique par surface de glissement. Nous l’appellerons “rupture diffuse”.

1.2 Hypothèses de calcul

Il existe, en principe, deux possibilités pour calculer la stabilité d’une pente. La première est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, que le sol a un comportement rigide-plastique et donc qu’à la rupture tous les points de la masse stable

atteignent en même temps leur seuil de rupture; ce sont les méthodes de calcul à la rupture, les seules encore employées pratiquement à ce jour. La seconde possibilité est d'appliquer les méthodes numériques ; méthode des différences finies, méthode des éléments finis..., qui permet d'envisager des lois de comportements complexes et de déterminer le champ de contraintes et de déformations existant réellement in situ. L'application de la méthode à la rupture envisage un comportement rigide plastique, elle permet de déterminer les zones limites où l'état de contrainte présente le même écart par rapport à l'état de rupture. Mais l'expérience montre que la rupture des talus se produit en général non pas par mise en plasticité de tout le talus mais par cisaillement suivant une 'surface de glissement'.

1.2.1 Hypotheses classiques de la méthode de l'équilibre

a) Le problème supposé bidimensionnel. c'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité. Par la suite on écrira donc *ligne* pour *surface* et *surface* pour *volume*.

b) Il existe une ligne de glissement.

c) Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de coulomb : $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$

τ : contrainte de cisaillement

σ : contrainte normale

φ : angle de frottement interne

c : cohésion

d) La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).

e) Le coefficient de sécurité F est traduit entre l'état d'équilibre existant et l'équilibre limite :

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{\sigma \tan \varphi + c}{\sigma \tan \varphi_c + c_c} \quad (1.1)$$

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

1.3 Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_S par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du

coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénient nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{définition de Bishop}) \quad (1.2)$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (1.3)$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich}) \quad (1.4)$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$F = \frac{Hc}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}} \quad (1.5)$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F=1).

La définition (1.2) est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure 1.3) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fraction $tg\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottements et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition à donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive».

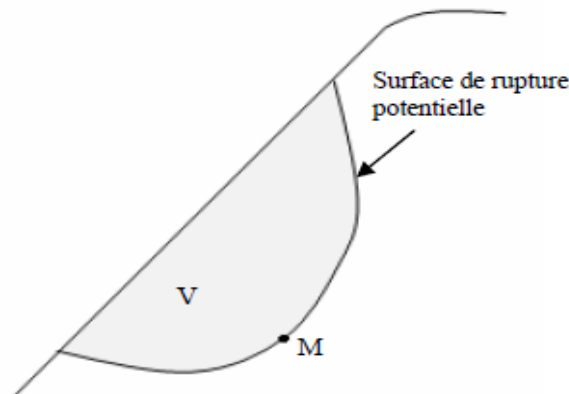


Figure 1.3 Surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1, donc : Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F_S=1$, les caractéristiques correspondantes. Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

Puis 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.

1.3.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1,5 (selon les règles de calcul adoptés). 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 drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, comme illustré sur tableau 1,1, 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. 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 souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous (Koudery.A.(2005), nous donne les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau 1.1 Valeurs de F_S en fonction de l'état de l'ouvrage (Koudery.A.(2005))

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 barrages

1.4 Les méthodes d'analyse classiques de la stabilité des pentes

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont : Les méthodes basées sur l'équilibre limite, les méthodes des abaques, les méthodes numériques.

Pour les méthodes basé sur l'équilibre limite, la mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de Taylor ; de Caquot ; de Biarez.....). Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de Fellenius, méthode De Bishop...).

1.4.1 Méthode d'analyse globale

Cette méthode suppose en principe un milieu homogène et isotrope les paramètres de la résistance au cisaillement sont constants le long de plans de rupture comme ulistré sur la figure ci-dessous (fig.1.3).

$$C = C_u \quad , \quad \varphi = \varphi_u = 0$$

$$F = \frac{M_m}{M_s} \tag{1.6}$$

M_m : moment moteur favorise à la rupture.

M_s : moments stabilisants qui s'opposent a la rupture.

a) Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement)

*Hypothèses :

- la ligne de glissement est supposée circulaire
- jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène
- à cette profondeur le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau .
- la répartition des contraintes a la base et comprise entre une répartition uniforme, (fig.1.4. a) et une répartition sinusoïdale (fig1.4.b) le long de l'arc de glissement.

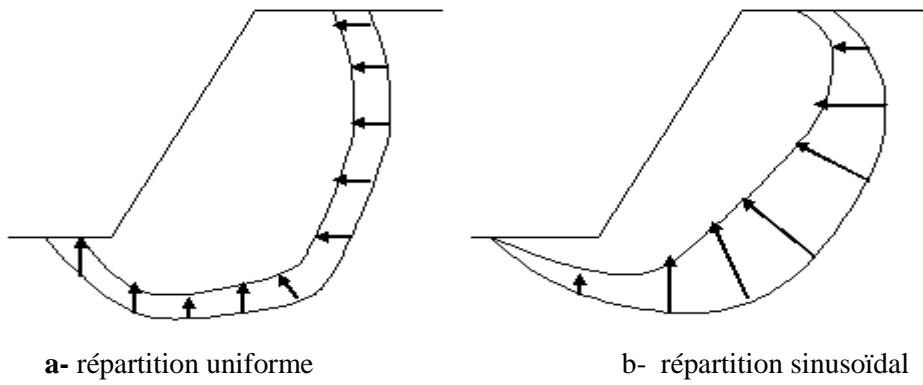


Figure 1.4 Répartition des contraintes

Types de rupture

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique δ , de caractéristiques C et φ qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur h .

Lorsque le glissement se produit, le cercle critique et généralement un cercle de pied qui passe, comme par le pied b du talus.

On distingue deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou dessous du niveau du pied (figure 1.5).

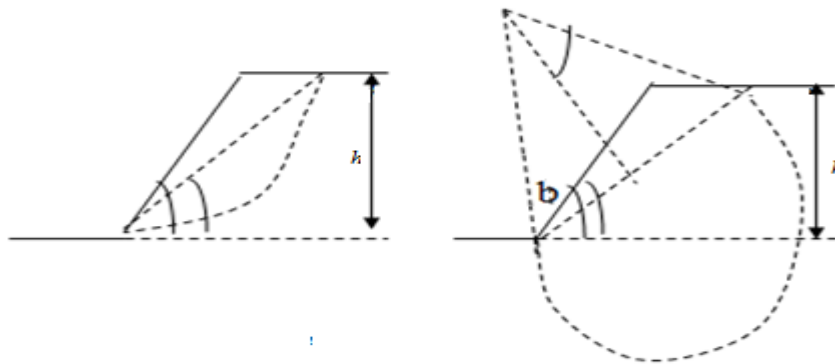


Figure 1.5 Les deux cas de cercle de pied

Toute fois si la base est résistante est situé à peu de distance au-dessous de b le cercle peu devenir un cercle de flanc de talus qui est tangente a la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (voir fig 1.6).

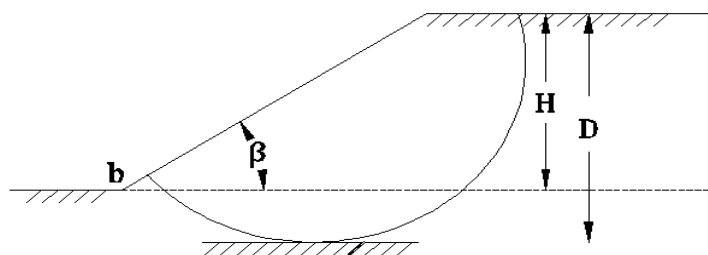


Figure 1. 6 Cercle de flanc de talus

L'orsque il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit cercle a mi-pente, pace que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point m milieu du talus (figure 1.7). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistance.

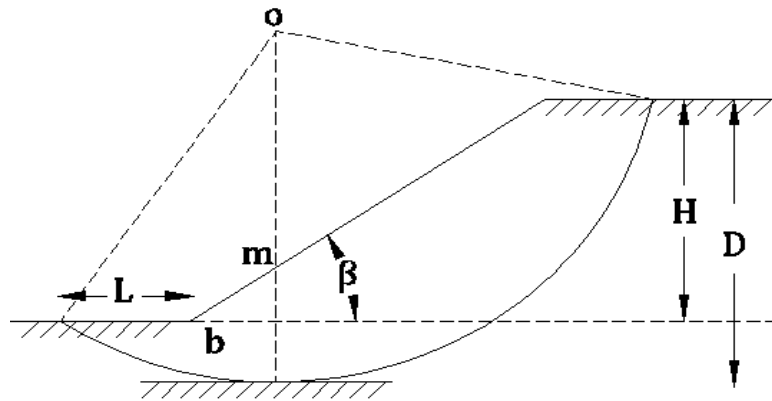


Figure 1.7 Cercle à mi-pente

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, dont la signification apparaît sur les figures 1.5-1.6-1.7 ci-dessus.

Ce sont, outre β et H il y a lieu d'ajouter ϑ , α , $D = n_D H$ et $L = n_L H$.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans différents cas de figures. On présente ci-dessous les résultats de ces calculs mis forme d'abaques.

b) Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent a frottement interne ($\phi = 0$)

Si C est connue, la hauteur critique H_c du talus de pente β est donnée par l'équation

$$H_C = N_S \frac{C}{\gamma} \tag{1.7}$$

Dans cette équation, N_S est grandeur sans dimension d'après la figure 1.8.

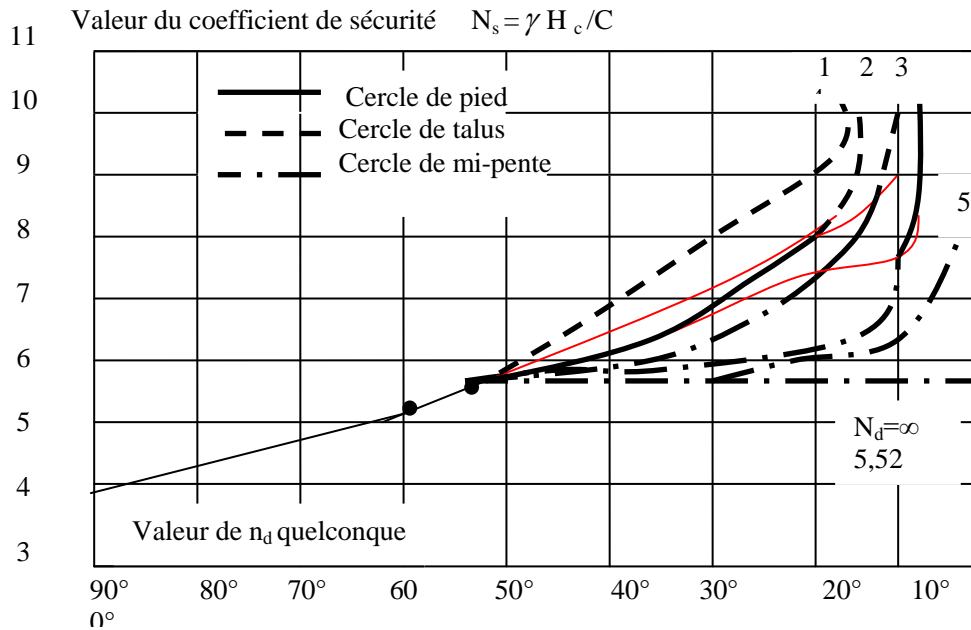


Figure 1.8 Abaque de Taylor 1966

- 1 $\equiv n_d = 1$
- 2 $\equiv n_d = 1,2$
- 3 $\equiv n_d = 1,5$
- 4 $\equiv n_d = 2$
- 5 $\equiv n_d = 4$

Tout les talus dont la pente β est supérieure à 53° donnent lieu à des glissements suivant un cercle de pied de talus .

Si β est inférieur à 53° le mode de glissement dépend de la valeur du coefficient n_d :

- Si $n_d = 1$ le glissement se produit le long d'un cercle de flanc de talus.
- Si $n_d > 4$ le talus glisse suivant un cercle a mi-pente.
- Si $1 < n_d < 4$ il y a lieu de distinguer :

Le glissement a lieu suivant un cercle de flanc de talus si le point figuratif correspondant aux valeurs de n_d et de β est situé au-dessus de la zone rouge

- Si le point figuratif tombe dans la zone rouge le glissement se produit le long d'un cercle de pied .
- Si le point est situé sous la zone rouge le glissement a lieu suivant un cercle a mi-pente tangent a la base résistante

- Si l'angle β et le coefficient de profondeur n_d sont donnés, on peut obtenir sans calculs la valeur du coefficient N_s a partir de la figure 1.6 la valeur de N_s détermine la hauteur critique du talus.
- Si le glissement se produit suivant un cercle de pied, on peut situer le centre du cercle on portant α, ϑ Comme le montre la figure (1.4), les valeurs de α, ϑ pour les différents angles β sont fournies par la figure 1.9
- Si le glissement se produit suivant un cercle a mi-pente tangent a la base résistante, la position du cercle critique est déterminée par la distance horizontale $L = n_L H$ en fonction de diverses valeurs de n_D et de β au moyen de l'abaque de la figure 1.10.

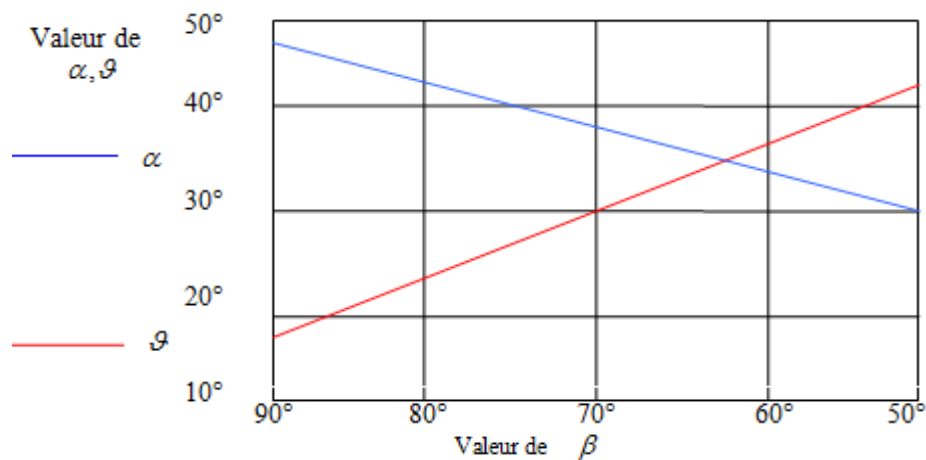


Figure 1.9 Relation entre l'angle du talus β et les paramètres α, ϑ permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand β est supérieur à 53° (Taylor 1966).

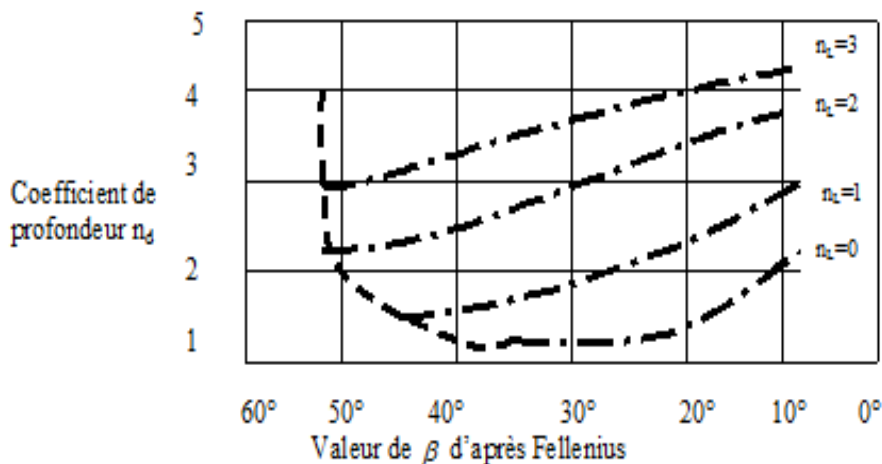


Fig 1.10 Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_d pour différentes valeurs de n_L (Taylor 1966)

c) Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\varphi \neq 0$)

Pour une valeur donnée de φ , la hauteur critique d'un talus qui glisse suivant un cercle de pied est fournie par l'équation suivante :

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \tag{1.8}$$

qui est identique à l'équation (1.3), a ceci près que N_s dépend non seulement de β mais aussi de φ . La figure (10) montre la relation entre β et N_s pour différentes valeurs de φ . Pour une valeur déterminée de l'angle β du talus, N_s augmente d'abord lentement, puis de plus en plus vite, pour des valeurs croissantes de φ lorsque $\varphi = \beta$, N_s devient infini.

Tous les points situés sur les courbes représentées dans la figure 1.11 correspondent à des glissements suivant des cercles de pied, car la théorie montre que la possibilité d'un glissement ne saurait exister à moins que la valeur de φ ne soit inférieure à 3° ceci permet d'affirmer que, lorsqu'un glissement par la base bien caractérisé s'est produit en place dans un sol suffisamment homogène, la valeur de φ était très voisine de 0 au moment de glissement

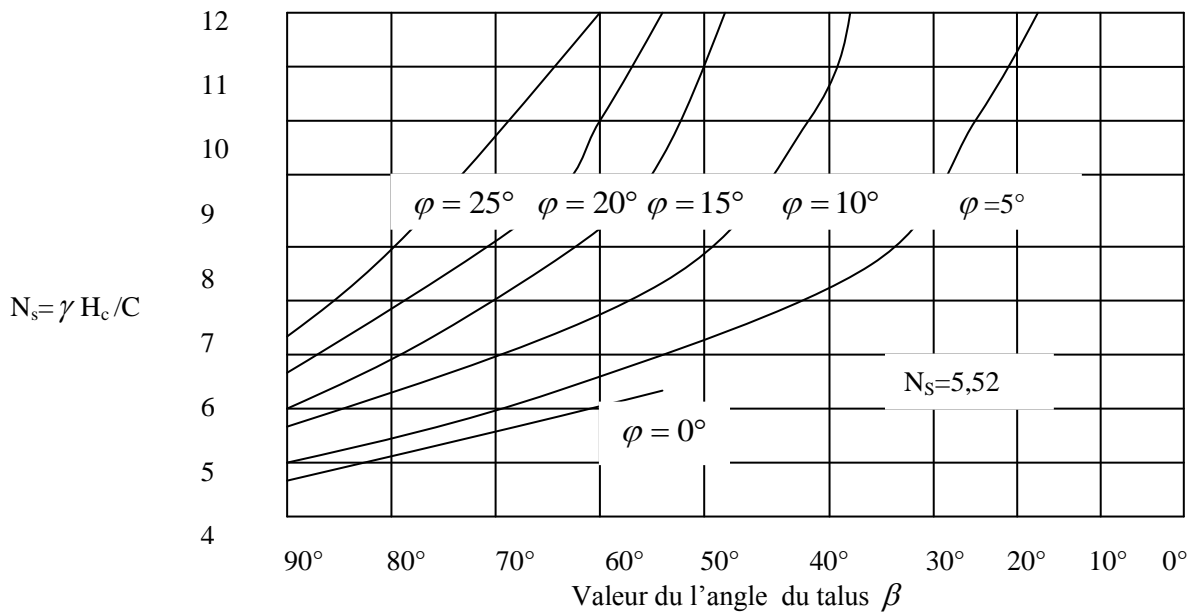


Figure 1.11 Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour différentes valeurs de φ (Taylor 1966).

1.4.2 Méthode de tranche

Cette méthode de calcul imaginée par 'Peterson' a subi de nombreuses adaptations, elle consiste à diviser le volume instable en un certain nombre de tranches verticales (figure 1.12) et à écrire que chaque tranche considérée comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de rupture sous l'action des forces et moments la sollicitent.

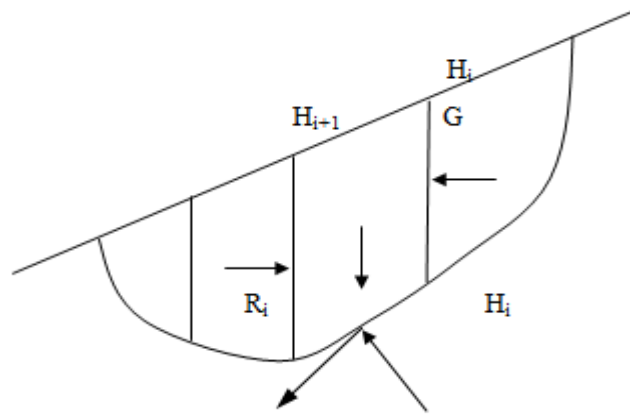


Figure 1. 12 Distributions des forces.

- 1- on poids $w_i = \gamma h_i b_i$
- 2- les efforts inter tranches qui se divisent en efforts verticaux v_i et v_{i+1} et horizontaux h_i et h_{i+1}
- 3- la résistance du cisaillement R_i qui se décompose comme suit :

Une composante normale :

$$N_i = \sigma_i L_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \text{ et } L_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (1.9)$$

Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i \cdot L_i \quad \text{or} \quad \tau_i = c_i + \sigma_i \cdot \text{tg} \varphi_i \quad ;$$

Donc:

$$\tau_i = \frac{c_i}{F} + \sigma_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \quad (1.10)$$

Soit en remplaçant σ_i par sa valeur

$$T_i = \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}$$

Donc :

$$F = \frac{T_{\max}}{T} \quad (1.11)$$

a) Méthode de bishop 1955

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire, le sol à un comportement rigide plastique, le critère de rupture du sol est celui de mohr-coulomb, on découpe le sol en tranches élémentaires.

Les efforts inter tranches verticales sont négligés le coefficient de sécurité F est constants tout le long de la surface de rupture et s'écrit.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i b_i + w_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + (\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i))}}{\sum_{i=1}^n w_i \alpha_i} \quad (1.12)$$

La valeur initiale du coefficient F_0 est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

b) Méthode de fellenius 1927

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (Figure 1.13)

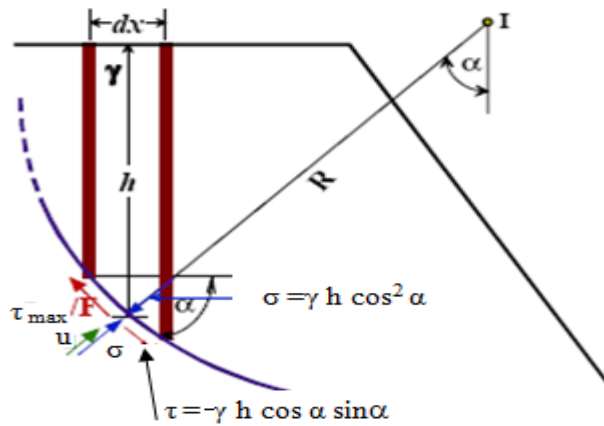


Figure 1.13 Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIOUS)

$$\sigma = \gamma.h.\cos^2 \alpha \quad (1.13)$$

$$\tau = -\gamma.h.\cos \alpha.\sin \alpha \quad (1.14)$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (1.15)$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (1.16)$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma h.\cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + c'}{F} = -\gamma h.\cos \alpha.\sin \alpha \quad (1.17)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg } \varphi_i' + c_i'}{F} ds_i R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i) ds_i] R \quad (1.18)$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg } \varphi_i' + C_i'}{\sum_1^n [\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i] ds_i} \quad (1.19)$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i h_i \cdot dx_i \quad \text{avec } dx_i = ds_i \cdot \cos \alpha_i$$

D'où $W_i = \gamma_i h_i \cos \alpha_i \cdot ds_i$ et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n \left(W_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \tan \varphi_i' + \frac{C_i' \cdot b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i} \quad (1.20)$$

c) Méthode de SPENCER:

Celle-ci considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \text{tg } \theta_i = \lambda \quad (1.21)$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ , doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale.

La figure (1.14) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

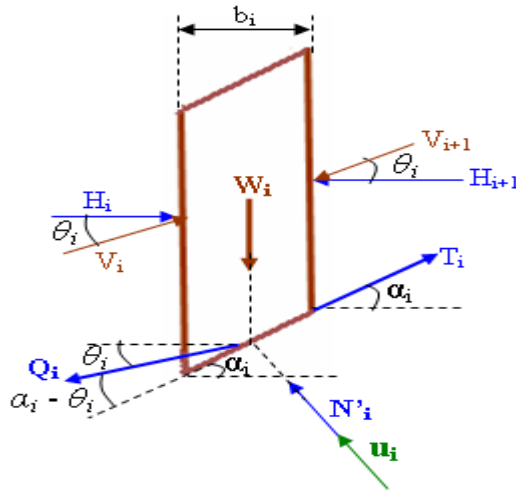


Figure 1.14 Equilibre d'une tranche de sol (Spencer).

Q_i représente la résultante des efforts intertranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \beta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N \frac{tg \varphi_i'}{F} \tag{1.22}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \tag{1.23}$$

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \tag{1.24}$$

Remplaçant T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \frac{tg \varphi_i'}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \tag{1.25}$$

Soit :

$$C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i tg \varphi_i' - F \cdot Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F \cdot W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En éliminant N'_i entre ces deux expressions on peut calculer Q :

$$Q = \frac{\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \text{tg}(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (1.26)$$

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts intertranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\left. \begin{aligned} \sum Q_i \cos \theta_i &= 0 \\ \sum Q_i \sin \theta_i &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.27)$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces intertranches par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$$\sum Q_i R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (1.28)$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc R = une constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (1.29)$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (16 et 17).

« *Spencer* » considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est à dire $\theta = Cte$ l'équation (16) se réduit à :

$$\sum Q_i = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
- 2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments. Le coefficient F calculé pour $\theta = 0$ et qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0}

- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. L'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (2-15) pour calculer Q . Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux – mêmes.
- 5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts intertranches, qui seront alors reportés sur la section du talus.

d) Méthode de JAMBU

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée. Jambu suppose la ligne d'action des forces intertranches située au tiers de la hauteur des tranches comme uillstré sur la figure 1.15.

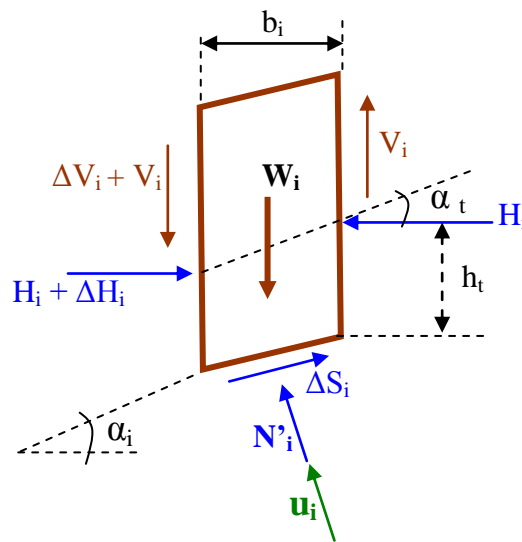


Fig 1. 15 Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \text{tg} \alpha_i} \tag{1.30}$$

Avec
$$s_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u \right) \text{tg} \varphi'_i}{1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \varphi'_i}{F}} \tag{1.31}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les

$$\left. \begin{aligned} H_i - H_{i+1} = \Delta H_i &= (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \\ V_i &= -H_i \operatorname{tg} \alpha_i + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{aligned} \right\} \quad (1.32)$$

Dans les quelles :

ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives

ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côté de deux tranches successives

α_t, h_t : définissent la direction et la position de la ligne de poussée

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle d'un seul côté. L'utilisation des équations (20) tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches. La méthode de Jambu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

e) La méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une methode globale proposee par Raulin et al. (1974) et developpee par Faure. (1985). C'est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture, ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et τ le long de la surface de rupture .

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α .

$$N_i = W_i * \cos \alpha_i (1 + \mu^2 \operatorname{tg}^2 \alpha_i) \quad (1.33)$$

α_i : angle de la facette de rupture avec l'horizontale

W_i : poids de tranche i

N_i : effort à la base de tranche i

Equation de la statique

Equilibre vertical :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1} + 1) + C_i F_i b_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i + N_i \operatorname{tg} \varphi_i F \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.34)$$

Equilibre horizontale :

$$(H_i - H_{i+1} + 1) + C_i F_i b_i \cos \alpha_i + N_i \operatorname{tg} \varphi_i F \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.35)$$

Moment par rapport à l'origine des axes

D'où la formulation de Fs

$$F = \frac{\sum \left(N_i \operatorname{tg} \varphi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) ((x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i)}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i} \quad (1.36)$$

Remarques sur la méthode des perturbations :

a) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

b) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

c) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement")

Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite :

* Les avantages :

Facile à utiliser vue les hypothèses simplificatrices.

Pour les formes simples leurs résultats différent peu de ceux des méthodes rigoureuses .

Moins coûteuses en moyen et en temps d'exécution.

* Les inconvénients :

Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes .

Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations.

Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente.

Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol- structure.

1.5 Méthode basées sur la réduction de la résistance au cisaillement

Cette méthode est implémentée dans des logiciels utilisés des méthodes Numériques. Ces méthodes consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des noeuds, qui représente un maillage. Ils

s'appuient essentiellement sur la méthode de calcul par éléments finis incorporant les modèles de comportement plus réalistes des géomatériaux. Elle est 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 linéaire dont le plus important, pour les sols, est l'élasto-plasticité représente, sans aucun doute, un avantage certain sur les méthodes usuelles de charge limite de fondation ou de stabilité des pentes. Ainsi l'on peut, pour les problèmes élasto-plastiques, suivre les déformations, les contraintes et les zones plastique 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 plastique.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en oeuvre demeure complexe.

Les avantages de cette méthode :

Aucune hypothèse sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture.

Il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche.

Les résultats peuvent donner des informations sur les déformations développées par les contraintes.

Les inconvénients :

L'inconvénient majeur de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est son coût moyen et en temps, mais ceci est largement dépassé par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard peut effectuer dans un temps acceptable les calculs concernant un problème de moyenne ampleur.

1.6 Choix de la methode de calcul

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement. En pratique, on considère trois types de rupture :

La rupture le long d'une surface plane.

La rupture circulaire.

La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité.

Pour les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes, et les coefficients de sécurité que l'on évolue sont donc différents.

Des études comparatives (Melouka.S.(2003), ont montré que la méthode de « Bishop » fournit de bons résultats.

La méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de « F », et demande des calculs supplémentaires.

En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative, du fait que la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius est de l'ordre de 10%. Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante, cependant, son champ d'application demeure relativement réduit.

Pour l'analyse de la stabilité, le choix peut porter sur les méthodes d'équilibre limite, de discrétisation et probabilistes (tableau 1.2). Ces méthodes sont présentées plus en détail par Melouka.S.(2003). Les méthodes d'équilibre limite peuvent être rapides et efficaces, dans certains cas, en utilisant les abaques et tableaux de Taylor, Bishop, Morgenstern, Spencer, etc.

Tableau 1.2 Différents méthode de stabilité des talus Melouka.S.(2003)

Methodes d'equilibre limite	Methodes Probabilistes	Methodes de discretisation
<ul style="list-style-type: none"> • Culmann, 1886 • Pentefinie, 1910 • Fellenius, 1927 • Cercle de frottement, 1937 • Bishop, 1954 • Jambu, 1956 • Bishop et Morgenstern, 1960 • Morgenstern et Price, 1965 • ignespirale logarithmique, 1969 • Méthode de Sarma, 1973 • Méthode des Perturbations, 1974 	<ul style="list-style-type: none"> • Simulation de MONTE-CARLO • Evaluation du point • Analyse statique 	<ul style="list-style-type: none"> • Eléments finis, 1967 • Différences finies • Eléments distincts • Eléments de frontières

1.7 Comparaison entre méthodes de calcul a la rupture

Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de Janbu rigoureuse, Spencer, donnent des résultats précis. La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus. Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent être très imprécises (méthode de Fellenius).

1.8 Conclusion

Les méthodes de calcul à la rupture décrites précédemment sont les méthodes couramment utilisées. Ces méthodes ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses est pourtant les résultats différent très peux. Le degré de précision dépend principalement du cas examiné et de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas être différent de façon significative de ceux données par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs : (Fredlund et Krahn, (1977), Duncan.J.M. et al.(1982) :

Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime F et donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant la portée de cette sous-estimation peut être si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».

Les différences obtenues vont conduire en générale à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologique importantes.

Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Junbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.

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.

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.

La rupture simultanée, en tous point 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 Duncan J.M., Wright S.G. (1982) utilisant la méthode des éléments finis.

Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis est certainement l'approche la plus complète pour les études pratiques de pente qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements, mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain.

En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus.

2 LES SYSTEMES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

2.1 Introduction

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des bâtiments, des digues des barrages, des routes. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables. Pour empêcher ces mouvements de la pente instable, 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. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ 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. 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 $F = 1,5$. (jean-louis durville, et al.(2008).

2.2 Méthodes de confortement et de stabilisation des glissements de terrain

Le choix d'une technique de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

On distingue deux types de confortement ou systèmes de parades (Bedr,2008) comme le montré la figure 2.1

- **Systeme douce** : définie par l'utilisation des méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités ;
- **Systeme dure** : cette technique ne s'attaque pas à la cause des mouvements mais vise à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans le cas où l'approche douce ne peut pas être mise en oeuvre.

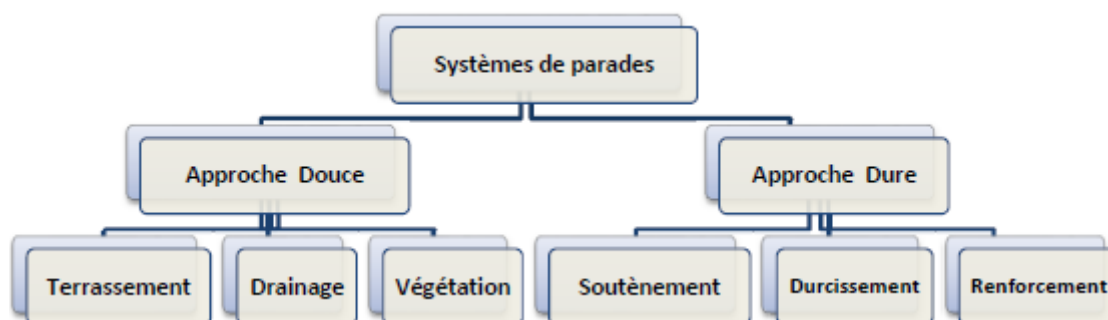


Figure.2.1 Système de parades (Bedr,2008)

2.2 .1 Système douce

2.2.1.1 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.

Les figure 2.2,2.3 et 2.4 schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

a) Chargement de pied

Le chargement en pied d'un glissement comme représenté sur la figure 2.2, est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. 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 dimensionnant.

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.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant. Reiffsteck Ph , 2001, jean-louis durville et al 2008 .

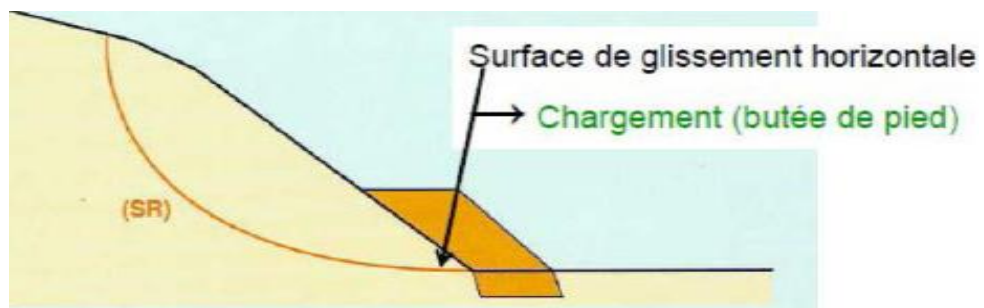


Figure 2.2 Stabilisation par butées de pied

b) Allègement en tête

L'allègement en tête (figure 2.3) 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.).

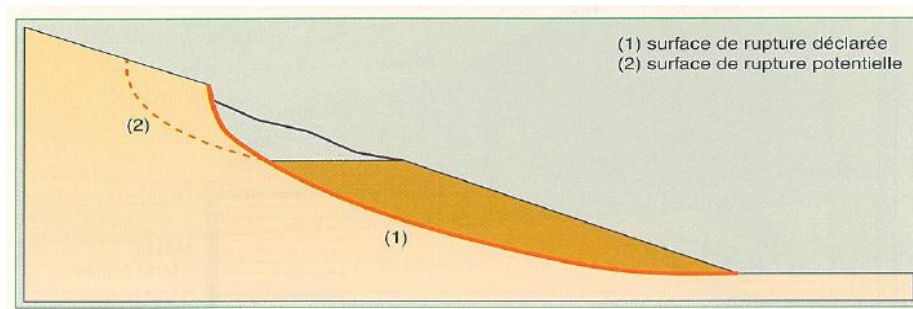


Figure 2.3 Allègement en tête

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.

c) 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 par le glissement.

d) 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.(Philipponnat G, et Hubert B.(2002)), 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. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

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.

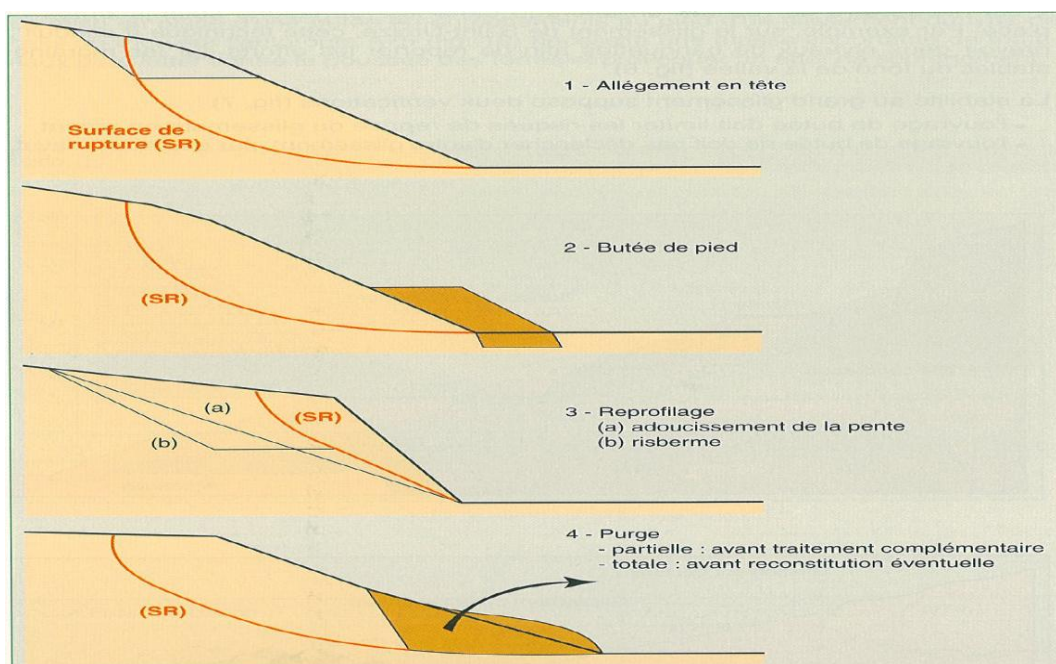


Figure 2.4 Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

2.2.1.2 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 (Desnouveaux F. 1983), qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles. Au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter 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, la figure 2.5 montre le drainage des eaux souterrains .

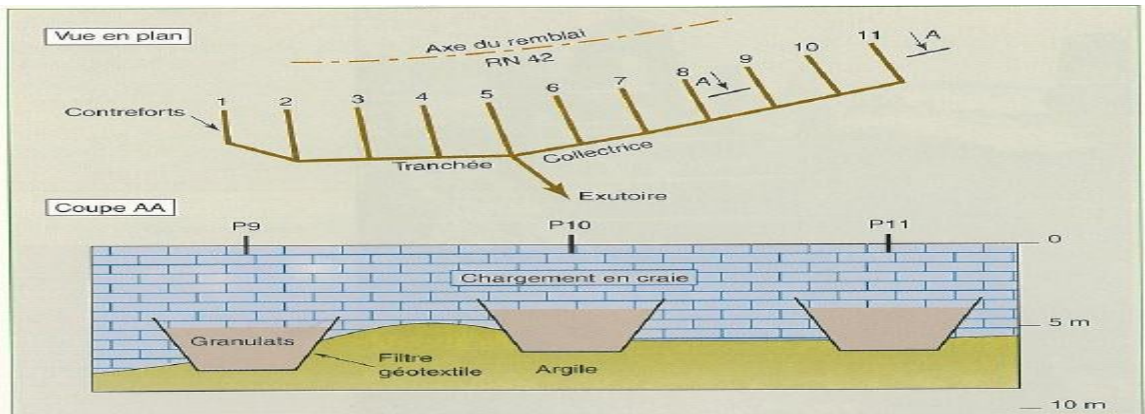


Figure 2.5 Drainage sous terrain

a) Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir des 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. On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géomembranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

b) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 2.5, 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 ponctuelles, etc.). 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 conditionne l'efficacité du drainage J.-N. Hutchinson (1977) . Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre de un mètre. Le remplissage est réalisé en matériau drainant (gravé), tuyau perforé, et un géotextile comme illustré sur la figure 2.6.

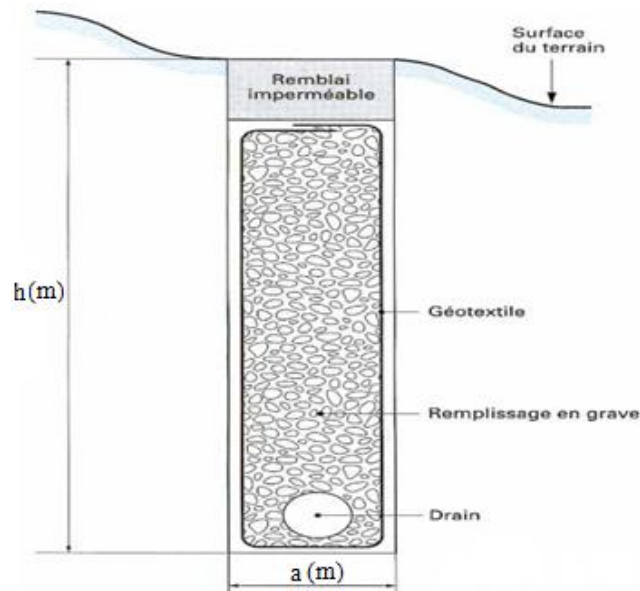


Figure 2.6 Coupe type d'une tranchée drainante

à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.

à la hacheuse de paroi: les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m).

La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

c) **Drains subhorizontaux**

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation des tranchées drainantes pour capter les eaux sous terrain et de décharger les aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5 %) et à y placer des tubes crépinés. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies

dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes, leur dimensionnement s'effectue couramment par des méthodes approchées fondées sur le choix d'hypothèses simplificatrices diverses : assimilation à une ligne de puits (M. Rat,1976), à un système d'aiguilles filtrantes (G.A. Leonards.1968), à un écoulement bidimensionnel vers un tapis filtrant (M. Rat,1970).

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

d) Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus (M. Rat .1976) ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottant 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.

e) Drains verticaux, galeries drainantes

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage. Le transfert d'eau en profondeur est une opération risquée, qui doit être réservée aux cas où l'écoulement de surface est bien connu et où l'aquifère profond est drainant, et présente un exutoire franc. Dans le cas contraire, cela peut conduire à une

aggravation de l'instabilité. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limitée en profondeur.

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur de 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant. Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Billan (Isère) qui menaçait un grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1 300 m au total).

2.2.1.3 Végétation

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilité des sols, l'enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissés exposés et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement. En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profondes (arbustes et arbres).

La végétation est multifonctionnelle, relativement bon marché, autoréparation, visuellement attrayante et ne nécessite pas d'équipement lourd pour son installation. Toutefois, il existe certaines limites. La végétation est sensible à la brûlure et à la sécheresse. Elle est difficile de s'implanter sur les pentes raides, incapables de résister à des affouillements et lentes à s'établir.

Le tableau 2.1 montre les avantages et les inconvénients des différents techniques de confortements souple.

TECHNIQUES	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Ouvrages de captage, collecte et évacuation	<input type="checkbox"/> coût modéré <input type="checkbox"/> une mise en oeuvre simple	<input type="checkbox"/> les drains doivent rester efficaces
Ouvrages de drainage superficiel	<input type="checkbox"/> elles peuvent se résumer à une excavation, pouvant aller jusqu'à 56m, comblée de matériaux drainants avec éventuellement un collecteur	<input type="checkbox"/> les difficultés se situent dans leur conception afin de leur assurer une bonne pérennité et dans leur mise en oeuvre car en général les travaux se déroulent dans des conditions particulièrement délicates. Les tranchées drainantes (drains en pierres anciens, tranchées ouvertes, fermées, avec géocomposites) représentent la majeure partie des techniques de drainage superficiel
Ouvrages de drainage profond	<input type="checkbox"/> le drainage profond est le remède le plus qu'il agit au niveau de la surface de glissement en captant un maximum d'eau nuisible	<input type="checkbox"/> le coût très élevé <input type="checkbox"/> Ce sont des techniques complexes à concevoir et à mettre en oeuvre <input type="checkbox"/> elles nécessitent systématiquement une étude préalable importante et l'intervention d'entreprises spécialisées
Terrassement	<input type="checkbox"/> utilisation sur de longues distances dans le cas des voies de communication (routes, chemin de fer)	<input type="checkbox"/> ne pas pouvoir l'utiliser sur des versants de grandes hauteurs
Végétation	<input type="checkbox"/> le feuillage intercepte la pluie <input type="checkbox"/> les racines et les tiges augmentent la perméabilité et participent à une plus forte infiltration <input type="checkbox"/> par les racines, les arbres pressions interstitielles dans le sol <input type="checkbox"/> les racines vivantes renforcent le sol et augmentent sa cohésion	<input type="checkbox"/> en situation de sécheresse, les arbres diminuent encore la teneur en eau du sol <input type="checkbox"/> la végétation exposée au vent transmet des efforts dynamiques

Tableau 2.1 Avantages et inconvénients des différentes techniques de confortement souple (Approche douce ; Nordine, 2010)

2.2.2 Système dure

Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière direct, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol , cette technique présenté par l'introduction des éléments structurels résistants telles que : Murs de soutènement, Tirants d'ancrage et murs ancrés, Clouages par des barres, des micropieux, Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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 œuvre.

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. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

2.2.2.1 Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades. Parmi ces techniques on cite : sol mélange avec le ciment ; L'électro-osmose; Traitement thermique; Injection (chaux,...) ; Pré- consolidation.

2.2.2.2 Soutènement

a) Les ouvrages rigides

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

b) Les ouvrages souples

Sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

2.2.2.3 Renforcement

a) Renforcement par géosynthétiques

Les géosynthétiques ont connu un essor considérable dans les domaines de la géotechnique et du génie civil durant ces trente dernières années. De nos jours, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître.

Ce sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Ils sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion.

b) Technique Pneusol

Le Pneusol est une méthode qui utilise les vieux pneus d'automobiles sous forme d'inclusions dans la masse de sol au lieu de l'armature métallique ou non métallique. Cette technique est maintenant largement utilisée en France

c) 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 multi-torons 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.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité. Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure.7 , les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c' l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \phi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b} \quad (2.1)$$

Avec :

c et ϕ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage, le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \emptyset \cos \delta \tan \phi'}{b - \emptyset \sin \delta} \quad (2.2)$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. l'effort δ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \text{arc tang} \frac{F + \Delta F}{b - \emptyset \sin \delta} \quad (2.3)$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants .

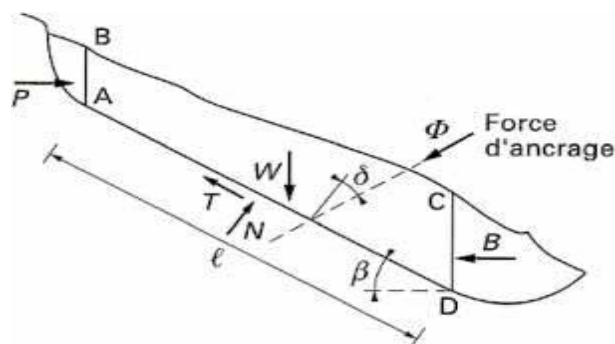


Figure 2.7 Stabilisation par ancrages précontraints
Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

d) Renforcement par inclusions rigide

Le renforcement par inclusions 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. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

➤ Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- Et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite est le périmètre du clou et la charge de frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir

d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

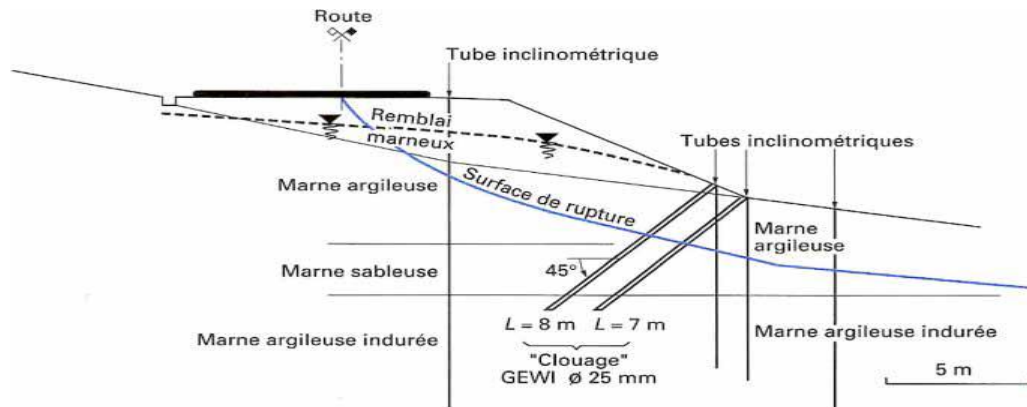


Figure 2.8 Exemple de clouage d'un glissement

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous (voir Figure 2.8). Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère diminués par l'application du coefficient de sécurité.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer .

➤ **Pieux et barrettes**

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant. Le tableau 2.2 présente les avantages les inconvénients des différents confortements dure .

Techniques	Avantages	Inconvénients
Géotextiles	- bonne résistance à la rupture - mobiliser le frottement du Sol	- lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile
Pneusol	- bonne résistance à l'endommagement - cout compétitif	
Ancrage		- sensibilité à la corrosion - difficulté de mise en oeuvre - fissuration de la gaine de protection en coulis de ciment car mouvements du sol - perte de tension dans le temps
Clous		- limitation aux petits glissements - déconseillé en terrain meuble - coûteux et peu efficace
Pieux		- risque de déstabilisation du versant dans certains cas de sols lors de la mise en oeuvre - fluage entre les pieux
Durcissement	- augmentation de la résistance au cisaillement	- modification de l'écoulement de la nappe

Tableau 1.2 Avantages et inconvénients des différentes techniques de confortement dure.
(Approche dure ; Nordine, 2010)

2.3 Conclusion

Le choix du renforcement comme système de parade s'avère indispensable pour remédier l'instabilité des talus. Les techniques de renforcement sont diverses et nécessitent un développement afin de cerner les principales méthodes utilisés, ainsi que leurs limites, chaque solution dépend de leur efficacité et ainsi que les contraintes d'accessibilité sur site, et le côté économique.

Pour la stabilisation des talus, une première approche se définit par l'utilisation des méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Si les délais de stabilisation sont réduits, l'utilisation d'une approche dure s'impose comme une solution pertinente. Celle-ci remédie au problème en modifiant les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol.

3 LES CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN PAR PIEUX, ET LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

3.1 Introduction

La stabilisation des pentes par inclusion des pieux au sein de la masse du sol, est une technique qui a connu réussite pratique et une énorme activité de recherche.

Les pieux ont été utilisés avec succès dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations, (Ito et Matsui.1975,Ito et al 1981, Reese et al.1992, Li Xinpo.2012).De nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux, et plusieurs études ont été réalisées afin d'établir l'emplacement optimal des pieux à l'intérieur d'une pente. Cependant, les résultats obtenus sont assez différents, et dans certains cas même incohérentes et contradictoires. L'un des problèmes les plus importants dans la conception du système pente/pieux est de déterminer l'emplacement approprié des pieux dans la pente.

3.2 Stabilité des pentes renforcé par pieux

Dans des applications pratiques, l'étude d'une pente renforcée avec des pieux est effectuée en utilisant les méthodes d'analyse de stabilité des pentes en intégrant la force de réaction exercée par les pieux sur le sol instable.

Jusqu'à maintenant la méthode d'équilibre limite est l'approche la plus utilisée pour l'analyse de la stabilité des pentes due à sa simplicité d'utilisation. D'ailleurs, cette méthode tient compte de l'effet des infiltrations, du chargement et des caractéristiques du sol. La méthode d'équilibre limite a été utilisée par Ito.T et al.1975 pour traiter le problème de la stabilité des pentes contenant des pieux. Dans cette étude le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composantes: le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la force de réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par la méthode simple des tranches.

Pour calculer le moment résistant dû aux pieux :

(Reese .1993) a présenté une approche p-y (force-déplacement) pour évaluer l'amélioration de la stabilité des pentes qu'il découle de l'utilisation des pieux. Une approche en élément fini en

trois dimensions a été développée par (Hassiotis et al.1997) pour l'analyse de la stabilité d'une pente renforcée par pieux forés. (Poulos.1995) a signalé que la prédiction des mouvements latéraux du sol exige une connaissance de la distribution des modules latéraux de sol et en limitant la pression latérale entre les pieux et le sol avec la profondeur, et les mouvements du sol horizontaux en champ libre. Pour les problèmes concernant l'instabilité des pentes, une distribution des mouvements de sol en champ libre est illustrée dans la figure 3.1.

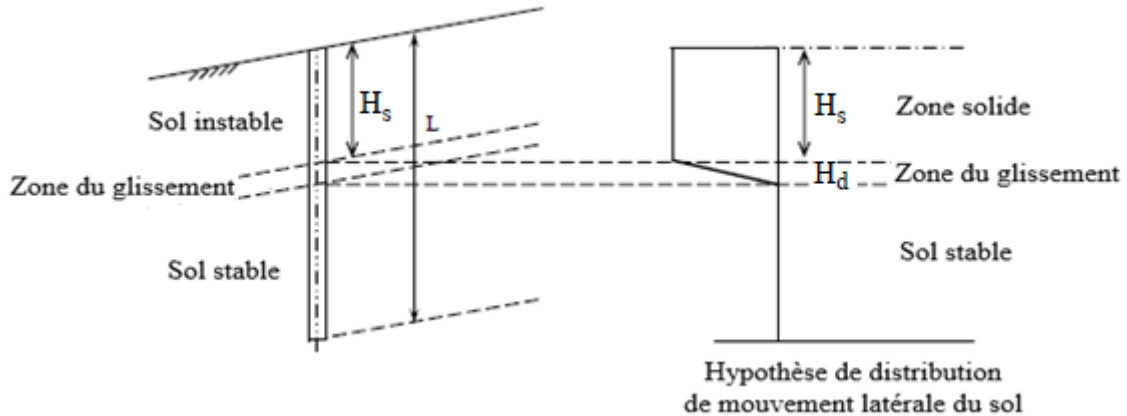


Figure 3.1 Problème fondamental d'un pieu en pente instable (Poulos .1995)

Une approche simplifiée a été présentée par (Lee et al.1995) pour étudier une rangée des pieux utilisés pour la stabilisation de la pente basée sur une formulation découplée dans laquelle la réponse des pieux et de la stabilité de pente sont considérés séparément. La réponse des pieux quand ils sont soumis à un déplacement latéral du sol extérieur à partir de l'instabilité de pente est analysé par la méthode des éléments finis. Une approche conventionnelle de cercle de glissement de Bishop simplifiée est utilisée pour analyser la stabilité des pentes.

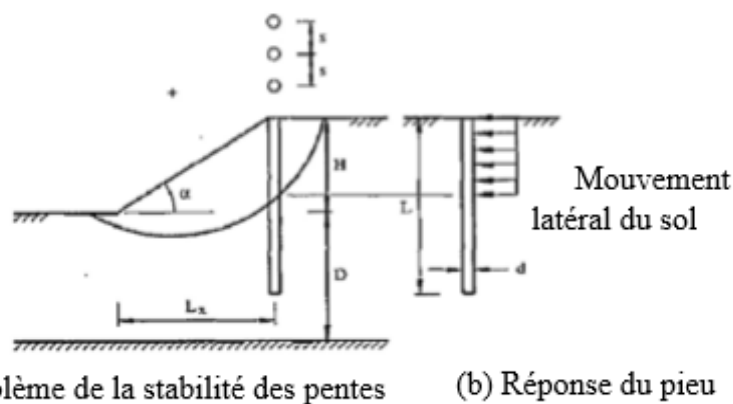


Figure 3.2 Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol (Lee et al,1995).

s : espacement entre les pieux, H : hauteur de la pente, D : profondeur de pied de la pente à une base dure, α : angle d'inclinaison de la pente, L : longueur du pieux, d : diamètre du pieux.

Hassiotis et al., 1997 ont étendu la méthode du cercle de frottement en définissant des nouvelles expressions pour le nombre de stabilité pour intégrer la résistance des pieux dans l'analyse de stabilité de pente à l'aide d'une solution proche à l'équation des poutres.

L'intensité de la force ultime est calculée selon les équations proposées par (T, Ito and Matsui.T.1975), en supposant que les pieux sont rigides. La méthode des différences finies est utilisée pour analyser la section des pieux sous la surface critique comme une poutre sur des fondations élastiques. Toutefois, le facteur de sécurité de la pente après l'insertion des pieux est obtenu basé sur la nouvelle surface de rupture critique.

Ausilio et al.2001 ont utilisé l'approche cinématique de l'analyse limite pour étudier la stabilité de pente renforcées avec des pieux. Le cas d'une pente sans pieux est d'abord considéré où la surface de glissement est décrite par une équation d'une spirale logarithmique, et ensuite une solution proposée afin de déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui est définie comme un coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol. Ensuite, la stabilité d'une pente contenant des pieux est analysée. L'évaluation de la force de résistance, qui doit être fourni par les pieux pour atteindre la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente, une procédure itérative ont utilisé pour résoudre l'équation obtenue en égalant le taux de travail externe en raison du poids du sol et les surcharges au taux de la dissipation de l'énergie le long de la surface de glissement. (Nian et al,2008) ont développé l'approche similaire pour analyser la stabilité des pentes renforcées avec des pieux dans les sols non homogènes et anisotropes. (Zeng et Liang.2002) ont présenté une technique d'analyse de la stabilité des pentes basée sur l'équilibre limite permettant la détermination du facteur de sécurité (F_s) d'une pente renforcée par pieux forés. La technique s'étend la méthode traditionnelle des tranches pour justifier la stabilisation des pieux en réduisant les forces entre les tranches transmises aux tranches de sol derrière les pieux à l'aide d'un facteur de réduction obtenu à partir une analyse bidimensionnelle en éléments finis générée des courbes de transfert de charge.

Thompson et White. 2006, ont effectué un test de charge de pieu à grande échelle pour étudier les interactions sol-structure pour les pieux de petit diamètre soumis à un mouvement du sol latéral, dans lequel les pieux installés dans une boîte de cisaillement ont été indirectement chargés par la translation du sol latérale uniforme. Les analyses de test de chargement qui ont réussi les tests de chargement de pieux appuient l'affirmation selon laquelle les charges réparties qui sont atteintes pendant le chargement des pieux varient linéairement avec la profondeur. Les résultats de l'analyse, qui répondent à la question

centrale de la recherche, sont directement incorporés dans la méthodologie de conception proposée pour les déplacements du sol pour les micropieux coulis. Il est apparent à partir des essais de charge de pieux que les éléments de pieux de petit diamètre assurent une résistance passive efficace pour le mouvement latéral du sol.

3.2.1 Calcul des pieux soumis à des forces horizontales

3.2.1.1 Méthode de calcul analytique

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de la stabilité des pentes est habituellement en fonction de la taille ou de la hauteur critique de la pente ou en fonction de la charge limite appliquée sur une certaine partie de la surface de la pente. S'il n'y a aucun chargement extérieur, l'effondrement peut être provoqué par le poids propre au sol lui-même. Ainsi, la condition limite est exprimée en fonction du poids spécifique du sol.

Pour résoudre les problèmes de la stabilité des pentes, l'utilisation de l'analyse limite est pratiquement concentrée sur l'approche cinématique parce que dans certains cas, son utilisation est plus simple que l'utilisation de l'approche statique. Par exemple si on considère que la masse du sol en mouvement se déplace comme un corps rigide, l'approche cinématique nécessite la résolution d'une équation simple.

L'analyse de la stabilité des pentes est généralement exprimée en fonction du coefficient de sécurité tout en respectant les paramètres de résistance au cisaillement du sol.

Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$F_s = \frac{C}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (3.1)$$

D'où C et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol ; C_m est la cohésion mobilisée et φ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al, 2001). Tout d'abord, nous considérons cette approche pour le cas d'une pente sans pieux, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, en suite la stabilité des pentes renforcées par pieux sera analysée. Pour prendre en compte la présence des pieux, (Ausilio et al, 2001) supposent qu'une force latérale et un moment, sont appliqués à la profondeur de la surface de glissement potentielle. Pour la simplicité, la pente est supposée être constituée de sol homogène, isotrope, sèche. L'effet de la pression interstitielle sur la stabilité des pentes n'est pas pris en compte.

a) **Pente sans renforcements**

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régit par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

Le mécanisme cinématiquement admissible est montré dans la figure 3.3, où la surface de glissement est décrite par l'équation suivante :

$$r = r_0 e^{[(\theta - \theta_0) \frac{\tan \phi}{F_s}]} \tag{3.2}$$

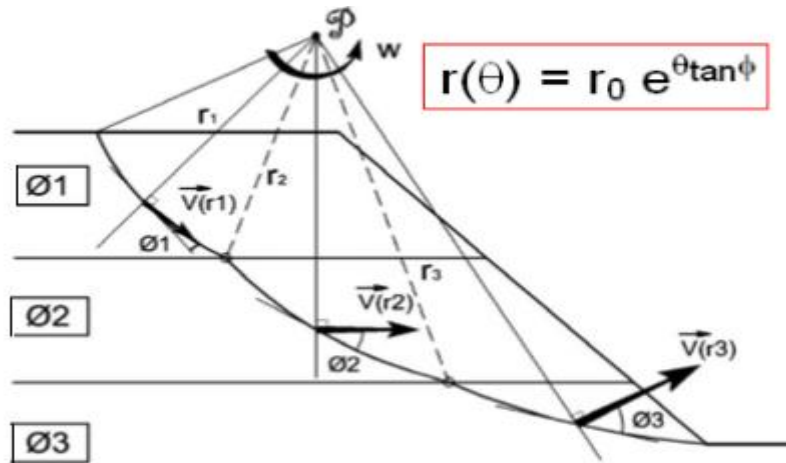


Figure 3.3 mécanisme de rupture

Le rayon de la spirale dépend de l'angle de frottement d'où :

r_0 : Le rayon de la spirale logarithmique qui dépend de l'angle θ_0 . La masse du sol en mouvement (rupture) tourne comme un corp rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire ω .

Ce mécanisme qui a été considéré par (Chen.1975), est géométriquement définie par les angles θ_0 , θ_h et β' (figure 3.4) et l'angle de la résistance au cisaillement mobilisé $\frac{\tan \phi}{F_s}$.

La géométrie de la pente est déterminée par la hauteur H, et les angles α et β qui sont également indiqués sur la figure 3.4.

En dérivant l'équation (3.3) on suppose que la surface du glissement passe au-dessous du pied de la pente. Dans le cas où la surface du glissement passe par la limite du pied de la pente, la même équation pour W peut être utilisée à condition que $f_4 = 0$ et $\beta = \beta'$

Dans ces expressions, les quantités $\frac{H}{r_0}$ et $\frac{L}{r_0}$ sont données par les équations (3.8 a) et (3.8 b) respectivement, et $\tan\varphi' = \frac{\tan\varphi}{FS}$.

Dans le cas où la pente est soumise à une charge surfacique externe comme il est montré sur la figure 3.4 le taux de travail de cette charge est :

$$Q' = qL\omega' [r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2}] + sL\omega' r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (3.4)$$

D'où

L: la distance entre la surface de rupture au-dessus de la pente et le bord de la pente (figure 3.4); q : La force normale appliquée ; s : La force tangentielle appliquée.

Si on considère un mécanisme de bloc rigide, seul l'énergie de dissipation qui est prise en compte le long de la surface de glissement. Le taux d'énergie de dissipation D' peut être exprimé comme suit:

$$D' = \frac{c r_0 \omega'}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \theta}{FS}} \right] \quad (3.5)$$

En égalisant le taux du travail externe et le taux d'énergie de dissipation on a :

$$W' + Q' = D' \quad (3.6)$$

En remplaçant W' et Q' et D' dans l'équation (3.6), on a :

$$\begin{aligned} \gamma \cdot r_0^3 \cdot w' [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] + qLw' \left[r_0 \cdot \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + S \cdot L \cdot r_0 \cdot w' \cdot \sin(\theta_0 + \alpha) \\ = \frac{r_0 \cdot w'}{2 \tan \varphi} \cdot \left[e^{2[(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \theta}{FS}] - 1} \right] \end{aligned}$$

Avec :

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \theta}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \}$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \theta}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \}$$

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + sB \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2tg\varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\theta - 1}{FS}} \right] \quad (3.7)$$

Les valeurs de A et B peuvent être reliées à H et L respectivement par les expressions suivantes :

$$H = A \cdot r_0 \quad (3.8, a)$$

$$L = B \cdot r_0 \quad (3.8, b)$$

D'où la distance L est indiquée sur la figure 3.3

Pour une valeur donnée de F_S , la limite supérieure pour la hauteur de la pente est obtenue en résolvant l'équation suivante :

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2tan\varphi} \frac{\left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tan\varphi}{FS}} - 1 \right] - qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - sB \sin(\theta_0 + \alpha)}{[f_1 - f_2 - f_3 - f_4]} \quad (3.9)$$

La plus petite limite supérieure pour H peut être obtenue, en réduisant au minimum la fonction $H = f(\theta_0, \theta_h, \beta')$. Les angles obtenus définissent la surface de glissement potentielle. En plus, on remplace les angles trouvés dans l'équation (3.9) on trouve la taille critique de la pente. C'est la hauteur maximale à laquelle il est possible que la pente soit stable avec la valeur supposée de F_S . La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait être trouvée par un procédé itératif du quel les paramètres de résistance du sol sont changés progressivement selon l'équation (3.10), jusqu'à ce que la taille critique soit égale à la taille réelle de la pente.

Éventuellement, le coefficient de sécurité peut être directement trouvé en résolvant l'ensemble d'équations suivantes :

$$\frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \quad \text{et} \quad H = H_{\text{actuel}} \quad (3.10)$$

D'où H_{actuel} représente l'auteur réel de la pente. Dans l'équation (3.10), les valeurs inconnues sont $\theta_0, \theta_h, \beta'$ et F_S . Par conséquent, la solution de l'équation (3.10) donne les valeurs de F_S et la position de la surface de glissement potentielle.

b) Pente avec renforcements

Dans cette partie, l'approche cinématique est appliquée pour évaluer la force supplémentaire que les pieux doivent fournir pour l'augmentation de la stabilité de la pente. Dans ce cas, le taux de dissipation d'énergie devient :

$$D' = \frac{cr_0^2 \omega'}{2tg\varphi} \cdot \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\theta}{FS}} - 1 \right] + F r_0 \sin \theta_F \cdot \omega' \cdot e^{2(\theta_F - \theta_0) \frac{tg\theta}{FS}} - M \omega' \quad (3.11)$$

Dans F_S est le coefficient de sécurité cible de la pente ; l'angle θ_F indique la position de la structure stabilisante (pieux) le long de la surface de glissement (figure 3.4); F est la force stabilisante, par unité de largeur du sol, que les pieux doivent fournir pour améliorer la

stabilité de la pente ; le moment M explique la distribution de F avec la profondeur dans la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement, il est indiqué par :

$$M = F m h \tag{3.12}$$

D'où h est la hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement, et m est un coefficient réducteur. Par exemple, si on suppose que F est linéairement distribué entre la surface du sol et la surface de glissement, m est égal à $1/3$.

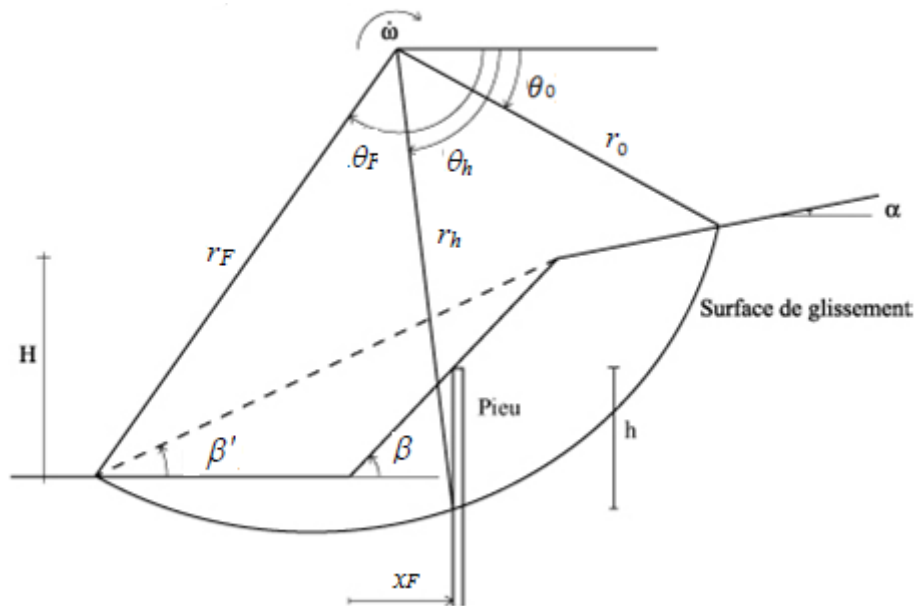
Quand $m=0$, la présence des pieux dans la stabilité des pentes est exprimé par une résistance au cisaillement supplémentaire le long de la surface de glissement potentielle, comme a été supposé également par (Poulos, 1995).

La hauteur h peut être calculée en utilisant l'une des expressions suivantes selon l'abscisse x_F qui est mesurée à partir du bout de la pente (figure 3.5) :

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h \text{ si } D \leq x_F \leq 0 \tag{3.13}$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h x_F \tan \beta \text{ si } 0 \leq x_F \leq H \tan^{-1} \beta \tag{3.14}$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h x_F + H + (x_F - H \tan^{-1} \beta) \tan \alpha \text{ si } x_F > H \tan^{-1} \beta \tag{3.15}$$



Figur 3.5 Mécanisme de rupture d'une pente renforcée par des pieux (Poulos, 1995).

$$D \text{ où } x_F = r_F \cos \theta_h - r_h \cos \theta_h - D \tag{3.16.a}$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H \tag{3.16.b}$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{tg\theta}{FS}} \quad \text{et} \quad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\theta}{FS}} \quad (3.21.c)$$

Pour une valeur choisie de F_s , h est une fonction des angles θ_0 , θ_h , θ_F et β' .

Le taux de travail externe est donné par la somme de W et Q . Ces derniers sont exprimés par les équations (3.3) et (3.4), respectivement. Par conséquent, l'égalisation du taux de travail externe au taux de dissipation d'énergie mène à l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{\frac{\gamma.H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha) - \frac{c}{2tg\varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 \right]}{\frac{A}{H} \left[\sin \theta_F e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} + m h \frac{A}{H} \right]} \quad (3.17)$$

L'équation (3.17) donne la force, par unité de largeur du sol, qui doit être fournie par une structure de soutènement pour réaliser la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente.

Quand une structure de soutènement est insérée dans une pente, la résistance supplémentaire fournie par cette structure modifie à la fois le coefficient de sécurité de la pente et le mécanisme de rupture potentielle par rapport au cas sans pieux. Par conséquent, d'autres surfaces de glissement possibles ont pu être plus critiques que celle trouvée pour la pente sans pieux. La surface la plus critique est celle pour laquelle la valeur de F la plus élevée est exigée pour augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée. Du point de vue informatique, cette surface peut s'avérer maximiser la fonction $F = F(\theta_0, \theta_h, \theta_F, \beta')$ en ce qui concerne les angles, θ_h et β' à condition que la position des pieux dans la pente est donnée. À cet effet, l'ensemble suivant d'équations doit être résolu :

$$\frac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F}{\partial \beta'} = 0$$

$$\text{Avec} \quad x_F = \frac{H}{A} \left[\cos \theta_F e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{tan\varphi}{FS}} - \cos \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tan\varphi}{FS}} \right] - H \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin\beta \sin\beta'} \quad (3.18)$$

D'où x_F indique la position des pieux par rapport au pied de la pente (figure 3.5).

La valeur de x_F devrait être admise pour la surface de glissement critique trouvé pour la pente sans pieux. Cette surface indique, en fait, les différentes situations où les pieux doivent être positionnés pour augmenter efficacement la stabilité de la pente. Une structure de soutènement en dehors de la région du sol affectée par cette surface de glissement n'a pu avoir aucune influence sur la stabilité de la pente.

Dans l'équation (3.18), les quantités inconnues sont θ_0 , θ_h , θ_F , β' . Les angles θ_0 , θ_h et β' indiquent la surface de glissement potentielle critique, et la valeur maximal de F est calculée

en remplaçant ces angles dans l'équation (3.17). Cependant, il convient à noter que, si on suppose que m n'est pas nul, F dépend de la taille h qui peut être déterminée à partir de θ_0 , θ_h , θ_F et β' en utilisant les équations (3.15) et (3.16). Ceci implique que l'équation (3.18) doit être résolue, considérant l'expression pour h approprié avec une valeur de x_F , selon l'équation (3.16).

Une fois que la force F est obtenue, la géométrie du pieu, la distance de centre à centre aux quelles les pieux doivent être mises en place, et les conditions structurales pour les pieux peuvent être déterminées à partir de l'analyse d'interaction pieu-sol. Le déplacement maximum, le cisaillement et les moments de flexion agissant sur les pieux devraient être pris en considération pour s'assurer que la conception est adéquate.

3.2.2 Méthodes de calcul numériques

Réellement, la prédiction de la réponse d'un pieu soumis à des charges latérales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge. Vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu. Ces méthodes numériques permettent de modéliser des modèles géométries complexes et des phénomènes d'interaction sol-structure tels que les effets de groupe de pieux. De plus, ils sont capables de modéliser des problèmes en tridimension, et peuvent bien présenter des comportements linéaire et non-linéaire du sol et des pieux.

3.2.2.1 Modélisation par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est certainement l'approche la plus complète pour la stabilité pieux-pentes, parce que cette méthode résout simultanément la réaction des pieux et la stabilité des pentes. Mais son utilisation exige généralement trop de calcul numérique et le matériel approprié. Elle est récemment utilisée pour analyser l'effet des pieux sur la stabilité des pentes.

Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire ou non linéaire de l'interaction du sol avec la structure :

Jeong et al.,2003,Won et al.,2005, ont présenté une comparaison numérique des prédictions par analyse d'équilibre limite et par l'analyse numérique tridimensionnel d'un système de pente-pieux pour étudier la réponse de groupes de pieux en utilisant l'analyse couplé et découplé. Une attention particulière est accordée à l'analyse couplée basée sur le code-différences finies explicite, FLAC 3D. Les analyses couplées ont été effectuées pour les pieux de stabilisation dans la pente, dans la quel la réponse du pieu et la stabilité des pentes

sont considérées simultanément et par la suite, les facteurs de sécurité sont comparés à une solution homogène pour une pente en utilisant une analyse découplée (analyse d'équilibre limite). Il se trouve que le coefficient de sécurité de la pente est beaucoup plus conservateur pour une analyse découplée que pour une analyse couplée basée sur l'analyse par des éléments finis en trois dimensions.

(Chow et al.1996) a présenté une approche pour analyser les pieux de la stabilisation de pente, où les pieux sont modélisés à l'aide du module de réaction du sol de fondation et l'interaction pieu-sol-pieu envisagé d'utiliser la théorie de l'élasticité. Deux études de cas, un pour pieu isolé et l'autre pour le groupe de pieux, sont analysées, qui montrent que le modèle numérique peut prédire raisonnablement bien les caractéristiques générales des pieux. Cependant, cette étude suggère que la conception des pieux selon la réponse calculée d'après analyse de pieu isolé, peut être conservatrice.

Ashour et Ardalan.2012, ont présenté une nouvelle procédure pour l'analyse de la stabilité des pentes à l'aide des pieux. La méthode développée permet l'évaluation de la pression du sol et sa distribution le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement basée sur l'interaction sol-pieu. La méthode proposée prend en compte l'influence de l'espacement entre les pieux sur l'interaction entre les pieux et les sols environnants et la capacité du pieu. Ils ont également étudié l'effet du type de sol, et le diamètre de pieu, la position et l'espacement sur le coefficient de sécurité de la pente stabilisée. Des critères spécifiques sont adoptés pour évaluer la capacité du pieu.

Une approche similaire présentée par Liang et al.2010 utilise la méthode d'équilibre limite découplés, où une interrelation entre l'emplacement du pieu foré sur la pente, le facteur de transfert de charge et le F_S global du système pente / pieu est dérivée sur la base d'une solution numérique de forme fermée. De plus, pour obtenir les configurations requises d'une seule rangée des pieux pour obtenir la réduction nécessaire des forces motrices, des chartes de conception développées sur la base d'une analyse par éléments finis 3D sont utilisées avec un facteur d'arc.

Plus récemment, Kourkoulis et al. 2012 ont introduit une méthodologie «hybride» pour la conception de pieux stabilisateurs de pente visant à réduire l'effort de calcul habituellement associé aux analyses 3D des interactions sol-structure.

Cette méthode comporte deux étapes: (a) évaluer la force de résistance latérale requise par unité de longueur de pente (F_{rp}) nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité de la pente à la valeur souhaitée en utilisant les résultats d'une analyse conventionnelle de stabilité de pente et (b) en estimant la configuration de pieu qui offre le F_{rp} requis pour un niveau de

déformation prescrit à l'aide d'une analyse par éléments finis 3D. Cette approche est proposée pour la deuxième étape et consiste à découpler la géométrie de la pente du calcul de la capacité latérale des pieux, ce qui permet la simulation numérique d'une région limitée du sol autour des pieux .

En modélisant uniquement une région représentative du sol autour du pieu, la résistance ultime est calculée en imposant un profil de déplacement uniforme sur la limite du modèle .

3.2.2.2 Simulation par la méthode des éléments discrets

Cette méthode utilise des fonctions d'influence de déplacements appropriées pour la modélisation du sol. Elles sont basées sur la théorie de Mindlin et al.(1936), qui donne les coefficients d'influence à l'intérieur d'un milieu semi infini suite à l'application des charges ponctuelles. Elles utilisent la combinaison de la théorie du continuum et de la discrétisation du milieu. Les outils de calcul numérique sont devenus plus développés et on peut faire des discrétisations plus fines pour des temps de calcul acceptable. On peut tenir compte de l'inhomogénéité du sol en adoptant des modules de déformation moyens entre deux éléments discrets.

Dans ces méthodes le comportement non linéaire est pris en compte avec une méthode équivalente linéaire itérative. Par rapport à la méthode des éléments finis, ces méthodes (éléments frontières) sont plus pratiques car on discrétise seulement l'interface sol-pieu dans l'étude. Le nombre des inconnues du problème devient beaucoup plus réduit. La relation force-déplacement est donnée par les équations intégrales qu'on transforme en système d'équations linéaires à plusieurs inconnues qui sont les déplacements Benerjee et Driscoll (1976), Mendonça et al.(2003).

3.3 Détermination de la pression du sol agissant sur les pieux

➤ Méthode d'Ito et de Matsui

Ito et Matsui,1975, présentent une méthode pour trouver la pression limite du sol qui agisse sur une rangée de pieux basée sur la théorie de déformation plastique. La méthode prévoit la pression à laquelle le sol atteint un état limite plastique selon le Critère de Mohr coulomb.

Les hypothèses principales de la méthode sont :

- Le sol est en état plastique dans la région ($AEBB'E'A$) figure 3.6.
- Pas de frottement dans les surfaces EB et $E'B'$, donc les contraintes à l'interface pieu-sol sont considérés comme des contraintes principales.

- Les conditions en déformation plane s'appliquent dans le sens de la profondeur.
- Les surfaces de glissement se produisent le long des surfaces intérieures du pieu.
- Les pieux sont rigides par rapport au sol, et alignés verticalement.
- La répartition des contraintes le long de la surface de rupture est indépendante du frottement sur ces surfaces.

La méthode est utilisée pour calculer la pression latérale qui agisse sur un pieu circulaire d'une rangée de pieux avec un espacement entre les pieux (de centre-à-centre) constant. Les pressions latérales qui agissent sur un pieu sont variés de zéro lorsqu'il n'y pas de mouvement jusqu'à la pression limite qui due aux grandes déformations latérales. La méthode d'Ito et de Matsui.(1975) prévoit une valeur intermédiaire de la pression entre ces deux extrémités, à une condition où le sol atteint un état plastique. La force limite par unité de longueur du pieu $P(z)$ à n'importe quelle profondeur z où le sol est dans un état d'équilibre plastique (figure 3.6) est en fonction du poids propre de sol γ , de l'angle de frottement interne f , de la cohésion c , de la distance entre les pieux (centre-à-centre) $D1$, et de la distance intérieure entre les faces de pieu $D2$.

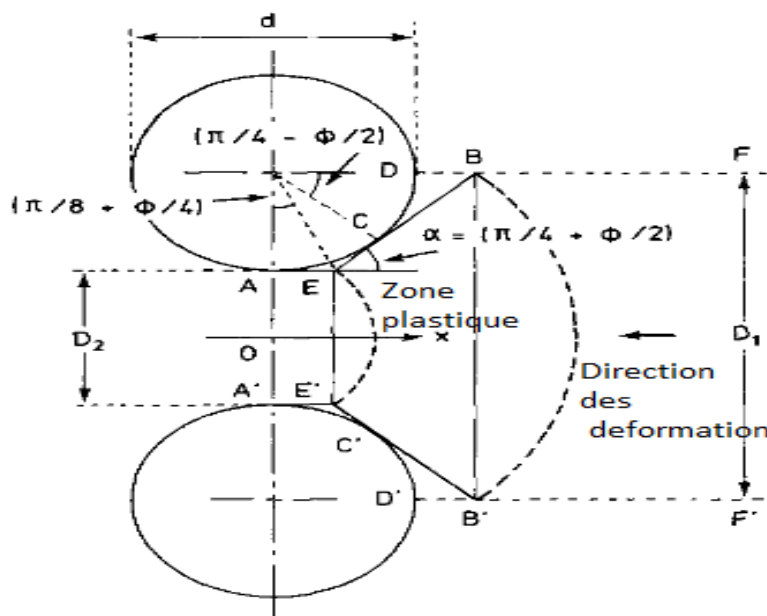


Figure.3.6 État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).

La force latérale par unité de profondeur du sol agissant sur les pieux, p , est estimée par l'équation suivante :

$P(z) =$

$$Ac \left(\frac{1}{N\varphi \tan\varphi} \left\{ e^{\left[\frac{D1-D2}{D2} N\varphi \tan\varphi \tan \left[\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right] \right]} - 2N\varphi^{\left(\frac{1}{2}\right)} \tan\varphi - 1 \right\} + \frac{2\tan\varphi + 2N\varphi^{\left(\frac{1}{2}\right)} + N\varphi^{-\left(\frac{1}{2}\right)}}{N\varphi^{\left(\frac{1}{2}\right)} \tan\varphi + N\varphi^{-1}} \right) -$$

$$c \left(D1 \frac{2\tan\varphi + 2N\varphi^{\left(\frac{1}{2}\right)} + N\varphi^{-\left(\frac{1}{2}\right)}}{N\varphi^{\left(\frac{1}{2}\right)} \tan\varphi + N\varphi^{-1}} - 2D2N\varphi^{-\left(\frac{1}{2}\right)} \right) + \frac{\gamma z}{N\varphi} \left\{ A e^{\left[\frac{D1-D2}{D2} N\varphi \tan\varphi \tan \left[\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right] \right]} - D2 \right\} \quad (3.19)$$

Avec
$$A = D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{N\varphi^{1/2} \tan\varphi + N\varphi^{-1}} \text{ Et } N\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Hassiotis et al, 1997, ils ont également proposé une méthode pour l'étude des pentes renforcées avec une rangée de pieux dans laquelle la théorie de la plasticité proposée par Ito et Matsui,(1975), a été utilisée pour trouver la pression qui agisse sur les pieux. Basé sur cette méthode, Lee et al.(1995),et Poulos,(1995), ont proposés une méthode d'équilibre limite. Le procédé de Poulos,1995 est comme suit :

- a) trouvant la résistance de cisaillement requise pour l'augmentation du coefficient de sécurité de la pente à la valeur désirée.
- b) trouvant la résistance au cisaillement maximum que chaque pieu peut fournir pour résister au glissement de la partie potentiellement instable de la pente par l'analyse de l'interaction pieu-sol en utilisant la méthode d'élément limite.
- c) choisissant le nombre de pieux, ainsi que la meilleure position de ces pieux dans la pente.

L'approche cinématique de l'analyse limite est utilisée par Ausilio et al.(2011). Dans l'analyse de la stabilité des pentes renforcées par des pieux, pour trouver le meilleur endroit des pieux dans la pente, ainsi que des expressions analytiques pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur prescrite proposées.

3.4 L'effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes

De nombreuses études ont été menées pour déterminer l'emplacement optimal d'une rangée de pieux pour renforcer et stabiliser les pentes.

Poulos H.G.1995 a utilisé l'analyse de la réponse latérale repose sur l'utilisation d'une analyse simplifié des éléments finis. Il a souligné que la rangée de pieux doit être placée à proximité du centre de la partie qui glisse, afin d'éviter tout simplement le déplacement de la surface de rupture derrière ou devant les pieux.

Lee et al.1997, ont présenté l'approche de cercle de glissement de Taylor, ils ont trouvé que les positions les plus efficaces des pieux sont entre la base et la crête de la pente, pour les pentes de sol cohérent homogène, et entre le milieu et la crête de la pente pour un sol de pente de deux couches où la couche supérieure souple repose sur une couche rigide.

D'après la méthode du cercle de frottement prolongée et l'approche d'Ito qu'ont été usés par Hassiotis et al.1997, ils ont trouvé qu'il faut les pieux doivent être situés près du haut de la pente pour atteindre le coefficient de sécurité maximale, surtout lorsque la pente supporte une forte inclinaison.

Ausilio et al.2011, ont appliqué l'approche cinématique de l'analyse limite. D'après leurs études, l'emplacement optimal des pieux est proche de la base de la pente .ils ont également découvert que les pieux semblent être très efficaces lorsque sont installés à partir du milieu jusqu'à la base de la pente.

Nian et al.2008, ont employé la méthode d'analyse limite. Ils ont conclu que l'emplacement optimal des pieux est près de la base de la pente où la force nécessaire pour augmenter la stabilité de la pente et où le facteur de sécurité prendre la valeur la plus forte.

Les méthodes numériques sont aussi très populaires pour ce problème :

Won et al.2000 ont noté à partir la méthode des différences finies en trois dimensions (FLAC3D) que les pieux doivent être installées au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande pour assurer un facteur de sécurité maximale.

Aussi, Wei et Cheng.2009, ont utilisé le code FLAC3D. Ils ont examiné un problème de pente renforcée par une rangée de pieux. Leurs résultats numériques montrent que la position optimale des pieux se trouve entre le milieu de la pente et au milieu de la surface critique de glissement. Le code des différences finies en deux dimensions (FLAC 2D) a été employé par Li et al.2011 pour examiner l'effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité de la pente. Leurs modèle a été répété par (Li et al.2012 , mais ils ont utilisé une combinaison entre l'analyse limite et la théorie de (Ito et Matsui.1975 qu'a été employée pour déterminer la force latérale que la masse du sol en rupture exercée sur une rangé de pieux. Pour les deux cas, ils ont trouvé que les pieux semblent également être très efficaces lorsque sont installés dans la partie supérieure du milieu de la pente.

Ito et al.1981, ont prouvé que l'effet maximum des pieux sur la stabilité du talus est quand ils sont mis dans la partie supérieur-moyenne du talus.

Récemment, Cai et Ugai.2000, en utilisant la méthode d'élément fini, ont précisé que les pieux devraient être situés au milieu de la pente pour réaliser une coefficient de sécurité maximum pour le talus. Les mêmes auteurs ont également appliqué une version modifiée de la méthode de Bishop en laquelle la force de réaction des pieux est exprimée par l'équation d'Ito Matsui's.1975. En utilisant cette approche, Cai et Ugai.2000 ont constaté que les pieux doivent être installés plus près du haut du talus pour donner le meilleur résultat.

Munawir et al.2013, ont fait une étude de laboratoire pour traiter un problème du glissement de pente. Ils ont utilisé une boîte expérimentale de 1,50 m de longueur, 1,0 m de

largeur et 1,0 m de hauteur. Le sol a été présenté par un sable de gradation fine et un renforcement par pieux en bambou composé avec des longueurs et des emplacements différents, (figure 3.7). Ils ont observé que l'emplacement optimal des pieux est lorsque le rapport entre l'emplacement des pieux de sous pente à la longueur horizontale de la pente (L_x/L) égale à 0,69.

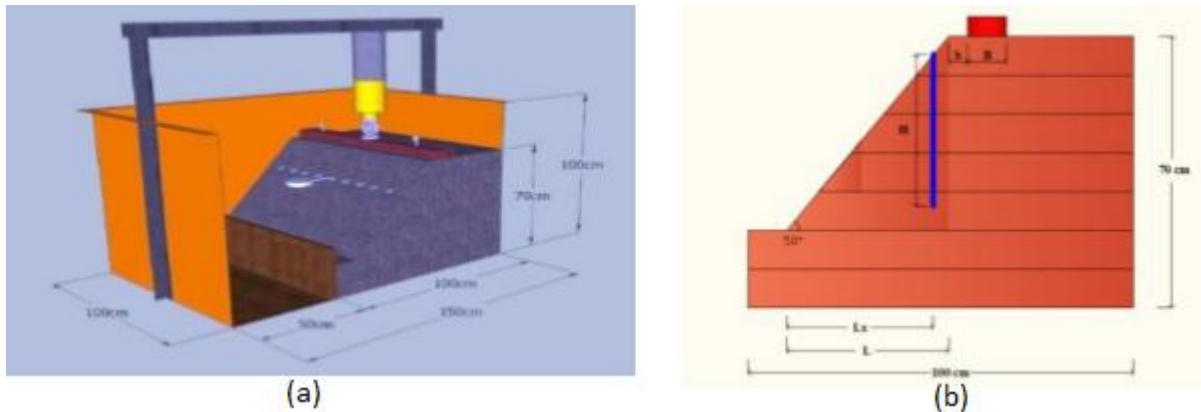


Figure 3.7 Boîte expérimentale 3D (a) Boîte expérimentale 2D (Munawir et al,2013).

L'étude la plus récente a été examinée par (Güllü.(2013). Il a choisi l'analyse numérique par la méthode des éléments finis de deux dimensions à l'aide de PLAXIS. À fin de son étude, il a conclu que dans l'application d'un rangé de pieux, le coefficient de sécurité diminue quand les pieux sont installés dans la partie la plus haut de la pente.

3.5 Conclusion

À travers les études signalées ci-dessus, les méthodes d'analyse les plus fréquentes sont soit analytiques ou numériques.

Diverses méthodes existe pour l'analyse de pieux sous charges latérales : Méthodes analytiques, Méthodes numériques, Méthodes expérimentales

L'emplacement des pieux est également l'un des plus importants facteurs qui influent sur la stabilisation des pentes.

L'espacement des pieux est très important pour une rangée des pieux de stabilisation

La plupart des résultats numériques montrent que l'emplacement optimal des pieux est très proche du milieu de la pente (le côté supérieur). Par contre, Il y a une divergence dans les résultats obtenus par les méthodes analytiques plus qu'obtenus par les méthodes numériques.

Le diamètre des pieux peut être examiné selon les matériaux utilisés et la maniabilité.

4 DESCRIPTION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN CONSIDERES

4.1 Introduction

4.1.1 Présentation du glissement de terrain

Le glissement de terrain dont nous examiné s'est produit sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest se trouvant près de la ville de Didouche Mourad wilaya de Constantine (Section 4.2.6.Nord- Est de l'Algérie) (voir figure 4.1).

Une étude spécifique a été effectuée en 2008 (consurtum COJAAL), selon la délimitation des zones risquées qui est définie sur l'évaluation de la cartographie, qui a examiné la zone situé entre le PK210+400 au PK 211+220 jugée le plus instable, pour une étude spécifique en tenant compte de la configuration périphérique. Dans le cas d'une topographie d'un block de glissement en état d'arrêt, la stabilité du talus doit être effectuée en considérant ce block, ainsi la résistance résiduelle du glissement potentiel est tenue en compte pour le calcul de stabilité. Dans le cas d'une topographie non glissante, le calcul de la stabilité du talus se base sur un premier glissement. Généralement, ce dernier se base sur la résistance maximale ou sur la résistance au cisaillement de l'état complètement adoucis à l'aide des essais au laboratoire. Par conséquent, au qu'une constatation de block glissant.



Figure 4.1 plan de localisation de la section glissante

4.1.2 Historique

Lors des travaux de remblaiement et suite d'un control effectué le 17 mai 2009 quand le remblai étant au niveau (moyen hauteur =7m) de la partie supérieur du terrassement (PST), une fissuration s'est apparue au sommet du remblai au long du pK 210+450 au pK210+500 sur 50m. La fissuration a eu lieu au niveau de l'axe sur 3mm d'épaisseur lors de la découverte (voir figure 4.2 (a)) puis l'installation de la mesure a été effectuée. De plus, il y a un glissement existant à la zone du dépôt (voir Figure 4.3) et une installation pour observer la fissuration s'est effectuée afin de voir la corrélation avec la fissuration du remblai. Au cours de la réalisation du remblai, le 28 mai, l'ouverture du joint de dilatation de l'ouvrage hydraulique (OH05) du type dalot survenue au pk211+035 a été constatée (voir figure 4.2(b)), Le joint de dilatation en question se trouvait à peu près juste en dessous du terre plain centrale (TPC). Le suivi de la largeur de l'ouverture a été commencé par la suite. Des fissures ont été aussi constatées le 24 juin sur le corps de (OH05) et aussi sur la surface de la cote supérieure du remblai. Les fissures survenues sur cette dernière avait l'allure de s'étendre de l'aval du versant du côté Ouest vers l'amont du versant du côté Est. Le bloc de glissement traversait en biais la route. Basés sur ces constats, des inclinomètres et des piézomètres en étaient installés en amont et en aval, de part et d'autre de la route, pour contrôler et suivis ce glissement au moyen de ces dispositifs. Le bloc de glissement se divise en deux blocs; celui qui part du côté droit de l'autoroute et arrive près de l'autoroute et celui dont la tête se situe à proximité de l'autoroute.

Cette zone s'inscrit dans une pente douce de forme concave et accuse une pente légèrement plus raide comparée à celles environnantes. Au nord, on constate indistinctement la trace d'oued. (Voir Figure 4.4)

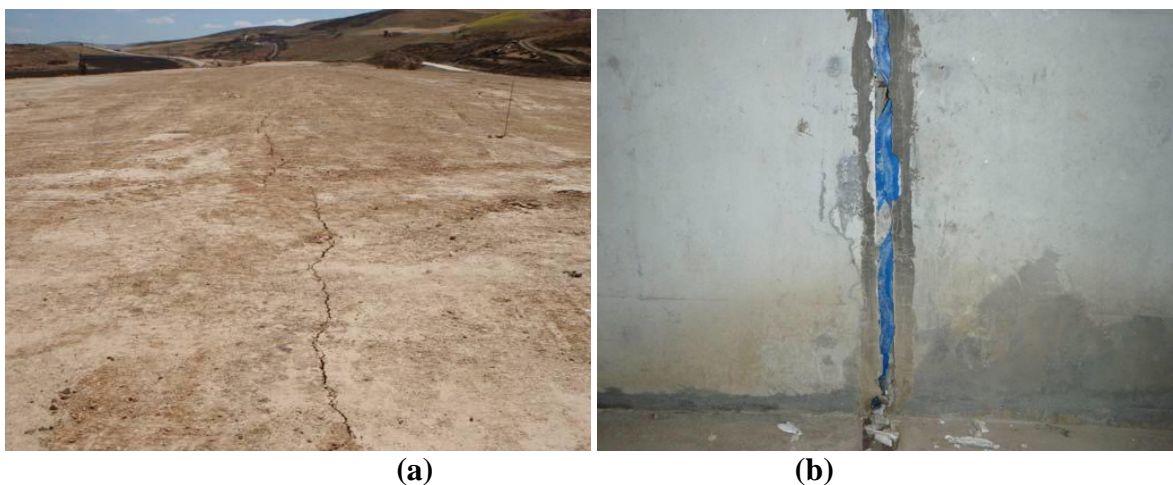


Figure 4.2 (a) Fissure sur la surface du remblai, (b) ouverture du joint de OH5

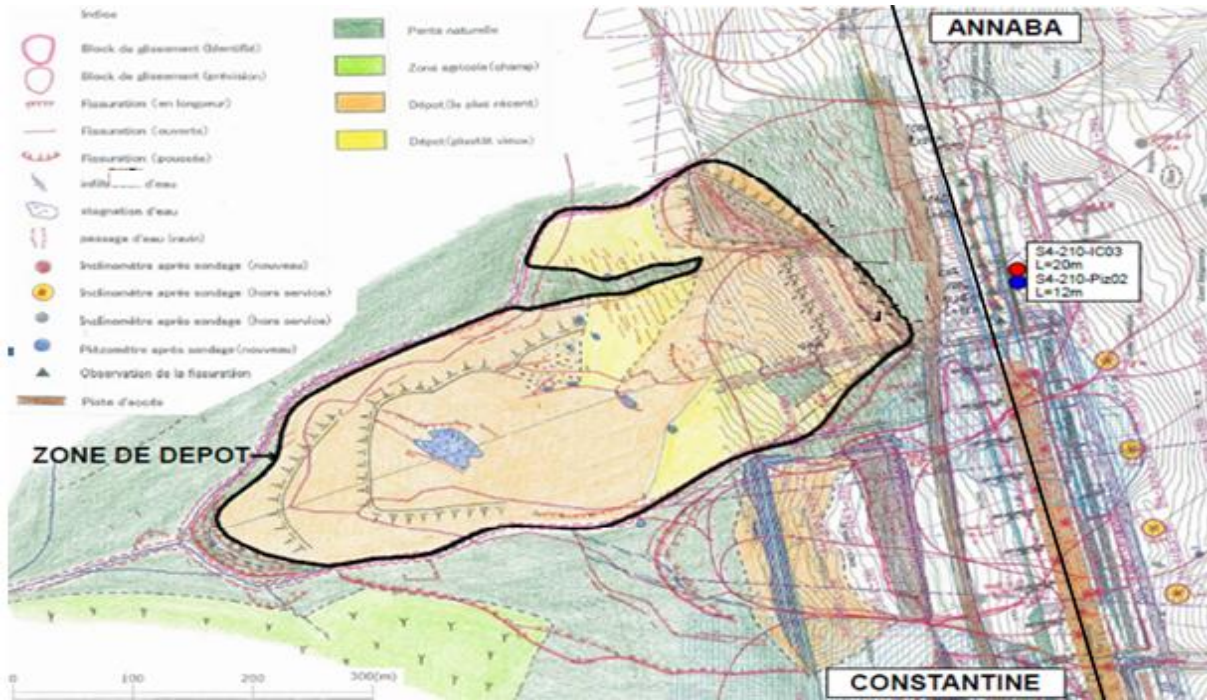


Figure 4.3 glissement existant à la zone de dépôt



Figure 4.4 Etendu horizontal du bloc de glissement)

4.2 Contexte Géologique Et Géotechnique

4.2.1 Présentation géologique

Cette zone (Section 4.2.6 : du pk 209+000 au 213+480) fait partie du bassin continental de Constantine. Elle est constituée en général de formation mio pliocènes d'origine continentale. En plus de ces formations on peut relever la présence d'unités telliennes (calcaires marneux et marnes) et numidienne (grés et argile) qui occupent les hauteurs et affleurent de façon discontinue. Les formations continentales reposent toujours en discordance sur les autres formations (telliennes et numidiennes). Les calcaires marneux et les grés sont fortement disloqués et fracturés constituent des drains d'eau naturels. Ces

derniers et au contact des marnes argileuses et argiles (semi imperméables à imperméables) favorisent l'apparition des sources. Le réseau hydrographique présente parfois des allures, des directions et des formes qui peuvent apparaître à première vue comme des anomalies hydrographique (par exemple au niveau du pk 211+500), dans ce cas la ravine présente une angularité N140°E (au niveau du tracé) pour devenir N50°E (à noter que ces deux direction coïncident avec des direction d'accidents relevées dans ce même secteur).

Par ailleurs, dans la section 4.2.6 (pk 209+000 au 213+480) nous pouvons relever quelque zone caractérisée par des instabilités et des mouvements de versant et présentant un risque potentiel, par fois ces mouvements de versant occupent d'importante surface. Comme la zone qui va du pk 210+000 au pk 211+260.

4.2.2 Aspects géologiques

Les formations géologiques le long du pk 209+960 au 211+200 sont constituées de bases rocheuses Crétacées, et des alternances de marnes– argiles – grès Eocènes et Miocènes, et de dépôts Plio - Quaternaires. Les terrains traversés comprennent essentiellement des :

- Alluvions récentes, argilo-limoneuses et graveleuses (Quaternaire).
- Colluvions, argiles et marnes résiduelles superficielles (Quaternaire).
- Conglomérats grossiers à matrice limoneuse rouge et sols faibles (Quaternaire).
- Grès et sables friables (Miocène).
- Argiles marneuses, sols altérés (Miocène).
- marnes, marno-calcaires, argiles et grès, décomprimés, noirs, avec alternances de marnes et calcaires (Crétacé à Eocène).
- Marnes grises compactes (Crétacé).
- Calcaire massif du Djebel Kellal (Crétacé).

Néanmoins, les terrains concernés par le tracé sont dans leur majorité meubles à friables. Des Investigation additionnelle ont été effectuées au niveau du pk 210+500 pour confirmer les données géologiques et les caractéristiques physique et mécanique des différentes couche de cette zone.

Ci-dessous les données d'investigation additionnelle :

Carottage: 3unités(L=40m×1unité, L=20m×2unités, Total 80m)

- Observation et pose.

d'inclinomètre: 6unité(L=40m×2unités,L=30m×1unité,L=20m×3unités,(total 170m).

- Sondage non carotté :

5unités(L=40m×1 unité,L=30m×1unité,L=20m×1 unité,L=12m,2unités, 'total 114m).

- Observation et pose du piézomètre: 2unité(L=12m×2unités、 Total 24m)
- Observation de la surface Fissurations 17 endroits) .

La figure 4.5 présente le plan topographique du site et l’implantation des sondages de reconnaissance géotechnique qui a été fait additionnellement, et les position des tubes inclinométriques et peizometriques posés .

Les résultats d’investigation du sondage présenté ci-dessous (voir figure 4.6).
Ci-après les photos des carottes du sondage.

Une présence de mélange entre une marne rougeâtre, de marne sableuse et des grés marneux a été observée selon le résultat des forages carottés.

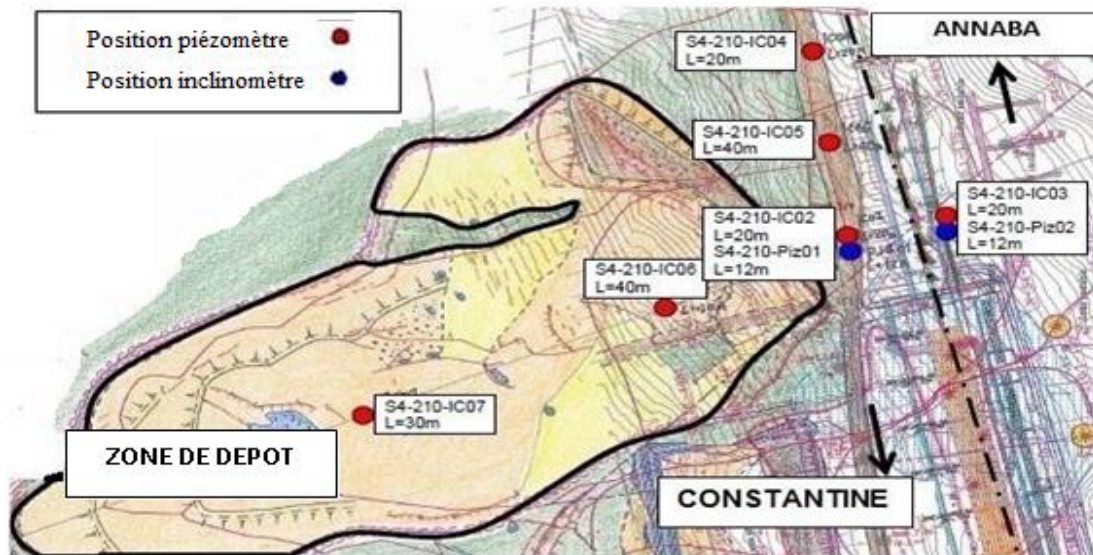


Figure 4.5 Plan des points d’investigation

Le tableau ci-dessous (tableau 4.1) résumant les différentes observations des différents inclinomètres et les profondeurs de la surface du glissement aux alentours de la section du PK 210+478 au 211+000 .

Tableau 4.1 Tableau récapitulatif des différentes profondeurs de la ligne de rupture

	N°	Lieu	Profondeur de la surface de glissement
1	S4-210-IC11	PK211+060_Gauche	A plus de 19 m sous le niveau du sol
2	S4-210-IC12	PK211+140_Droit	A plus de 19 m sous le niveau du sol
3	S4-210-IC13	PK210+880_G	A plus de 6 m sous le niveau du sol
4	S4-210-IC16	PK211+020_G	A plus de 23,5 m sous le niveau du sol
5	S4-210-IC04	PK210+660_G	A plus de 12 m sous le niveau du sol
6	S4-210-IC02	PK210+480_G	A plus de 13,5 m sous le niveau du sol



figure 4.6 Résultat d'investigation du sondage additionnelle

4.3. Reconnaissance géotechnique

- La campagne géotechnique actuelle a porté sur :
- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues.
- Les sondages carottés et les essais de laboratoire
- Les puits de reconnaissance.

Des sondages ont été exécutés pour chaque remblai ou déblai dont la hauteur excède 10m

Des essais de laboratoire ont été identifiés pour les différentes couches lithologiques pour déterminer leurs caractéristiques mécaniques.

Ces essais comprennent :

- Mesure de la densité sèche, γ_d
- Mesure de la teneur en eau naturelle, W
- Degré de saturation, Sr
- Essais au bleu de méthylène, VB
- Mesure des limites d'Atterberg, WL et IP
- Analyse granulométrique et sédimentométrique
- Analyses chimiques (pourcentage de carbonate et de sulfate)
- Essai de résistance au cisaillement, C_u et ϕ_u , C' et ϕ'
- Essai de compressibilité à l'oedomètre, σ_c , C_c , et C_g
- Essai de résistance à la compression simple, R_c
- Module d'élasticité
- « Point Load Test».

D'ailleurs, des puits de reconnaissance et des sondages ont été réalisés le long de la section du trançon du pk 209+950 au pk 211+250, afin de déterminer les caractéristiques mécaniques et physique de la partie supérieure du terrain. Les résultats de la reconnaissance géotechnique réalisée sont utilisés pour déterminer les propriétés du sol pour le calcul de stabilité des remblais et des déblais, les résultats des essais de laboratoire sont donnés sur le tableau suivant (tableau 4.2) :

Tableau 4.2 Paramètres Mécaniques De Différentes Formations

	Paramètres Effectifs		Paramètres Non Drainés		Poids Volumique
	C' (kpa)	ϕ' (Deg)	C_u (Kpa)	ϕ_u (Deg)	(kN/m ³)
Argile	14,5	18,5	36,4	10,6	20,9
Argilite	23,6	17,7	57,7	13	22,4
Marne	17,6	21	95	14,1	21,8
Marne Altérée	9,7	19.2	69	14,5	21
Marne Argileuse	15,5	18,1	53,2	12,2	20,9

4.4 Niveau de la nappe phréatique

La partie étudiée se situe dans une dépression qui forme une zone de drainage naturelle. Par conséquent, le niveau le plus élevé de la nappe phréatique est considéré à la surface du terrain terrain naturel. La nappe phréatique a été rencontrée dans les forages suivants (tableau 4.3) :

Tableau 4.3 Tableau récapitulative des niveaux de la nappe phréatique

Sondages	Niveau d'Eau
210.1-PIZ01	0.3m
210.1-PIZ03	1 m
210.1-PIZ05	1 m
210.1-PIZ06	0.5m

4.5 Cause du glissement

Les causes du glissement selon l'étude d'investigation additionnelle.

4.5.1 Facteur du glissement

La route se situe en bas de la rupture de pente concave entre la géomorphologie montagnarde et le versant de faible pente. Ce versant de faible pente correspond à la tête du bloc de glissement (voir figure 4.5). Le terrain entourant la route appartenait à une zone compressible. Toutefois, l'observation inclinométrique préalable n'a détecté aucune déformation, mais la zone est d'origine instable où les blocs de glissement n'étaient pas importants mais actifs. De ce fait le niveau d'eau a été alimenté à l'issue de ce dernier. Des déformations ont été observées après l'usage de la zone de dépôt qui se trouve en aval, et des fissurations ont été constatées au niveau du remblai le 17 Mai 2009 (voir fig 4.8). La falaise de la partie supérieure est à 80 m de l'axe. Par conséquent, la situation géographique de cette zone est instable. La présence de marne mobile a été confirmée par la suite des essais pressiométriques jusqu'à 20 à 30 m sous la cote du terrain naturel. Cette marne mobile est une des causes contextuelles des glissements de terrain. Ces caractéristiques géomorphologiques et géologiques, causes contextuelles des glissements de terrain, indiquent clairement que cette zone est potentiellement exposée aux risques de glissements de terrain.

4.5.2 Motif du déclenchement

La partie supérieure de la masse glissante hypothétique n'étant pas correcte, un glissement de terrain s'est produit dû à la déstabilisation de cette masse de glissement potentielle par un remblayage tout au long de l'Autoroute.

4.5.3 Influence de la nappe d'eau

La hauteur de la nappe d'eau est relativement élevée selon l'investigation préalable et les données piézométriques comme indiqué sur le tableau 4.2, ainsi qu'il y a une existence d'une venue d'eau au pied du talus côté aval et amont par rapport à l'axe de autoroute voir figure 4.4.

4.6 La détermination du bloc de glissement

4.6.1 La détermination de l'étendu horizontal

L'étendu horizontal du bloc de glissement a été déterminé sur la base des observations des fissures du sol surfacique et des visites de reconnaissance, comme indiqué dans le plan suivant (figure 4.7) :

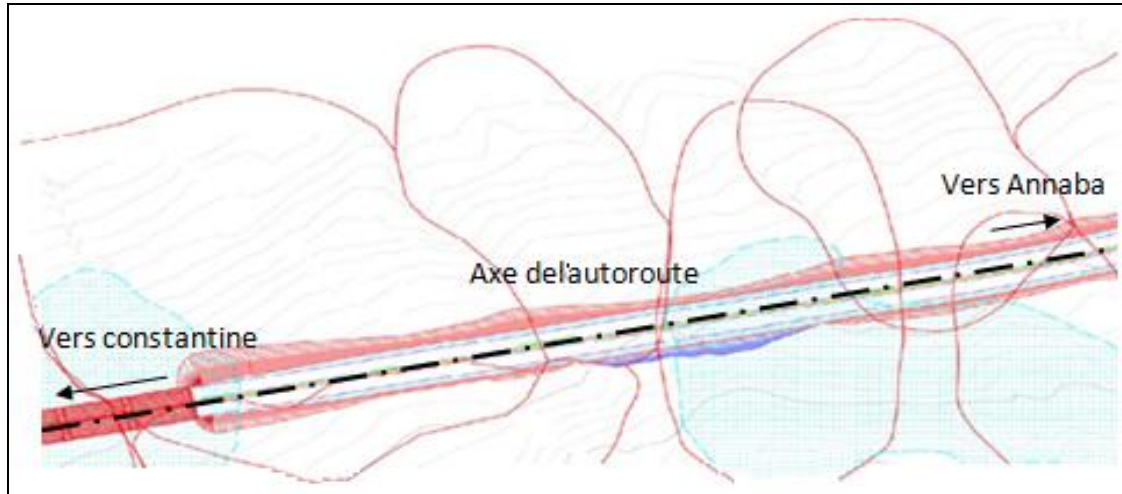


Figure 4.7 Plan des blocs de glissement

4.6.2 La détermination de la surface de glissement

La surface de glissement a été déterminée à partir des mesures inclinométriques et des carottages. Et aussi des études sur les photos aériennes et une prospection de constatation sur la déformation et déplacement de la section du pk 210+500 au 211+200 comme étude préliminaire. Par conséquent, il a été constaté l'existence des blocs de glissement de moyen envergure (voir figure 4.7) au niveau du creux au milieu de la partie du PK210+500 au PK211+000 et ils ont décidé de prendre des mesures préliminaires de stabilité par l'enlèvement du remblai déjà réalisé.

En plus de ces investigations des surfaces, il a été effectué deux sondages additionnels (voir figure 4.5) pour le but de constater directement la situation géologique de sol support de la zone concernée. En conséquence de ces résultats d'observation sur les carottages, ils ont constaté que ce sol contient des couches réparties de marne alternée et marne argileuse ou sableuse (voir figure 4.6) .

Selon le carottage, il est pauvre en structure de couches qui suggère la présence de la surface de glissement,

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation du site d'étude (description, historique, cause probable du glissement, géologie, climat, etc.) et leurs caractéristiques géologique et géotechnique. La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique indique que le talus du site est composé en générale de marne et des argilite).

En prenant en considération les analyses des caractéristiques géologiques et géotechniques des investigations additionnelles ainsi que toutes les informations issues de l'investigation préliminaire, nous avons jugé que cette zone et potentiellement instable ceci semble concorder avec les désordres constatés tant au niveau du terrain qu'au niveau des ouvrages.

Les causes de rupture peuvent être multiples.

Les marnes étant des roches évolutives, leur comportement change en présence d'eau et deviennent très plastiques. La rupture du massif peut donc être attribuée à une perte de résistance au cisaillement du sol, sans oublier bien sûr des conditions hydrauliques déformables. Parmi les techniques de confortement possibles du versant, les pieux en béton armé placés en milieu de pente se présentent comme une solution techniquement et économiquement adéquate. En effet, les pieux en béton armé sont technologiquement faciles à mettre en oeuvre, économiques et durables. Ils présentent l'avantage de s'adapter à tous les types de terrains, y compris les terrains difficilement accessibles.

5 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE UTILISE

5.1 Introduction

5.1.1 Généralités

Le développement des méthodes de calcul numérique des ouvrages géotechniques sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés

5.1.2 Définition de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur. C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique: problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur. 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 nœuds. 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 déplacements réels 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.

5.2 Présentation du code PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis Plaxis de la société Plaxis B.V., est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, ce code est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les éléments triangulaires à 15 nœuds. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel (Brinkgreve, 2003).

5.3 Plaxis et son originalité

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent 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 nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numérique. 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 soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

Conçu par des géotechniciens numériques, 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 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. 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 simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

5.3.1 Option par défaut, Solution approchées

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

5.3.2 Entrée des données

Définition graphique de la géométrie du modèle :

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

5.3.3 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions. Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

5.3.4 Comportement du sol

Base de données des propriétés des matériaux:

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

Régime d'écoulement permanent:

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

Calcul du réseau d'écoulement:

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles:

Plaxis distingue les comportements drainés ou non-drainés des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

5.3.5 Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

5.3.6 Analyse des résultats

Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

5.3.7 Déformation

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

5.3.8 Contraintes

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 à 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 :

$$\dot{\sigma}_w = \frac{K_w}{n} \cdot \dot{\varepsilon}_v \quad (5.1)$$

où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la 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 recaler 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.

5.4 Les Lois de comportement intégrés dans Plaxis

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-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

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, la seconde difficulté est 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. 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.

5.4.1 Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle

de modèle élasto-plastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, a un patin de seuil S_0 (figure 5.1).

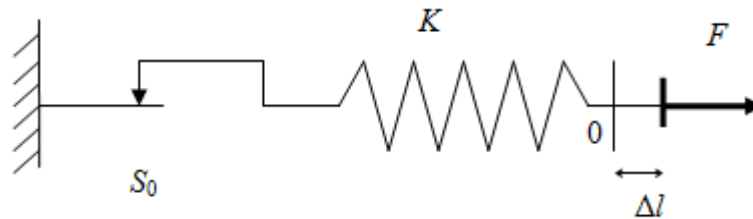


Figure.5.1. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure (5.2).

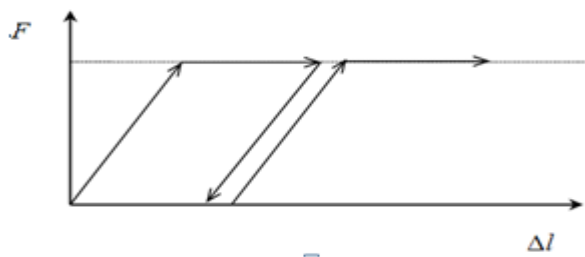


Figure 5.2. Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

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 5.6 et 5.7 est un comportement élastiqueplastique sans écrouissage. La figure 5.3 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage [Brinkgereve et al 2003 b].

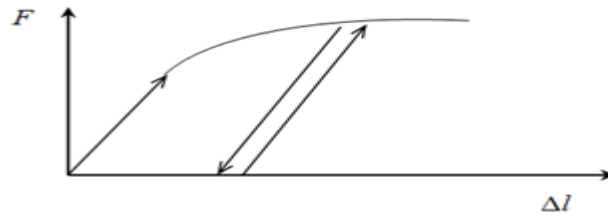


Figure 5.3. Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

5.4.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire 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 ($G = G'$), 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_w est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [Brinkgereve et al 2003 a].

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

$$\text{équations : par : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.2)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (5.3)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.4)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

5.4.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. 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 laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance.

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (5.5)$$

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. 5.4).

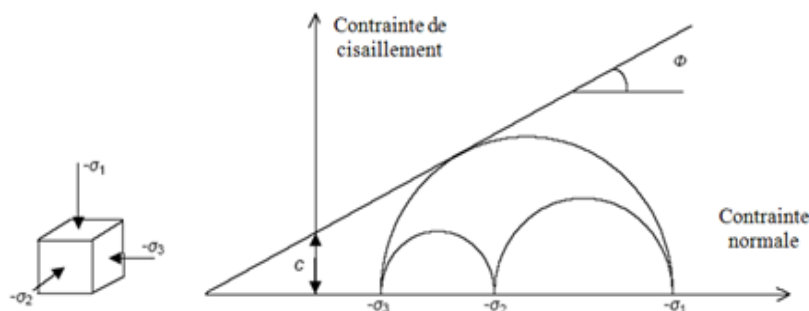


Figure. 5.4. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

a) Module de 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 apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{\max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 5.5).

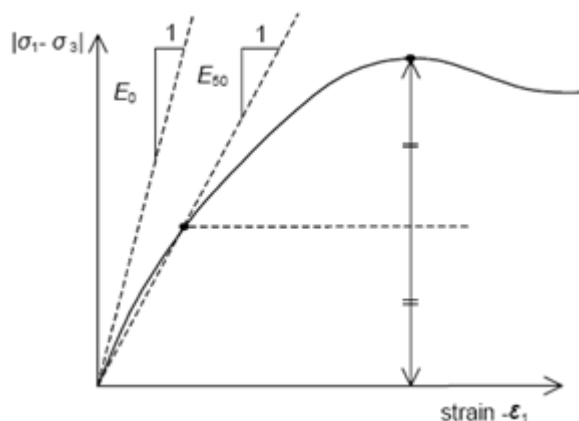


Figure 0.5 Définition du module à 50% de la rupture.

b) Coefficient de Poisson

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 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 cette valeur soit utilisable. Dans les modèles Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, 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^{NC} mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (5.6)$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de v_{ur} est de 0,15

c) Angle de frottement

L'angle de frottement ϕ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement en fonction de l'angle de frottement. Ainsi, des angles de frottement élevés devraient être éliminés des calculs préliminaires d'un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 5.4).

d) Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 KPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drain avec $\phi_u = 0$, 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 les problèmes (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 :

$$\begin{aligned} \psi &= \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ. \\ \psi &= 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ. \end{aligned}$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ 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 faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure 5.6). 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*).

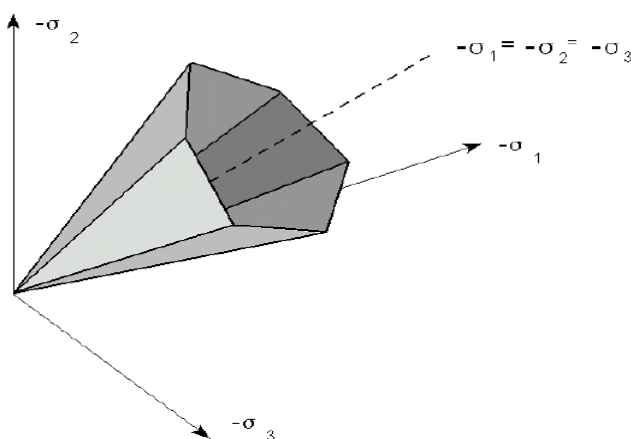


Figure 5.6 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$.

g) Les paramètres avancés

Les paramètres avancés de Mohr-Coulomb comme présenté sur la figure 5.7 comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions

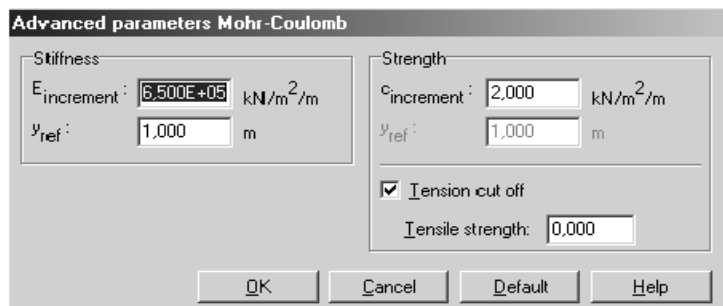


Figure 5.7 Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

5.4.4 Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model, HSM).

Une loi de comportement élastoplastique avec écouvissage telle que le modèle HSM permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies.

Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatoire (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al, (1999). 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 contrainte-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 (Duncan and Chang, 1999) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation pour tenir compte de la plasticité du sol.

Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique comme le montre la figure 5.8, dans le plan des contraintes (p, q) et dans le plan des contraintes principales.

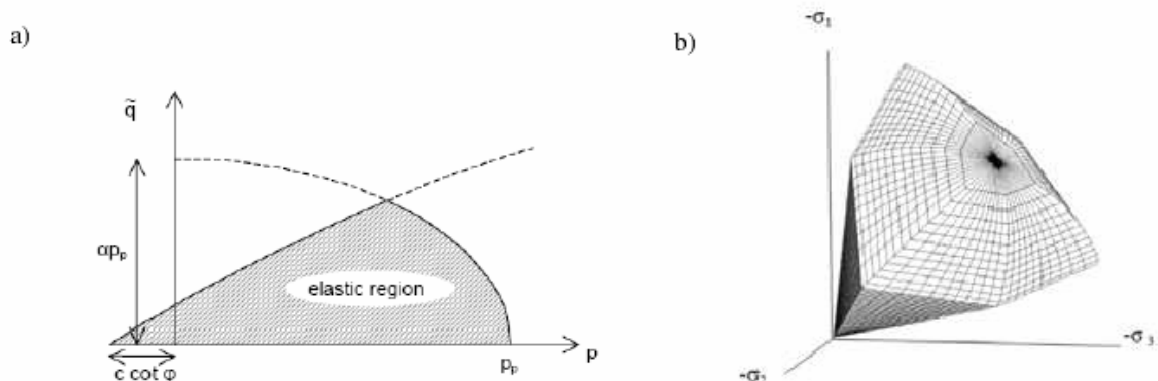


Figure. 5.8. Surface de limite élastique du modèle HSM dans le plan (p, q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).

La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol

est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques.

a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure 5.9.

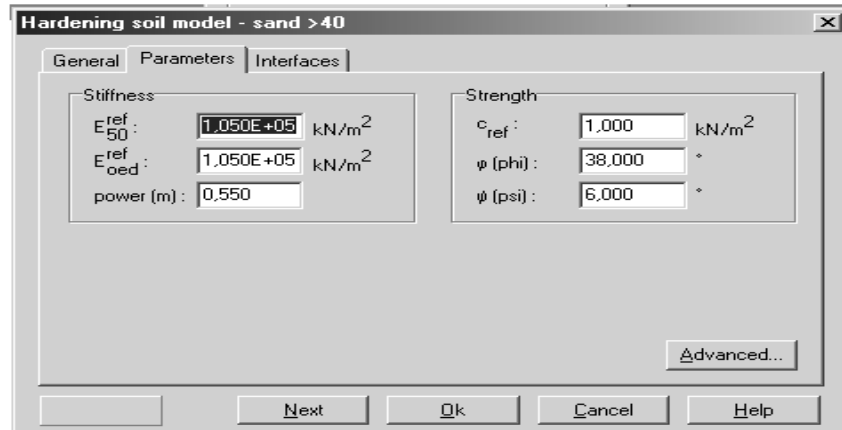


Figure 5.9 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref}	: module sécant dans un essai triaxial ;	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
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/m ²]

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 deviatoric q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainé standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par:

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (5.7)$$

$$\text{Avec :} \quad q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f$$

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 :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad (5.8)$$

$$\text{Pour la décharge on prend :} \quad E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad (5.9)$$

La figure 5.10 redonne ces définitions :

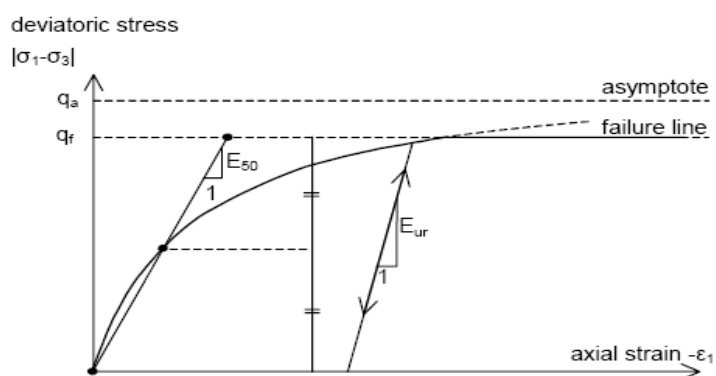


Figure 5.10 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation

Le module oedométriques tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (5.10)$$

La définition du module oedométriques tangent est donnée sur la figure 5.11 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 5.12.

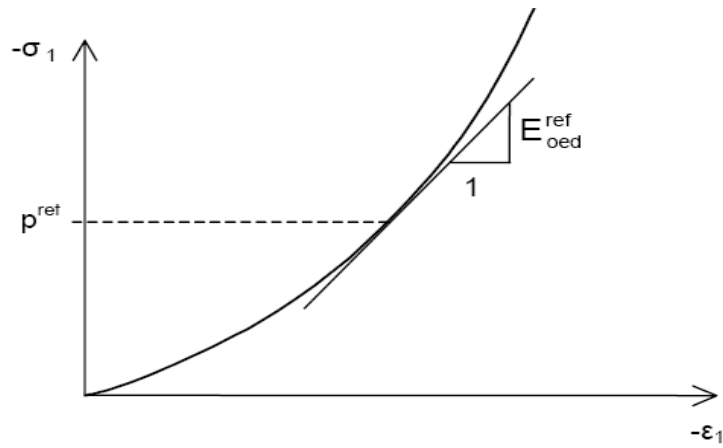


Figure 5.11 Définition du module oedométriques tangent

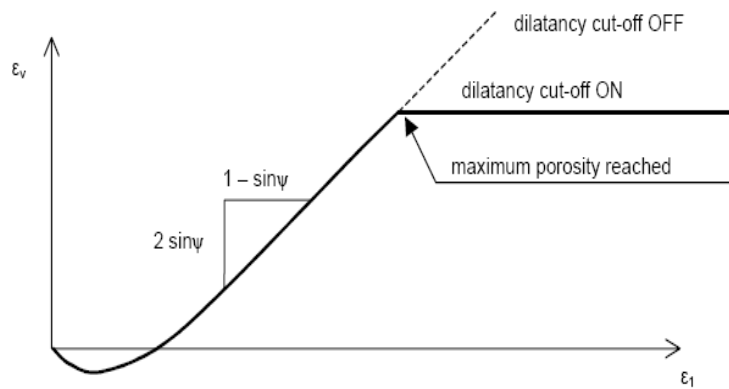


Figure 5.12 Définition de l'angle de dilatance.

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. 5.13

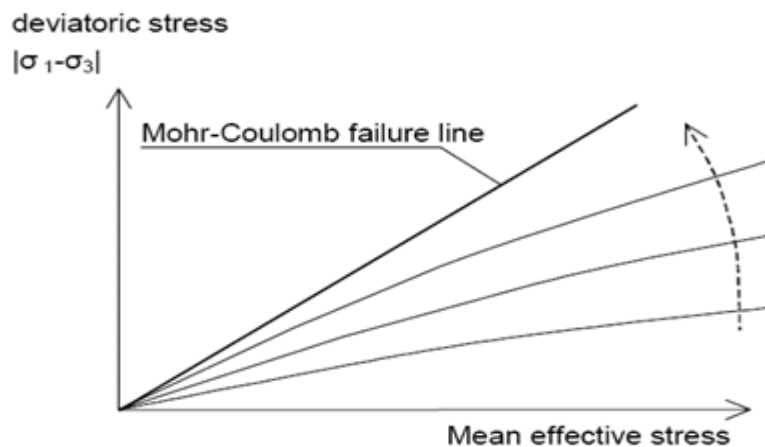


Figure 5.13 Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture

La surface de rupture est présentée sur la figure 5.14 pour un sol non cohérent.

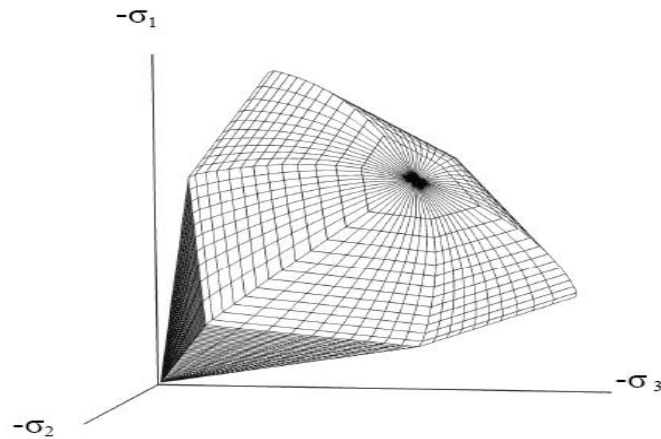


Figure 5.14 Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

5.4.5 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle cam Clay a été développé à Cambridge dans les années soixante (60). L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage 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 la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité

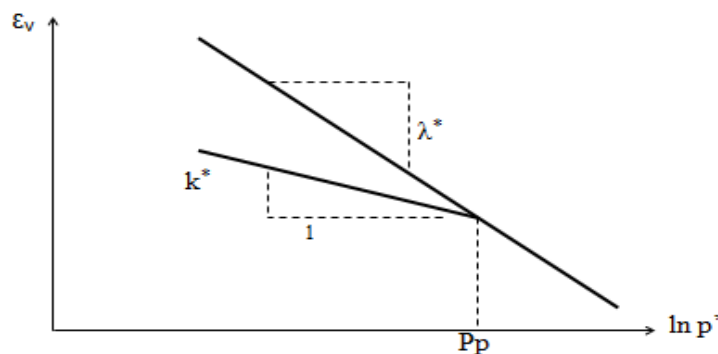
Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométriques ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . 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 oedométriques).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau IV.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Tableau 5.1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

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

La figure 5.15 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres :

**Figure 5.15** Différentes représentations lors d'un essai oedométriques.

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 :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} ; \quad (5.11)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8 K_0^{NC} .$$

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

c) Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométriques, 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.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}. \quad (5.12)$$

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

En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression ;	[-]
κ^*	: 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}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

5.4.6 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissage 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_α . Elle génère ce qui est appelé la quasipréconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 5.16 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

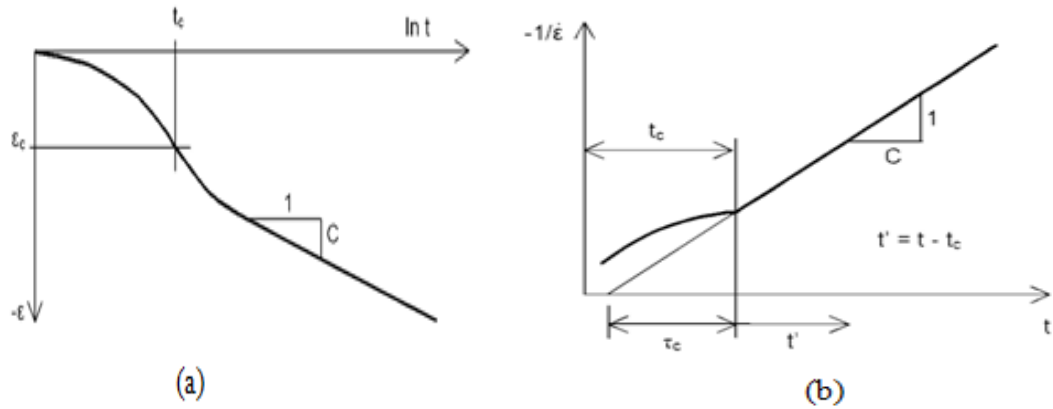


Figure 5.16 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p-q (**figure 5.17**) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

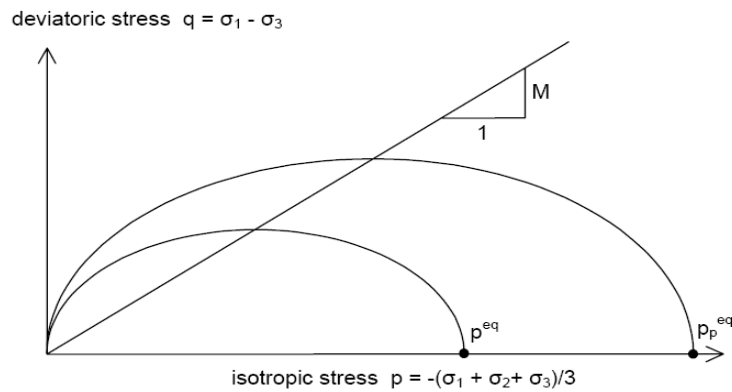


Figure 5.17 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \tag{5.13}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right]. \tag{5.14}$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)}. \tag{5.15}$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c : cohésion ; [K/m²]

φ : angle de frottement ; [°]

ψ : Angle de dilatance. [°]

Paramètre de consolidation :

κ^* : indice de gonflement ; [-]

λ^* : indice de compression ; [-]

μ^* : 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} [-]

5.5 Théories et méthode numériques utilisées dans PLAXIS

On présente ici, les théories et les méthodes numériques sur lesquelles le logiciel PLAXIS est basé. Il contient la théorie de déformation, la théorie d'écoulement d'eaux souterraines et la théorie de consolidation,

5.5.1 Théorie de déformation

Les équations de base pour la déformation statique d'un corps de sol sont formulées dans le cadre de la mécanique des milieux continus. Une restriction est faite dans le sens où les déformations sont considérées comme petites. Ceci permet une formulation en référence avec la géométrie initiale non déformée.

5.5.2 Théorie d'écoulement d'eaux souterraines

On présente une description générale de la théorie d'écoulement d'eaux souterraines comme utilisée dans PLAXIS. D'où sa formulation en éléments finis.

Équations de base

L'écoulement dans un milieu poreux est décrit par la loi de Darcy. En considérant l'écoulement dans un plan vertical x-y les équations suivantes s'appliquent :

$$q_x = -k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = -k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (5.16)$$

Avec :

q : le débit spécifique.

k : la perméabilité.

ϕ : le potentiel hydraulique.

$$\phi = y - \frac{P}{\gamma_w} \quad (5.17)$$

Avec :

y : le niveau d'eau vertical.

p : la contrainte interstitielle (négative pour la pression).

γ_w : le poids volumique de l'eau.

L'équation de continuité, qui fait le bilan des quantités d'eau entrant et sortant d'un volume de sol, comme illustré sur la figure (5.18) :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (5.18)$$

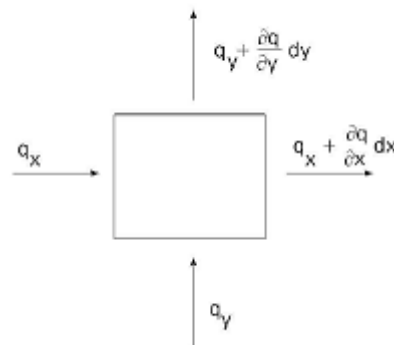


Figure 5.18 Illustration d'état de continuité.

5.5.3 Théorie de la consolidation

On présente la description générale de la théorie de la consolidation comme utilisée dans PLAXIS.

Équations de base

Les équations régissant de la consolidation comme utilisées dans PLAXIS suivent la théorie de Biot. La loi de Darcy pour l'écoulement de fluide et le comportement élastique du squelette de sol sont également assumés. La formulation est basée sur la théorie des petites déformations. Selon le principe de Terzaghi, les contraintes sont divisées en contraintes effectives et pressions interstitielles.

$$\sigma = \sigma' + m(p_{steady} + p_{excess}) \quad (5.15)$$

$$\text{Avec : } \sigma = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx})^T \quad \text{et} \quad m = (111000)^T \quad (5.19)$$

Où : σ est le vecteur des contraintes totales, σ' les contraintes effectives, P_{excess} la surpression interstitielle et m un vecteur qui contient des termes unités pour les composantes de contraintes normales et des termes nuls pour les composantes de contrainte de cisaillement. La solution d'état d'équilibre à la fin du processus de consolidation est dénotée comme P_{steady} (pression interstitielle permanente). Dans PLAXIS P_{steady} est défini comme :

$$P_{steady} = \sum -Mweight \cdot P_{input} \quad (5.20)$$

Avec P_{input} est la pression interstitielle générée dans le programme d'entrée à base des lignes phréatiques ou par un calcul d'écoulement.

$\sum -Mweight$: paramètre représente la proportion de la gravité qui s'applique
($\sum -Mweight = 1$ poids total)

L'équation constitutive est écrite en forme incrémentale. En dénotant l'incrément des contraintes effectives comme $\dot{\sigma}'$ et l'incrément de déformation comme $\dot{\varepsilon}$. L'équation constitutive sera :

$$\dot{\sigma}' = M \dot{\varepsilon} \quad (5.21)$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx})^T \quad (5.22)$$

Et M représente la matrice de rigidité matérielle.

5.5.4 Consolidation élastoplastique

En général, quand un modèle non linéaire est employé, les itérations sont nécessaires pour arriver à la solution exacte. En raison de la plasticité ou du comportement soumis à une contrainte dépendant de la rigidité, les équations d'équilibre ne sont pas nécessairement satisfaites.

5.6. Coefficient de sécurité

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.

Une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, le caractéristique $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{donn\acute{e}}}{\tan \phi_{r\acute{e}duit}} = \frac{C_{donn\acute{e}}}{C_{r\acute{e}duit}} \quad (5.23)$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture} \quad (5.24)$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

5.7 Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement de ces modèles résolu grâce à des méthodes d'approches. le modèle est transformé en éléments finis comportant un certain nombre de nœuds et l'équation est réduite sous forme de matrice. la résolution de ces matrices a nécessité le développement de logiciels pour faciliter le calcul c'est pourquoi le développement de logiciel comme le plaxis a été une bonne solution à ces problèmes complexes. Il permet d'aborder des sujets beaucoup plus complexes notamment le fluage des matériaux, les tassements, la consolidation et la vérification de la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise à résoudre des problèmes complexes et une réduction notable des coûts des études et des difficultés rencontrées lors de la construction.

Plaxis V8 est un logiciel géotechnique basé sur la méthode des éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D et 3D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent la résolution des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et des roches, non

linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

6 SIMULATION NUMERIQUE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

6.1 Introduction

Une conception économique des pieux nécessite une meilleure compréhension de l'interaction entre les différentes rangées des pieux, en particulier le mécanisme de transfert des charges aux pieux. Dans ce contexte, de nombreuses études basées sur les méthodes d'équilibre limite (Ito, T., Matsui,...), et les méthodes numériques tel que : Shikou Yang et al.2011, Laudeman et al. 2004, A. Abdelaziz et al. 2017, Xu, J., Yang, X. 2018 ...) ont été développées pour l'analyse des pentes avec pieux. Dans ce cadre de confortement et de stabilisation des glissements de terrain, nous allons nous intéresser au cas du glissement de terrain survenu à l'autoroute Est –Ouest algérienne au niveau de la section 4.1 Constantine, ce mouvement de terrain est localisé dans la section du PK210+480 au PK211+200, approximativement au milieu par rapport à l'axe de l'autoroute. Par ailleurs, la proposition qui a été adaptée dans cette section est celle des pieux disposés sous forme de rangées. En effets, nous avons utilisé un total de 800 pieux sous forme de rangées forés de 1,20m de diamètre, sur une longueur totale d'escarpement de pente d'environ 800m. La longueur des pieux était comprise entre 27 et 35m, avec un espacement entre axe de 2,75 m (directive française fascicule 62 titre v).

Ce pendants, le but de ce chapitre est de déterminer un modèle numérique, dit de référence, en utilisant l'analyse par logiciel PLAXIS 2D, qui nous permet de décrire les aspects du comportement des pieux, et d'examiner les facteurs les plus importants à considérer dans la conception des pieux pour stabiliser les glissements de terrain. De ce fait, nous allons viser essentiellement : 1) à étudier l'influence du renforcement par pieux sur le comportement du talus. Dans un premier temps, une exploitation des résultats des mesures in-situ sera conduite. Dans un deuxième temps, une modélisation numérique 2D sera réalisée à l'aide d'un outil de simulation performant en l'occurrence le code Eléments Finis PLAXIS 8.2, à valider la démarche de modélisation proposée en confrontant les résultats numériques à ceux des mesures réalisées sur les glissements objet de l'étude ; (3) étudier l'effet de certains facteurs pouvant avoir un effet sur le comportement du massif et sur le facteur de sécurité tels que la position des pieux, la longueur et l'inclinaison en fonction des paramètres de

cisaillement du sol, et Comparer les résultats de la recherche à d'autres résultats de la littérature.

6.2 Généralités et circonstance du glissement de terrain

Des signes de glissement ont été observés le 17 mai 2009 où la hauteur du remblai était 2,5m. Une fissuration s'est apparue au sommet du remblai au long du Pk210+480 au PK210+500 sur une linéaire de 50 m. L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet de calcul de stabilité ; en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (Figure 6.1). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol (voir Tableau 6.1) et les hypothèses hydrauliques sont définies. Ces dernières sont essentielles et préalables à tout calcul de stabilité et pour définir la répartition des pressions interstitielles, dont la connaissance est nécessaire pour l'analyse de la stabilité mécanique ($\sigma = \sigma' + u$). Lorsque l'on dispose de données piézométriques, il suffit d'interpoler pour avoir une image suffisante des pressions interstitielles. Dans le cas contraire, on définira un niveau de nappe correspondant à une hypothèse raisonnable, compte tenu de ses fluctuations probables. Enfin, nous pouvons aussi estimer le réseau d'écoulement par calcul à l'aide de programmes informatiques.

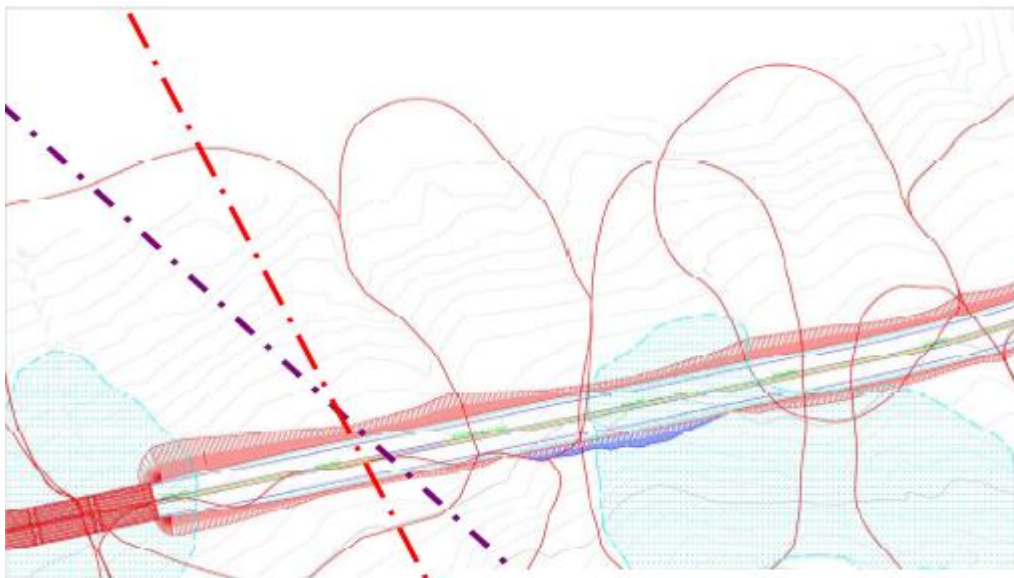


Figure 6.1 Etendu de la masse glissante et le choix du profil en travers

Le sondage et les résultats des essais de laboratoire de la Section 210+450 au 210+500 sont résumés dans le Tableau 6.1 suivant :

Tableau 6.1 Caractéristiques physico-mécaniques du sol

	Paramètres Effectifs		Paramètres Non Drainés		Poids Volumique
	C' (kpa)	ϕ' (Deg)	Cu (Kpa)	ϕ_u (Deg)	(kN/m ³)
Argile	14,5	18,5	36,4	10,6	20,9
Argilite	23,6	17,7	57,7	13	22,4

Les propriétés mécaniques des matériaux de remblayage sont données par le laboratoire comme suit : $C = 5$ kPa, $\phi = 30^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m³.

La partie étudiée se situe dans une dépression qui forme une zone de drainage naturelle. Par conséquent, le niveau le plus élevé de la nappe phréatique est considéré à la surface du terrain naturel. La nappe phréatique a été rencontrée dans les forages suivants (voir Tableau 6.2 ci-dessus) :

Tableau 6.2 Tableau des différents niveaux de la nappe phréatique

Sondages	Niveau d'Eau
210.1-PIZ01	0.3m
210.1-PIZ02	1 m

Les lectures des observations de l'inclinomètre S4-210-IC02 au pris du pk 210+480G ont mis en évidence que le glissement de terrain est entrain de se produire à une profondeur de 13,5 m sous le niveau du sol (voir Tableau 6.3).

Tableau 6.3 Tableau récapitulatif des différentes profondeurs de la ligne de rupture

	N°	Lieu	Profondeur de la surface de glissement
1	S4-210-IC02	PK210+480_G	A plus de 13,5 m sous le niveau du sol

Il est à souligner que les résultats des sondages inclinométriques qui correspondent à S4-210+480-IC02 font l'objet d'étude approfondie en le comparant avec les résultats numériques. Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur de ces inclinomètres sont donnés dans la figure ci-dessous (Figure 6.2).

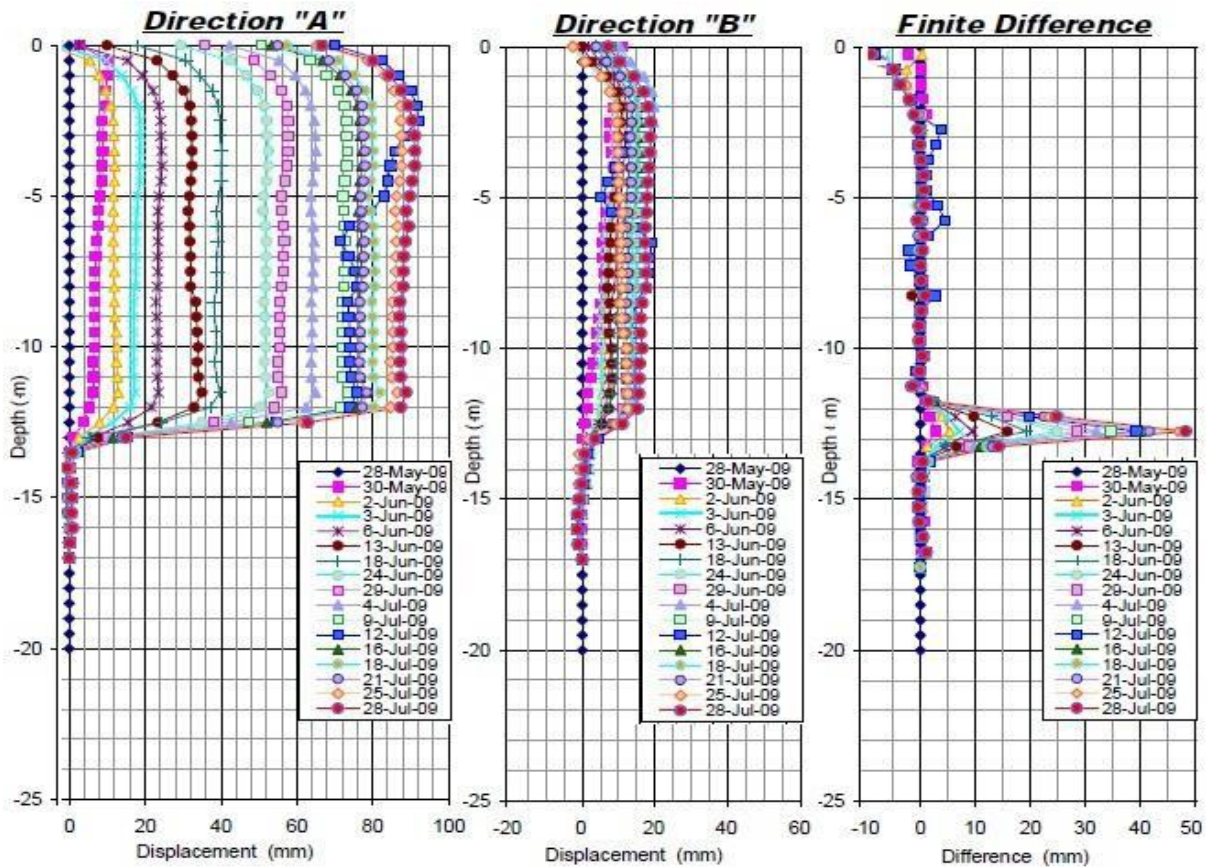


Figure 6.2 Résultats des mesures correspondant à S4-210+480-IC02

Suite au contrôle périodique de l'inclinomètre S4-210+480-IC02 pendant deux mois (du 28 mai au 28 juillet), nous avons constaté que le glissement du terrain est stabilisé dans la période du 28 juillet 2009 avec un déplacement presque constant de 89.99mm comme illustré sur la Figure 6.2, et une ligne de glissement à une profondeur de 13.5 m par rapport au terrain naturel (voir Tableau 6.3).

6.3 Simulation Numérique du Glissement du Terrain

6.3.1 Définition des données

La modélisation numérique et l'analyse de stabilité ont été conduites avec l'hypothèse de déformation planes, en employant une coupe transversale en deux dimensions, comme illustré sur la Figure 6.3 ci-dessous (le profil le plus défavorable : PK210+478), dont la hauteur de remblai est la plus haute, aux alentours de PK210+400 au PK210+800. Le niveau d'eau souterrain est considéré comme celui de la surface de terrain.

La coupe du projet est représentée sur la Figure 6.5. Le modèle à une hauteur de 80 m et une largeur de 450 m. Il est constitué de deux couches : Couche 01: Remblai, Couche 02 : Marne Argileuse. Par ailleurs, nous avons adopté des matériaux de remblai dont les caractéristiques mécaniques sont de $c'=5$ kPa, $\varphi'=30^\circ$, et de l'assise du remblai, les paramètres résiduels $\varphi' = 8^\circ$, et la cohésion $c'=1$ kPa. Le modèle géotechnique utilisé comme

référence est le modèle de Mohr Coulomb, le type de comportement non drainé. Pour les facteurs de sécurité utilisés, nous avons basé sur « Eurocode7 Guide technique, Stabilisation des glissements de terrain, février 1998 » :

- 1,25 pour l'analyse statique en contraintes effectives ;
- 1,0 pour l'analyse dynamique en conditions sismiques ;
- 1,4 pour l'analyse statique en contraintes totales.

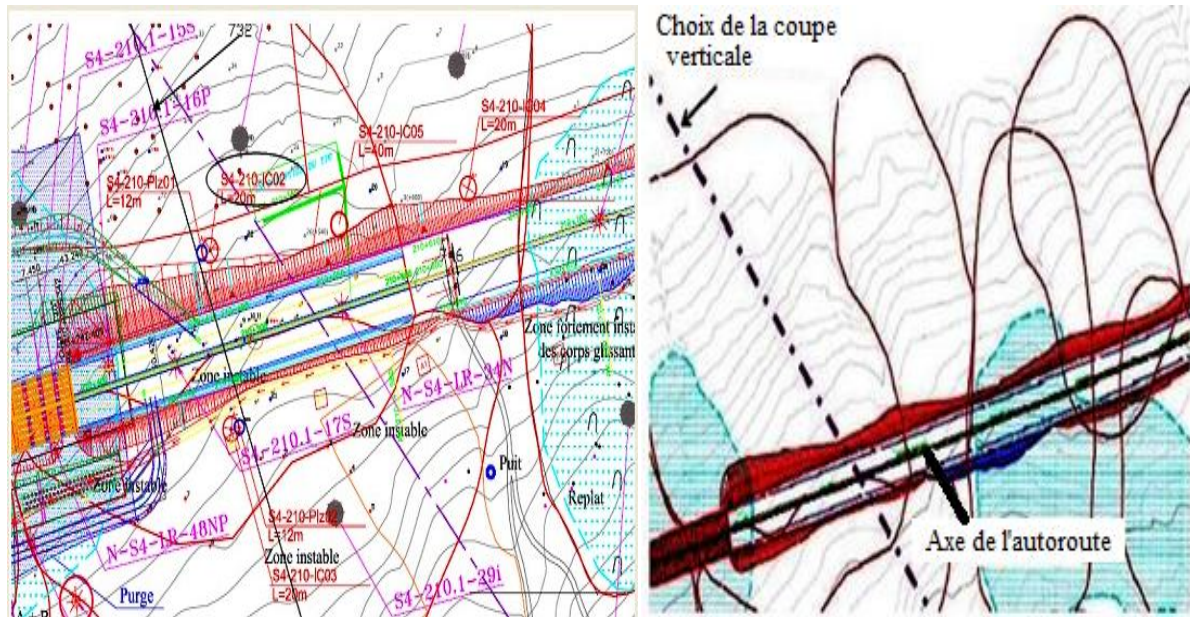


Figure 6.3 Le choix du profil le plus défavorable (Pk210+478)

6.3.2 Conditions aux limites

Les conditions en déplacements (cinématiques) sont présentées sur la (Figure 6.4). Nous imposons des déplacements horizontaux nuls suivant l'axe X aux limites gauche et droite du modèle. Par contre, à la base du modèle, les déplacements selon X et Y sont nuls.

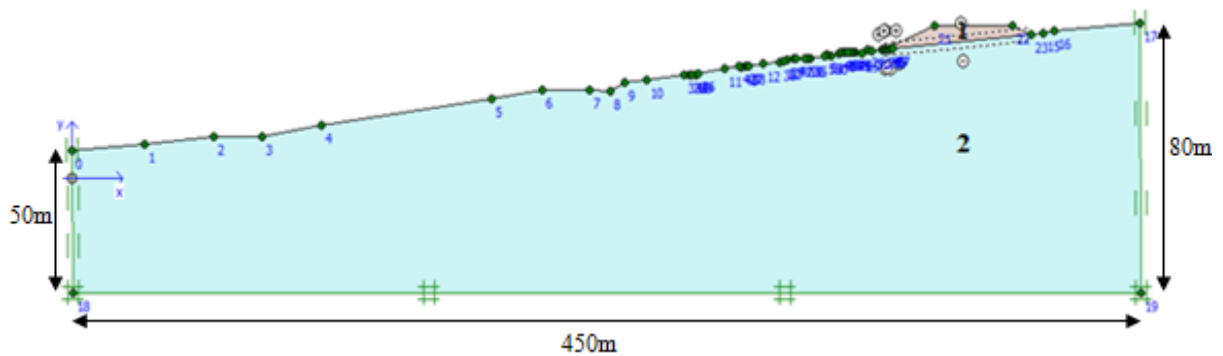


Figure 6.4 La coupe du modèle

6.3.3 Analyse numérique :

6.3.3.1 Sans renforcement

a) Génération du maillage

Le modèle de référence est discrétisé par un maillage en éléments finis, triangulaires à 15 nœuds. Il est constitué de 312 éléments, 2739 nœuds et 3744 points de contrainte avec une taille moyenne des éléments de 4,3 m (voir Figure 6.5). En outre, la modélisation des pieux se fait par des éléments de poutre à 2 nœuds.

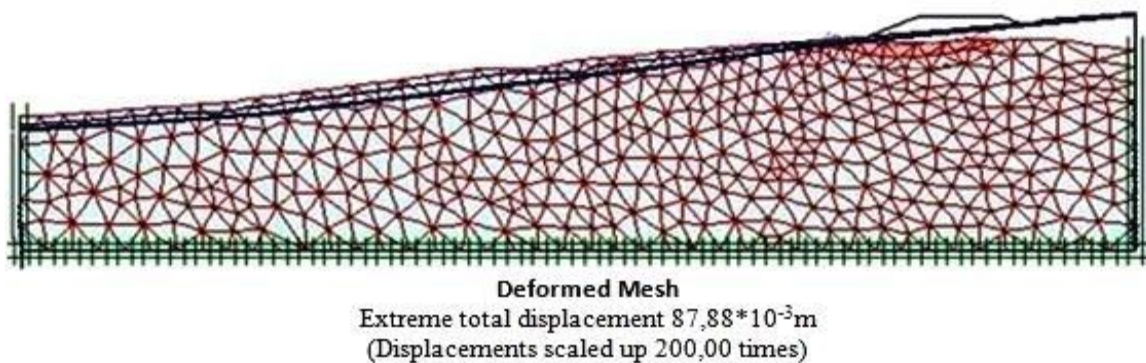


Figure 6.5 Maillage déformé du modèle

b) Résultats de la modélisation

Les principaux résultats obtenus par la modélisation numérique, sont présentés graphiquement sur les Figures 6.5 et 6.6 et qui montrent les déformations des maillages, et les déplacements totaux 87.88 mm, qui correspondent à un déplacement horizontal de 87.85mm.

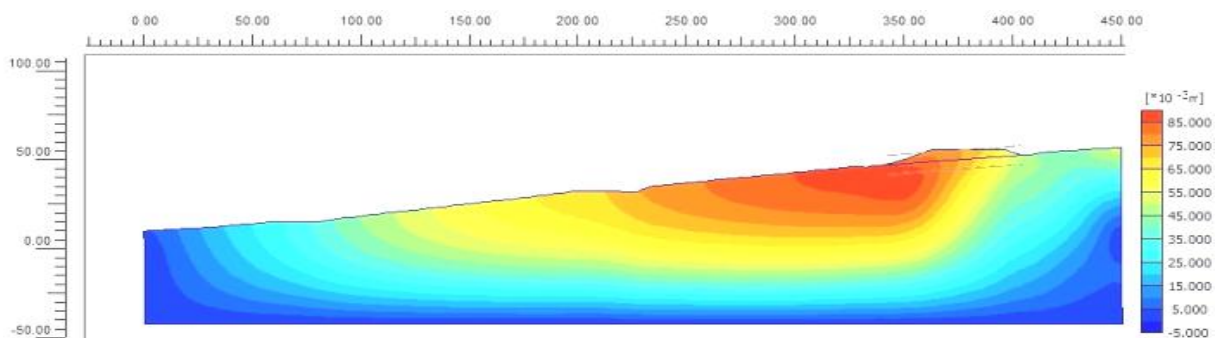


Figure 6.6 Déplacements horizontaux ($87,85 \cdot 10^{-3}$ m)

D'après la figure ci-dessous (fig.6.7) on remarque que la zone plastifiée est en concordance avec la zone glissante limité par le cercle de glissement présenté sur les figures 6.8 et 6.9.

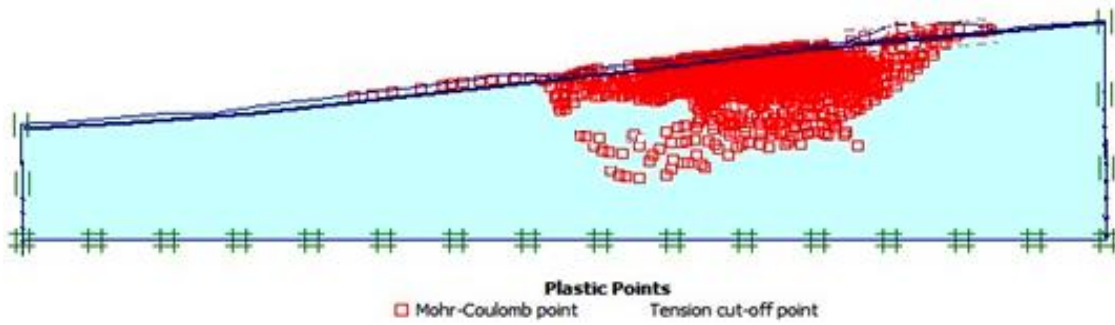


Figure 6.7 Point plastique du glissement (phase de construction)

Les Figures 6.8 et 6.9 illustrent successivement la surface de glissement et les contraintes de cisaillement principales (la ligne de glissement) dans la phase *phi/C* réduction.

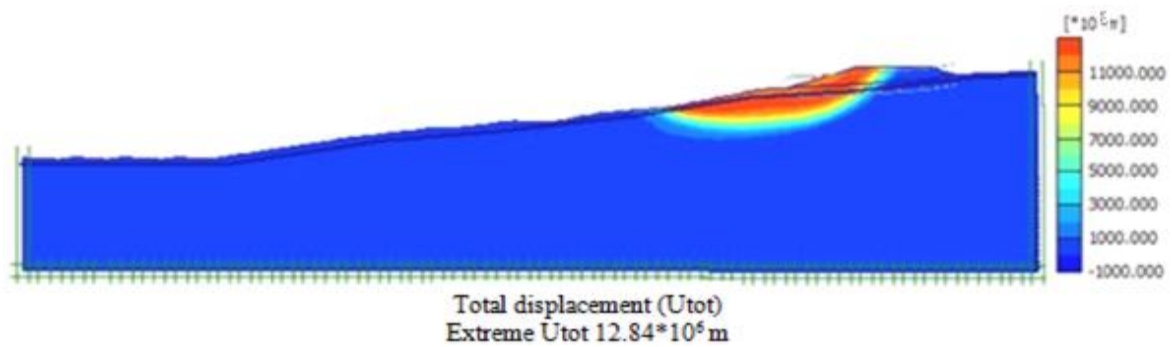


Figure 6.8 Surface de glissement (phase *ph/c* réduction)

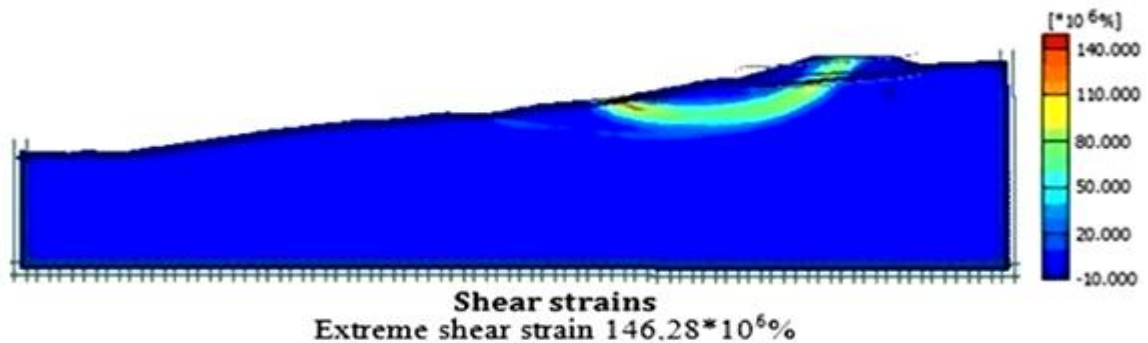


Figure 6.9 Ligne de glissement (contrainte de cisaillement principale)

Sur la base de l'analyse de stabilité par EF et les sondages d'inclinomètre (S4-210-IC02), les plans de glissement actifs sont identifiés. L'épaisseur virtuelle de la ligne de glissement, qui est une dimension imaginaire, est calculée en fonction de la moyenne des dimensions des éléments finis multipliée par le facteur d'épaisseur virtuelle, qui est pris égal à 0,1 par défaut. Cela signifie que l'épaisseur virtuelle où la largeur des plans de glissement ou des fractures est d'environ $4,3 \text{ m} \times 0,1 = 0,43 \text{ m}$. La stabilité du glissement de terrain est évaluée sur la base de la modélisation MEF, le coefficient de sécurité est 1,05 qui est inférieur à 1,25. Le talus est considéré comme instable.

c) Exploitation des résultats

Pour que le modèle de référence soit plus raisonnable et plus proche de la réalité, nous devons comparer les déplacements horizontaux obtenus par la modélisation numérique en utilisant le logiciel Plaxis avec ceux obtenus expérimentalement par les mesures inclinométriques S4 210+480-IC02 (Figure 6.10).

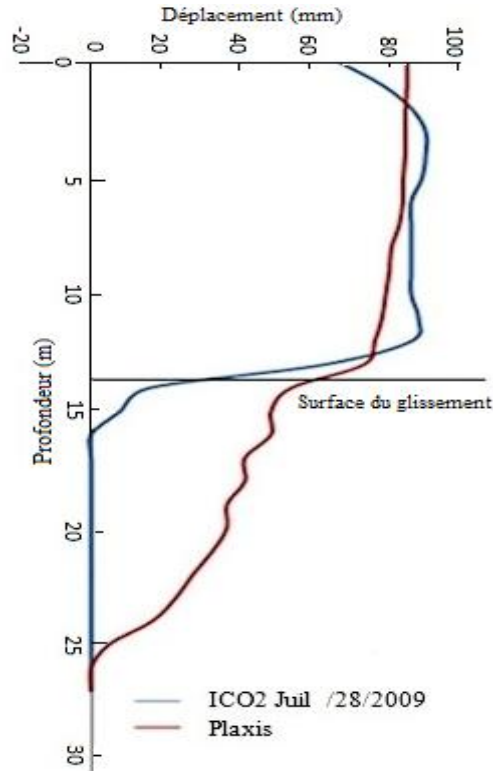


Figure 6.10 Comparaison des déplacements horizontaux aux mesures inclinométriques (S4-210+480-IC02)

Les résultats des simulations numériques sont très proches à ceux observés sur site voir tableau (Tableau 6.4). D'autre part la figure 6.9 montre une bonne concordance entre les résultats de la simulation numérique et ceux mesurés in-situ en matière de la variation des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur et la forme du cercle de glissement.

Tableau 6.4 Comparaison entre les lectures inclinométriques et numériques

	Profondeur du glissement (m)	Déplacement (m)
Lectures inclinométriques	13,50	$89,99 \cdot 10^{-3}$
Résultats numériques	14,00	$87,85 \cdot 10^{-3}$

6.3.3.2 Avec renforcement

Cette analyse paramétrique vise à étudier l'influence des pieux sur la stabilité du glissement et leur position, en fonction des paramètres de cisaillement (c , φ), (Güllü,2013); Cai and Ugai.2000), Hazarika et al 2000...) comme illustré sur la Figure 6.11.

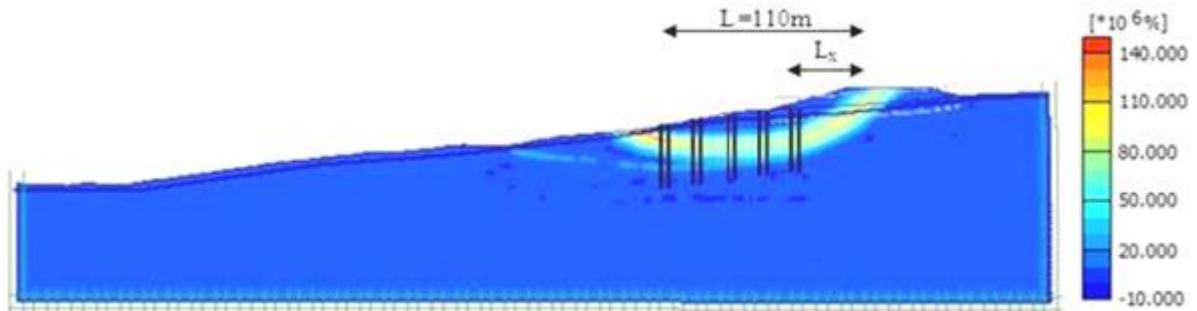


Figure 6.11 Model numérique avec renforcement (différentes positions du pieu)

Dimensions et caractéristiques des pieux :

Les pieux sont mis en œuvre en béton armé, la résistance caractéristique du béton à la compression simple est 35 Mpa, les armatures à haute adhérence sont à nuance Fe 500 et leur limite élastique est 500 Mpa, la longueur du pieu 27m, interface entre pieu sol $R_{int} = 0,60$. Le Tableau 6.5 montre les différentes caractéristiques des pieux.

Tableau 6.5 Caractéristiques des pieux

Paramètre	Désignations	
Type de comportement	Matériel	Elastique
Rigidité normale	EA	$33,973 \times 10^6$ kN
Rigidité de flexion	EI	$3,54 \times 10^6$ kN/m
Epaisseur équivalente	d	1,2 m
Module de section	w	0,16 m
Coefficient de Poisson	v	0,3

Les différents cas des positions des pieux en fonction de la variation des caractéristiques mécaniques du sol sont :

Cas 1 : Pour $C = 1$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

Cas 2 : Pour $C = 5$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

Cas 3 : Pour $C = 8$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

Cas 4 : Pour $C = 10$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

Cas 5 : Pour $C = 12,5$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

Cas 6 : Pour $C = 15$ kPa, $\varphi = 18^\circ$ et $\gamma = 21$ kN/m²

La Figure ci-dessous (Figure 6.12) montre le déplacement horizontal avec renforcement après l'activation de l'option des pieux ; à titre d'exemple, on prend le cas des paramètres résiduels de la cohésion $c=1\text{kPa}$ et $\varphi=8^\circ$ pour $L_x/L=0,25$) car le glissement s'est déjà produit. De plus, nous remarquons une très grande diminution du déplacement qui passe de 87.99mm avant l'emplacement du pieu à 9.55 mm qui présente un pourcentage dépassant les (80%).

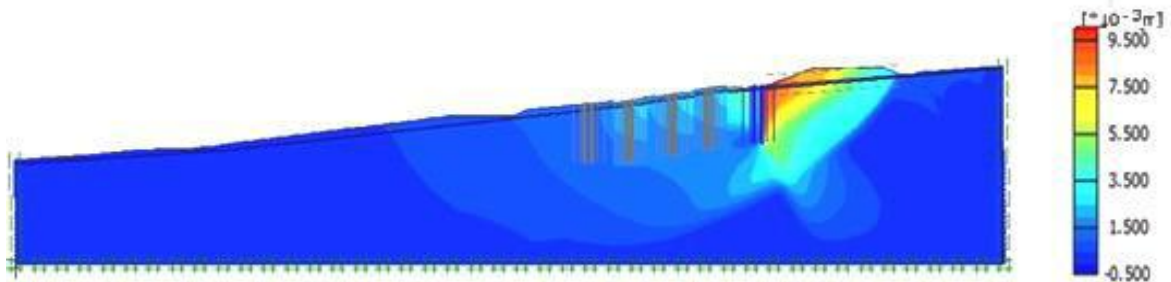


Figure 6.12 Déplacement horizontal avec renforcement
($c=1\text{kPa}$, $\varphi=8^\circ$: position $L_x/L=0.25$ m)

Ainsi qu'une augmentation de la valeur du coefficient de sécurité qui passe de 1,05 au 1,35 comme il est illustré sur la figure ci-dessous (6.13), et qui montre la courbe de la variation du coefficient de sécurité obtenu par le code des éléments finis PLAXIS 2D en fonction des déplacements au cours du calcul dans la phase ϕ/C réduction).

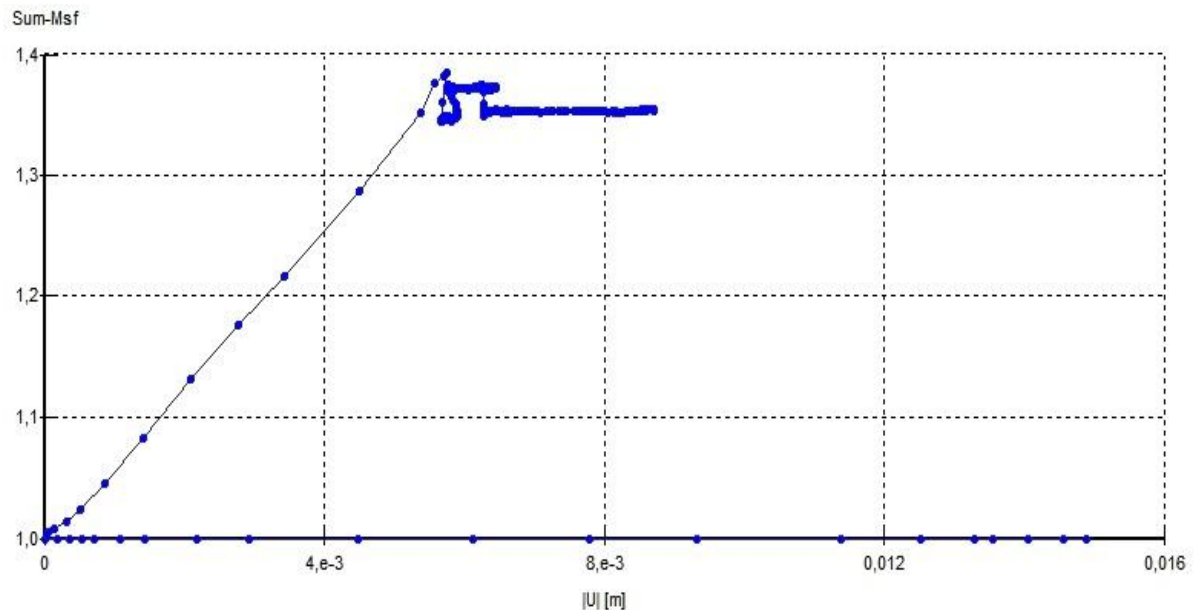


Figure 6.13 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf} = 1,35$

Durant les trois années, du mois de juillet 2009 au juillet 2012, date de la dernière mesure sur l'inclinomètre, il est montré que les déplacements au niveau de l'ouvrage ont été notablement réduits, passant de 87.99 mm (déplacement dans deux mois) avant clouage à moins de 1 mm/jour ($9,55 \cdot 10^{-3}\text{m}$ pendant trois années), la Figure 6.14 présente les déplacements enregistrés en fonction du temps des différents inclinomètres.

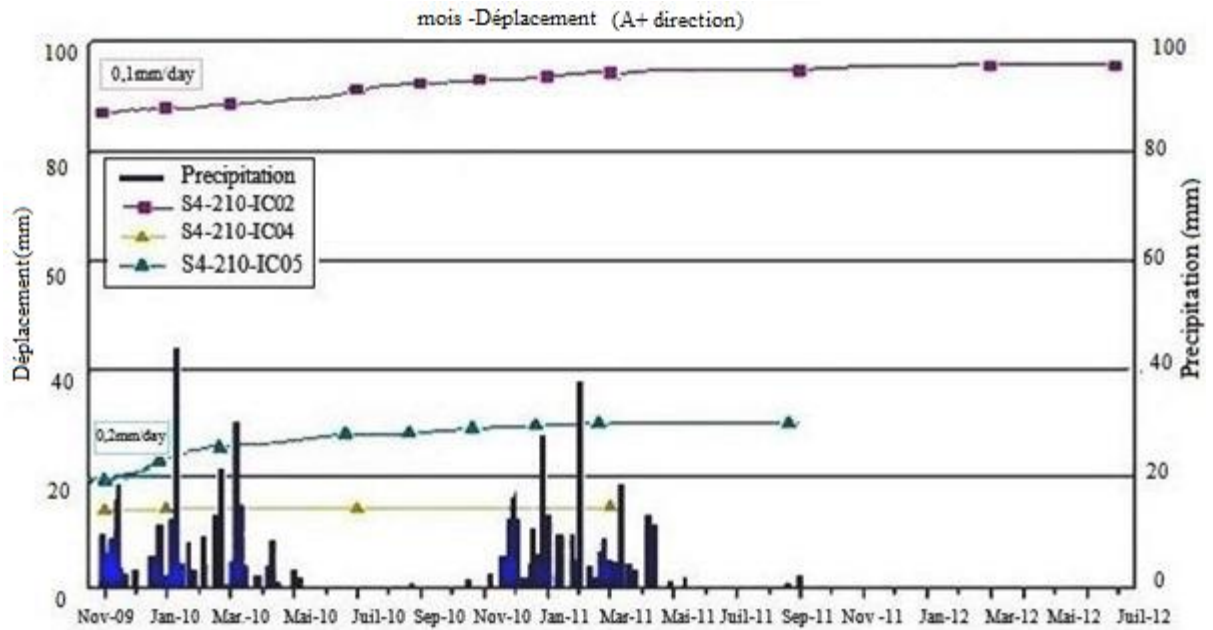


Figure 6.14 Déplacement des inclinomètres en fonction du temps

La Figure 6.15 présente l'évolution du déplacement de l'inclinomètre (S4-210-IC02) en avant et après l'implantation des pieux.

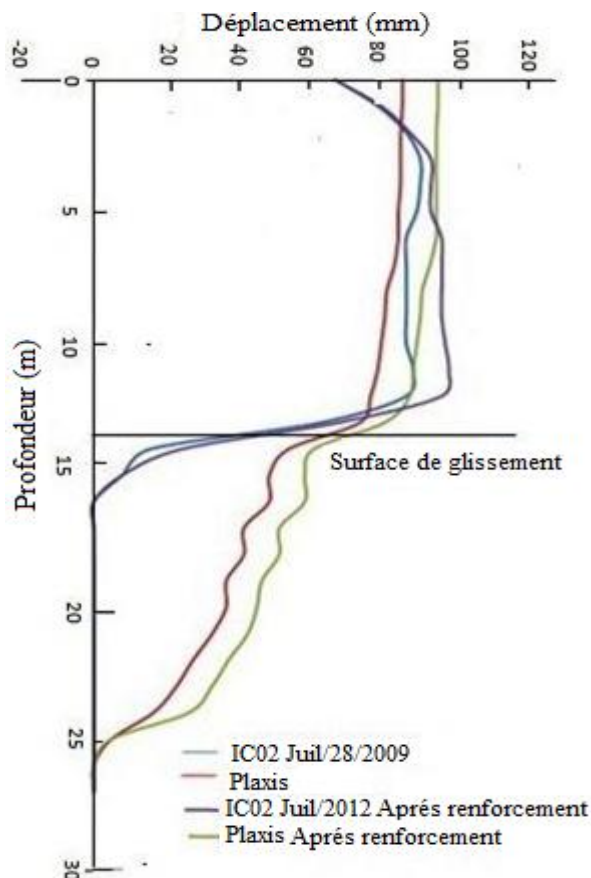


Figure 6.15 Courbe comparative des déplacements horizontaux obtenus par MEF et les mesures de l'inclinomètre avant et après renforcement

5.4 Etude paramétrique

L'objectif de cette étude est de montrer l'effet de quelques paramètres sur le comportement du talus. La même coupe de terrain est utilisée, avec les mêmes données ; et à chaque fois, les paramètres considérés sont seuls changés tels que la position, l'inclinaison et la longueur du pieu.

5.4.1 Influence de la position du pieu sur le coefficient de sécurité

Le premier point concerne la position du pieu qui a été analysée, et les résultats obtenus ont été comparés avec ceux obtenus par l'étude de Jeong et al.2003, (voir Figure 6.15). De plus, nous constatons qu'il y'a une tendance entre les courbes trouvées et les courbes qui ont été obtenues par Jeong et al.2003. En conséquence, pour atteindre la stabilité maximale d'un talus, le pieu sera implanté dans l'intervalle $L_x/L=0,37$ au $0,62$ comparativement à l'intervalle de $0,5$ à $0,7$ trouvée par Jeong et al.2003.

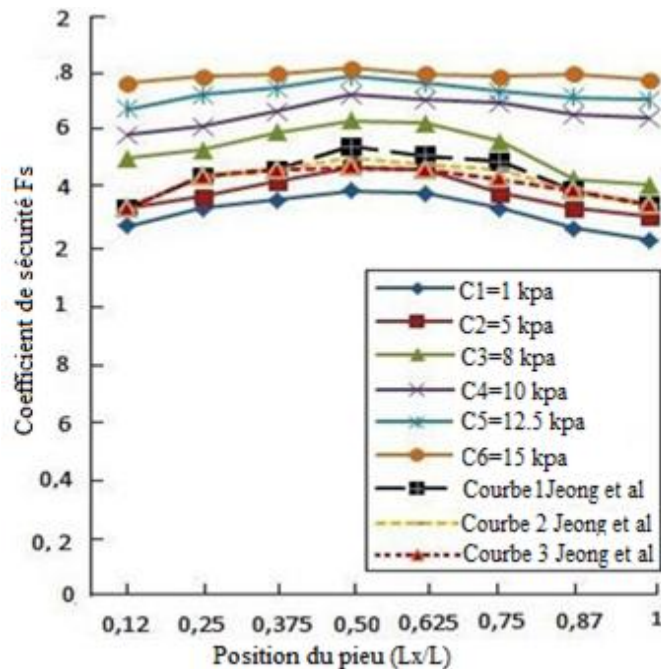


Figure 6.16 Coefficient de sécurité pour différents cas

Dans le cas du talus renforcé où les cohésions du sol 1,5 est jusqu'à 8KPa, le coefficient de sécurité varié avec la variation de la position du pieu ; en outre, dans les cas des sols ou les cohésions supérieures à 10 kpa comme dans le cas : $C=15$ KPa (voir Figure 6.16), la variation de la valeur du coefficient de sécurité est très petite quelque soit la modification de la position du pieu. Il y a lieu de noter qu'en faisant varier la position des pieux vers le bas du talus, nous avons enregistré une diminution du coefficient de sécurité.

De même, nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente quand le rapport L_x/L est diminué dans l'intervalle de la cohésion entre 1kpa à 10 KPa.

Toutefois, il y'a juste une petite variation du coefficient de sécurité dans les valeurs de cohésion supérieure à 10 KPa lorsque le rapport L_x/L est diminué.

Les coefficients de sécurité au milieu du cercle du glissement est toujours le plus haut quelque soit la variation de la cohésion du sol (voir Tableau 6.5).

Les valeurs des coefficients de sécurité au bas du cercle de glissement sont toujours les plus petites par rapport au milieu ou en haut du cercle de glissement.

Les coefficients de sécurité en haut du cercle de glissement sont toujours inférieurs au coefficient de sécurité au milieu du cercle de glissement, et supérieurs aux valeurs des coefficients de sécurité en bas de cercle de glissement quelque soit la variation des cohésions du sol.

Suite à nos résultats obtenus et comparativement aux recherches numériques (Abdelaziz et al.2017, Wei et al.2009, et expérimentaux qui ont été réalisées auparavant, cités dans le Chapitre Trois, nous constatons que les résultats de notre recherche sont compatibles avec ces recherches.

a) Principaux résultats

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus par l'analyse des éléments finis des différents cas étudiés (voir Tableau 6.6). Ainsi que les valeurs du coefficient de sécurité sont données en fonction du rapport L_x/L , comme illustrées dans la Figure 6.15.

Tableau 6.6 Récapitulatif des résultats par l'analyse des éléments finis

For C=1 kPa		For C=5 kPa		For C=8 kPa	
Position du pieu	Coefficient de sécurité	Position du pieu	Coefficient de sécurité	Position du pieu	Coefficient de sécurité
L_x/L	F_s	L_x/L	F_s	L_x/L	F_s
0,12	1,26	0,12	1,32	0,12	1,49
0.25	1,33	0.25	1,38	0.25	1,56
0,375	1,36	0,375	1,41	0,375	1,54
0.50	1,38	0.50	1,46	0.50	1,65
0,625	1,37	0,625	1,44	0,625	1,60
0,75	1,32	0,75	1,37	0,75	1,55
0,87	1,25	0,87	1,31	0,87	1,42
1	1,21	1	1,29	1	1,39
For C=10 kPa		For C=12,5 kPa		For C=15 kPa	
Position du pieu	Coefficient de sécurité	Position du pieu	Coefficient de sécurité	Position du pieu	Coefficient de sécurité

L_x/L	F_s	L_x/L	F_s	L_x/L	F_s
0,12	1,57	0,12	1,66	0,12	1,8
0,25	1,60	0,25	1,71	0,25	1,81
0,375	65	0,375	1,73	0,375	1,78
0,50	1,71	0,50	1,77	0,50	1,82
0,625	1,69	0,625	1,75	0,625	1,79
0,75	1,68	0,75	1,72	0,75	1,77
0,87	1,67	0,87	1,70	0,87	1,76
1	1,65	1	1,69	1	1,76

6.4.2 Effet de l'inclinaison du pieu sur le coefficient de sécurité

La géométrie du modèle est représentée dans la Figure ci-dessous (Figure 6.17). La longueur du pieu a été fixé à 27 m par rapport au terrain naturel, le coefficient de sécurité a été évalué en fonction de l'inclinaison du pieu à savoir ($\theta = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$), tout en faisant varier sa position ($L_x/L = 0,25, 0,50, 0,75$) par rapport au cercle du glissement.

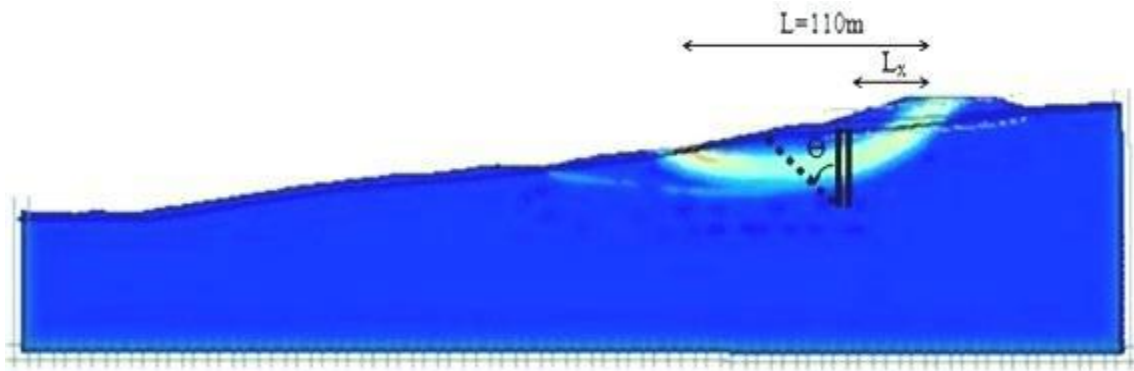


Figure 6.17 inclinaison du pieu en fonction de l'angle θ .

Dans le cas où le pieu est implanté à une distance de $L_x/L=0,25$ ou $L_x/L=0,5$, nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente avec l'inclinaison du pieu jusqu'à l'angle de 60° où le coefficient de sécurité sera revu à la baisse ; par contre, s'il est implanté à $L_x/L=0,75$, nous constatons que le coefficient de sécurité diminuera juste après l'inclinaison de 50° . Comparativement à la courbe de Jeong et al.2003 qui montre que le coefficient de sécurité augmente avec l'inclinaison du pieu jusqu'à l'angle de 70° où le coefficient de sécurité sera diminué progressivement. Enfin, nous remarquons qu'il existe une concordance entre la courbe de Jeong et al. 2003 et celle de la présente étude, cela confirme que l'inclinaison des pieu influe sur le coefficient de sécurité (Figure 6.18).

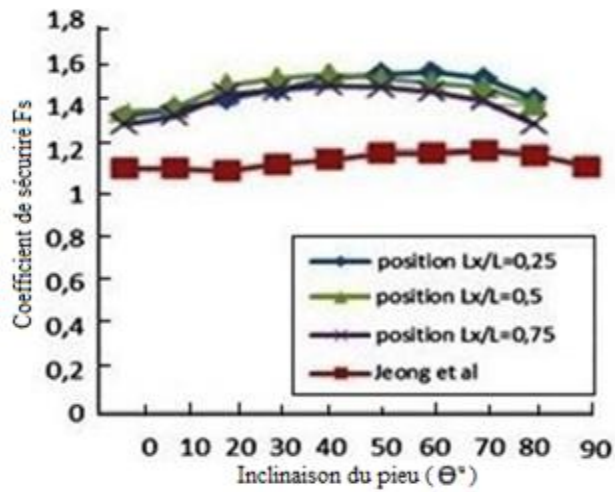


Figure 6.18 Effet de l’inclinaison du pieu sur le coefficient de sécurité

6.4.3 Effet de la longueur du pieu sur le coefficient de sécurité

Nous supposons que P la longueur du pieu au-dessous du cercle du glissement est égale 2 fois la profondeur de la ligne du glissement (27m), et qui varie par un pas de 2m. En se basant sur les données précédentes à savoir que les cohésions soient égales ($C= 1, 5, 8,10, 12.5 ,15$ Mpa et les positions du pieu $L_x/L=0.25, 0.50, 0.75$), comme illustré sur la Figure 6.19.

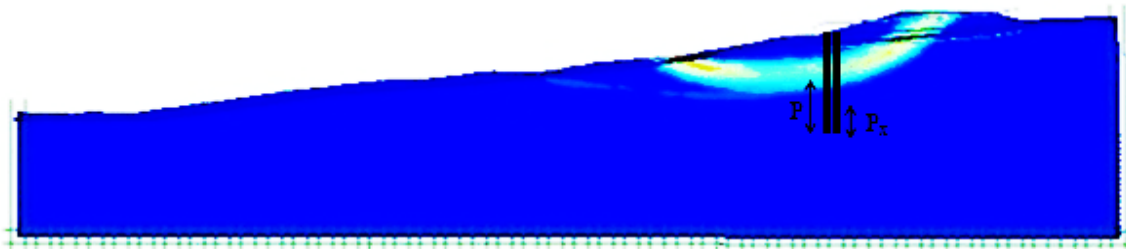
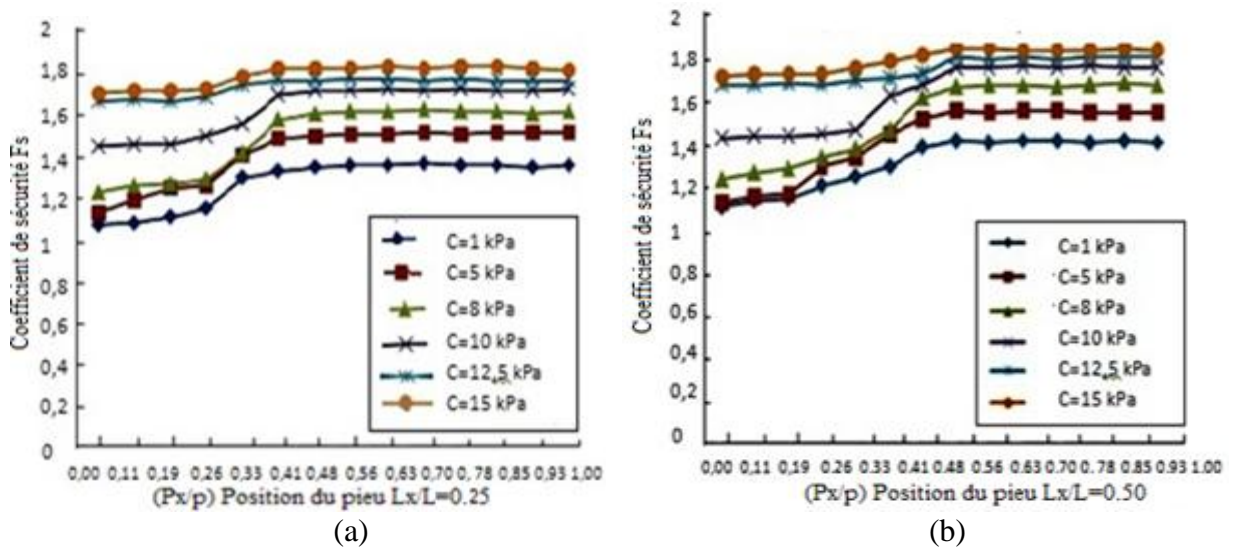
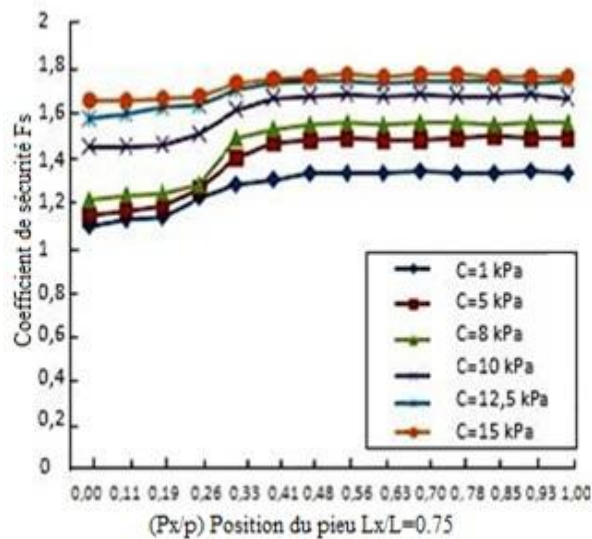


Figure 6.19 Différente longueur du pieu





(c)

Figure 6.20 Variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur

Comme présenté sur la Figure 6.20 (a) où la position du pieu situé à $L_x/L=0,25$, nous constatons que lorsque le rapport de la longueur du pieu $p_x/p \leq 0,38$, le coefficient de sécurité est petit par rapport à $p_x/p > 0,38$, ceci est apparent notamment dans les sols qui ont des cohésions faibles (où la cohésion est inférieure à 10 kN/m²). En outre, dans le cas où la position du pieu situé au milieu du cercle du glissement voir Figure 6.20 (b), nous remarquons que le coefficient de sécurité est petit à partir du rapport $p_x/p \leq 0,50$. D'autre part, dans le cas où l'implantation du pieu situé au pied du cercle du glissement où le rapport $L_x/L=0,75$ voir figure 6.20 (c), le coefficient de sécurité augmente jusqu'au rapport $p_x/p \leq 0,32$ où le coefficient de sécurité reste presque invariable quel que soit la longueur du pieu. Dans le cas du pieu implanté au milieu du cercle du glissement où $L_x/L=0,5$ (voir Figure 6.20 (b), nous constatons que le coefficient de sécurité a une valeur très grande ($F_s=1,39$) par rapport au pieu situé au sommet ($L_x/L=0,25$) ou au pied ($L_x/L=0,75$) du cercle du glissement où $F_s \approx 1,28$ notamment dans les sols à des faibles cohésions.

Dans le cas du sol ayant une cohésion supérieur à 8 kPa, nous constatons que le coefficient de sécurité est très grand soit pour le pieu placé au sommet ($L_x/L=0,25$) ou au milieu ($L_x/L=0,5$) du cercle du glissement (voir Figure 6.20 (a), (b)) par rapport au pieu situé au pied du cercle de glissement ($L_x/L=0,75$) (voir Figure 6.20 (c)). L'influence de la longueur du pieu dépend de son emplacement. Pour le cas considéré, si le pieu est entraîné vers le sommet ($L_x/L < 0,25$) du cercle du glissement, sa longueur a peu d'effet sur le Coefficient de sécurité ; par contre, s'il est entraîné au milieu de la surface de glissement ($L_x/L=0,5$). Cependant, sa longueur a une influence considérable, comme le montre la figure 18. Li, Xinpo, and Siming He. 2011.

6.5.4 Analyse du comportement des pieux en fonction de leurs positions

Dans cette phase de calcul, nous nous intéressons à étudier l'influence de la variation de l'implantation des pieux sur leurs comportements (déplacement, efforts de cisaillements, moments). Les paramètres géométriques et les caractéristiques du sol et du pieu sont les mêmes que l'étude précédente avec une longueur des pieux fixe ($L=27m$) :

a) Mise en place du pieux pour $Lx/L=0.25$

Une analyse comparative a été effectuée entre les calculs numériques et les calculs analytiques basés sur les équations ci-dessous, les courbes des moments et des efforts de cisaillement sont illustrés sur la figure 6.21.

$$M_1 = \frac{H}{2} e^{-B_1 x_1} \left[\left(\frac{1}{B_1} + \frac{1}{B_2} \right) \cos B_1 x_1 - \left(\frac{1}{B_1} - \frac{1}{B_2} \right) \sin B_1 x_1 \right] \quad (6.1)$$

$$S_1 = HB_1 e^{-B_1 x_1} \left(\frac{1}{B_1} \cos B_1 x_1 - \frac{1}{B_2} \sin B_1 x_1 \right) \quad (6.2)$$

EI : Module élastique et inertie du pieu

$\beta_1 : \sqrt[4]{\frac{E_S I}{4EI}}$ Valeur caractéristique des pieux dans la couche mobile

$\beta_2 : \sqrt[4]{\frac{E_S I}{4EI}}$ Valeur caractéristique des pieux dans la couche immobile
:

θ_1 : Angle de rotation au niveau de x_1

M_1 : Moment de flexion au niveau de x_1

S_1 : Cisaillement au niveau de x_1

H : Force horizontale de contre-poussée chargée par un pieu

$$x_1 : \text{La position de la valeur du moment max} \quad x_{1 \max} = \frac{1}{B_1} \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{B_1}{B_2} \right) \quad (6.3)$$

$$M_2 = \frac{H}{2} e^{-B_2 x_2} \left[\left(\frac{1}{B_1} + \frac{1}{B_2} \right) \cos B_2 x_2 - \left(\frac{1}{B_1} - \frac{1}{B_2} \right) \sin B_2 x_2 \right] \quad (6.4)$$

$$S_2 = -HB_2 e^{-B_2 x_2} \left(\frac{1}{B_1} \cos B_2 x_2 - \frac{1}{B_2} \sin B_2 x_2 \right) \quad (6.5)$$

β_1 : Valeur caractéristique des pieux dans la couche mobile

β_2 : Valeur caractéristique des pieux dans la couche immobile

θ_2 : Angle de rotation au niveau de x_2

M_2 : Moment de flexion au niveau de x_2

S_2 : Cisaillement au niveau de x_1

H : Force horizontale de contre-poussé chargée par un pieu

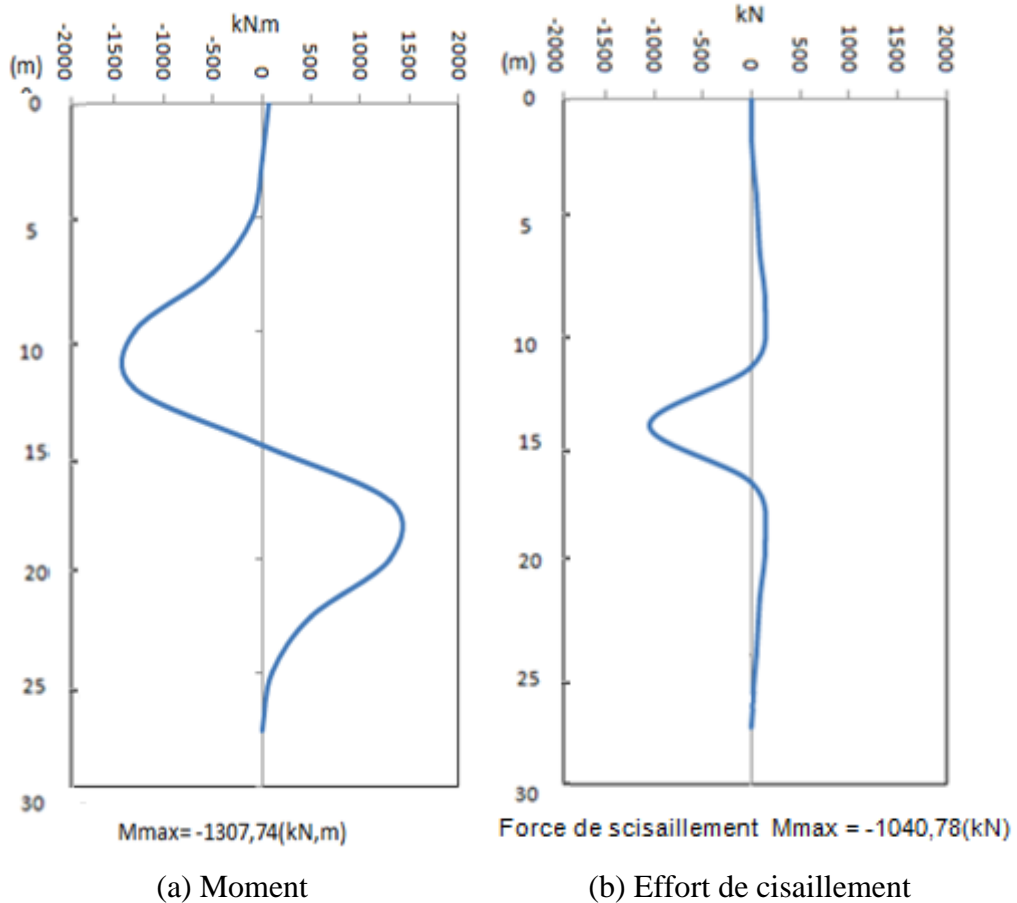


Figure 6.21 diagramme des moments et des efforts de cisaillement calculés analytiquement

Dans la Figure 6.21, le moment et l'effort de cisaillement sont nuls en tête ($Z=0$), ainsi que dans le cas de la pointe ($Z=27\text{m}$), et maximum au-dessous et au-dessus de la ligne de glissement ; c'est-à-dire, il est très faible en tête et trop fort en pied, ce qui explique la diminution de la réaction vers la tête ou la pointe du pieu. Par ailleurs, l'effort de cisaillement et le moment max obtenus après calcul sont 1040,78 kN et 1307,74 kN.m respectivement.

La Figure 6.22 présente les calculs numériques après la mise en place des pieux. Le déplacement horizontal maximum enregistré est égal à $9,55 \cdot 10^{-3}$ m ; nous remarquons une importante diminution des déplacements du sol, avec un déplacement maximum du pieu de $1,45 \cdot 10^{-3}$ m (Figure 6.23). Dans la phase ph/c réduction, le pieu a enregistré un effort de

cisaillement et un moment maximum de 662 kN/m et 1270 kNm/m respectivement (Figure 6.24).

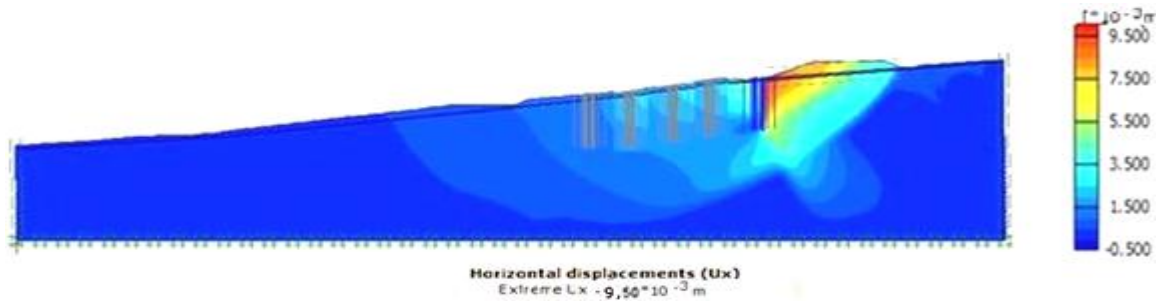


Figure.6.22 Déplacement du sol après mise en place des pieux ($9,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)

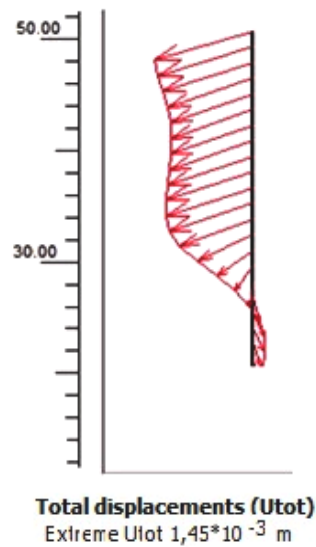
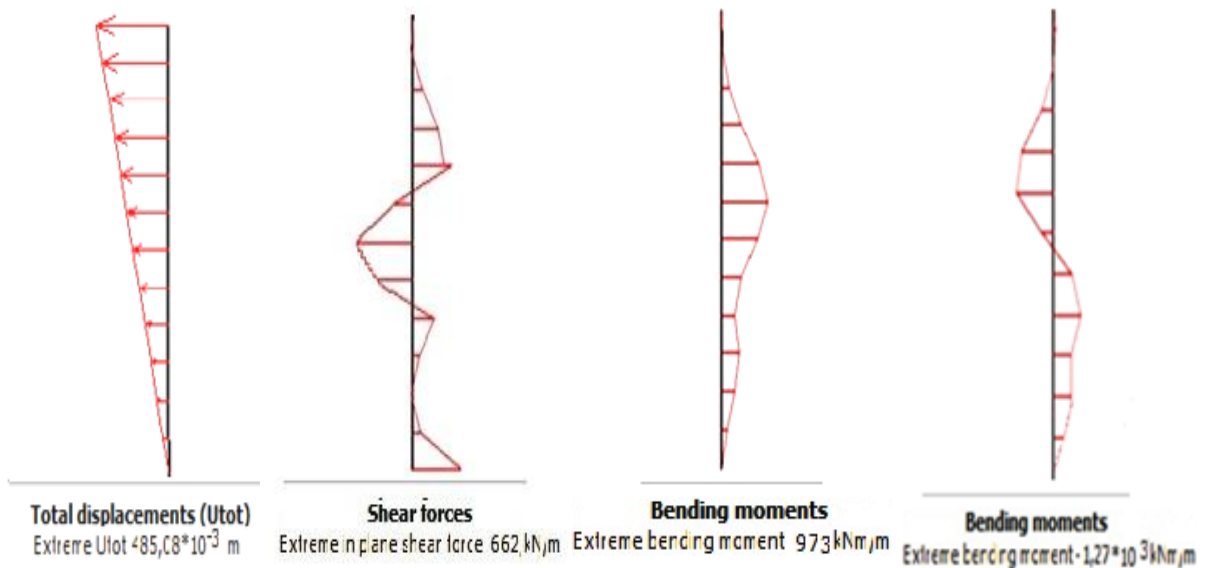


Figure 6.23 Déplacement du pieu $1,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ (phase de construction)

La Figure (6.24 a) montre le mouvement au niveau du pieu ; nous constatons un déplacement progressif du pied du pieu qui est presque nul, et qui atteint le maximum à la tête.

D'après la Figure 6.24 qui montre les différents diagrammes de calcul dans la phase ph/c réduction, la comparaison des résultats numériques en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis, montre que les efforts de cisaillement (Figure 6.24 b) et les moments fléchissant (Figure 6.24 c) ainsi que l'allure des diagrammes constituent une approximation raisonnable avec les résultats analytiquement calculés (Figure 6.21).



a) Déplacement b) Effort de cisaillements c) Moment fléchissant

Figure 6.24 Diagrammes du comportement du pieu pour $L_x/L=0,25$ (Ph/ c réduction)

b) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.37$

Comme illustré sur la Figure 6.25 (phase de construction), nous notons un déplacement horizontal maximum de $10,61 \times 10^{-3}$ m, avec un déplacement du pieu de $1,55 \cdot 10^{-3}$ m (Figure 6.26).

La Figure 6.27 présente le déplacement, l'effort de cisaillement (710,49 kN/m) et le moment fléchissant (770 kNm/m). En outre, nous observons que les résultats des déplacements obtenus, soit dans la phase de construction ou dans la phase ph/c réduction, sont légèrement plus élevés par rapport aux pieux implantés à la distance $L_x/L=0.25$, ce qui revient à la position du pieu où il subit une grande charge, car la ligne de glissement a une pente très raide (voir Figure 6.8).

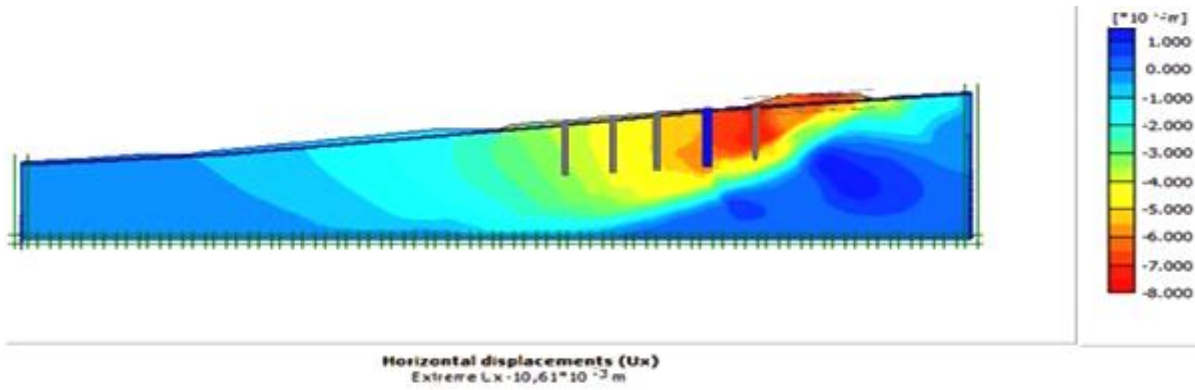


Figure 6.25 : Déplacement horizontal après mise en place des pieux ($10,61 \cdot 10^{-3} \text{m}$)

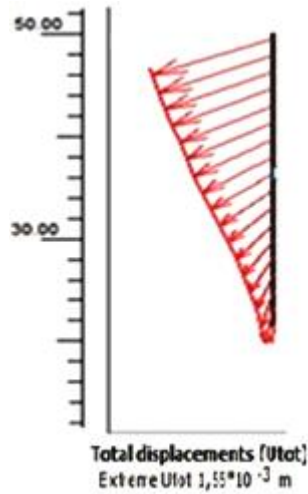


Figure 6.26 : Déplacement dans le pieu $1,55 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (Phase de construction)

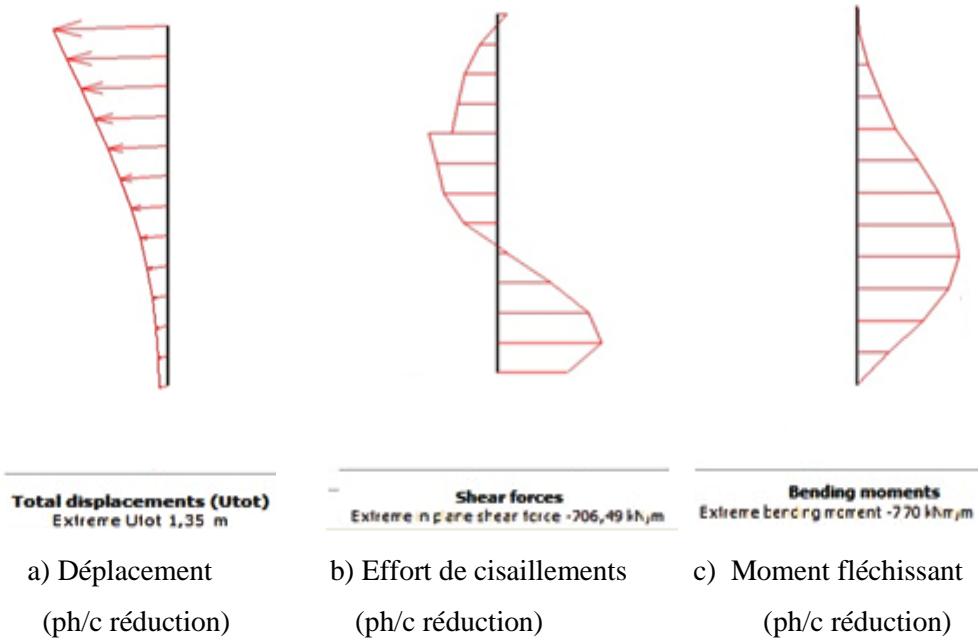


Figure 6.27 : Diagrammes du comportement du pieu pour $Lx/L=0,37$ (Ph/c réduction)

c) Mise en place du pieu pour $Lx/L=0.50$

Sur la Figure 6.28, le déplacement horizontal maximum enregistré est de $8,18 \times 10^{-3} \text{m}$ avec un déplacement du pieu de $1,29 \times 10^{-3} \text{m}$ (Figure 6.29 a).

Dans la phase Ph/c réduction, l'effort de cisaillement maximum dans le pieu est de 203,95 kN/m, avec un moment de 862 kNm/m (Figure 6.29 c, Figure 6.29 d), les résultats montrent une diminution du déplacement, des efforts de cisaillements et ainsi que du moment fléchissant par rapport aux modèles précédents ($L_x/L=0,37$, et $L_x/L=0,25$, ce qui est dû à la position du pieu où il se trouve à une pente faible le sur la ligne de glissement (voir Figure 6.8).

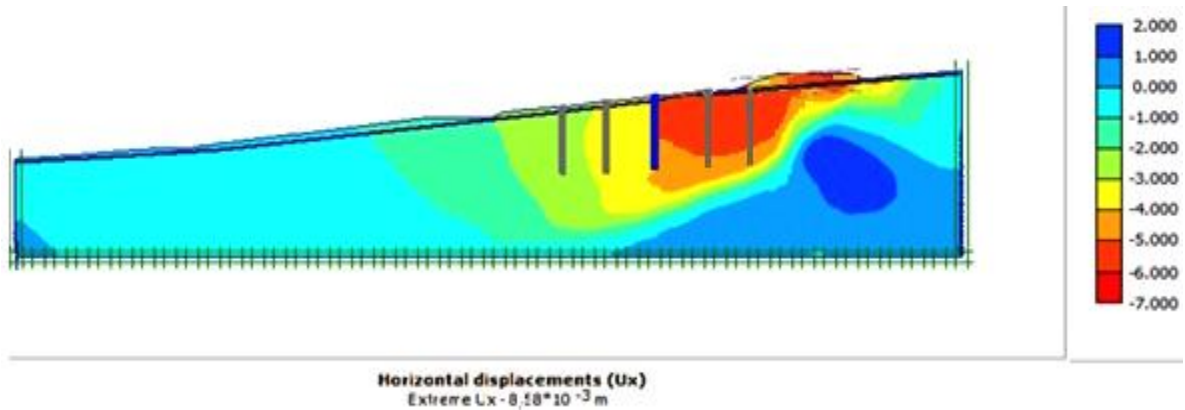
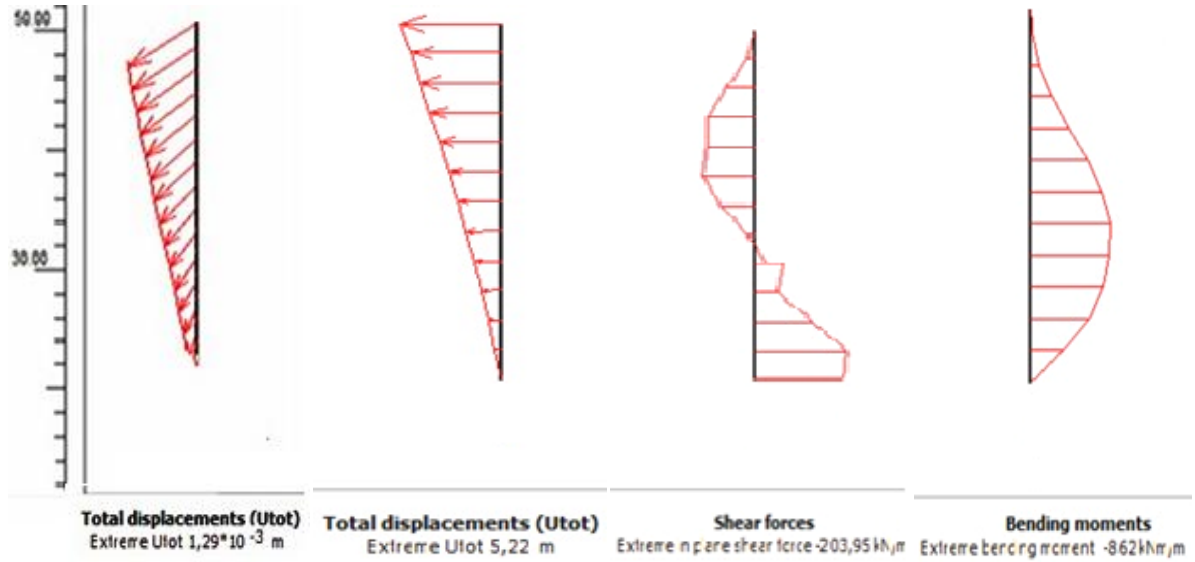


Figure.6.28 : Déplacement du sol après mise en place des pieux ($8,18 \times 10^{-3} \text{m}$)



a) Déplacement (Phase de construction) b) Déplacement (ph/c réduction) c) Effort de cisaillements (ph/c réduction) d) Moment fléchissant

Figure 6. 29 Diagrammes du comportement du pieu pour $L_x/L=0,50$ Ph/ c réduction

d) Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.62$

Les résultats obtenus des déplacements horizontaux maximaux après la mise en place du pieu dans la phase de construction sont $7,49 \times 10^{-3} \text{m}$ (Figure 6.30), avec un déplacement au niveau du pieu de $1,07 \times 10^{-3} \text{m}$ (Figure 6.31 a).

Les Figures 6.31 b, 6.31 c et 6.31d présentent le déplacement, l'effort tranchant maximum (72,33kN/m), et le moment (364 kNm/m). Par ailleurs, nous remarquons une légère diminution sur les différentes valeurs, par rapport aux valeurs des positions précédentes ($L_x/L=0,50, 0,37, 0,25$), ce qui revient à la position des pieux où ils se situent au niveau du cercle de glissement la où la ligne de rupture est presque plane.

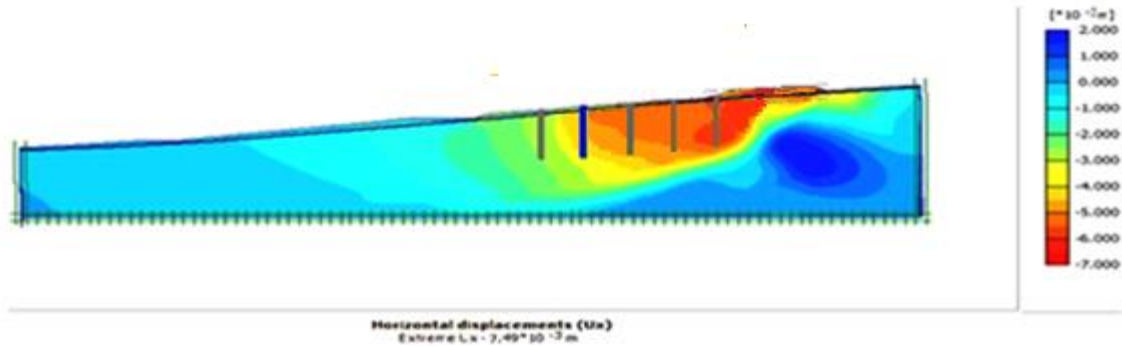
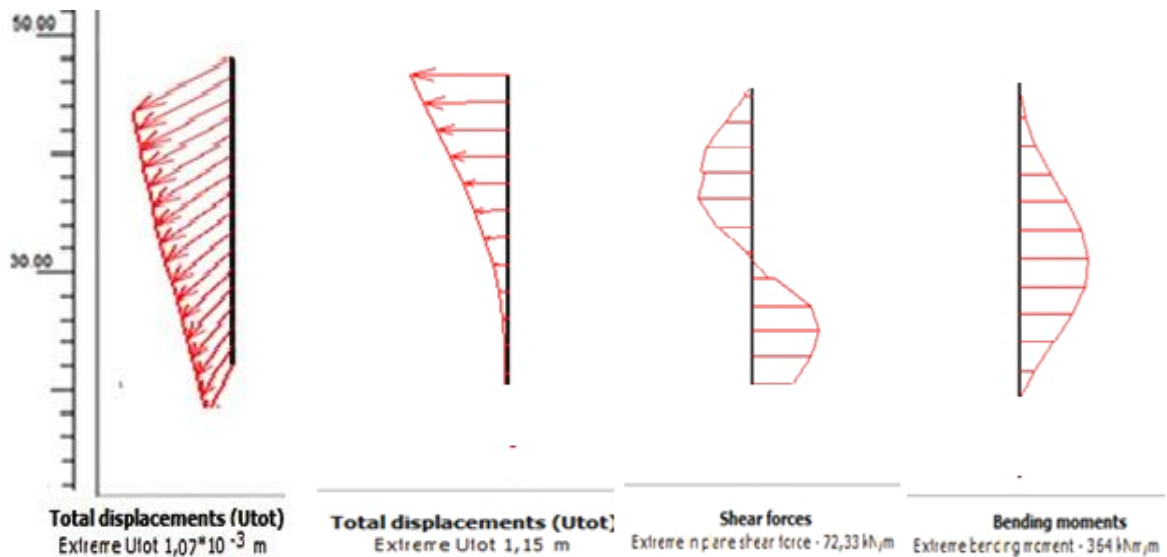


Figure 6.30 Déplacement du sol après mise en place des pieux ($7,49 \times 10^{-3} \text{m}$)



a) Déplacement (Phase de construction) b) Déplacement (ph/c réduction) c) Effort de cisaillements (ph/c réduction) d) Moment fléchissant (ph/c réduction)

Figure 6.31 : Diagrammes du comportement du pieu pour $L_x/L=0,62$

e) **Mise en place du pieu pour $L_x/L=0.75$**

La Figure 6.32 présente le déplacement horizontal du sol enregistré dans le cas de $L_x/L=0,75$ après renforcement, qui est de l'ordre de $13,29 \times 10^{-3} \text{m}$ avec un déplacement du pieu de $1,04 \times 10^{-3} \text{m}$ (Figure 6.33.a). Dans la phase de ph/c réduction, le déplacement, l'effort

de cisaillement et le moment maximum sont illustrés sur les Figures 6.33b, 6.33 c et 6.33 d ; en outre, les valeurs obtenues sont : $1.04 \cdot 10^{-3} \text{m}$, 25.04 kN/m et 35.24 kNm/m successivement. Par ailleurs, nous remarquons que la valeur du déplacement de pieu ainsi que le moment de flexion sont très petits par rapport aux valeurs précédentes, ce qui revient à la longueur d’ancrage du pieu sous la ligne de rupture et la pente de la ligne de glissement qui est presque horizontale.

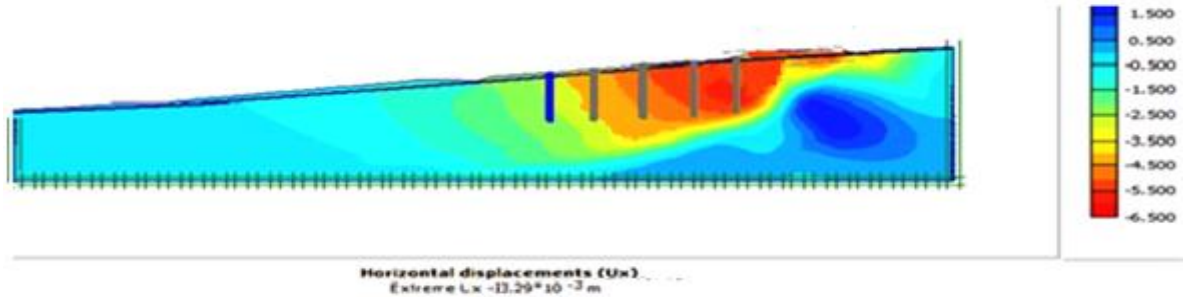


Figure 6.32 : Déplacement du sol après mise en place des pieux ($13,29 \cdot 10^{-3} \text{m}$)

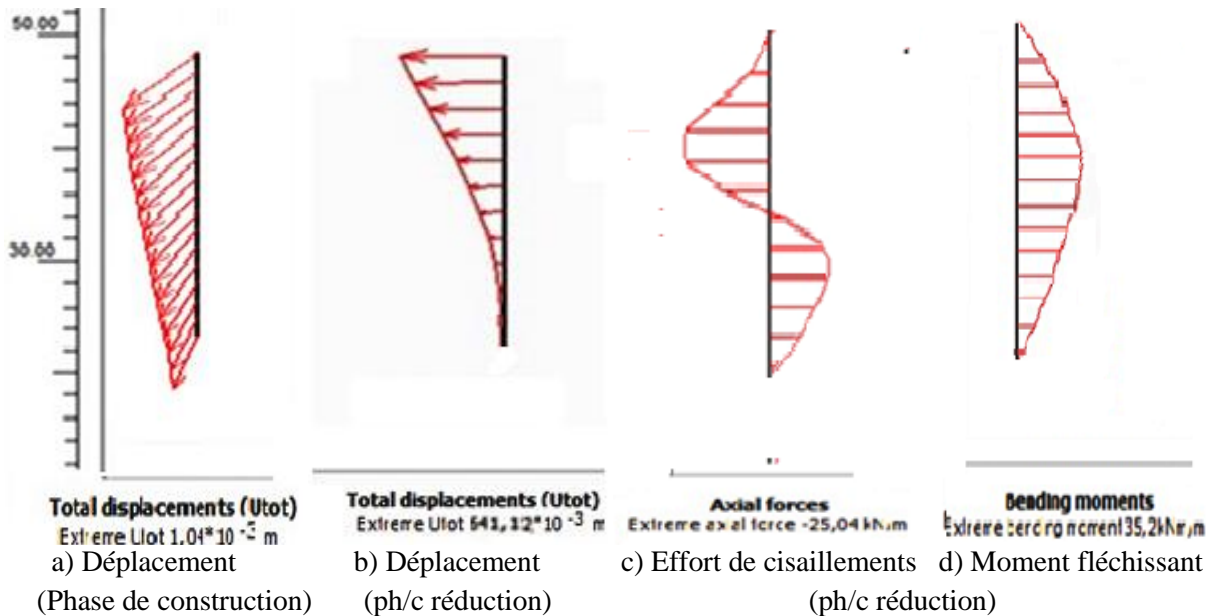


Figure 6.33 Diagrammes du comportement du pieu pour $L_x/L=0,75$ (Ph/ c réduction)

Dans la Figure 6.34, une courbe de tendance produite à partir des résultats obtenus analytiquement et des résultats obtenus numériquement, montre que les valeurs analytiques sont toujours supérieures par rapport aux valeurs numériques, car les calculs analytiques considèrent le sol comme un matériau élastique ; par contre, les calculs numériques considèrent le matériau élasto-plastique. En revanche, les valeurs dans la majorité sont rapprochées à la courbe de tendance, soit pour les solutions analytique ou numériques.

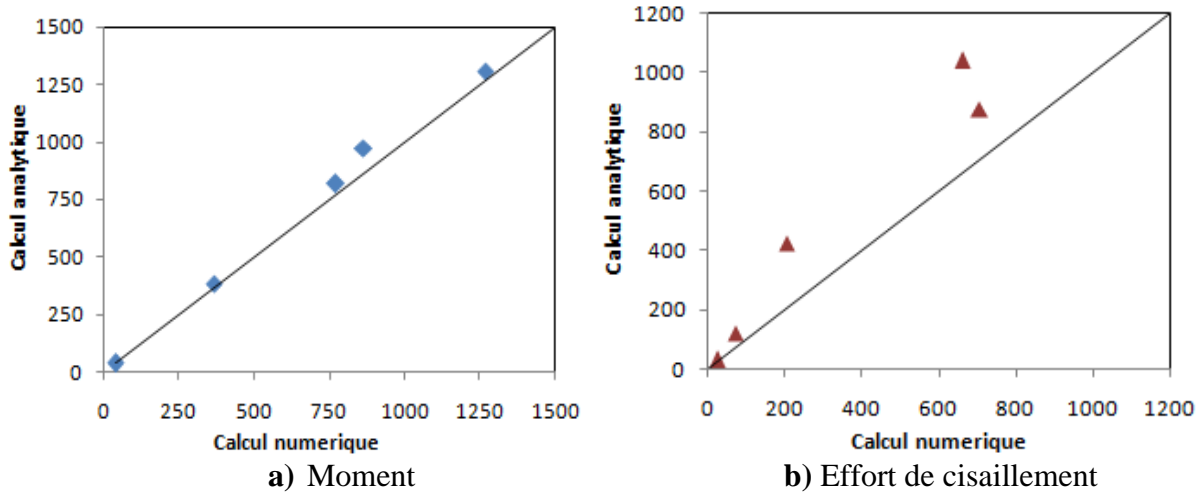


Figure 6.34 : Comparaison entre les calculs analytiques et numériques

L'analyse des résultats, obtenus suite à ce calcul numérique, a montré ce qui suit :

Le déplacement en tête du talus après renforcement est de l'ordre de $9,55 \cdot 10^{-3}$ m et celui d'en pied est de $13,29 \cdot 10^{-3}$ m.

La variation de l'emplacement des pieux vers le bas du talus entraîne la diminution de déplacement latéral et l'effort de cisaillement, ainsi que le moment de flexion le long du pieu.

Les résultats obtenus montrent que l'augmentation du rapport L_x/L influe sur leur comportement.

Nous notons que la plus grande différence de déplacement, l'effort de cisaillement et le moment de flexion, a été trouvée dans la partie supérieure par rapport au centre de la zone glissante ($L_x/L=0,25$ et $L_x/L=0,37$).

Les résultats ont également montré que les valeurs les plus petites des déplacements des pieux, l'effort de cisaillement et les moments fléchissant, ont été trouvées dans la partie inférieure par rapport au cercle du glissement ($L_x/L=0,50, L_x/L=0,63$ et $L_x/L=0,75$), où l'ancrage des pieux est très grand par rapport aux autres positions, tandis que la charge horizontale supportée par les pieux n'augmente plus (cas du pieu souple).

Les efforts de cisaillements et les moments dans la position $L_x/L=0,25$ (l'amont du glissement) sont très grands par rapport aux autres cas où les pieux dans cette partie située sur le cercle de glissement où la pente est raide et les déplacements sont importants, ce qui explique que les pieux subissent de grand effort; par contre, les autres positions situées sur ledit cercle sont presque plates et les déplacements du sol se diminuent progressivement jusqu'à l'aval de la zone glissante (voir Figure. 8.9).

Nous distinguons aussi que la variation du moment de flexion du pieu modifie non seulement le comportement du pieu sous la charge, mais aussi le comportement du sol autour du pieu (Magnan et al. 1999).

6.6 Simulation numérique à l'aide du logiciel Slide

Ils existent plusieurs logiciels numériques pour l'analyse des glissements de terrain ; mais ce qui est différent est que chacun fonctionne avec ses méthodes de résolution et ses paramètres de modélisation.

Cette partie de notre étude a été effectuée à l'aide du logiciel appelé Slide, basé sur la méthode d'analyse limite, qui nous permet de faire une analyse de stabilité des talus en deux dimensions, pour des surfaces circulaires ou non circulaires dans les roches et dans les sols, et un calcul à la rupture qui suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Ce logiciel utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité F_s selon le principe suivant : des moments stabilisateurs sur les moments moteurs.

Une simulation numérique a été effectuée par le même talus et les mêmes caractéristiques cités ci-dessus pour calculer et estimer le coefficient de sécurité ainsi que la profondeur du cercle du glissement, et comparée avec les résultats du code numérique Plaxis (basé sur la méthode des éléments finis). La figure ci-dessous (Figure 6.35) montre la valeur du coefficient de sécurité enregistré par Slide est qui égale à $F_s=1.11$ ainsi que la profondeur de la ligne du glissement qui est estimée de 16,34m par rapport au terrain naturel, avec une largeur de la zone glissante de 158,70m, en outre les résultats obtenus par Plaxis sont : $F_s=1,05$, 14m, 110m respectivement.

La valeur du coefficient de sécurité calculée selon Slide semble être proche à celle calculée à l'aide du code Plaxis. Nous concluons, à travers de cette étude comparative, que les valeurs de sécurité sont un peu proche soit par la méthode des éléments finis ou par la méthode d'équilibre limite.

La profondeur du cercle du glissement est plus importante comparativement avec les lectures de l'inclinomètre qui nous indiquent 13,5 et le calcul par Plaxis qui enregistre une valeur de 14m.

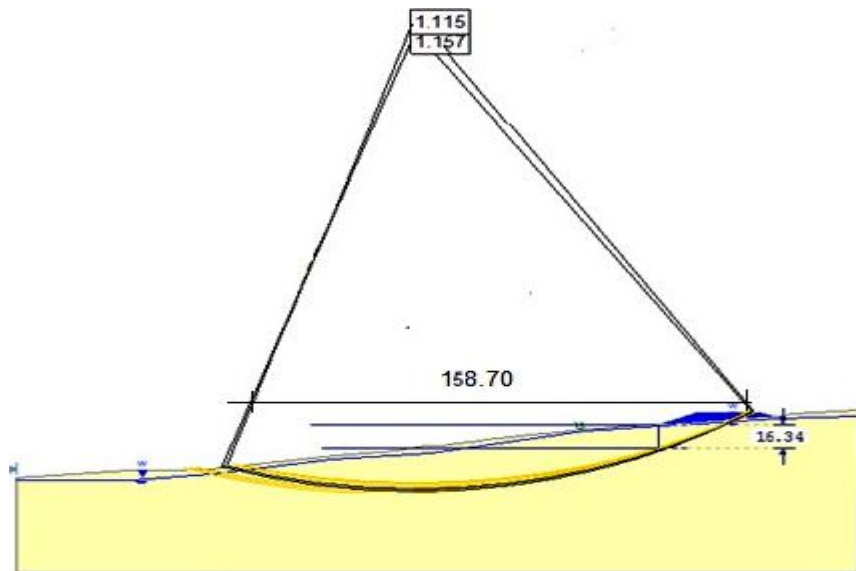


Figure 6.35. Coefficient de sécurité minimale et surface de rupture la plus probable

6.7 Conclusions

D'après les investigations géotechniques et géologiques, et suite aux analyses des résultats numériques par la méthode des éléments finis, et les résultats des inclinomètres, nous distinguons ce qui suit :

Les causes de rupture peuvent être multiples : nous pouvons penser qu'elles proviennent pour l'essentiel de la marne car les marnes étant des roches évolutives, leur comportement change en présence d'eau. La rupture du massif peut donc être attribuée à une perte de résistance au cisaillement du sol, et aussi aux travaux de remblayage tout au long de l'Autoroute.

Selon la modélisation numérique par le code Plaxis EF, la ligne de glissement se produit à une profondeur de 14 m, comparativement aux résultats de l'inclinomètre qui enregistre un cisaillement à une profondeur de 13.5m par rapport au niveau du terrain naturel.

La comparaison entre les analyses numériques par EF et les courbes de déplacement par l'inclinomètre (IC02) montre que notre modèle de référence constitue effectivement "*une approximation raisonnable*" du comportement réel du talus.

La solution de confortement qui a été proposée et adoptée, présentée par un système de mur en pieux associé à un système de drainage pour le rabattement de la nappe phréatique, a montré une amélioration notable du coefficient de sécurité (F_s), de l'ordre de 1,35, indiquant ainsi un talus stable avec des déplacements relativement réduits. Le renforcement des pentes par pieux a un effet très significatif pour augmenter les stabilités des talus.

Le suivi méthodique des déplacements de terrain (du PK210+480 au PK210+800 ; voir Figure 6.35) et des pieux pendant les travaux de remblaiement, mais également à postériori, plus de trois années après la mise en service de l'autoroute en juillet 2015, a permis de valider le modèle de conception et confirmer l'efficacité du confortement par pieux et leur position idéale.



Figure 6.36 La section de l'Autoroute en question après la mise en service

L'analyse des résultats montre que dans les cas des sols pulvérulents, l'emplacement des pieux a une valeur importante dans la stabilité des talus et la valeur du coefficient de sécurité ; par contre, dans les sols cohérents, les pieux ne jouent pas une grande importance.

Nous pouvons également conclure que dans les sols pulvérulents qui ont des cohésions inférieures à 10 kPa, la valeur du coefficient de sécurité est diminuée lorsque le pieu serait déplacé vers le bas à partir du milieu du talus.

L'influence de la position du pieu sur la valeur du coefficient de sécurité en fonction de sa position est insignifiante à partir de la cohésion supérieure d'environ de 10 kPa.

Cette partie a permis aussi de faire ressortir que la position idéale du pieu est entre le milieu et la crête de la pente dans les sols pulvérulents (cohésion de 0 jusqu'à 10 KPa).

Les résultats des valeurs de coefficient de sécurité obtenus par logiciel Slide, basé sur la méthode d'équilibre limite, donnent des valeurs proches comparativement à ceux calculés par la méthode des éléments finis implémentés dans PLAXIS.

L'étude comparative montre que le code basé par la méthode EF donne des valeurs peu réalistes comparativement avec le logiciel basé sur la méthode d'équilibre limite.

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Conclusions générales

Cette thèse s'inscrit dans le cadre général de l'analyse de la stabilité des glissement de terrain en pente avec une étude de cas réel du glissement survenu sur le tronçon de l'autoroute Est –Ouest algérien , avec un travail de recherche théorique et numérique basé sur le programme des éléments finis bidimensionnels Plaxis, qui nous a permis de proposer une modélisation et une visualisation graphique de l'instabilité du terrain, et qui a été utilisé pour prédire le comportement des pieux sous l'effet des efforts horizontaux, et étudier numériquement le mécanisme de rupture et l'interaction entre pieux / sol, et l'effet de quelques paramètres sur le facteur de sécurité tels que la position, la longueur et l'inclinaison du pieu en fonction des paramètres mécaniques du sol.

Les principales conclusions suivantes peuvent être tirées de cette recherche :

A travers l'étude bibliographique (chapitre I et II), nous avons conclu que la majorité des recherches sont théoriques ou expérimentales, lesquelles montrent que la position idéale des pieux est aux alentours du milieu du talus.

Le calcul par la méthode des éléments finis implémentés dans le code PLAXIS2D en donne des valeurs en termes de déplacement très proches de celles qui sont obtenues par les lectures inclinométriques.

Les résultats numériques obtenus par le code Plaxis basé sur la méthode des éléments finis sont plus proches à la réalité par rapport aux autres codes basés sur la méthode d'équilibre limite.

Cette recherche nous a permis de mettre en évidence que les résultats obtenus par l'analyse des deux approches (éléments finis, équilibre limite) sont plus au moins comparables malgré que leurs principes soient totalement différents.

Cette étude a permis de voir l'effet bénéfique et le rôle important de la mise en place des pieux dans la stabilité des talus. L'effet du positionnement des pieux nous a permis de retirer le modèle du talus le plus stable, et nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux stabiliser les talus.

L'étude paramétrique et les recherches numériques ont mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres géométriques tels que la longueur et l'inclinaison des pieux, sur le coefficient de sécurité.

L'emplacement des pieux par rapport à la ligne du glissement joue un rôle très important sur la stabilité du glissement et l'augmentation du coefficient de sécurité du talus.

Les résultats des recherches concernant l'emplacement des pieux sont moins concordants, mais la majorité prescrivent le milieu de la surface de glissement comme emplacement maximal, certaines de ces études préconisent de décaler cet emplacement vers le tiers supérieur de la pente pour les pentes plus raides.

Le talus existant renforcée par un mur en pieu, dont la longueur est égale à 27 m ($p_x / p = 0,50$) et la position de $L_x/L_0 \approx 45$ ($L_x/L = 0,37 \sim 0,62$), qui situé entre le Pk 210 + 480 au 210 + 800), et qui a été soutenu avec le mur en pieux positionné sur la partie supérieure par rapport au milieu de la pente, aucune fissure n'a été détectée, même si la route a été mise en service.

Cette étude démontre que la position idéale du pieu se trouve entre l'intervalle de $L_x/L=0,32$ et $0,62$ notamment dans les sols à des faibles cohésions.

Dans les cas des sols cohérents, la position des pieux n'a pas une grande influence sur l'augmentation du coefficient de la sécurité.

Pour calculer la stabilité d'un glissement de terrain renforcé par pieux, et chercher la position et la longueur idéale du pieu quelque soit les caractéristiques du sol, nous proposons de placer le pieu au milieu du cercle de glissement et sa longueur est égale à deux fois la profondeur du cercle de glissement. Ensuite, nous devons changer la position entre $L_x/L = 0.37$ à 0.62 , et faire varier la longueur ($p_x / p = 0.32$ à 0.60) jusqu'à ce que nous trouvons le coefficient de sécurité souhaitable.

Nous pouvons dire que cette étude a mis en évidence l'influence de la position des pieux sur la stabilité des talus, et que la modélisation numérique se considère en général comme une méthode de prévision pour plus de stabilité des pentes.

Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement le long de la longueur du pieu est très influencé par le rapport L_x/L . Ces déplacements décroissent avec l'accroissement de la valeur du rapport de l'emplacement du pieu.

Les efforts de cisaillement et les moments obtenus analytiquement sont toujours supérieurs par rapport à ce qui est numériquement obtenu car ils sont basés sur des méthodes classiques qui font l'hypothèse d'un déplacement de sol localisé au niveau de la surface de rupture lesquels sont largement plus importants que ceux réellement mobilisés

dans la réalité.

Nous pouvons aussi conclure que la technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème des glissements de terrain.

Perspectives

Bien que cette étude ait permis d'éclaircir certains points, concernant le confortement des glissements par pieux et l'influence de quelques paramètres, soit géotechniques ou géométriques, sur la stabilité des talus et le mécanisme de rupture ; cependant, cette étude reste loin d'être exhaustive. Par conséquent, les remarques et les recommandations qui peuvent être suivies pour la continuité de ce travail, sont :

Il est intéressant de présenter ce travail en trois dimensions (exemple ; plaxis3D) pour pouvoir intégrer l'espacement entre les pieux de la même rangée, et pour mieux comprendre le comportement du sol.

Les difficultés de modélisation des sols renforcés ne prennent pas l'influence de la méthode de construction sur le comportement de ces ouvrages, des spécifications s'avèrent nécessaires pour chaque cas de renforcement.

Il est nécessaire de généraliser cette étude sous forme de benchmarks pour valider notre calcul avec d'autres résultats, mais également aboutir à des recommandations concernant le calcul géotechnique.

Pour mieux comprendre le comportement des sols après renforcement, il est nécessaire d'introduire des instruments de surveillance lors de la réalisation de ces ouvrages.

L'analyse de la stabilité d'un glissement de terrain est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques.

Ce travail ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres (dimension du modèle, calcul élastique/calcul plastique, l'anisotropie des couches du sol, la perméabilité,...), ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres résultats.

L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sûr être encore plus importante. Ceci reste une perspective pour d'autres chercheurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Colas (G.) et Pilot .G. (1976), “ Description et classification des glissements de terrain. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, pp. 21-30.
2. Flageollet .J.C. (1989). “ Les mouvements de terrain et leur prévention. 224 p., Masson Paris (1989).
3. D. Belarbil et T. Zerdazi, (1989), Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes. Ecole Nationale des travaux publics de l'état, Lyon 1989.
4. J.Costet, G. Sanglerat, (1983), “Cour pratique de mécanique de sol”, Tom 2, Calcul des ouvrages, Livre, Edition 3, Dunod 1983.
5. G. Philipponnat, B. Hubert. (2002), Fondations Et Ouvrages En Terre, Editions 5. Eyrolles, 2002.
6. Fellenius, Wolmar. (1936), ‘‘Calculation of the stability of earth dams. In Calculation of the stability of earth dams, Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC, p.445-463.
7. Bishop, Alan. W. (1955),’’ The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 5, pp.7-17.
8. Spencer, E. (1967). ‘‘A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces’’. Geotechnique 17, pp.11-26.
9. Janbu, N. (1968), ‘‘Slope stability computations, Soil Mech. And Found. Engrg. Rep., The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.
10. Raulin P., Rouques G., Toubol A. (1974), ‘‘ Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire’’. Rapport recherche n° 36 LCPC.
11. A. Koudery. 2005.’’Stabilité des pentes’’, Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, <http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>.
12. D.W. Taylor.(1966), ‘‘Fundamentals of soil mechanics, John Wiley & sons, London, U.K, 1966
13. Faure R.M. (1985), ‘‘Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations’’. *Revue française de Géotechnique*, N : 33, pp. 49-59.
14. Meloukas. S. (2003). Analyse de la stabilité des pentes en terrain meuble Application du code de calcul Flac. Mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Département du Génie civil
15. Fredlund D.G., Krahn J. (1977),’’ Comparison of slope stability methods of analysis’’. *Can. Geot. J.* vol. 14, 1977, pp. 429-439.
16. Duncan J.M., Wright S.G. (1982), ‘‘The accuracy of the equilibrium methods of slopes stability analysis ’’. *Proc. Int. Symp. On Landslides New Delhi*, vol. 1,pp. 247-254.
17. Jean-louis Durville et al, (2008), ,’’Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble’’.
21. Bedr .S. 2008). Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables. Mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Département du Génie Civil.
18. Reiffsteck Ph , (2001), ‘‘ Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes’’

19. Des nouveaux F. (1983). "Drainage et stabilisation des pentes par la technique-des éperons. Simulation du mécanisme des écoulements sur modèles tridimensionnels analogiques". Thèse de Doctorant a l'Université de Nancy I, 1983.
20. Hutchinson J.N. (1977), Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slopes movement. Bull. I.A.E G. No.16. Krefeld (December 1977). pp. 131-155.
21. Rat. M. (1976), Drainages - Stabilité des Talus. Bull. Liaison des Labos P. et Ch. Numéro spécial III. Paris (décembre 1976).pp. 151-160.
22. Leonard S G.A. et al. (1968), Chap. 3 : Drainage. Les fondations. Dunod. Paris. pages 237-346.
23. Rat. M. (1970), Drainage et Rabattement : étude théorique. Hydraulique des sols- Bull. Liaison des Labos P. et Ch.- Numéro spécial N- Paris (Avril 1970).pp.113-126.
24. Nordine moulay zoubir. (2010). "Contribution à l'étude numérique de la stabilité des pentes sous chargement dynamique et de leur renforcement par PLAXIS 2D". Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, département du Génie Civil.
25. Ito T., and Matsui T. (1975), "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles", Soils and Foundations, 15 (4),pp. 43-59.
26. Ito T., Matsui T., and Wong W.P.1981), "Design method for stabilizing piles against landslide one row of piles", Soil and Foundations, 21 (1),pp. 21-36.
27. Reese, Lymon C, Shin-Tower Wang and Jeffrey L Fouse (1993). Use of drilled shafts in stabilizing a slope. In Use of drilled shafts in stabilizing a slope, Stability and Performance of Slopes and Embankments II, pp.1318-1332: ASCE.
28. Li, Xinpo, Siming He, Yu Luo and Yong Wu. (2011). Numerical studies of the position of piles in slope stabilization. Geomechanics and Geoengineering 6, pp.209-215.
29. Li Xinpo., Xiangjun Pei. (2012), Marte Gutierrez and Siming He., "Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis", ActaGeotechnica , (2012);7 (3), pp.253-258.
30. Hassiotis S., Chameau JL., Gunaratne M. (1997),"Design method for stabilization of slopes with piles",Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123 (4),pp. 314-23
31. Poulos H.G. (1995),"Design of reinforcing piles to increase slope stability", Canadian Geotechnical Journal , 32 (5), pp.808-818.
32. Lee C.Y., Hull, T.S., and Poulos H.G. (1995), "Simplified pile-slope stability analysis", Computers and Geotechnics, 1 (1), pp.1-16.
33. Ausilio, E, E Conte and G Dente 2001. Stability analysis of slopes reinforced with piles. Computers and Geotechnics 28, pp.591-611.
34. Nian et al.(2008), "Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils", Canadian Geotechnical Journal, 45 (4), pp.1092-1103.
35. Zeng, Sanping and Robert Liang (2002). Stability analysis of drilled shafts reinforced slope. Soils and foundations 42,pp. 93-102.
36. Thompson, MJ and DJ White (2006). Design of slope reinforcement with small-diameter piles. In Design of slope reinforcement with small-diameter piles, Advances in Earth Structures@ sResearch to Practice, pp.67-73: ASCE.
37. Chen,Wf (1975).Limit analysis and soil plasticity. In Limit analysis and soil plasticity: Elsevier: Amsterdam.
38. Jeong S., Kim B., Won J., Lee JY.(2003),"Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes", Computers and Geotechnics , (2003); 30 (8),pp.671-682.

39. Won J., et al., "Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems", *Computers and Geotechnics*, (2005); 32 (4), pp.304 – 315.
40. Chow, YK (1996). Analysis of piles used for slope stabilization. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 20,pp.635-646.
41. Ashour, Mohamed and HamedArdalan (2012). Analysis of pile stabilized slopes based on soil–pile interaction. *Computers and Geotechnics* 39,pp. 85-97.
42. Liang, R. Y., Al Bodour, W., Yamin, M., and Joorabchi, A. E. (2010). "Analysis method for drilled shaft-stabilized slopes using arching concept." *Trans. Res. Rec.* 10-3582, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC,pp. 38–46.
43. Kourkoulis, R. et al.(2011). "Slope stabilizing piles and pile-groups: Parametric study and design insights." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 137(7),pp.663–678.
44. Mindlin, R. D. (1936)" Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". *Physics* 7,pp.195-202.
45. Banerjee, P. K. and Dris coll, R. M. (1976) "Three dimensional analysis of raked pile groups", *Proc. of the institute of civil engineering*, Part 2, pp. 653-671.
46. Mendonça A. V, Paiva J. B. (2003) "An elastostatic FEM/BEM analysis of vertically loaded raft and piled raft foundation, *Engineering Analysis with Boundary Elements*", Vol. 27, pp.919-933.
47. Wei, WB and YM Cheng (2009). Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. *Computers and Geotechnics* 36,pp.1176-1185.
48. Li Xinpo., Siming He., Yu Luo., and Yong Wu. (2011), "Numerical studies of the position of piles in slope stabilization", *Geomechanics and Geoengineering*, 6 (3), pp.209-215.
49. Cai. F. Ugai. K. (2000), "numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles", *Soils and foundations*, 40 (1),pp. 73 – 84.
50. Munawir A., Dewi S.M., Zaika.Y and Soehardjono A.2013, " Bearing Capacity on Slope Modelling with Composite Bamboo Pile Reinforcement", *International journal of Engineering and Advanced Technology*, 3 (3) ,pp.150–154.
51. Güllü H. (2013), "A numerical study on pile application on slope stability", *Proceedings and International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering*", Epoka University, Tirana, Albania, 3 (2),pp. 23–25.
52. Brinkgreve. R.B.J.(2003), *Finite element code for soil and rock analysis, User manual* , Delft University of Technology & Plaxisbv, The Netherlands.PLAXIS, 2D-Version 8, 2
53. Shikou Yang, XuhuaRen, Jixun Zhang. (2011). "Study on embedded length of piles for slope reinforced with one row of piles". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3, (2),pp.167–178
54. Laudeman Steve, Chang Nien-Yin. (2004). "Finite Element Analysis of Slope Stabilization Using Piles". *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, ASCE, *Geotechnical Special Publication No. 126 Proceedings of Geo-Trans 2004*; 2,pp.2000 – 2009.
55. Ahmed Abdelaziz, Dahlia Hafez, Ashraf Hussein. (2017). "The effect of pile parameters on the factor of safety of piled-slopes using 3D numerical analysis". *HBRC Journal*, 13, (3), pp.277–285.
56. Xu, J., Li, Y. and Yang, X. (2018), "Stability charts and reinforcement with PILES in 3D nonhomogeneous and anisotropic soil slope", *Geomech. Eng.*, 14(1),pp. 71-81.
57. Hazarika H, Terado Y, Hayamizu H (2000) "A New Approach to the Finite Element Slope Stability Analysis Incorporating the Slice and the Pile Deformations Intl". *Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE) Transactions*, vol. 2, pp. 630-636.

58. Abdelaziz, A., Hafez, D. and Hussein, A. (2017), "The effect of pile parameters on the factor of safety of piled- slopes using 3D numerical analysis", HRBC J., 13 (3), pp277-285.
59. Magnan J.P., Shakhirev V. & Ejjaouani H. 1999."Comportement et modélisation de pieux rigides, de rigidité finie et souples sous charges horizontales". Comptes rendus, 124"" Congrès Européen de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Amsterdam, pp. 7-10 Juin 1999, vol. 1.