

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Option : Géotechnique

Par : SAADAOUI Ali

---

**Thème : ANALYSE PAR MODELISATION NUMERIQUE DES  
GLISSEMENTS DE TERRAIN DUS A LA CONSTRUCTION DES  
OUVRAGES D'ART.APPLICATION : CAS DE« DJBEL EL-OUAHCH »  
WILAYA DE CONSTANTINE**

---

Sous la direction de : Dr .ROUILI Ahmed

### JURY

Pr . BENMALEK M.L	Université de Guelma	Président
Dr. ROUILI Ahmed	Université de Tébessa	Rapporteur
Pr. NOUAOURIA M. Salah	Université de Guelma	Examineur
Pr. BELABED L	Université de Guelma	Examineur

Année : 2011

---

## **DJDJCACES**

---

*« Je dédie ce travail :  
à toute la famille, mon père, ma mère, et mes frères et sœurs,  
à tous les amis et proches et  
à toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin. »*

---

---

## REMERCIEMENTS

---

*«Je remercie en premier Dieu pour tout et surtout pour m'avoir donné le courage et la volonté pour reprendre les études en post-graduation.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien.*

*Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à Monsieur Ahmed ROUILI, pour avoir accepté la lourde tâche d'être le rapporteur de mon mémoire, et pour la confiance qu'il m'a accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail.*

*J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur le Professeur BENMALEK M.L pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury du mémoire.*

*Je remercie également les membres de jury Monsieur le Professeur M.Salah NOUAOURIA et le Professeur L.BELABED , d'avoir accepté d'examiner mon travail.*

*Mes remerciements s'adressent également à toutes les personnes travaillant à l'entreprise Japonaise COJAAL surtout Monsieur l'ingénieur géologue N.MENCHARE.*

*Je remercie en fin ma famille et mes amis pour leurs indispensable et chaleureux soutiens tout au long de ces années de recherche ».*

---

## Résumé

---

Certains glissements de terrain présentent, en fonction du temps, des déplacements lents et importants. L'objet de l'étude est d'analyser les causes de ces mouvements. Il s'agit d'un glissement de terrain provoqué par la réalisation de l'autoroute est-west au niveau de la zone de Djbel el-ouahch à la wilaya de Constantine.

L'étude d'un modèle de référence a été établie puis une étude paramétrique a été effectuée. Le modèle de référence ainsi obtenu est une bonne approximation de la réalité (des données inclinométriques). Dans l'étude paramétrique, plusieurs paramètres de calcul (Maillage et précisions de calcul) et plusieurs paramètres géotechniques (l'angle de frottement, la cohésion, le niveau de la nappe phréatique) ont été variés individuellement. Il ressort de cette étude que la variation des paramètres dans des fourchettes raisonnables a un effet considérable sur les déplacements horizontaux et verticaux et le coefficient de sécurité.

En fin, on a conclu que l'utilisation des procédures numériques peut procurer un moyen plus efficace et plus économique dans la conception des projets géotechniques.

**Mots clés :** Glissement- Djbel el ouahch-Constantine-autoroute -Modélisation numérique - calcul par éléments finis,le code PLAXIS V8.

---

## Abstract

---

Some landslides have, over time, slow movements and important. The purpose of this study is to analyze the causes of these movements. This is a landslide triggered by the realization of the highway East-west in the area of Djebel el-Ouahchi in the wilaya of Constantine.

The study of a reference model was established and a parametric study was conducted. The reference model thus obtained is a good approximation of reality (inclinometer data). In the parametric study, several parameters of calculation (Mesh and details of calculation) and several geotechnical parameters (friction angle, cohesion, and the level of the ground water) were varied individually.

It appears from this study that the variation of the parameters in reasonable ranges has a considerable effect on the horizontal and vertical displacements and the safety factor.

In the end, it was concluded that the use of numerical procedures can provide a more efficient and more economical in the design of geotechnical projects.

**Key words:** Landslide- Djbel el ouahch-Constantine- highway - numerical modeling - finite elements calculation, PLAXIS code.

.

## ملخص

العديد من انزلاقات التربة تقدم بدلالة الزمن انتقالات بطيئة وهامة. الهدف من هذه الدراسة هو تحليل أسباب هذه الانتقالات. الدراسة عبارة عن انزلاق تربة ناجم عن إنشاء الطريق السيار شرق-غرب على مستوى منطقة "جبل الوحش" بولاية قسنطينة. تعالج هذه المذكرة دراسة لنموذج مرجعي و دراسة لخصائصه. النموذج المرجعي الناتجة هو تقريب جيد للواقع (البيانات الانكليزومترية للموقع). في دراسة الخصائص ، العديد من الخصائص الحسابية ( التشبيك و دقة الحسابات) و العديد من الخصائص الجيوتقنية (زاوية الاحتكاك ، تماسك، ومستوى المياه الجوفية) نوعت فرديا. يبدو من هذه الدراسة أن اختلاف الخصائص في نطاقات معقولة لديها تأثير كبير على الانتقالات الأفقية والرأسية وعامل الأمان. في النهاية ، واستنتج أن استخدام الإجراءات العددية يمكن أن توفر أكثر كفاءة وأكثر اقتصادا في تصميم المشاريع الجيوتقنية.

### الكلمات المفتاحية :

انزلاق- جبل الوحش- الطريق السيار- الطرق العددية- طريقة العناصر المنتهية - البلاكسيس

---

# Table des matières

---

<b>Introduction générale</b>	1
<b>Chapitre 1 : Étude Bibliographique sur les Glissements de Terrain</b>	6
1.1 Introduction .....	6
1.2 Classification .....	5
1.2.1 Les glissements (ou « Landslide »).....	7
1.2.2 Les écroulements.....	9
1.2.3 Les coulées.....	10
1.2.4 Les fluages.....	12
1.3 La reconnaissance géologique et géotechnique des glissements de terrain.....	13
1.3.1 Remarques préliminaires.....	13
1.3.2 Données nécessaires.....	13
1.3.3 Reconnaissance des zones homogènes sur le plan des propriétés mécaniques.....	14
1.3.3.a) Observation géologiques.....	15
1.3.3.b) Prospection géophysique.....	15
1.3.3.c) Sondages mécaniques.....	17
1.3.4 Reconnaissance de la surface de glissement.....	17
1.3.4.a) Etude morphologique du terrain.....	18
1.3.4.b) L'observation sur les carottes de sondages.....	19
1.3.4.c) Les inclinomètres.....	19
1.3.4.d) Vecteur de déplacement.....	21
1.3.4.e) Variation de la teneur en eau avec la profondeur.....	21
1.3.5 Détermination de la loi rhéologique.....	23
1.3.5.a) Essais de laboratoire.....	23
1.3.5.b) Corrélations.....	24
1.3.6 Conditions aux limites hydraulique.....	25
1.3.6.a) Piézomètre ouvert.....	25
1.3.6.b) Capteurs de pression interstitielle (piézomètres fermés).....	26
1.4. Calcul de stabilité.....	27
1.4.1. Introduction.....	27
1.4.2 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite.....	28
1.4.3 Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes.....	29
1.5 Méthode d'analyse globale.....	31

1.5.1 Introduction.....	31
1.5.2 Méthode de Taylor (encore appelée méthode du «cercle de frottement »).....	31
1.5.2. a) Hypothèses.....	31
1.5.2.b) Types de rupture.....	32
1.5.3 Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent ( $\varphi = 0$ ).....	34
1.5.4 Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ( $\varphi \neq 0$ ).....	35
1.6 Méthodes par tranches : généralité.....	37
1.6.1 Introduction.....	37
1.6.2 Mise en équation du problème.....	37
1.6.3 Hypothèses diverses utilisées dans la méthode des tranches.....	39
1.7 Méthode faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranchants.....	39
1.7.1 Méthode de Bishop généralisée.....	39
1.7.2 Méthodes simplifiées.....	42
1.7.2.a) Méthode de Bishop simplifiée.....	42
1.7.2.b) Méthode de Fellenius.....	43
1.8 Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée.....	45
1.8.1 Méthodes exactes.....	45
1.8.2 Méthodes approchées hypostatiques.....	45
1.8.2. a) Méthode de Jambu.....	45
1.8.2.b) Méthode de Jambu simplifiée.....	47
1.9 Méthode faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranchants.....	48
1.9.1 Méthodes exactes.....	48
1.9.2 Méthodes approchées hypostatiques.....	51
1.10 Méthode faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement.....	51
1.10.1 Méthode de Bell.....	52
1.10.2 Méthodes des perturbations.....	53
1.11. Effets de la pression interstitielle.....	57
1.11.1 Généralités.....	57
1.11.2 Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols.....	58
1.11.3 Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau.....	60
1.11.4 Méthodes de calcul en rupture plane.....	66
1.12 Réflexion et conclusion générale sur les calculs à la rupture.....	71
1.12.1 Choix de la méthode de calcul.....	71
1.12.2 Limite des méthodes de calcul.....	71

1.12.3 Rupture progressive des pentes.....	72
1.12.4 Choix des caractéristiques $c$ et $\varphi$ .....	74
1.12.5 Choix du poids spécifique à adopter pour le calcul de $W_i$ .....	75
1.12.6 Le coefficient de sécurité à l'équilibre limite.....	75
1.12.7 Utilisation des programmes de calcul.....	77
1.12.8 Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de stabilité.....	77
<b>Chapitre 2 : Pratique des éléments finis en géotechnique</b>	<b>78</b>
2.1 Introduction.....	79
2.2 La méthode des éléments finis.....	79
2.2.1 L'histoire en bref de la méthode des éléments finis.....	79
2.2.2 Concepts de base.....	80
2.2.3 Calculs par la MEF.....	80
2.3 PLAXIS.....	82
2.3.1 Introduction au programme PLAXIS.....	82
2.3.3 Les modèles de sol incorporent dans le Plaxis code.....	84
2.3.3.1 Modèle élastique linéaire.....	84
2.3.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	86
2.3.3.3 Modèle de sol avec écrouissage ( <i>Hardening Soil Model</i> ).....	91
2.3.3.4 Modèle pour sols mous ( <i>Soft Soil Model</i> ).....	97
2.3.3.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps ( <i>Soft Soil Creep Model</i> ).....	101
2.4 Conclusion.....	104
<b>Chapitre 3 : Établissement d'un modèle de calcul de référence</b>	<b>105</b>
3.1 Introduction.....	106
3.1.1 Présentation du site.....	107
3.2 Résultat des investigations.....	109
3.2.1 Observation topographique du déplacement sur les piquets cible (prisme réflecteurs).....	109
3.2.2 Résultats inclinométrique.....	113
3.2.3 Situation des eaux souterraines.....	117
3.2.4 Mécanisme et étapes historiques de la survenance du glissement.....	120
3.3 Développement du modèle numérique.....	126
3.3.1 Présentation du problème de référence de Djbel El-Ouahch.....	126
3.3.2 Modélisation du sol.....	129
3.3.3 Présentation du modèle aux limites.....	130

3.4 Résultats de la simulation .....	132
3.4.1 Champ de déplacements.....	133
3.4.2 Déplacements horizontaux.....	134
3.4.3 Coefficient de sécurité dans les conditions initiales.....	134
3.4.4 Analyse et comparaison.....	135
3.5 Conclusion.....	136
<b>Chapitre 4 : Étude paramétrique</b> .....	<b>137</b>
4.1 Introduction.....	138
4.2 Effet des paramètres de modélisation.....	138
4.2.1 L'influence de la finesse du maillage.....	138
4.2.1.1 L'influence de finesse du maillage sur le coefficient de sécurité.....	139
4.2.1.2 L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus.....	139
4.2.1.3 Influence de la finesse du maillage sur les déplacements de la pente.....	140
4.2.1.4 Conclusion sur influence de la finesse du maillage.....	141
4.2.2 Influence de la précision des calculs.....	141
4.2.2.1 Influence de la précision des calculs sur le coefficient de sécurité.....	142
4.2.2.2 Influence de la précision des calculs sur les tassements.....	142
4.2.2.3 Influence de la précision des calculs sur les déplacements de la pente .....	143
4.2.2.4 Conclusion sur l'influence de la précision de calcul.....	143
4.3 Influence des paramètres géotechniques.....	143
4.3.1 Influence de l'angle de frottement.....	143
4.3.1.1 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.....	144
4.3.1.2 Influence de l'angle de frottement sur le les tassements .....	144
4.3.1.3 Influence de l'angle de frottement sur le les déplacements.....	145
4.3.1.4 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement.....	145
4.3.2 Influence de la cohésion.....	145
4.3.2.1 Influence de cohésion sur le coefficient de sécurité.....	145
4.3.2.2 Influence de cohésion sur le tassement .....	146

4.3.2.3 Influence de cohésion sur le déplacement.....	147
4.3.2.4 Conclusion sur l'influence de cohésion.....	147
4.3.3 Influence de la fluctuation de la nappe phréatique.....	147
4.3.3.1 Influence sur le coefficient de sécurité.....	147
4.3.3.2 Influence sur les tassements.....	148
4.3.3.3 Influence sur les déplacements.....	149
4.3.3.4 Conclusion sur l'influence de la fluctuation de la nappe.....	149
<b>Chapitre 5 : Méthode de confortement et application sur le site</b>	<b>150</b>
5.1 introduction: .....	151
5.2 Méthodes de confortement des talus: .....	151
5.2.1 Drainage:.....	151
5.2.1.1 Types de drainage: .....	151
5.2.1.2 Domaine d'utilisation.....	154
5.2.2 Modifications géométriques: .....	155
5.2.2.1 Déchargement: .....	155
5.2.2.2 Reprofilage:.....	156
5.2.2.3 Substitution: .....	156
5.2.3 Organes résistants en pied:.....	156
5.2.3.1 Les ouvrages de soutènement: .....	156
5.2.3.2 Ouvrages de soutènements souples.....	157
5.2.4 Méthode de renforcement des sols par :.....	158
5.2.4.1 Technique de renforcement par clouage : .....	158
5.2.4.2 Technique de renforcement par géotextiles:... ..	159
5.2.4.3 Durabilité et comportement à long terme: .....	161
5.3 Etude du confortement du site étudié:.....	161
5.3.1 Comparaison des options des travaux préventifs contre glissement.....	161
5.3.1.1 Type de travaux .....	161
5.3.1.1.1 Terrassements et drainage .....	161

5.3.1.1.2 Terrassements et drainage avec renforcement du sol.....	164
5.3.2 Sélection des travaux préventifs.....	165
5.3.3 Calcul et vérification.....	167
5.3.4 Aperçu des travaux préventifs.....	168
5.3.4.1 Butée de terre au bord de la route.....	168
5.3.4.2 Allègement de la tête .....	169
5.3.4.3 Drainage des eaux superficielles.....	170
5.3.4.4 Rabattement de la nappe au bord de la route.....	172
<b>Conclusions générales et recommandations</b>	174
<b>Bibliographie</b>	177
<b>Annexes</b>	180
<b>Annexe : PLAXIS version 8 :</b> caractéristiques.....	181

---

# Liste des figures

---

## Chapitre 1

1.1 : Glissement plan	7
1.2 : Glissement rotationnel	7
1.3 : Diverses phases d'un mouvement de terrain	8
1.4 : Type d'éroulement	9
1.5 : Schéma d'une coulée	11
Schéma d'un versant affecté de solifluxion	12
1.6 : Glissement D'El Biar (Alger)	13
1.7 : Ensembles des paramètres régissant la stabilité	14
1.8 : Forme générale d'un glissement de type (landslide) (d'après J. P Bombard, 1968)	19
1.9 : Principe des calibres	20
1.10 : Détermination de la surface de glissement	21
1.11 : Variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur glissement de Bellevue (Constantine)	22
1.12 : Diagramme de Bottero (1971)	24
1.13 : Exemple de forage équipé en piézomètres	25
1.14 : Principe de fonctionnement d'un piézomètre électrique à diaphragme	26
1.15 : L'équilibre dans le sol	27
1.16 : Représentation d'un talus de sol homogène, isotrope, sans eau	29
1.17 : Répartition des contraintes	32
1.18 : Cercle critique (Cercle critique Pied)	32
1.19 : Cercle critique (cercle de flanc de talus)	33
1.20 : Cercle critique (à mi pente)	33
1.21 : Abaque de Taylor	34
1.22 : Relation entre l'angle du talus $\alpha$ et les paramètres $c$ et $\phi$	35
1.23 : Relation entre l'angle de talus $\alpha$ et le coefficient de profondeur $\lambda$	36
1.24 : Relation entre l'angle du talus $\beta$ et le coefficient $N_s$ pour différentes valeurs de $\phi$	36
1.25 : Méthodes des tranches	37

1.26 :Méthode de Fellenius	44
1.27 :Méthode de JUMBU - forces en présence	46
1.28 :Abaque du coefficient correcteur de Junbu	49
1.29 :Forces en présence	48
1.30 :Méthode de BELL	52
1.31 :Méthode des perturbations : Notations	53
1.32 :Méthode de Rajot	54
1.33.Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau	60
1.34 :Méthode des perturbations	64
1.35 :Méthode des perturbations : notation	64
1.36 : Rupture plane sans écoulement d'eau	67
1.37 :L'équilibre du sablier	68
1.38 :Rupture plane avec écoulement d'eau	68
1.39:la pression interstitielle $u$ à la base de la tranche	69
1.40 : Rupture progressive des pentes	73
1.41 :Orientation des échantillons par rapport à la surface de glissement	74
<b>Chapitre 2</b>	
2.1 Organigramme de la structure du Plaxis code	84
2.2 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	85
2.3 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	86
2.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	87
2.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	87
2.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr – Coulomb	88
2.7 :Définition du module à 50 % de la rupture	89
2.8 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	91
2.9 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model	92
2.10 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model	93

2.11 : Représentation du HSM dans le repère contrainte- déformation	94
2.12 : Définition du module oedométrique tangent	95
2.13 : Définition de l'angle de dilatance	95
2.14 : Forme des surfaces de charge du HSM	96
2.15 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent	96
2.16 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	98
2.17 : Fenêtre des paramètres du SSM	100
2.18: Fenêtre des paramètres avancés du SSM	101
2.19 : Effet du temps sur les essais oedométriques	101
2.20:Diagramme des cercles $p_{eq}$ dans le plan p-q	102
2.21 : Fenêtre des paramètres du SSCM	103
2.22 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM	104

### **Chapitre 3**

3.1 :Vue global sur le glissement de terrain	107
3.2 :Situation du glissement de terrain	108
3.3 :Plan de situation de la zone glissante	109
3.4 :Plan de situation des investigations	111
3.5 :Mesure du tassement au niveau du remblai de la section courante	112
3.6 :Niveau des eaux souterraines	112
3.7 :Graphique de la progression du déplacement des points	113
3.8:Graphique de précipitation et volume remblayage pour butée	113
3.9 :Localisation des inclinomètres	114
3.10 :Résultat de l'inclinomètre IN-4	115
3.11:Résultat de l'inclinomètre IN-2bis	116
3.12 :Résultat de l'observation des eaux souterraines	118
3.13 :Lignes de partage et ruissellement	119
3.14 : Ruissellement superficielle et niveau des eaux souterraines autour du bloc de glissement au	

portail nord du Tunnel 1	119
3.15 :Ere de soulèvement	120
3.16 :Survenance du glissement massif du cap-rock	120
3.17 : Stabilisation de la masse glissée	121
3.18 :Effondrement de la tête du bloc et glissement des rives des oueds dans le bloc de glissement	121
3.19:Glissement de terrain sur le versant en face	122
3.20:Ere de transport et d'accumulation des argiles depuis d'autres bassins versants	122
3.21 :survenance du glissement massif du à la construction de route	123
3.22 :Coupe géologique en 3D du profil principale	126
3.23: Géométrie du modèle	126
3.24 : Maille d'élément finis typique et conditions limites de déplacement	128
3.25: Points de contraintes du modèle numérique	128
3.26:Nœuds du modèle numérique	129
3.27 : Répartition des contraintes initiales hydrostique	130
3.28 : Répartition des pressions interstitielles initiales	131
3.29: Maillage déformé	133
3.30 : Déplacement total	133
3.31 : Déplacements horizontaux	134
3.32 :Incrément de déformation	134
3.33:Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Phase2)	135
3.34 : Valeur du coefficient de sécurité $M_{sf}=0.7029$	135
3.35 : Déplacements horizontaux en fonction de la profondeur	135

## **Chapitre 4**

4.1 Influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité	139
4.2 Influence de la finesse du maillage sur le tassement	140
4.3 Influence de la finesse du maillage sur les déplacements de la pente	140

4.4 Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique	141
4.5 Influence de la précision de calcul sur le coefficient de sécurité	142
4.6 Influence de la précision de calcul sur les tassements	142
4.7 Influence de la précision de calcul sur les déplacements de la pente	143
4.8 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité	144
4.9 Influence de l'angle de frottement sur tassement	144
4.10 Influence de l'angle de frottement sur les déplacements	145
4.11 Influence de cohésion sur le coefficient de sécurité	146
4.12 Influence de cohésion sur le tassement du talus	146
4.13 Influence de cohésion sur le déplacement de la pente	147
4.14 Influence de la fluctuation de la nappe sur le coefficient de sécurité	148
4.15 Influence de la fluctuation de la nappe sur les tassements	148
4.16 Influence de la fluctuation de la nappe sur les déplacements	149

## **Chapitre 5**

5.1 Eperon drainant	152
5.2 Masque drainant	152
5.3: Galerie drainante	153
5.4: Types d'éperons drainants	153
5 .5: Tranchée drainante	154
5.6: Pente modifiée par déchargement de la masse glissante	155
5.7: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	157
5.8 : Dispositif du tirant d'ancrage	158
5.9 : Mise en œuvre du géotextile	160
5.10 : Aperçu graphique de l'option n°1	162
5.11 Aperçu graphique de l'option n°2	163
5.12 :Aperçu graphique de l'option n°3	164
5.13 Plan des travaux préventifs	165

5.14 Localisation	166
5.15 Profils des travaux préventifs	166
5.16 Simulation des travaux préventifs	167
5.17 Coefficient de sécurité après travaux préventifs	168
5.18 Localisation de la butée de terre	169
5.19 Bloc de glissement principal et bloc de glissement secondaire	170
5.20 Localisation des différents travaux de drainage des eaux superficielles	171
5.21 Type des ouvrages d'assainissement des eaux superficielles	171
5.22 Partie déjà projetée du béton	172
5.23 Partie non projetée du béton	172
5.24 Exemple de drainage horizontal (à réaliser en fonction de besoin)	173
5.25 Parties projetée ou non du béton	173

---

# Liste des tableaux

---

## Chapitre 1

1.1 Exemples d'écroulements	10
1.2 Exemples des paramètres dévaluations des coulés	11
1.3 Résistivité de quelques matériaux	16
1.4 Exemple : Essai triaxiaux sur une argile glaciaire (Devareux, 1968)	23

## Chapitre 2

2.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement $\lambda$ et $k$	98
---	----

## Chapitre 3

3.1. Récapitulatif des résultats des mesures inclinométrique	117
3.2. Paramètres de modélisation du sol	129

---

## Notations et abréviations

---

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

### **Lettres Grecques**

$\gamma_{dry}$	: Poids volumique Humide.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{wet}$	: Poids volumique saturé.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\delta$	: Déplacement unitaire.	[m]
$\epsilon_v$	: Déformation volumique.	[m <sup>3</sup> ]
$\kappa^*$	: Indice de gonflement.	[-]
$\lambda^*$	: Indice de compression.	[-]
$\mu^*$	: Indice de fluage.	[-]
$\nu$	: Coefficient de Poisson.	[-]
$\nu_u$	: Coefficient de Poisson ultime.	[-]
$\nu_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge.	[-]
$\sigma$	: Contrainte.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_n$	: Contraintes normales.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{tension}$	: Résistance à la traction.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	: Contraintes de cisaillement (tangentielle).	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	: Seuil de la contrainte tangentielle.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\phi$	: Angle de frottement interne du sol.	[°]
$\phi_u$	: Angle de frottement ultime.	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance du sol.	[°]

### **Lettres Latines**

$c$	: Cohésion du sol.	
$d$	: Épaisseur équivalente.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$H$	: Profondeur.	[m]
$e$	: Épaisseur.	[m]
$E$	: Module d'Young.	[m]
$E_{increment}$	: Augmentation de la rigidité.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{50}^{ref}$	: Module sécant dans un essai triaxial.	[kN/m <sup>2</sup> /m]
$E_{oedd}^{ref}$	: Module tangent dans un essai oedométrique.	[kN/m <sup>2</sup> ]
		[kN/m <sup>2</sup> ]

$E_{ur}^{ref}$	: Module en décharge.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$EA$	: Rigidité normale.	[kN/m]
$EI$	: Rigidité de flexion.	[kNm <sup>2</sup> /m]
$f_i$	: Force de volume.	[kN]
$F$	: Force.	[kN]
$p$	: Précontrainte de tirant.	[kN/m]
$G$	: Module de cisaillement.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G_u$	: Module de cisaillement ultime.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G'$	: Module de cisaillement effectif.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$k$	: Coefficient de réaction.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$[K]$	: Matrice de rigidité.	[-]
$K_0$	: Coefficient des terres au repos.	[-]
$K_x$	: Perméabilité horizontale.	[m/jour]
$K_y$	: Perméabilité verticale.	[m/jour]
$L$	: Longueur.	[m]
$L_s$	: Espacement.	[m]
$m$	: Puissance.	[-]
$M$	: Paramètre en fonction de $K_0$ et $n$ .	[-]
$n$	: Porosité.	[-]
$OCR$	: <i>Over-Consolidation Ratio</i> (degré de surconsolidation).	[-]
$p$	: Pression.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_{ref}$	: Contraintes de référence.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R_f$	: Coefficient à la rupture $q_f/q_a$ .	[-]
$R_{inter}$	: Facteur de Rigidité de l'interface.	[-]
$S$	: Surface.	[m <sup>2</sup> ]
$T_i$	: Force de surface.	[kN]
$U$	: Déplacement	[m]
$\Delta U$	: Déplacement relatif.	[m]
$\Delta U_n$	: Déplacements relatifs normal.	[m]
$\Delta U_t$	: Déplacements relatifs tangentiels.	[m]
$\Delta u_w$	: Surpression interstitielle.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_t$	: Champ des déplacements cinématiquement admissibles.	[-]
$w$	: Poids.	[kN/m/m]

### ***Abréviations***

*: Hardening Soil Model.*

*HSM* : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

*LCPC* : Méthode des Eléments Finis.

*MEF* : *Soft Soil Creep Model.*

*SSCM* : *Soft Soil Model.*

*SSM*

# **Introduction générale**

## 1- GENERALITE

Les catastrophes naturelles sont de plus en plus fréquentes et sont à l'origine de conséquences socio-économiques souvent graves et coûteuses. La prévision de ces risques, notamment en ce qui concerne les glissements de terrain, est dès lors indispensable.

Plusieurs études de stabilité des pentes ont montré qu'un glissement de terrain se produit en général lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, dépassent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Dans le chapitre 1, nous allons présenter quelques méthodes basées sur la définition de surfaces de rupture le long desquelles on suppose que les propriétés de résistance maximale au cisaillement du sol sont mobilisées : il s'agit des approches cinématiques, en analyse limite ou en calcul à la rupture. Les méthodes classiques (méthode ordinaire des tranches de Fellunus, 1939 ; méthode modifiée de Bishop, 1955 ; par exemple) se base en générale sur le critère de rupture de Mohr-coulomb, Certains glissements de terrain présentent, en fonction du temps, des déplacements lents de quelques dizaines de centimètres par an. Ces risques naturels restent, en grande partie, inexpliqués dans le cadre des méthodes classiques. L'expérience géotechnique a montré que ces glissements sont parfois initiés ou amplifiés par la présence d'ouvrages d'art. La conception d'ouvrages génie civil aux alentours d'un terrain instable affecte de manière directe la géométrie du site, les conditions aux limites, les conditions de chargement et parfois les conditions de drainage (hydraulique). Ce genre de problèmes ne peut être étudié par les méthodes classiques du faite de la nécessité absolue du phasage des conditions du modèle.

Dans cette problématique, la modélisation numérique doit être pertinente et prédictive. Les ingénieurs sont familiers avec les concepts et calculs qui concernent les contraintes dans les matériaux, mais ce qui compte le plus c'est le comportement apparent et les mouvements et les déformations qui causent les dommages et les dangers.

L'expérience en recherche a montré que les structures réelles et les sols supportés par ces structures se comportent de manière que nous devons supposer pour pouvoir obtenir des solutions aux problèmes que pose l'engineering. Parmi ces méthodes, la méthode des éléments finis qui est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénieur. Elle est devenue un outil de travail, calcul et conception quotidien voir familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structure, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, les écoulements souterrains....etc.

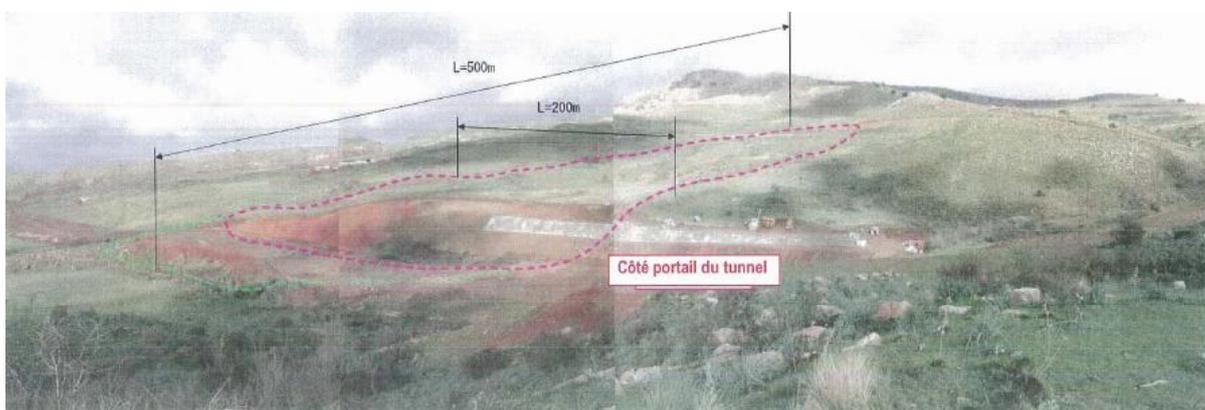
Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il

est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

## 2- Problématique et objectif :

En Novembre 2007, lors de l'exécution de déblai, dont la hauteur maximale est de 30m environ, sur le sol naturel devant le portail nord du Tunnel 1, un glissement de terrain massif s'est produit derrière la zone à déblayer. La superficie glissée s'étend jusqu'à 100 000 m<sup>2</sup> (500x200m), et la profondeur de glissement se situe à 43m. Après avoir pris les mesures d'urgence au moyen de la butée de terre immédiatement Après la survenance, les investigations ont été réalisées et sont toujours en cours au moyen notamment des levés topographique sur les prismes réflecteurs, des forages, et des mesures inclinométrique et piézométriques.

Les investigations sur le glissement ont commencé le mois de Décembre 2007 par le levé topographique sur les prismes réflecteurs après la découverte des fissurations en Novembre, suivies des observations du niveau de la nappe utilisant les puits de forage et des mesures inclinométrique qui ont débuté en Janvier 2008. Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, le levé topographique sur les prismes a été renforcé par l'augmentation des points d'observations. Pour ce qui est des inclinomètres, les puits ont été renforcés jusqu'à 12 par les forages additionnels réalisés afin d'éclaircir le mécanisme du glissement.



Selon le concept de la modélisation, il est proposé le développement d'un modèle numérique pour simuler le comportement du prototype (le terrain glissé). Le développement du modèle numérique pour cette analyse a été développé en utilisant le code des éléments finis pour l'analyse des sols. Nous allons aborder la modélisation numérique bidimensionnelle en milieu continu, visant à simuler le comportement observé d'un problème réel 'full scale'. Il s'agit du cas de DJBEL EL-OUAHCH dans la ville de Constantine qui a subi, de nombreux désordres lors des travaux de réalisation du grand projet de l'autoroute Est-West.

L'identification des mouvements longs constitue actuellement un enjeu important pour les problèmes du domaine de l'ingénieur. De nouvelles approches sont nécessaires pour tenir compte de ces modes de ruptures particuliers. Dans cette perspective, les objectifs fixés pour cette investigation peuvent être résumés comme suit :

- a) Le développement et validation d'un modèle numérique pour simuler le phénomène de glissement d'un terrain, considéré dans cette investigation comme site 'réel' de référence.
- b) L'utilisation d'un code de calcul pour le développement d'un modèle en éléments finis qui permet la simulation du 'comportement' global du site en terme contraintes et déformations. Le développement du modèle doit prendre en considération la géométrie du site de référence, les conditions aux limites, les conditions de chargement et les conditions hydrauliques ainsi que les conditions initiales.
- c) Une fois le modèle numérique ajusté et les résultats obtenus sont comparables aux résultats réels (selon le concept de validation utilisé, par confrontation), une étude paramétrique est réalisée. L'effet sur le comportement de quelques paramètres pouvant influencer le comportement du terrain est considéré. Ceci peut être utile à mieux comprendre le mode de comportement de ce type de terrain et à bien prévoir une méthode de confortement fiable.

### **3) Plan du mémoire:**

**Introduction générale.**

**Chapitre 1 :** Etude bibliographique sur les glissements de terrain.

**Chapitre 2 :** Pratique des éléments finis en géotechnique.

**Chapitre 3 :** Établissement d'un modèle de calcul de référence.

**Chapitre 4 :** Etude paramétrique.

**Chapitre 5 :** Méthodes de confortement et application sur le site.

**Conclusion générale.**

**Bibliographie.**

**Annexe.**

## **Chapitre 1 :**

# **Étude Bibliographique sur les Glissements de Terrain**

## 1.1 Introduction

Quand la terre glisse, le sol à la tête d'un talus naturel a tendance à subir un mouvement progressif vers le bas. Le glissement est provoqué lorsque les contraintes de cisaillement ( $\tau$ ) sont égales à la résistance au cisaillement du sol ( $\tau_r$ ) le long d'une surface relativement continue.

La rupture en un point "x" dans la masse de sol ne veut pas nécessairement dire que le sol est instable. L'instabilité résulte uniquement lorsque la rupture est produite à un certain nombre de points définissant une surface sur laquelle le mouvement peut se produire.

L'étude de la sécurité d'une masse de terre contre la rupture ou le mouvement est appelée étude de stabilité. L'analyse de la stabilité doit être faite pour la conception des structures en terre, la réparation et la correction des ruptures.

## 1.2 Classification

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrains basés sur des critères tels que :

- La nature du talus (talus de déblais, de remblais, ou versant naturel).
- La nature du terrain, ses caractéristiques géométriques ( matériau pulvérulent, cohérent).
- La forme de la surface de rupture (plane, cylindrique, en dièdre.....)
- Le volume concerné (glissement superficiels ou profonds, rupture d'un flanc de fosse ou d'un gradin).
- L'âge de la rupture (glissement ancien ou récent ).
- La cause de la rupture (pression hydrostatique, tremblement de terre).
- Les conséquences de la rupture.
- Le mécanisme de la rupture (translation, rotation...)

La grande diversité des critères choisis ; souvent motivée par la spécialité des auteurs, (critères géologiques ;critères d'âge de du glissement , critères géomorphologiques, mécaniques... )est telle que de très nombreuses classifications sont possibles.

En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de telle façon que cela évoque certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettra de les retrouver.

Celle qui est présentée ci-dessous est agréée par le comité international de la géologie de l'ingénieur (Nemcoka, Pasek,Rybar,1972)

Elle distingue quatre classes :

- Les glissements
- les écroulements
- les fluages
- les coulées.

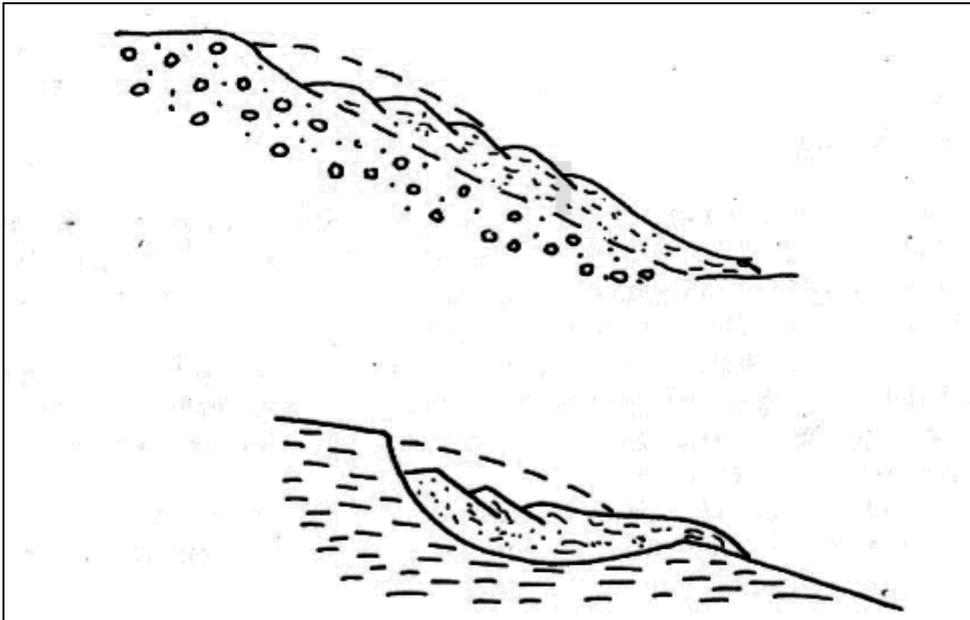
### 1.2.1 Les glissements(ou « Landslide »)

Ces mouvements de terrain ont lieu le long d'une surface définie et sans déformation interne importante.

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement :

- Les glissements le long d'une surface relativement plane,
- Les glissements rotationnels le long d'une surface ayant l'allure générale d'une cuillère sphérique.

Dans un très grand nombre de cas, il faut cependant noter que les mouvements ne se réduisent pas à l'un ou à l'autre de ces types mais résultent d'une composition plus ou moins complexe des deux.



**Fig 1.1 : glissement plan**

**Fig 1.2 : glissement rotationnel**

En considérant la longueur du glissement  $L$  et son épaisseur,  $D$  Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissement :

- Si  $D/L < 0.15$ , le glissement de translation prédomine
- Si  $0.15 < D/L < 0.35$  on considère que la rupture a lieu par rotation.

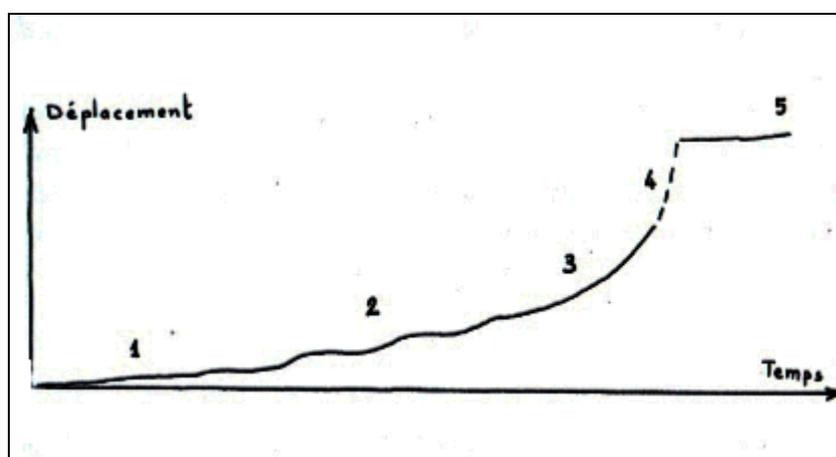
Quelle qu'en soit la variété, cette classe de mouvement se caractérise dans son aspect morphologique par une crevasse de départ ou *niche d'arrachement*. la masse glissée est d'autant plus crevassée et affectée de bourrelets que la surface est moins circulaire.

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes ; ces volumes sont limités par des fissures en générales visibles en surface. Malgré cela, la déformation interne est en moyenne faible dans chaque volume limité par des fissures.

La majorité des glissements au sens strict ont lieu dans des terrains meubles (plus particulièrement argileux) autrement dit dans des « sols » par opposition aux « roches ».

La surface des glissements peut, soit se situer dans un seul niveau lithologique faisant office de la zone de faiblesse soit recouper des terrains de nature différente.

En ce qui concerne la vitesse de ces mouvements on peut donner le schéma suivant :



**Fig 1.3 : diverses phases d'un mouvement de terrain**

- La phase 1 correspond à des mouvements à vitesse pratiquement constante , en général faible (quelque mm/an à quelque cm/an) qui peuvent durer très longtemps (10 à 50 ans). C'est le cas pour de nombreuses pentes proche de la limite de stabilité et où des mesures précises montrent qu'il existe en fait de tels mouvements se traduisant par des désordres sur les ouvrages ou les habitations , mais tant que le comportement reste identique il n'y a pas danger imminent de catastrophe .
- La phase 2 pourrait être considérée comme une variante de la phase 1. Lorsque les mouvements ont globalement une vitesse constante, mais avec des détails de phase d'activité et d'arrêt en correspondance avec les variations du niveau d'eau dans le terrain.

On peut dire que ce type de mouvement est vraisemblablement le plus commun. Les vitesses moyennes sont très variables (de 1cm à 50cm/an). Cette phase peut durer de siècles.

- La phase 3 est une phase d'accélération continue menant à la rupture (grande vitesse), sa durée est limitée (quelques jours à 2 ou 3 mois).
- La phase 4 est celle des mouvements rapides catastrophiques au cours de laquelle il se produit un réajustement des masses conduisant à un nouvel état d'équilibre, en général plus stable que le précédent. Cependant on n'est pas à l'abri de reprise de mouvements ultérieurs.

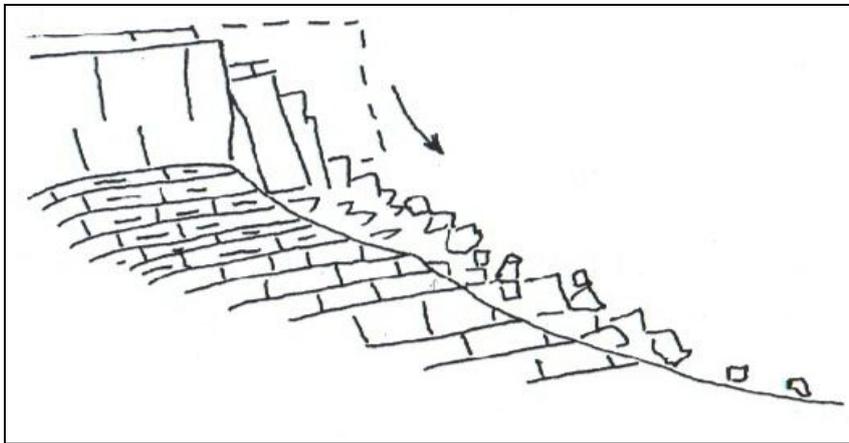
### Remarques

- Les étapes décrites ne surviennent pas obligatoirement les unes après les autres.
- On peut avoir plusieurs cycles successifs dans l'histoire d'un glissement lorsque certaines conditions se modifient dans le temps.

### 1.2.2 Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes.

L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes s'étendant sur plusieurs kilomètres.



**Fig 1.4 : Type d'écroulement**

L'existence d'une surface de faiblesse permettant le départ et limitant la masse de l'écroulement ne fait aucun doute de même que la forte déformation du matériau. Ceci se traduit par une zone de départ bien visible (roche de couleur différente du reste du versant) correspondant ; en général, à des fissures préexistantes et un chaos de blocs de toutes tailles s'accumulant au pied du versant. Les matériaux sont beaucoup plus gros que les éboulis.

Les terrains donnant lieu à des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former des hautes falaises (calcaires, roches cristallines et cristallophylliennes).

Les vitesses des écroulements sont très rapides, tout au moins dans les phases de rupture. Bien qu'aucun écroulement n'ait été mesuré avant la rupture. Il est logique de penser que la vitesse d'ouverture des fissures doit être d'abord faible et constante puis tout à coup façon beaucoup plus rapide que dans les glissements. Ceci est dû au fait que les matériaux donnant lieu à des écroulements sont en moyenne plus fragiles (dans leurs conditions naturelles) que ceux des glissements.

Enfin les masses concernées sont variables. Il existe de petits écroulements d'un millier de m<sup>3</sup> à côté d'autres atteignant plusieurs centaines de millions de m<sup>3</sup>.

Voici quelques exemples

Sawtooth Ridge	Montana(USA)	600 millions de m <sup>3</sup>
Mont Granier	Savoie(France)	150 millions de m <sup>3</sup>
Elm	Suisse	9 millions de m <sup>3</sup>

**Tab.1.1. Exemples d'écroulements.**

Il faut noter que les grandes masses et leur départ très brutal (C'est le mouvement dont le départ le plus brutal) font des écroulements un phénomène très dangereux auquel sont soumises toutes les parois des roches dures. On a tendance à en oublier l'éventualité du fait de leur rareté.

### **1.2.3 Les coulées**

Cet autre type de mouvement à forte déformation interne diffère du précédent par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux. Il concerne des matériaux meubles généralement saturés.

On peut observer une limite nette entre les matériaux de la coulée et ceux du terrain resté en place, laquelle se traduit par une cohésion beaucoup plus forte de ce dernier ainsi que par une discontinuité des vitesses. La déformation interne est très importante et on ne peut retrouver aucune structure du terrain ayant donné naissance à la coulée.

Les coulées se caractérisent par des formes allongées (L/D grand) sur des pentes même faibles ; certaines atteignent plusieurs kilomètres de long.

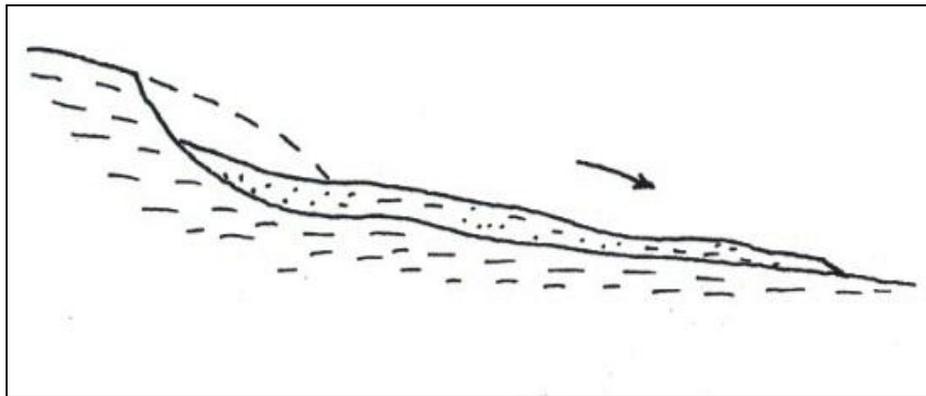
Skempton (1969) en donne quelques exemples:

Site	Pente	Période d'observation	Vitesse moyenne
Beltinge	7°	3 ans	8 m/an
Stnonebarrow Down	9°	2.5 ans	18 m/an
Mont Chauzu	8.5°	20 ans	25 m/an

**Tab.1.2. Exemples des paramètres dévaluations des coulées .**

Elles sont souvent localisées dans des talwegs dont elles suivent le cours, mais peuvent parfois affecter des versants.

Leurs matériaux sont généralement des matériaux meubles (argiles, limons, terrains d'altération) saturés



**Fig 1.5 : Schéma d'une coulée**

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvements ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie.

La coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers.

Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de m<sup>3</sup>.

#### **1.2.4 Les fluages**

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En effet ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche de la rupture du sol l'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture:

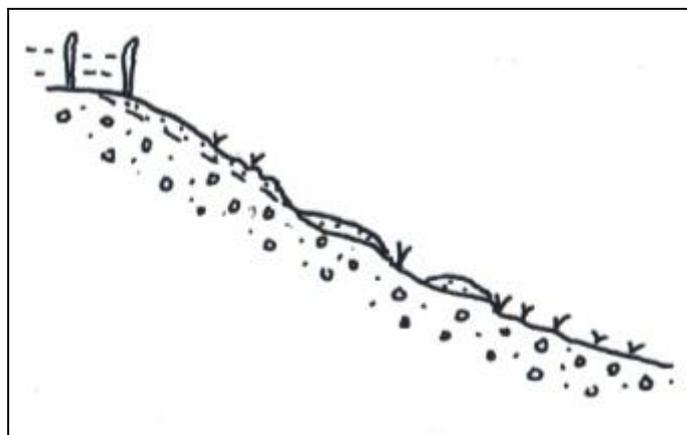
- les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses sont faibles.

- on peut mettre en évidence de surface de rupture.

Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

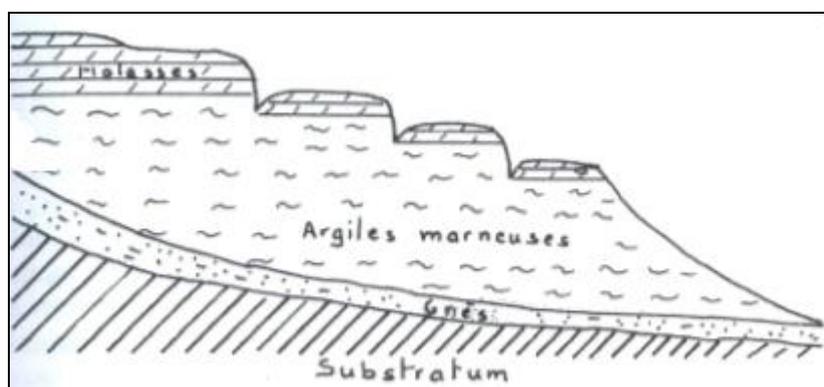
Un cas spécial de fluage est la *solifluxion*. Ce phénomène est la conséquence des climats périglaciaires. Lors du dégel la teneur en eau du matériau croît superficiellement et les mouvements s'accroissent, ce phénomène peut présenter deux aspects :

- glissement superficiel du manteau d'altération (solifluxion)
- reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.



**Fig 1.6 : Schéma d'un versant affecté de solifluxion**

On peut citer le célèbre glissement D'El Biar à Alger qui trouve son origine, d'une part dans un fluage par gravité de l'ensemble de la masse argileuse surmontant le substratum gréseux, d'autre part dans une extrusion de cette argile sous l'effet de la décharge des compartiments de molasse qu'elle transporte.



**Fig 1.7 : glissement D'El Biar (Alger)**

### 1.3 La reconnaissance géologique et géotechnique des glissements de terrain

#### 1.3.1 Remarques préliminaires

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

### 1.3.2 Données nécessaires

En générale les questions posées peuvent se ramener à trois:

- Comment prévoir l'évolution de tel mouvement ?
- Comment stabiliser telle pente qui est en glissement ?
- Comment réaliser tel projet sur des pentes sans compromettre l'équilibre ?

Pour résoudre pratiquement les problèmes de glissements de terrain, nous suivons la logique de la mécanique des milieux continus, laquelle nous indique ce que nous avons à connaître (Devreux, 1970).

1. Les lois rhéologiques propres à chaque corps, c'est-à-dire les propriétés mécaniques des matériaux (essentiellement sur la surface de glissement).
2. Les conditions aux limites:
  - Géométriques
  - contraintes
  - Hydrauliques

Compte tenu des hétérogénéités du sol, cela peut se traduire par:

1. La géométrie des zones que l'on peut considérer comme homogènes sur le plan mécanique. C'est le problème de la reconnaissance géologique.
2. La géométrie de la surface de glissement.
3. Les lois rhéologiques des différents sols.
4. La répartition des pressions interstitielles sur la surface de glissement.

Si toutes ces relations (**Figure1.8**) sont connues, la résolution du problème n'est plus qu'une question de calcul et l'analyse de l'équilibre est possible. En général certaines de ces données manquent : en particulier la loi rhéologique n'est connue que sur la surface de glissement (lorsque cette dernière est connue) et répartition des contraintes à l'intérieur du massif n'est pas définie .

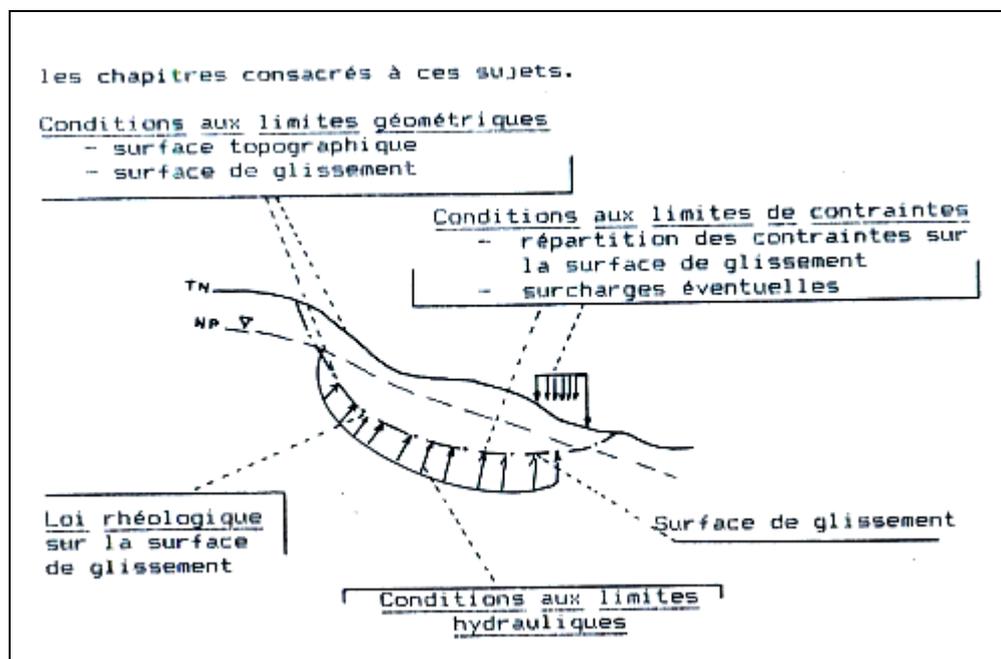
Ce n'est qu'en formulant des hypothèses sur l'état des contraintes dans le massif, en particulier sur les zones de rupture, que l'on peut mener à bien les calculs de stabilité. C'est ce qui différencie les méthodes de calculs.

### 1.3.3 Reconnaissance des zones homogènes sur le plan des propriétés mécaniques

Le but est de :

- connaître la répartition géométrique des zones de même propriétés mécaniques.

- Obtenir des indications sur la nature du substratum, ses hétérogénéités, la présence de failles.
- Obtenir des indications sur la nature et l'épaisseur des terrains de couverture.



**Fig. 1.8 : Ensembles des paramètres régissant la stabilité .**

On utilise les observations géologiques, la prospection géophysique, les sondages.

### **1.3.3.a) Observation géologiques**

La connaissance de la nature géologique des terrains rencontrés est naturelle est naturellement primordiale et il n'est pas possible de faire une étude de stabilité correcte sans une étude géologique approfondie au préalable. C'est le travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques réalisés.

La principale difficulté constitue à faire un choix des détails significatifs. Ainsi une description lithologique devra-t-elle faire apparaître les points essentiels tels que l'alternance des bancs durs et tendres ou la présence de niveaux altérés et argileux ou sein d'une masse rocheuse ou compact. Plutôt que s'attarder à une interprétation stratigraphique.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri de l'information. Le géologue fait l'hypothèse de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer .

### 1.3.3.b) Prospection géophysique

Le principe est de mesurer plusieurs caractéristiques physiques des terrains à partir de la surface. Les méthodes sont approchées mais permettent d'intéresser des zones étendues. En général on doit utiliser plusieurs méthodes permettant des recouvrements.

#### • Méthodes électriques

Les minéraux des roches constituant les terrain sont principalement isolants (sauf le graphite et les sulfures). La résistivité des sols dépend pour une grande part de la quantité et la qualité de l'eau qu'ils contiennent.

La résistivité du sol  $\rho$  et résistivité de l'eau interstitielle  $\rho_w$  sont reliées par une formule de type :

$$\rho = \frac{a}{n^m S^k} \rho_w$$

(1.1)

dans la quelle n et S sont respectivement la porosité et le degré de saturation du matériau considéré.

$a$  : variant de 0.3 à 0.6 .

$m$  : variant de 1 à 2 .

$k$  : variant de 2.1 à 2.25 .

La résistivité de l'eau interstitielle dépend de la nature des sels dissous et de leurs concentrations.

Le tableau suivant indique l'ordre de grandeur des résistivités de quelques matériaux courants :

Matériaux	Résistivité $\Omega \times m$
Argile	3 - 30
Marnes	10 - 100
Schistes	30 - 300
Sable et gravier	100 - 1000
Calcaire	300 - 3000
Roches endogènes	1000- 10000

**Tab.1.3. Résistivité de quelques matériaux.**

On peut souligner l'éventail très ouvert des valeurs ainsi que des recouvrements importants entre les diverses catégories. La faible résistivité des milieux argileux se dégage cependant nettement.

Les valeurs de résistivité obtenues par les différentes méthodes de mesure

(Schlumberger, Wenner) sont des résistivités apparentes. Elles ne sont égales aux résistivités vraies que pour des sols homogènes.

La prospection électrique permet de faire apparaître les zones homogènes quant à leur nature, donc vraisemblablement quant à leurs propriétés mécaniques.

- **Méthode sismique**

On utilise la prospection sismique réfraction qui permet une mesure de la vitesse (apparente) de propagation des ondes longitudinales dans le sol. Ce n'est que dans les situations géologiques simples que la vitesse mesurée permet de calculer la valeur vraie de la vitesse.

La vitesse des ondes longitudinales est influencée essentiellement par trois paramètres : la porosité, le degré de saturation et la profondeur.

Le principal intérêt consiste en la mise en évidence du substratum rocheux et de sa position : Les vitesses supérieures à 2 500 m/s correspondant, dans la plupart des cas, à des matériaux pouvant être considérés comme stables.

Les principales limitations de la prospection sismique réfraction sont :

- si la vitesse dans une couche croît avec la profondeur, l'hypothèse d'homogénéité conduit à une erreur sur la position de l'interface,
- on ne peut faire apparaître une couche à faible vitesse située sous une couche à plus forte vitesse,
- on ne peut repérer des couches dont l'épaisseur est inférieure à l'ordre de grandeur de l'espacement des géophones.

### **1.3.3. c) Sondages mécaniques**

Plusieurs techniques sont possibles ; les sondages peuvent être :

- « destructifs » (peut coûteux)
- « non destructifs » (beaucoup plus chers) avec prélèvement d'échantillons.
- On peut également exécuter des trous à la pelle cette méthode est valable si les mouvements sont profonds.

Les sondages mécaniques donnent beaucoup de renseignements si on peut les suivre sur le chantier. Ils doivent être implantés après une reconnaissance de terrain et une campagne géophysique. Ils fournissent une coupe précise des terrains et permettent d'étalonner les diverses méthodes de reconnaissance géophysique.

Ils sont également très utiles pour repérer

- les zones de faiblesse, même de faible épaisseur (lesquelles sont indécélables par la géophysique)
- les traces de cisaillement dans les matériaux cohérents,
- d'installer des piézomètres et des cellules de prise de pression interstitielle,
- d'installer des inclinomètres.

Ils permettent enfin de prendre des échantillons non remaniés destinés au laboratoire. Ces prises d'échantillons sont particulièrement intéressantes au voisinage de la surface de glissement. C'est en effet le long de cette surface que l'on cherche à connaître les caractéristiques mécaniques des matériaux.

#### **1.3.4 Reconnaissance de la surface de glissement**

L'objectif est de déterminer le volume en mouvement. Les moyens de reconnaissance sont nombreux et il est intéressant d'en associer plusieurs.

##### **1.3.4. a) Etude morphologique du terrain**

Sous le terme de morphologie d'un glissement il faut entendre toutes les formes d'ensemble et de détails susceptibles de révéler l'existence de mouvement et les mécanismes entrés en jeu.

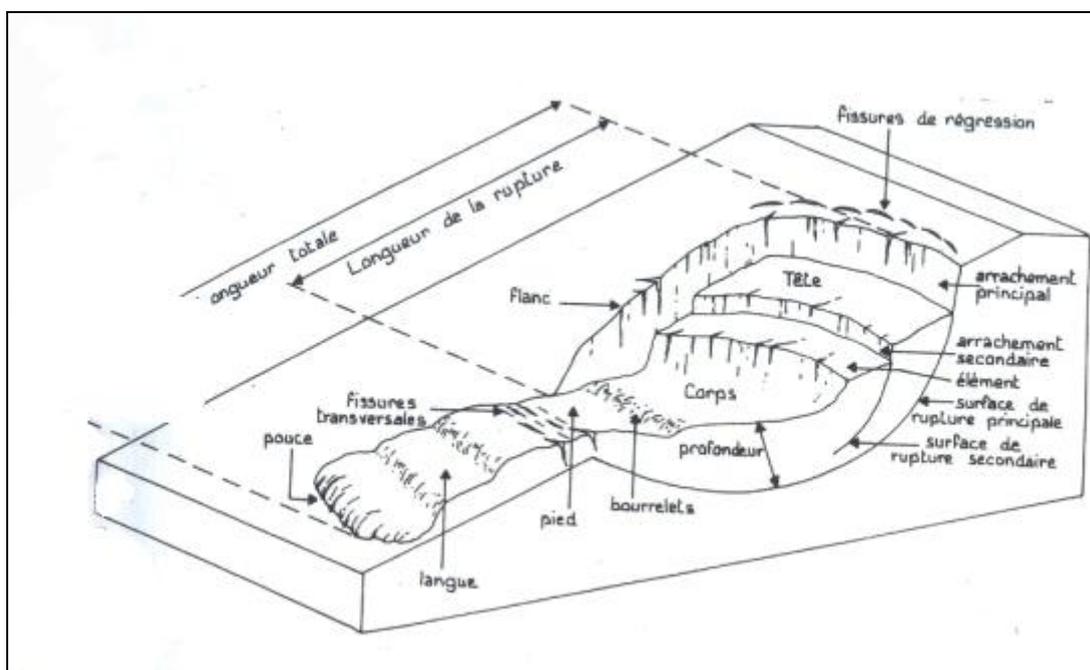
Les formes propres aux glissements de terrain ont été décrites par de nombreux auteurs. La figure 1.9 reproduit celles proposées par J. P. Bombard (1968). Par une observation attentive du secteur, il est possible de séparer les zones en mouvement de l'environnement stable.

On peut également utiliser d'autres repères que les formes particulières des glissements

- les arbres, verticaux ou penchés, droits ou tordus,
- les constructions qui peuvent présenter des ventres ou des fissures,
- les routes et les chemins qui peuvent montrer des fissures ouvertes ou des dénivellations topographiques brusques.

L'examen des photographies aériennes permet de repérer les formes caractéristiques des mouvements de terrains, qui peuvent ainsi être délimités et décrits de façon sommaire et assez rapidement. Cette technique est largement utilisée actuellement

L'observation des photos aériennes est souvent effectuée en plusieurs temps. Tout d'abord, elle va permettre de se familiariser avec le terrain, d'y déceler les mouvements et d'en donner déjà une brève description (site, forme ...). Ceci se révèle fort utile avant d'entreprendre la campagne de terrain. Durant celle-ci, il est nécessaire d'observer souvent ces photos, afin d'avoir une vision synthétique des phénomènes et de replacer avec précision ou de comprendre certains détails. Ceci est particulièrement vrai pour la cartographie des mouvements généralisés et/ou complexes. Après la collecte de nombreuses observations sur le terrain, de tels mouvements peuvent faire l'objet d'une photo-interprétation globale afin de faciliter la représentation cartographique qui n'est pas toujours aisée sur place.



**Fig. 1.9 : Forme générale d'un glissement de type (landslide)  
(d'après J. P Bombard, 1968)**

#### **1.3.4. b) L'observation sur les carottes de sondages**

L'examen des carottes peut permettre de repérer des zones susceptibles d'être des surfaces de glissement. C'est ainsi que les argiles litées horizontalement permettent parfois de distinguer nettement les traces des mouvements.

#### **1.3.4. c) Les inclinomètres**

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

#### **• Principe**

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du

tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1 mm/m). Son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage (pratiquement pour 2 à 3 cm de déplacement).

### • Précautions

A la mise, en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- suivi topographique de la tête du tube dans le temps (on ne sait jamais avec certitude si le pied est fixe)
- mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément "relevable" de type niveau à bulle par exemple. La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

$$\frac{D-d}{L} \approx 0.01 \text{ à } 0.1$$

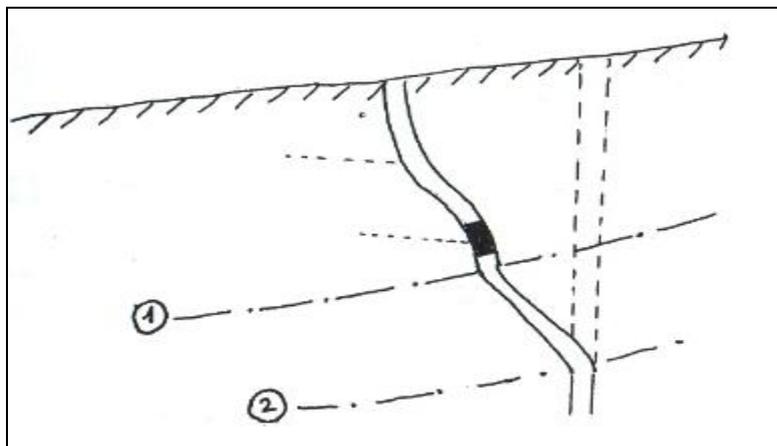
(1.2)

*D* : Diamètre du tube en PVC.

*d* : Diamètre du calibre (de forme cylindrique).

*L* : Longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10cm.



**Fig. 1.10 : Principe des calibres**

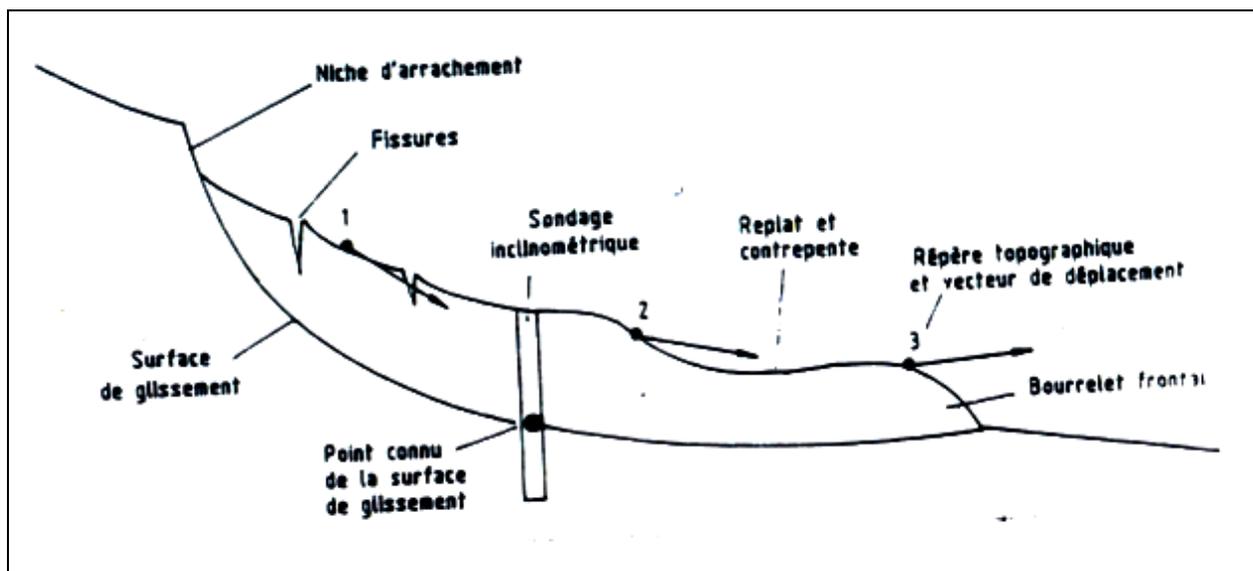
#### 1.3.4.d) Vecteur de déplacement

Sur une coupe où on a porté les vecteurs de déplacement en surface, il est possible de reconstituer l'allure de la surface de glissement à partir d'un seul inclinomètre. Dans ce cas on postule, en première approximation, que la surface de glissement est parallèle aux vecteurs de déplacement.

#### 1.3.4.e) Variation de la teneur en eau avec la profondeur

L'étude de la variation de la teneur en eau avec la profondeur fournit un nombre de résultats significatifs.

En effet, il est bien établi que si un sol est saturé, sa cohésion varie avec la teneur en eau (ou sa densité sèche, ce qui revient au même). Un sol peut passer de *WP* à *WL* par simple variation de  $\gamma_d$  et sa cohésion diminue beaucoup dans ce cas.



**Fig. 1.11 : Détermination de la surface de glissement**

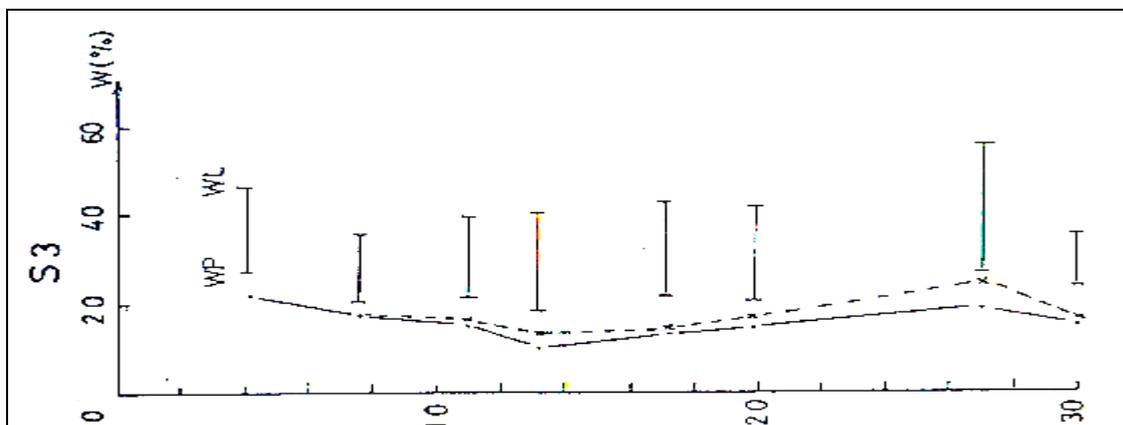
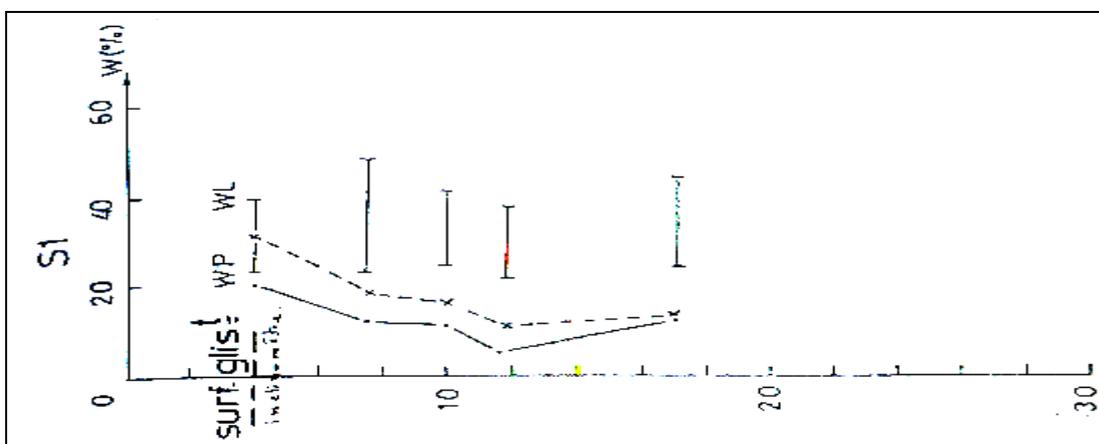
Si le sol n'est pas saturé, il présente une cohésion apparente (due aux effets

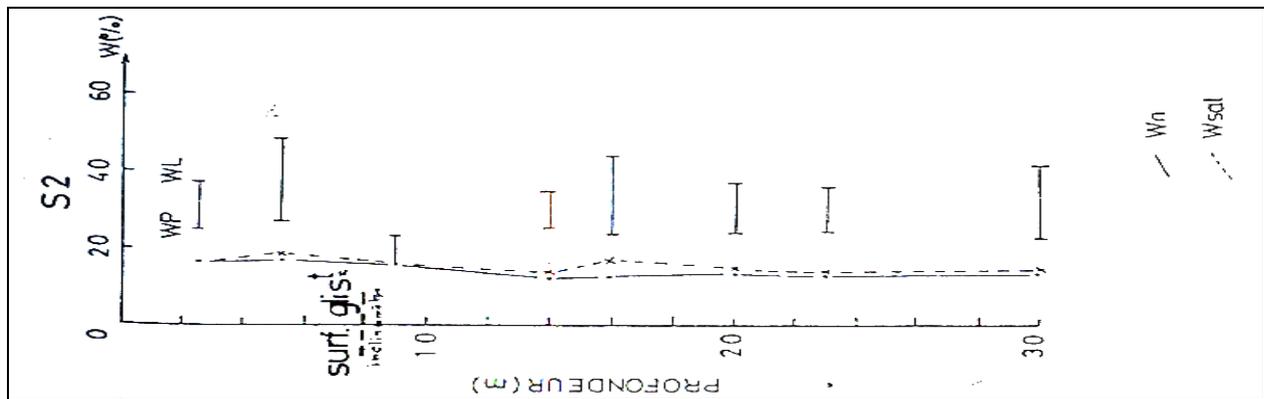
capillaires qui provoquent une tension du liquide interstitiel). Celle-ci diminue pour une même densité sèche, lorsque le degré de saturation croit (cette cohésion s'annule à la saturation).

Si nous reportons la position de la teneur en eau (naturelle et à la saturation), par rapport aux limites d'Atterberg de plasticité et de liquidité en fonction de la profondeur nous pouvons suspecter la (ou les) surface de glissement de la manière suivante :

Lorsque la teneur en eau est comprise entre  $WP$  et  $WL$  ceci indique des zones plus ou moins remaniées et soulignant donc, d'une manière indirecte, la position d'une surface de glissement probable, qui serait repérée, dans ce cas par une augmentation de la teneur en eau.

Il faut bien noter, par ailleurs, qu'il ne s'agit pas de zones à plus forte teneur en eau le long desquelles le glissement se produit





**Fig. 1.12 : Variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur glissement de Bellevue(Constantine).**

d'une manière préférentielle, mais d'un ramollissement, avec perte de résistance au cisaillement, des zones où se produit le glissement, par suite des déformations provoquées ; l'augmentation de la teneur en eau est un effet et non une cause.

La **figure 1.12** établie par Benaissa (1989) sur le glissement de Bellevue (Constantine) montre une bonne corrélation entre les positions connues de la surface de glissement d'après les mesures inclinométriques et celles repérées par des augmentations de la teneur en eau

### 1.3.5 Détermination de la loi rhéologique

#### 1.3.5. a) Essais de laboratoire

L'identification (limites d'Atterberg et granulométrie) des sols rencontrés est indispensable. L'hétérogénéité des sols exclue en général la possibilité de connaître avec précision leurs caractéristiques mécaniques. Il est alors utile de compléter les essais de cisaillement, fatalement en nombre limité, par de nombreux essais d'identification qui permettent de se recalibrer par corrélations.

L'expérience montre que les essais de cisaillement sont utilisables seulement dans 20 % à 25% des cas (pour le reste, échantillons non remaniés impossible à prélever ou non représentatifs).

On retiendra alors de fourchettes de valeurs pour chaque zone d'identification géotechnique.

Il faut prêter une attention particulière au choix des carottes et leur représentativité.

Il faut effectuer des essais drainés ( $C'$  et  $\varphi'$ ) ou bien des essais non drainés avec mesure de la pression interstitielle ( $C_{cu}$ ,  $\varphi_{cu}$  et  $C'$ ,  $\varphi'$ ).

Si des surfaces de glissement préexistent, les propriétés mécaniques y sont

fortement modifiées - valeurs résiduelles ( $C_r$  et  $\varphi_r$ )

- et ce sont elles qui comptent.

Il faut enfin faire attention aux vitesses d'essai (cette vitesse doit représenter la réalité).

Vitesse	Equivalence	$\varphi'$	Observations
30 $\mu$ /mm	105 mm/j	25.5°	Vitesse irréaliste. Echantillon Non préalablement cisailé
0.1 $\mu$ /mm	3 mm/j	20°	Vitesse réaliste. Echantillon non préalablement cisailé
0.1 $\mu$ /mm	3 mm/j	17.5°	Idem mais existence d'une surface de cisaillement dans échantillon

**Tab.1.4. Exemple : Essai triaxiaux sur une argile glaciaire (Devareux, 1968)**

### 1.3.5. b) Corrélations

Ces corrélations sont plutôt utilisées comme hypothèses de travail (pour fixer des ordres de grandeur ) en l'absence d'autres données.

De nombreux auteurs ont proposé, après étude statistique de résultats d'essais de laboratoire ou in-situ, des relations empiriques entre paramètres mécaniques classiques (cohésion et angle de frottement interne) et d'autres paramètres plus faciles à obtenir.

Les corrélations les plus couramment employées sont celles qui relient la cohésion et l'angle de frottement interne aux limites d'Atterberg. Nous allons citer quelques unes

- Pour la cohésion non drainée  $C_u$ , on peut retenir la relation proposée par Skempton (1964) .

$$C_u = ( 0.11 + 0.0037 IP ) \sigma_c \quad (1.3)$$

Dans laquelle  $\sigma_c$  , est la contrainte de consolidation et IP l'indice de plasticité.

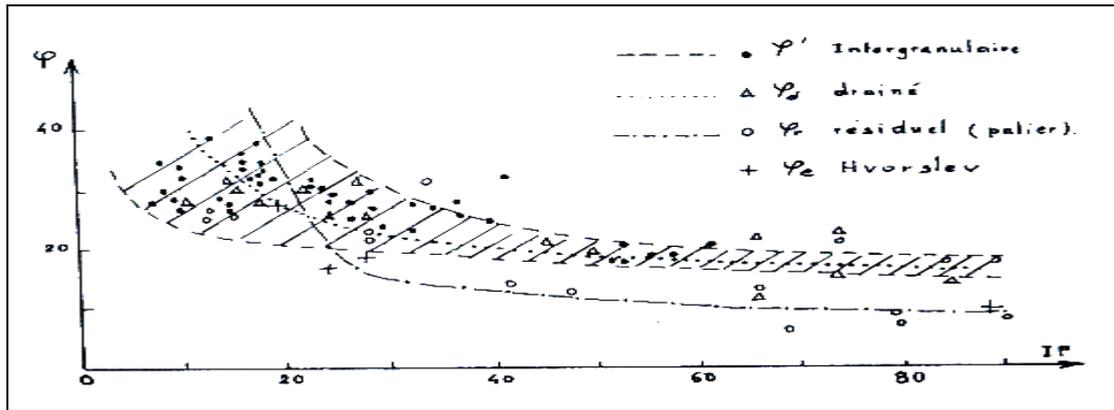
- Pour l'angle de frottement en conditions drainées  $\varphi'$  , Biarez et Favre (1976) proposent les relations suivantes :

$$tg \varphi' = 1.64 - 0.8 \log W_L \quad \text{pour } W_L < 50\% \quad (1.4)$$

$$tg \varphi' = 0.78 - 0.3 \log W_L \quad \text{pour } W_L > 50\% \quad (1.5)$$

Citons le diagramme (**Figure 1.13**) reliant ( $\varphi'$  et IP obtenu par Bottero (1971) à partir de 400 couples de mesures relevées dans la littérature. Notre expérience nous

laisse penser que cette dernière corrélation est probablement plus fiable pour déterminer  $\varphi'$ .



**Fig 1.13 : Diagramme de Bottero (1971).**

### 1.3.6 Conditions aux limites hydrauliques

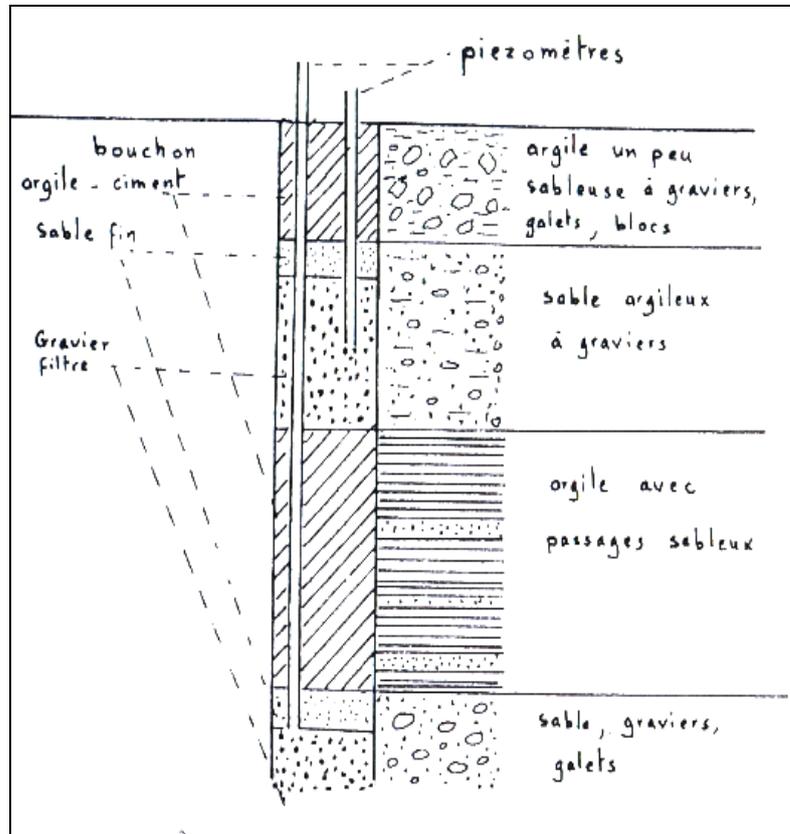
En principe on peut mesurer la pression interstitielle sur la surface de glissement par des piézomètres et/ou par des cellules.

#### 1.3.6. a) Piézomètre ouvert

C'est un tube crépine de petit diamètre, ouvert vertical dans le quel on révèle le niveau statique de l'eau.

Il est indispensable d'effectuer des mesures complètes sur un cycle complet de saison si l'on veut avoir une vue cohérente de l'hydraulique du site. C'est là une très grosse difficulté.

Il est souvent utile, lorsqu'on a des alternances de couches perméables et imperméables, de mettre dans le même sondage plusieurs piézomètres correspondant à des niveaux différents.



**Fig. 1.14 : Exemple de forage équipé en piézomètres**

Précisons que dans ce cas, il est indispensable de réaliser des bouchons d'argile d'au moins 1.50 m entre les prises de pression (**Figure 1.14**).

Le principal inconvénient des tubes piézométriques ouverts est de ne pas réagir rapidement aux variations de la pression interstitielle. Le temps de réponse dépend essentiellement de la perméabilité du milieu et peut atteindre plusieurs jours.

### **1.3.6. b) Capteurs de pression interstitielle (piézomètres fermés)**

A l'inverse des piézomètres ouverts, les capteurs de pression interstitielle réagissent rapidement aux variations de la pression.

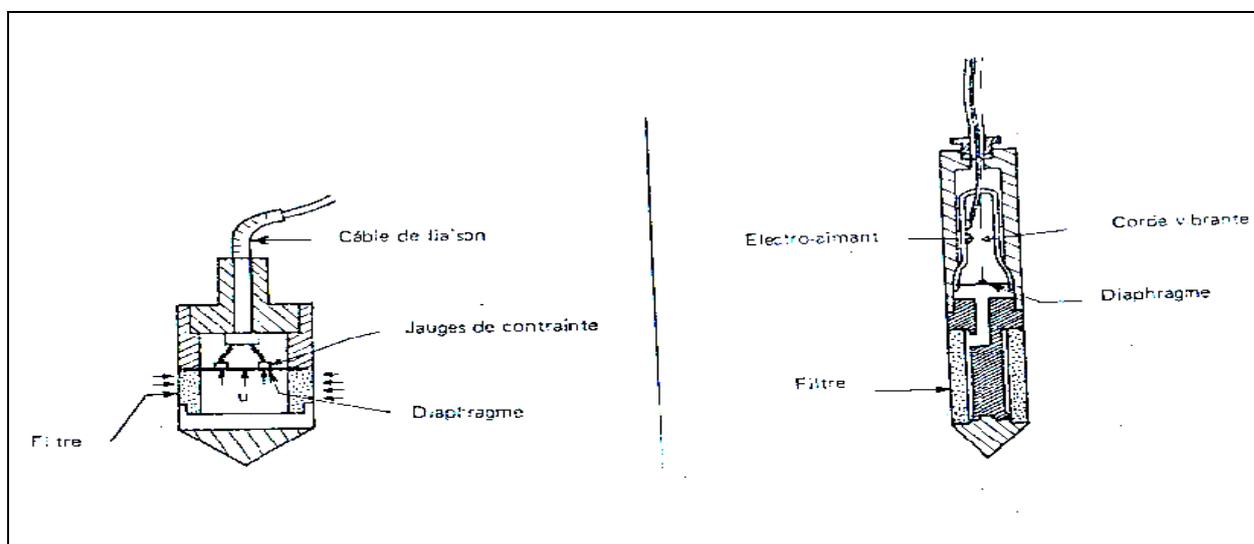
Ils sont constitués d'une petite cellule entourée d'une pierre poreuse et renfermant une membrane. Une augmentation, même faible, de pression se traduit par une déformation de la membrane et la détermination de la pression se fait de diverses manières : La transmission de la déformation de la membrane se fait soit :

- par l'intermédiaire d'une jauge de déformation collée sur cette membrane,
- par l'intermédiaire d'une corde vibrante attachée à cette membrane et en comparaison avec des fréquences repères (procédé Télémac),
- Par l'application d'une contre pression (gaz carbonique, azote, air) équilibrant la pression de l'eau (capteur de Glotzl).

Les cellules sont très sensibles, elles réagissent pour de faibles pressions de l'ordre

de 10 à 20 millibars et permettent des mesures précises jusqu'à 5 bars.

La mise en place est délicate car les cellules sont fragiles. On doit veiller particulièrement à ce que l'espace environnant soit rempli de sable pour éviter le poinçonnement de la pierre poreuse. Par ailleurs, le coût élevé des cellules en limite l'utilisation.



a) A jauge de contraintes

b) A corde vibrante

**Fig. 1.15 : Principe de fonctionnement d'un piézomètre électrique à diaphragme**

## 1.4. Calcul de stabilité

### 1.4.1. Introduction

On pourra distinguer trois façons fondamentales différentes d'aborder le problème de calcul de stabilité des pentes :

- L'application de la méthode des éléments finis permet d'envisager des lois de comportement relativement complexes et de déterminer le champ de contraintes et de déformations existant réellement in-situ. Ceci n'est cependant, pas encore, du domaine de la pratique courante en mécanique des sols.
- 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 la rupture. Mais l'expérience montre que les ruptures des talus se produisent en général non pas par mise en plasticité de tout le talus mais par cisaillement suivant une «surface de glissement ».
- La méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente. On étudie la stabilité de cet élément de sol.

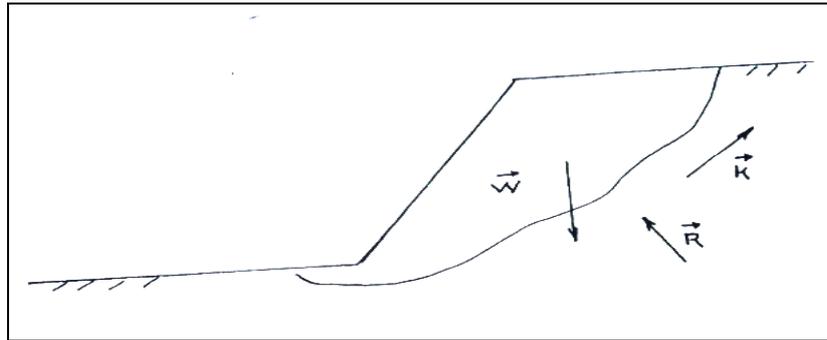
Dans le cas simple présenté sur la figure 1.16, le poids du sol est équilibré par les

réactions K

(cohésion) et R (frottement) mobilisées le long de la frontière avec le reste du talus.

Il y a équilibre limite si R et K sont les valeurs limites mobilisables par le sol. Si R et K (ou R ou K) sont inférieurs, il existe peut être un volume de sol plus critique. L'étude du problème consiste donc à chercher le volume «critique »

Correspondant à la marge de sécurité (coefficient de sécurité à déterminer) la plus faible.



**Fig.1.16. L'équilibre dans le sol.**

#### 1.4.2 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

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

- Il existe une ligne de glissement.

- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de

Coulomb  $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$ . La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).

- Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite :

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{C + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{C_c + \sigma \operatorname{tg} \varphi_c}$$

$C_c$  et  $\varphi_c$  représentent les valeurs de C et de  $\varphi$  qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

- F peuvent être associés deux autres coefficients de sécurité

+ L'un relatif à la cohésion.

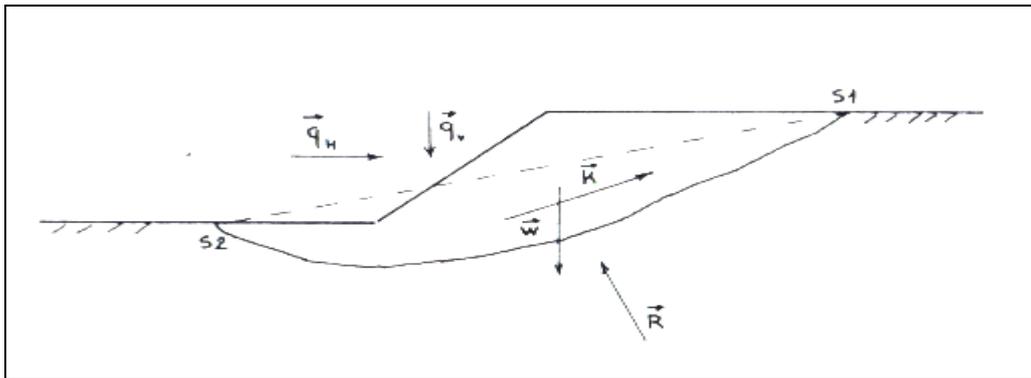
$$F_c = \frac{c}{c_c} \quad (1.6)$$

+ L'autre à l'angle de frottement

$$F_{\varphi} = \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\varphi_c} \quad (1.7)$$

Nous prendrons  $F = F_{\varphi} = F_c$  dans tous les calculs. On supposera que  $F$  est le même en tout point de la ligne de glissement. Le problème se ramène donc à trouver les valeurs de  $C_c$ , et  $\varphi_c$ ; «critiques » qui mettent le volume le plus critique du talus en état de rupture.

### 1.4.3 Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes



**Fig 1.17 : Représentation d'un talus de sol homogène, isotrope, sans eau.**

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond (**Figure 1.17**).

Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière SIS, de forme quelconque appelée par abus de langage «ligne de glissement », qu'elle soit ou non critique.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

- Equilibre horizontal:  $R_H + K_H + q_H = 0$  (1.8)

- Equilibre vertical :  $R_v + K_v + q_v + W = 0$  (1.9)

- Equilibre des moments par rapport à un point **O** quelconque

$$M_o^t(R) + M_o^t(K) + M_o^t(q_H + q_v) + M_o^t(W) = 0 \quad (1.10)$$

On pose alors

$$M_o^t(R) = \rho_R R \quad (1.11)$$

$$M_o^t(K) = \rho_K K \quad (1.12)$$

Les caractéristiques mécaniques critiques sont :

$$C_c = \frac{C}{F} \quad \text{et} \quad \text{tg}\varphi_c = \frac{\text{tg}\varphi}{F}$$

avec

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n ds = N \quad (1.13)$$

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n \operatorname{tg} \varphi_c ds = N \operatorname{tg} \varphi_c \quad (1.14)$$

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma ds R = N + N \operatorname{tg} \varphi_c \quad (1.15)$$

où  $S$  est l'abscisse curviligne et  $\sigma = \sigma_n n + \tau t$  le vecteur contrainte sur la ligne de glissement.

On remarque que :

- $K$  est parallèle à la corde  $S_1 S_2$
- La grandeur de  $K$  ne dépend que des extrémités  $S_1$ , et  $S_2$
- La position de  $K$  ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement

Le problème est statiquement indéterminé puisque l'on dispose de 3 trois équations d'équilibre pour 4 inconnues qui sont :  $R_H$ ,  $R_v$ ,  $\rho_R$  et  $F$ .

C'est la non connaissance de la répartition des contraintes normales  $\sigma_n$ , qui est la cause de l'indétermination statique du problème.

### D'où les diverses hypothèses faites

#### 1) Sur la ligne de glissement

+ Rectiligne (méthode de Cullman)

Elle présente un intérêt certain dans le cas d'hétérogénéités telles que clivage ou filons plan d'argile molle.

Par contre en milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour les talus presque verticaux, si non la méthode surestime  $F$ .

+ou spirale logarithmique,

Elle donne des résultats comparables à ta méthode du cercle, d'ailleurs l'arc de la spirale critique est très proche de l'arc de cercle critique.

#### 2) Sur la répartition des $\sigma$

+ méthodes globales : On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des  $\sigma$  se trouve entre deux répartitions extrêmes (cas de rupture circulaire) .

+ méthodes des tranches : la répartition des  $\sigma$  se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus.

Par la suite nous développerons ces deux derniers groupes de méthodes.

### 1.5 Méthode d'analyse globale

### 1.5.1 Introduction

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développée par cet auteur dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présenté des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement.

On se contentera de commenter les résultats obtenus par Taylor et on présentera les différents abaques qu'il a établis et qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème.

### 1.5.2 Méthode de Taylor (encore appelée méthode du «cercle de frottement »)

#### 1.5.2. a) 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 à la base est comprise entre une répartition uniforme (**Figure 1.18.a**) et une répartition sinusoïdale (**Figure 1.18.b**) le long de l'arc de glissement.



a) Répartition uniforme

(b) Répartition sinusoïdale

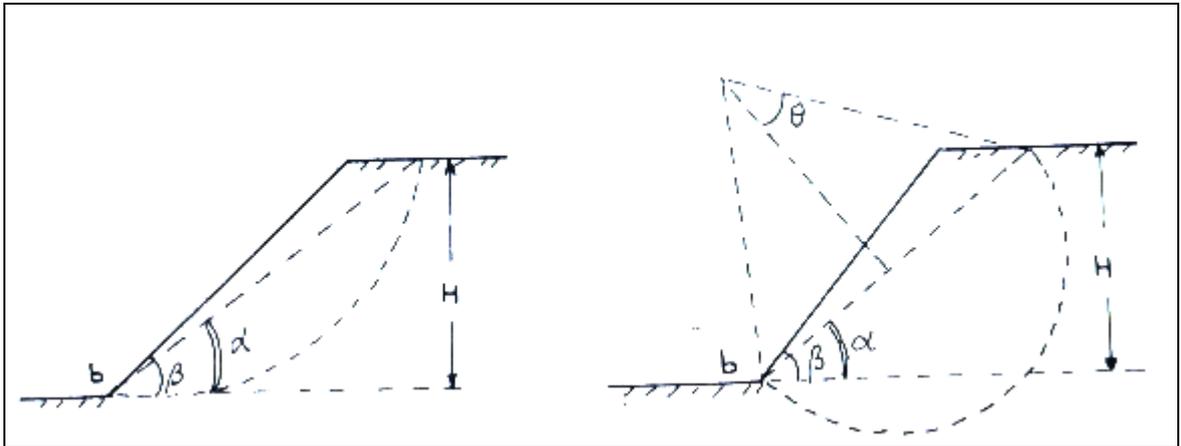
Fig. 1.18 : Répartition des contraintes

#### 1.5.2.b) Types de rupture

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique  $\gamma$ , de caractéristiques  $C$  et  $\varphi$ , qui présente un talus incliné d'un angle sur l'horizontale et de hauteur  $H$ .

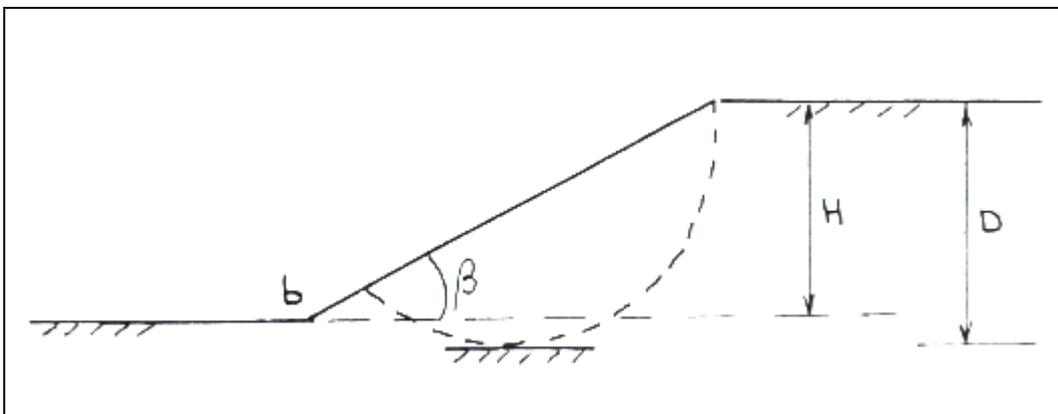
1) - Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un ***cercle de pied*** qui passe, comme son nom l'indique, par le pied,  $b$ , du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (**Figure 1.19**).



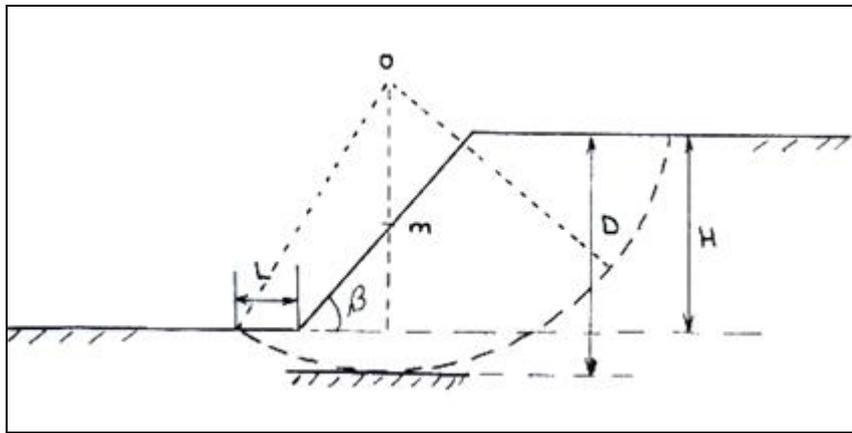
**Fig 1.19 :Cercle critique (Cercle critique Pied)**

2) - Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au dessous de  $b$ , le cercle peut devenir un ***cercle de flanc de talus*** qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (**figure 1.20**).



**Fig.1.20. Cercle critique (cercle de flanc de talus)**

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit ***cercle à mi pente***, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point  $m$  milieu du talus (**Figure 1.21**). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistante.



**Fig.1.21. Cercle critique (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 1.19, 1.20, et 1.21** ci-dessus.

Ce sont, outre  $\beta$  et  $H$ , il y a lieu d'ajouter  $\theta$ ,  $\alpha$ ,  $D = n_D H$  et  $L = n_L H$ .

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figures.

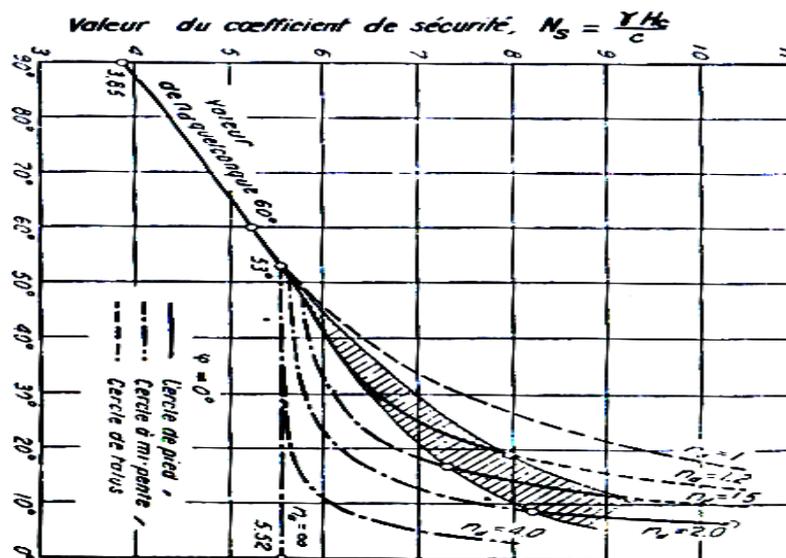
On présente ci-dessous les résultats de ces calculs mis sous forme d'abaques.

### 1.5.3 Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent ( $\phi = 0$ )

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

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad (1.16)$$

Dans cette équation,  $N_s$  est une grandeur sans dimension. D'après la **figure 1.22**



**Fig 1.22 : Abaque de Taylor**

- tous les talus dont la pente  $\beta$  est supérieure à  $53^\circ$  donnent lieu à des glissements suivant un **cercle de pied de talus**,

-si  $\beta$  est inférieur à  $53^\circ$ , 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 à 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 correspond aux valeurs de  $n_D$  et de  $\beta$  est situé au-dessus de l'aire hachurée
  - Si le point figuratif tombe dans l'aire hachurée le glissement se produit le long d'un **cercle de pied**.
  - Si le point est situé sous l'aire hachurée, le glissement a lieu suivant un **cercle à mi pente tangent à la base résistante**.

Si l'angle  $\beta$  et le coefficient de profondeur  $n_D$ , sont donnés, on peut obtenir sans calculs la valeur du coefficient  $N_S$  à partir de la **figure 1.22** La valeur de  $N_S$  détermine la hauteur critique du talus.

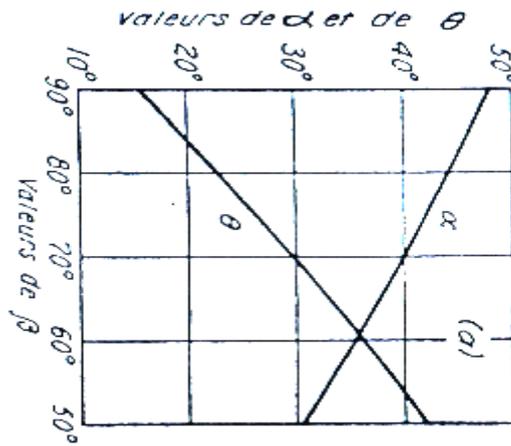
Si le glissement se produit suivant un cercle de pied, on peut situer le centre du cercle en portant  $\theta$  et  $\alpha$  comme le montre la **figure 1.19**. Les valeurs de  $\theta$  et  $\alpha$  pour les différents angles  $\beta$  sont fournies par la **figure 1.23**.

Si le glissement se produit suivant un cercle à **mi-pente tangent** à la base résistante, la position du cercle critique est déterminée par la distance horizontale  $L = n_L H$  en fonction des diverses valeurs de  $n_D$  et de  $\beta$  au moyen de l'abaque de la **figure 1.24**.

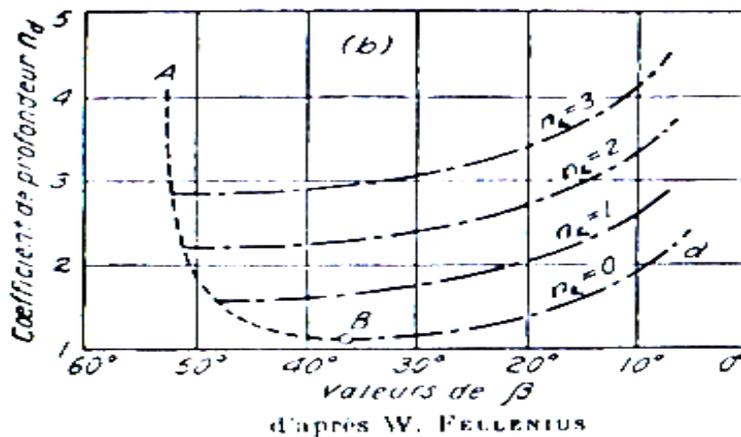
#### 1.5.4 Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ( $\varphi \neq 0$ )

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

$$H_c = N_S \frac{c}{\gamma} \quad (1.17)$$



**Fig 1.23 : Relation entre l'angle du talus  $\beta$  et les paramètres  $\theta$  et  $\alpha$  permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand  $\beta$  est supérieur à  $53^\circ$**



**Fig 1.24 : Relation entre l'angle de talus  $\beta$  et le coefficient de profondeur  $n_D$  pour différentes valeurs de  $n_L$ .**

qui est identique à l'équation 1.16, à ceci près que  $N_5$  dépend non seulement de  $\beta$  mais aussi de  $\varphi$ . La **figure 1.25** montre la relation entre  $\beta$  et  $N_5$  pour différentes valeurs de  $\varphi$ . Pour une valeur déterminée de l'angle  $\beta$  du talus,  $N_5$  augmente d'abord lentement, puis de plus en plus vite, pour des valeurs croissantes de  $\varphi$ . Lorsque  $\varphi = \beta$ ,  $N_5$  devient infini.

Tous les points situés sur les courbes représentées dans la **figure 1.25** correspondent à des glissements suivant des **cercles de pied**, car la théorie montre que la possibilité d'un glissement par la base ne saurait exister à moins que la valeur de  $\varphi$  ne soit inférieure à  $3^\circ$ . 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  $\varphi$

était très voisine de zéro au moment du glissement.

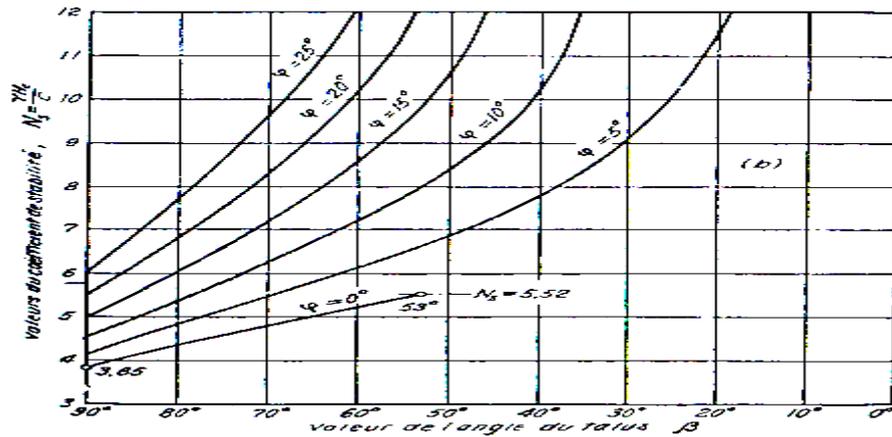


Fig. 1.25 : Relation entre l'angle du talus  $\beta$  et le coefficient  $N_s$  pour différentes valeurs de  $\varphi$ .

## 1.6 Méthodes par tranches : généralité

### 1.6.1 Introduction

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus simples en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranches sont plus souples. Le talus est partagé en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de  $\sigma$  et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque...

### 1.6.2 Mise en équation du problème

Soient (Figure 1.26)  $Y_A(x)$ ,  $Y_B(x)$  et  $e(x)$  respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts inter tranches  $H_i$ , et  $V_i$ ).

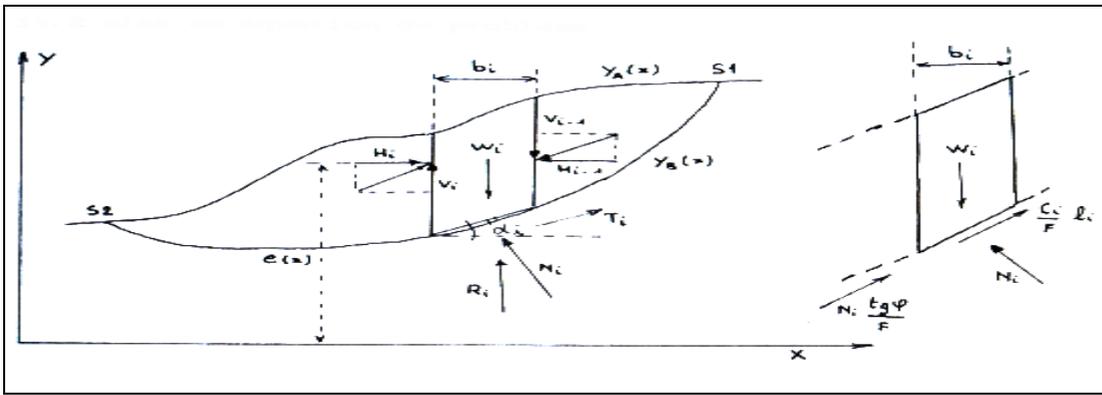
$Y_A(x)$  et  $Y_B(x)$  sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions  $R_i$  sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé).

- Une tranche  $i$  est soumise à :

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  $H_{i+1}$



**Fig 1.26 : Méthodes des tranches.**

3-la résistance au cisaillement  $R_i$  qui se - décompose comme suit

- une composante normale :

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} / \left( l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right) \quad (1.18)$$

- une composante tangentielle

$$T_i = \tau_i l_i$$

Or

$$\tau_i = C_{ci} + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_{ci} = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \quad (1.19)$$

Soit, en remplaçant  $\sigma_i$  par sa valeur,

$$T_i = \frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \quad (1.20)$$

Remarquons que  $C_i$  et  $\varphi_i$ , qui interviennent dans le calcul de  $T_i$  sont des caractéristiques critiques.

Pour un talus composé de  $n$  tranches non homogènes, caractérisées par  $C_i$  et  $\varphi_i$  à la base on peut formuler :

- l'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit **3 n équations**.
- on définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit **1 inconnue**.
- les efforts normaux, inconnus à la base des tranches sont : **au nombre de n**.

enfin les efforts intertranches au nombre de  $(n-1)$  se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

## Soit un total de 3 n équations pour 4 n - 2 inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque  
**n - 2 relations.**

### 1.6.3 Hypothèses diverses utilisées dans la méthode des tranches

Pour pouvoir résoudre le système il faut faire des hypothèses supplémentaires soit :

1- Sur les efforts intertranches

- Méthode de Fellenius
- Méthode de Bishop

2- Sur la ligne de poussée

- Méthode de Junbu

3- Sur l'orientation des efforts intertranches

- Méthode de Spencer

4- Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement

- Méthode des perturbations

Les méthodes correspondant à ces hypothèses sont dites exactes si elles fournissent les n - 2 relations manquantes.

Il existe aussi des méthodes approchées qui en dérivent. Elles sont moins précises, mais plus rapides et souvent suffisantes. En effet des comparaisons avec les méthodes exactes montrent que les méthodes approchées sous-estime F, elles sont conservatives.

*Nous présenterons, par Ici suite, les méthodes exactes et les méthodes approximatives qui en dérivent .*

## 1.7 Méthode faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranchants

### 1.7.1 Méthode de Bishop généralisée

Nous présentons ici la méthode de Bishop, développée par Nonveiller en 1965.

Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

$$\begin{aligned} w_{i+1} + (V_i - V_{i+1}) &= N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \\ &= N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i \end{aligned} \quad (1.21)$$

D'où la valeur de  $N_i$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (1.22)$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$\cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) = m_\alpha \quad (1.23)$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \quad (1.24)$$

L'équilibre global des moments ne fait intervenir que les forces extérieures, il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

$$\rho \sum_{i=1}^N \left( \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) = \rho \sum_{i=1}^n w \sin \alpha_i \quad (1.25)$$

Cette dernière équation permet de calculer F, qui est indépendant de p pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (1.26)$$

On porte alors dans l'expression de F, la valeur de N; précédemment calculée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum \left[ \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[ \frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (1.27)$$

Le deuxième membre contient F explicitement et par l'intermédiaire de  $m_\alpha$  mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi.

Et qui doivent être vérifiées, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

L'équilibre horizontal de la tranche i s'écrit

$$(H_i - H_{i+1}) + N_i \left( \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0 \quad (1.28)$$

D'où la valeur de  $N_i$

$$N_i = \frac{\frac{C_i}{F} b_i + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (1.29)$$

L'élimination de  $N_i$  entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter tranches :

$$\begin{aligned} & (H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \\ &= \left( W_i - \frac{C_i}{F} b_i tg \alpha_i \right) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i \end{aligned} \quad (1.30)$$

Puisque les efforts intertranches sont des efforts intérieurs au talus, leurs sommes sont nulles :

$$\sum (H_i - H_{i+1}) = 0 \quad (1.31)$$

$$\sum (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les n tranches du talus, on obtient une relation ne faisant plus intervenir que les efforts intertranches verticaux :

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \left\{ (V_i - V_{i+1}) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \right\} = \\ & \sum_{i=1}^n \left\{ \left( W_i - \frac{C_i}{F} b_i tg \alpha_i \right) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i \right\} \end{aligned} \quad (1.32)$$

Le système peut donc se résoudre à partir des équations d'équilibre :

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches
- n équations relatives à l'équilibre horizontal des tranches
- 1 équation de moment global

Pour les inconnues suivantes

- $N_i$  : soit n valeurs
- $(V_i - V_{i+1})$  : n valeurs également

-  $F$  : une inconnue

Cependant les calculs sont très difficiles à aborder car il faut itérer à la fois sur  $F$  dans la relation 1.31 puis sur  $(V_i - V_{i+1})$  dans la relation (1.27) en n'oubliant pas de vérifier la relation (1.32).

## 1.7.2 Méthodes simplifiées

### 1.7.2.a) Méthode de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout  $i$ ,  $(V_i - V_{i+1}) = 0$ , ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum \left[ \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi_i \left[ \frac{W_i - c_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (1.33)$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- $n$  équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche
- l'équation du moment global

pour des inconnues que sont les  $n$  efforts normaux  $N_i$ , et le facteur de sécurité  $F$ .

- On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches  $n_i$  l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

### 1.7.2.b) Méthode de Fellenius

Encore appelée méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches (**Figure 1.27**).

Comme pour les autres méthodes, la répartition des  $N_i$  sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de

glissement. On trouve :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (1.34)$$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de  $F$  :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum_1^n \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (1.35)$$

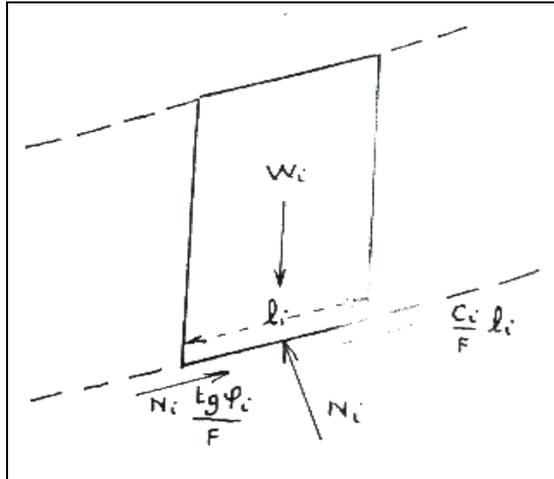


Fig. 1.27 : Méthode de Fellenius.

L'équation qui permet de définir  $F$  est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux  $N_i$  ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de  $F$  par la méthode de Bishop.

### Remarques

Si le milieu est purement cohérent ( $\varphi = 0$ )

Dans ce cas les efforts ( $R_i = N_i$ ) passent tous par le centre du cercle de glissement, les méthodes utilisant ce type de ligne de glissement donnent :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum_1^n \left[ C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \right]$$

(1.36)

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de  $F$ , en

particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de  $N_i$  était différente mais  $N_i$  n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales ».

Par ailleurs, si on considère le milieu comme homogène  $C = C_c$ ,  $\gamma$  constant et  $b = b_i$  (largeur de la tranche) constante.

$$\sum W_i \sin \alpha_i = \sum \gamma h b_i \sin \alpha_i \quad (1.37)$$

$$\frac{c}{\gamma H} \left[ \frac{\sum 1/\cos \alpha_i}{\sum \frac{h_i \sin \alpha_i}{H}} \right] = N_s \frac{c}{\gamma H} \quad (1.38)$$

$N_s$  ne dépend que de la géométrie du talus il est indépendant des caractéristiques mécaniques du milieu (à rapprocher de la formule de Taylor).

## 1.8 Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée

### 1.8.1 Méthodes exactes

On se donne une fonction  $g(x)$  et on suppose que  $e_i = a.g(x)$ , "a" étant un paramètre inconnu, ( $i$  varie de 1 à  $n-1$ ). Le système s'enrichit de ( $n - 1$ ) équations supplémentaires en  $e_i$  mais il y a une inconnue supplémentaire : "a". Le problème est donc statiquement déterminé avec ( $4n-1$ ) équations et ( $4n - 1$ ) inconnues.

Des tests ont montré que la valeur de F dépendait très peu du choix de la fonction  $g(x)$ .

### 1.8.2 Méthodes approchées hypostatiques (Elles ne vérifient pas toutes les équations de la statique)

Certains auteurs supposent la ligne de poussée confondue avec la ligne de glissement :  $e(x) = g(x)$ . Cette hypothèse donne de bons résultats car il y a sans doute concentration des contraintes au voisinage de la ligne de glissement, la plasticité se développant d'abord dans cette partie du glissement.

Jambu suppose la ligne de glissement au voisinage du tiers inférieur de la hauteur de la tranche  $e_i = g(x)$ .

Examinant d'un peu plus près cette méthode.

#### 1.8.2. a) Méthode de Janbu

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Janbu (1954. 1957) 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.

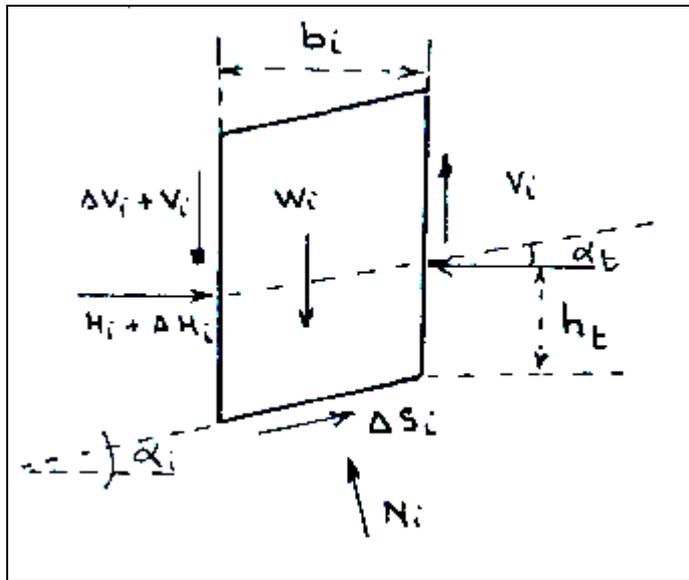


Fig 1.28 : Méthode de JUNBU - forces en présence.

L'équilibre horizontal nous donne  $F$  :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos \alpha_i^2}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \text{tg} \alpha_i} \quad (1.39)$$

avec

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \text{tg} \phi_i}{1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \phi_i}{F}} \quad (1.40)$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i = (W_i + \Delta V) \text{tg} \alpha_i - \frac{b_i s_i}{F} \frac{1}{\cos \alpha_i^2} \quad (1.41)$$

$$V_i = -H_i \text{tg} \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \quad (1.42)$$

Dans lesquelles :

- $\Delta H_i$  : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives,
- $\Delta V_i$  : est la différence des forces parallèles aux côtés de deux tranches successives,
- $\alpha_i, h_i$  : définissent la direction et la position de la ligne de poussée (**Fig.1.28**)

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 (1.41) 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 Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de  $F$  peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

### 1.8.2.b) Méthode de Janbu simplifiée

Malgré le large emploi des calculatrices électroniques il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif. Aussi la méthode de Janbu propose-t-elle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches.

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos \alpha_i^2}}{\sum W_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (1.43)$$

avec

$$s_i = \frac{c_i + \frac{w_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (1.44)$$

Et  $f$  étant un coefficient correcteur empirique:

Ce coefficient dépend du rapport  $d/L$  (profondeur de la surface de glissement à sa longueur) et de la nature du sol (**figure 1.29 - a**). Le coefficient  $f$  est tiré de l'abaque présenté sur la **figure 1.29- b**.

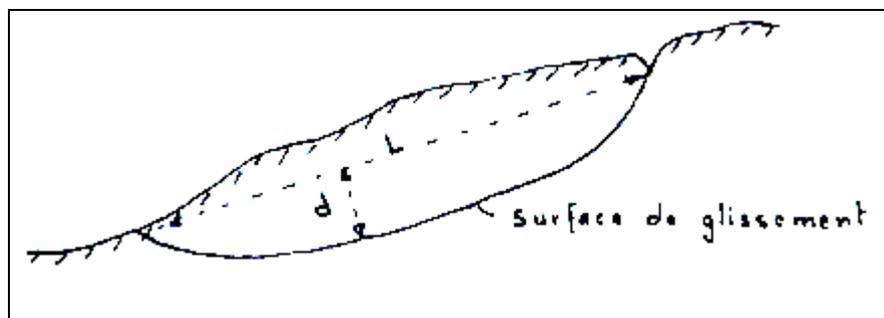


Fig1.29 - a.

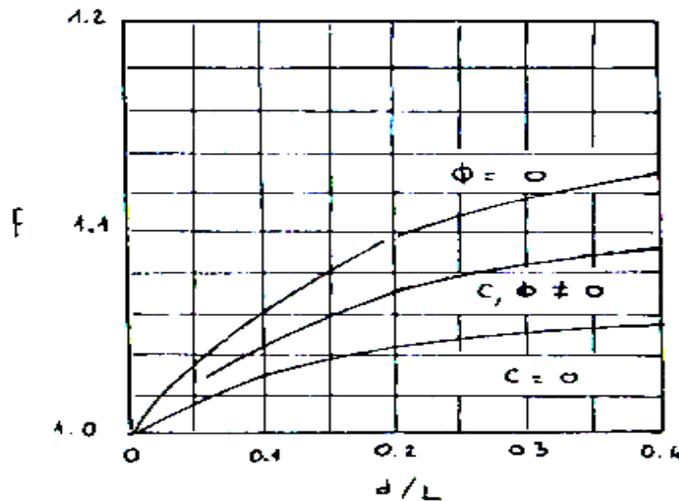


Fig1.29 - b.

Fig 1.29: Abaque du coefficient correcteur de Jumbu .

## 1.9 Méthode faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranchants

### 1.9.1 Méthodes exactes

On suppose que

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg}\theta_i = \lambda f(x_i) \quad (1.45)$$

$\theta$  Étant l'angle que fait la force intertranche résultante par rapport à l'horizontale.

En choisissant préalablement la fonction  $f(x)$ , on obtient  $(n-1)$  équations supplémentaires et un paramètre à déterminer  $\lambda$ .

Le problème est donc statiquement déterminé avec  $(4n-1)$  équation pour  $(4n - 1)$  inconnues.

C'est la méthode employée par Morgenstern et Price. Mais elle pose de gros problèmes de calcul numérique au niveau de la convergence du facteur de sécurité.

#### - Méthode de Spencer (1967)

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

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg}\theta_i = \lambda \quad (1.46)$$

$\lambda$  est un paramètre à déterminer : la méthode est cette fois encore exacte. Cependant pour être convenable, l'angle  $\theta_i$  doit être compris entre l'angle du talus  $\beta$  et l'angle  $\alpha_i$  ;

que fait la base de la tranche  $i$  avec l'horizontale.

La figure suivante (1.30) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

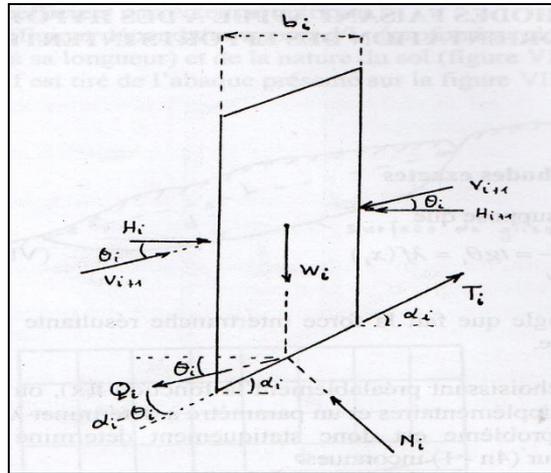


Fig 1.30 : Forces en présence

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

$$T_i = \frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \quad (1.47)$$

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

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.48)$$

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

$$T_i - Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.49)$$

Remplaçons  $T_i$  par sa valeur. On obtient :

$$\frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.50)$$

Soit

$$\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \text{tg } \varphi_i - F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.51)$$

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.52)$$

En «éliminant»  $N_i$  entre ces deux expressions on peut calculer  $Q$

$$Q = \frac{\frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \operatorname{tg}(\alpha - \theta) \right]} \quad (1.53)$$

(il faut multiplier la seconde équation par  $-\operatorname{tg} \varphi$  et faire la somme)

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 :

$$\sum Q_i \cos \theta_i = 0 \quad (1.54)$$

$$\sum Q_i \sin \theta_i = 0$$

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 :

$$\sum Q_i R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (1.55)$$

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

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (1.56)$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (1.54 ; 1.56)

Spencer considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire  $\theta = \text{cte}$  l'équation 1.54 se réduit à :

$$\sum Q_i = 0$$

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

Nous reviendrons plus en détail sur la méthode de Spencer au paragraphe **1.11** pour établir des formules générales tenant compte notamment de la pression interstitielle. Nous exposerons «le mode d'emploi » de cette méthode.

### 1.9.2 Méthodes approchées hypostatiques

- Méthode de l'USBP ou «méthode des tranches ordinaires »

Cette méthode considère la résultante (  $Z_i - Z_{i+1}$  ) des efforts intertranches comme parallèle à la ligne de glissement. De plus la ligne de poussée est confondue avec la ligne de glissement. Cette méthode est donc nettement surabondante. Elle ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement.

## 1.10 Méthode faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement

Si l'on suppose connus les  $N_i$ , on a  $n$  inconnues en moins, donc 2 équations de trop : le problème est surabondant.

On introduit alors 2 paramètres supplémentaires  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$ , qui permettront de moduler les  $N$ ; afin de satisfaire les équations d'équilibre  $N_i = f(x_i, \lambda_1, \lambda_2)$ .

### 1.10.1 Méthode de Bell

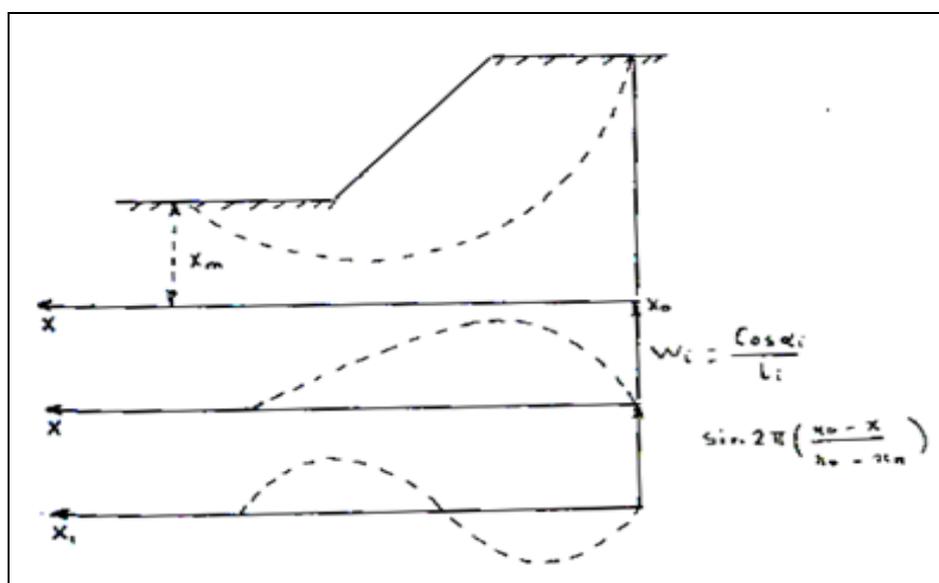


Fig 1.31 : Méthode de BELL

Bell prend pour expression de la contrainte

$$\frac{N_i}{L_i} = \lambda_1 \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} + \lambda_2 \sin 2\pi \left( \frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} \right) \quad (1.57)$$

Lorsque  $x_i$  varie de  $x_0$  à  $x_n$ ,  $\left( \frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} \right)$  varie de 0 à 1 et donc le deuxième terme tend vers zéro quand  $x_i$  tend vers  $x_n$ , ou vers  $x_0$ .

$\frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i}$  Est la contrainte normale donnée par la méthode de

Fellenius : l'écart entre  $\lambda_1$ , par rapport à 1 et de  $\lambda_2$  par rapport à 0 est indicatif de l'erreur associée à la méthode de Fellenius.

Bell montre que  $\lambda_1$ , 1 reste toujours supérieur à 1 et  $\lambda_2$ , toujours supérieur à zéro. Par conséquent la méthode suédoise (de Fellenius) sous-estime les efforts normaux  $N_i$  c'est à dire la résistance au cisaillement  $N_i \operatorname{tg} \varphi_i$  : la valeur du facteur de sécurité est donc sous estimé par Fellenius.

La méthode de Bell converge vite en  $F$  et donne d'aussi bons résultats que les méthodes exactes précédentes.

### 1.10.2 Méthodes des perturbations

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal  $N_{i0}$ , que l'on perturbe en la multipliant par un terme  $p$ .

On peut écrire formellement

$$N_i = N_{i0} p \quad (1.58)$$

- $N_i$  : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche  $i$
- $N_{i0}$  : valeur approchée de ce dernier
- $p$  : fonction de perturbation.

D'où  $n$  équations supplémentaires.

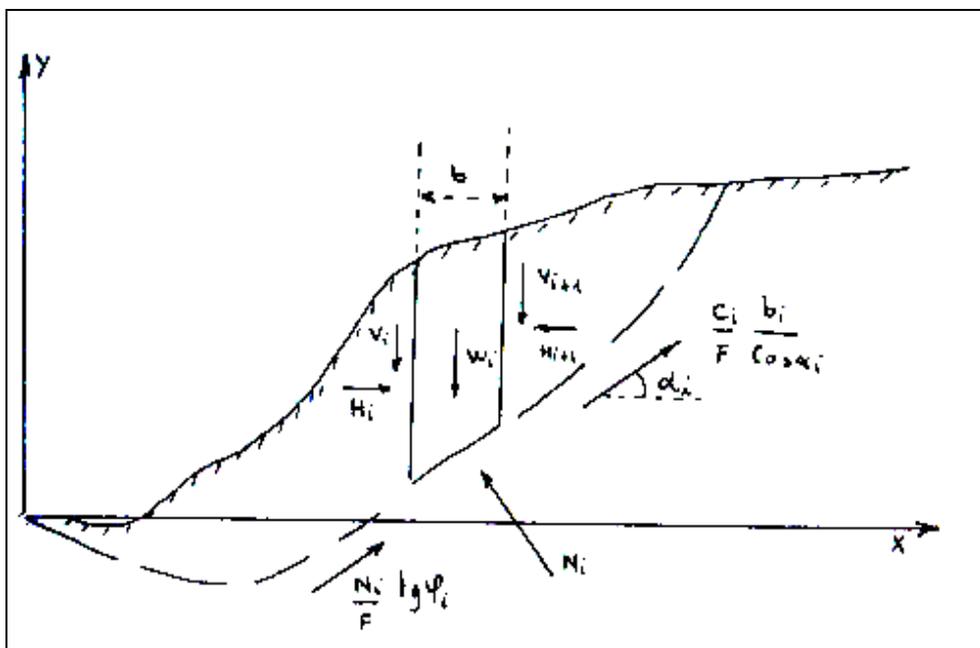


Fig1.32 : Méthode des perturbations : Notations

La surabondance de 2 équations sera supprimée en injectant deux inconnues dans la fonction de perturbation soit, par exemple.

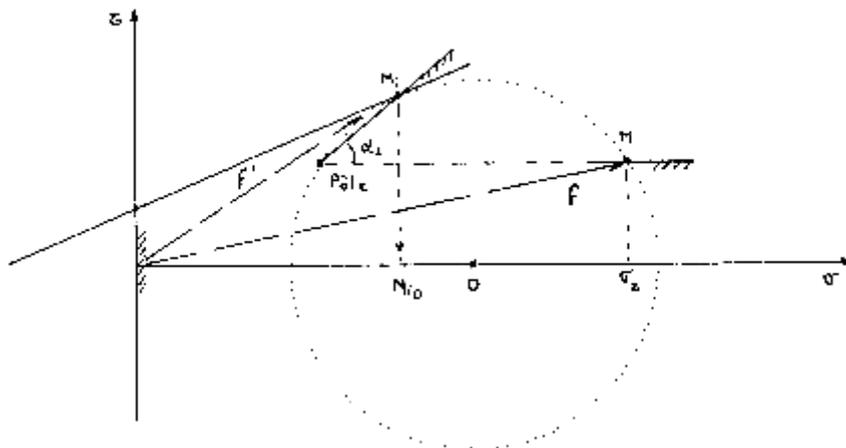
$$P = \mu_1 + \mu_2 \vartheta(M_i) \quad (1.59)$$

- $\mu_1$  et  $\mu_2$  : paramètres inconnus de perturbation
- $\vartheta(M_i)$  : fonction de perturbation définie au point  $M_i$  de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible ( $\mu_1$  proche de 1 et  $\mu_2$  proche de zéro). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber  $N_{i0}$ .

• **Choix de  $N_{i0}$**

Un premier choix consiste à déterminer  $N_{i0}$ , par la méthode de Rajot (1983) à partir de la contrainte  $\sigma_z^i$  supposée exister sur une facette (Fig. 1.33).



**Fig. 1.33 : Méthode de Rajot**

Un second choix consiste à formuler  $N_{i0}$ , à partir de la méthode de Fellenius.

Considérons une tranche de sol verticale sans effort intertranches (hypothèse de Fellenius) son

pois est  $W_i$ . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à  $\alpha$ . En M est :

$$W_i \cos \alpha_i$$

Soit

$$N_{i0} = W_i \cos \alpha_i \quad (1.60)$$

Dans une étude comparative, Ratel (1987) trouve que le choix de l'effort normal  $N_{i0}$ , de Rajot par rapport à celui de Fellenius donne un coefficient de sécurité inférieur.

Il préconise cependant de prendre l'effort normal donné par l'équilibre de Fellenius.

- **Choix de la fonction de perturbation  $\vartheta(M_i)$**

Des calculs effectués à partir des répartitions de contraintes (Pincent, 1974) concluaient à donner  $\vartheta(M_i)$  la valeur de  $tg\alpha_i^2$  au point considéré.

Des études faites depuis par différents auteurs n'ont pas montré de variations notables sur la valeur du coefficient de sécurité si l'on prend  $tg\alpha_i$  au lieu de  $tg\alpha_i^2$ . C'est pourquoi  $tg\alpha_i$  a été adoptée.

En résumé, nous retiendrons l'expression suivante que nous aurons à utiliser par la suite :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 tg\alpha_i) \quad (1.61)$$

- $\alpha_i$  : angle de la facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique)
- $W_i$  : poids de la tranche  $i$
- $N_i$  : effort à la base de la tranche  $i$

- **Equations de la statique**

- + **Equilibre vertical d'une tranche**

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.62)$$

- + **Equilibre horizontale d'une tranche**

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{tg\varphi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.63)$$

- + **Moment par rapport à l'origine des axes** (pour la signification de  $e_i$  voir figure 1.26)

$$\begin{aligned} & -x_{iG}W_i - x_iV_i + x_{i+1}V_{i+1} - (y_{Bi+1} + e_i)H_{i+1} + (y_{Bi} + e_i)H_i + \\ & \left[ \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg\varphi_i}{F} \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] + \\ & N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned} \quad (1.64)$$

Portons la perturbation sur  $N_i$

$$N_i = W_i(\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i) \quad (1.65)$$

On fait la somme des n équations du type (1.62), sachant que  $V_0 = V_n = 0$ , on s'aperçoit que les autres  $V_i$  disparaissent.

$$\sum \left( W_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i \right) = \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left( \frac{g_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left( \frac{g_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \quad (1.66)$$

On fait également la somme des n équations du type 1.63,

$H_0 = H_n = 0$  et les termes  $H_i$  disparaissent.

$$\mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left( \sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left( \sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) = \sum \frac{g_i}{F} \quad (1.67)$$

Si l'on fait maintenant la somme des équations du type (1.64), on obtient :

$$\begin{aligned} \sum x_{G_i} W_i = \\ \frac{1}{F} \sum \left[ \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] \frac{1}{2} \left[ \left( (x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i \right) \right] \\ + \sum N_i \frac{1}{2} \left[ \left( (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (1.68)$$

D'où la formulation de  $F$

$$F = \frac{\sum \left[ \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] \left[ \left( (x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i \right) \right]}{\sum 2x_{G_i} W_i - N_i \left[ \left( (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i \right) \right]} \quad (1.69)$$

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

- On se fixe  $F$
- On calcule  $\mu_1$  et  $\mu_2$  par le système linéaire des équations (32) et (39), puis  $N_i$  par
 
$$N_i = W_i(\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$
- La dernière équation permet d'itérer sur  $F$ .

## 1.11. Effets de la pression interstitielle

### 1.11 Généralités

La pression interstitielle peut trouver son origine

- dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable ;
- dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain ;
- dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration séisme).

**Dans le premier cas**, il s'agit d'un phénomène purement statique. Au plan pratique, il est important d'observer que l'intensité de  $u$  (pression interstitielle) ne dépend pas du volume d'eau accumulé, mais uniquement de la hauteur de charge. Ce phénomène est classique derrière un mur de soutènement non drainé ou pour le talus amont d'un barrage en terre en service ou enfin pour un rideau de palplanches... L'ouvrage fonctionne alors, parfois pendant un très court instant, comme un véritable barrage. Il suffit, pour que la mise en charge ait lieu, d'un simple film d'eau (l'expérience du tonneau de Pascal) s'établisse entre le terrain et l'ouvrage étanche ou insuffisamment drainé.

Dans le cas d'un rideau de palplanches battues dans de l'argile, il suffit par exemple que le rideau se décolle légèrement du terrain (retrait, poussée) pour que, à l'occasion d'une pluie (par exemple), le film d'eau puisse s'établir. Ce phénomène est à l'origine de fréquents accidents, notamment - mais pas seulement - en périodes pluvieuses.

Par le simple jeu hydrostatique, une pression d'eau peut également s'établir dans une discontinuité du milieu (faille, joint de stratification, etc...) ou au contact de deux milieux imperméables, par exemple à la base d'une couverture argileuse imperméable plaquée sur un substratum imperméable lui aussi. L'eau qui s'infiltré dans cette discontinuité se met en charge, et agit comme un vérin pour décoller la couverture de son

soubassement. La pression d'eau disparaît au moment du décollement, mais elle a suffi à déclencher la rupture.

**Dans le cas d'une nappe aquifère circulant**, l'action hydrostatique de l'eau (pression  $u$ ) est sensiblement analogue à la précédente. Toutefois, la définition précise de  $u$  suppose la connaissance des équipotentielles de l'écoulement.

**La pression interstitielle peut naître** de l'application brutale d'une surcharge sur un milieu saturé (saturation statique ou liée à une nappe filtrante) **ou** voisin de la saturation. A La pression interstitielle initiale  $u$ , le choc ajoute une surpression  $A_u$  qui peut être plusieurs fois

Supérieure à  $u$ . [I faut observer que la transmission de  $A_u$  dans un milieu saturé est instantanée.

### 1.11.2 Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols

On admet en théorie classique, que l'état d'équilibre limite d'un sol correspond à un glissement le-long d'une surface de rupture Sur un élément de cette surface, la résistance au cisaillement  $\tau$  est une fonction croissante de la contrainte  $\sigma$ .

La courbe représentative de cette fonction dans le plan  $(\sigma, \tau)$  est l'enveloppe des cercles de Mohr définissant l'état de contrainte c'est la courbe intrinsèque de Caquot.

L'expérience montre que dans les sols, cette courbe est assimilable à une droite et le critère de rupture s'écrit :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (1.70)$$

C'est la droite de Coulomb.

La résistance au cisaillement d'un sol est donc caractérisée par deux paramètres classiques : la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$ . En réalité ce critère de rupture ne s'applique qu'à la phase solide. Or il existe dans le sol deux autres phases, l'une gazeuse que l'on peut négliger, l'autre liquide qui est, par contre, d'une importance capitale.

En effet, lorsqu'on applique sur un sol un effort quelconque, la contrainte totale  $\sigma$ , qui s'exerce alors sur une facette donnée se répartie à la fois sur le squelette solide qui ainsi soumis à une contrainte  $\sigma'$  appelée contrainte intergranulaire ou encore effective, et sur la phase liquide se développe une pression  $u$  appelée pression interstitielle et l'on a :

$$\sigma = \sigma' + u \text{ (postulat de Terzaghi).} \quad (1.71)$$

La loi de Coulomb s'écrit donc en réalité :

$$\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.72)$$

Ou  $C'$  et  $\varphi'$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement vrais ou effectifs.

L'expression de la résistance au cisaillement peut également s'écrire :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' = C' + \sigma \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.73)$$

Soit encore

$$\tau = C' + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u \quad (1.74)$$

Avec

$$\operatorname{tg} \varphi_u = \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.75)$$

$\varphi_u$  est l'angle de frottement apparent

Dans sol saturé et de faible perméabilité, c'est la pression interstitielle qui, au début du chargement, équilibre à elle seul la contrainte totale, ce qui se traduit par :

$$u = \sigma \quad \text{d'où} \quad \varphi_u = 0$$

Lorsque la pression interstitielle est totalement dissipée, c'est-à-dire en fin de consolidation on a par contre  $u = 0$  ; d'où  $\varphi_u = \varphi'$ . On voit donc que l'angle de frottement interne apparent en fonction du temps pour atteindre à la limite la valeur de l'angle de frottement effectif.

En ce qui concerne la cohésion, c'est l'inverse qui se produit ou tout au moins se produit.

Pour ce qui est du calcul de stabilité d'un talus il y a lieu de distinguer :

- L'étude de la stabilité à court terme ou l'on utilise les caractéristiques apparentes  $C_u$  et  $\varphi_u$ .
- L'étude de la stabilité à long terme ou l'on prend en compte les caractéristiques intrinsèques  $C'$  et  $\varphi'$ .

### 1.11.3 Equilibre d'une tranche de talus en présence de l'eau



$$u_i = \left( \frac{u_{max} + u_{min}}{2} \right) \left( \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right) \quad (1.76)$$

En réécrivant les conditions d'équilibre on arrive finalement aux formules suivantes :

- **Méthode de Bishop simplifiée**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum \left[ \frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi'_i \left[ \frac{(W_i - u_i) - c'_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (1.77)$$

- **Méthode de Fellenius**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[ \sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - u_i) tg \varphi'_i + c'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (1.78)$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F} \right) \quad (1.79)$$

- **Méthode de Janbu**

$$F = \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i} \quad (1.80)$$

$$S_i = \frac{c'_i + \left( \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u \right) tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}} \quad (1.81)$$

- **Méthode de Janbu simplifiée**

$$F = f \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i tg \alpha_i} \quad (1.82)$$

Avec

$$S_i = \frac{c'_i + \frac{W_i}{b_i} tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}} \quad (1.83)$$

- **Méthode de Spenser**

$$T_i = \frac{c'_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N'_i \frac{tg \varphi'_i}{F} \quad (1.84)$$

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

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.85)$$

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

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.86)$$

Remplaçons  $T_i$  par sa valeur

On obtient :

$$\frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \frac{tg \varphi'_i}{F} + Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.87)$$

Soit

$$C_i' \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i' tg \varphi'_i + F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.88)$$

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

En éliminant  $N_i'$  entre ces deux expressions on peut calculer  $Q$

$$Q = \frac{\frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi'_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[ 1 + \frac{tg \varphi'_i}{F} tg(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (1.89)$$

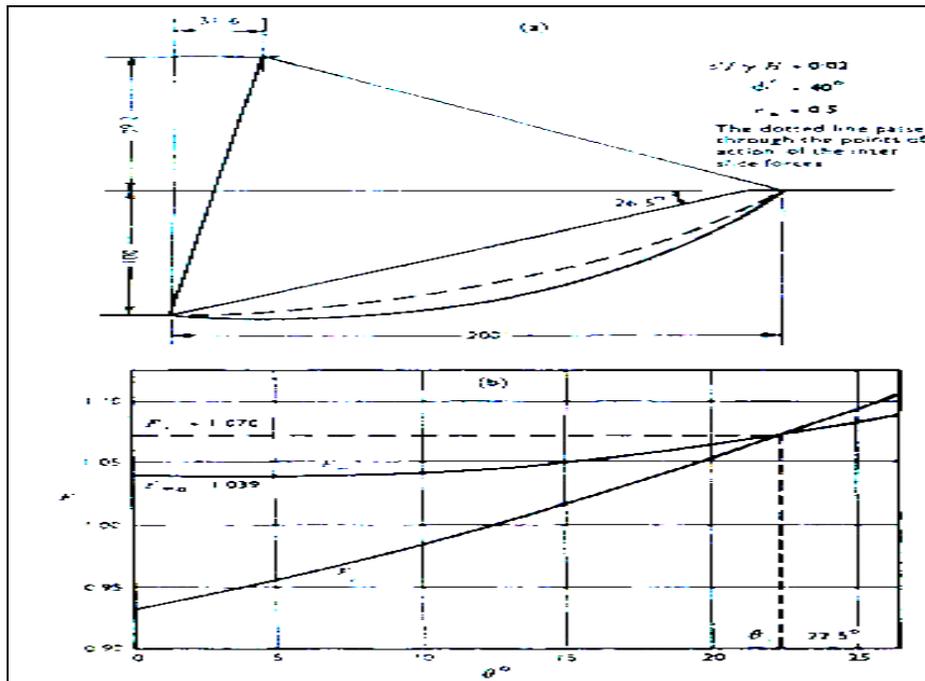
(Il faut multiplier la seconde équation par  $-tg \varphi$  et faire la somme).

$$\begin{aligned} \sum Q_i \cos \theta_i &= 0 \\ \sum Q_i \sin \theta_i &= 0 \\ \sum Q_i &= 0 \end{aligned} \quad (1.90)$$

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

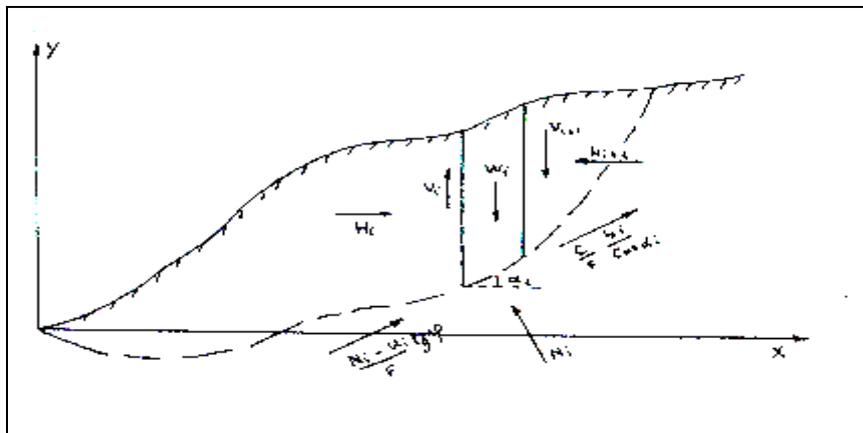
- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque .On la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle  $\alpha$  que fait sa base avec l'horizon.
- 2) Plusieurs valeurs de  $\theta$  sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule  $F$  qui doit, à la fois satisfaire aux trois équations de (1.90) .On désigne respectivement par  $F_f$  e  $F_m$  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 désigne par  $F_{m0}$ .
- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes  $F_f = f(\theta)$  et  $F_m = f(\theta)$  .La figure 1.34 en est un exemple .l'intersection des deux courbes fournit  $F_i$  et  $\theta_i$ .
- 4) La valeur de  $F_i$  est alors substituée dans l'équation (1.89) pour calculer  $Q$  .Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux) même.

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.



**Fig. 1.35 : Méthode des perturbations**

On peut reprendre (mot à mot) la démonstration établie au paragraphe 1.10.2, utilisant cette fois les paramètres effectifs.



**Fig. 1.36 : Méthode des perturbations : notation.**

Ainsi la composante normale du poids sur la facette inclinée à  $\alpha$  et M est :

$$N_i = w_i(\mu_1 + \mu_2 \tan \alpha_i) \cos \alpha_i \quad (1.91)$$

$\alpha_i$  : angle de la facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique).

$w_i$  : Poids de la tranche  $i$ .

$N_i$  : Effort à la base de la tranche.

### Equation de la statique

#### +Equilibre verticale d'une tranche

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + (N_i - u) \frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.92)$$

#### +Equilibre horizontale d'une tranche

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + (N_i - u) \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.93)$$

#### +Moment par rapport à l'origine des axes

$$\begin{aligned} & -x_{iG} W_i - x_i V_i + x_{i+1} V_{i+1} - (y_{Bi+1} + e_{i+1}) H_{i+1} + (y_{Bi} + e_i) H_i + \\ & \left[ \frac{C_i'}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi'_i}{F} \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] + \\ & N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned} \quad (1.94)$$

( $x_{iG}$  = coordonnée du centre de gravité de la tranche).

Portons la perturbation sur  $N_i$

$$N_i = W_i (\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

On fait la somme des n équations du type (1.92), sachant que

$$V_0 = V_n = 0, \quad (1.95)$$

On s'aperçoit que les autres  $V_i$  disparaissent.

$$\begin{aligned} \Sigma \left( W_i - \frac{b_i C_i'}{F} tg \alpha_i \right) &= \mu_1 \Sigma W_i \cos \alpha_i \left( \frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) + \\ & \mu_2 \Sigma W_i \sin \alpha_i \left( \frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) - \Sigma \frac{u_i tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i \end{aligned} \quad (1.96)$$

On fait également la somme des n équations du type 1.93,

$$H_0 = H_n = 0 \quad (1.97)$$

et les termes  $H_i$  disparaissent.

$$\begin{aligned} \sum \frac{b_i c_i'}{F} - \sum \frac{u_i \operatorname{tg} \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i = \\ \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left( \sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \\ \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left( \sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right) \end{aligned} \quad (1.98)$$

Si l'on fait maintenant la somme des équations du type (1.94), on obtient :

$$\begin{aligned} \sum x_{Gi} W_i = \frac{1}{F} \sum \left[ \frac{b_i c_i'}{\cos \alpha_i} + (N_i - u) \operatorname{tg} \varphi'_i \right] \frac{1}{2} \left[ ((x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i) \right] \\ + \sum N_i \frac{1}{2} \left[ ((x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i) \right] = 0 \end{aligned} \quad (1.99)$$

D'où la formulation de  $F$

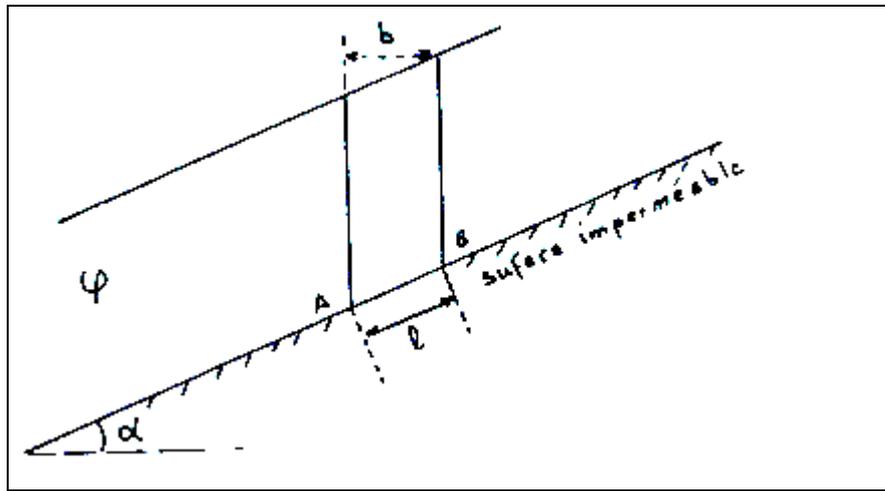
$$F = \frac{\sum \left[ \frac{b_i c_i'}{\cos \alpha_i} + (N_i - u) \operatorname{tg} \varphi'_i \right] \left[ ((x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i) \right]}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i \left[ ((x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i) \right]} \quad (1.100)$$

#### 1.11.4 Méthodes de calcul en rupture plane

##### +Massif purement pulvérulent sans écoulement d'eau

L'analyse de stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements naturels se produisent le long de discontinuité plane.

On suppose dans les calculs que le massif est semi-infini, ce qui se traduit au niveau des contraintes par une répartition uniforme.



**Fig. 1.37 : Rupture plane sans écoulement d'eau.**

Le poids de la tranche induit sur AB une contrainte verticale

$$e = \frac{\gamma hb}{l} = \gamma h \cos \alpha \quad (1.101)$$

Qui se décompose suivant la facette de rupture AB en :

-Une contrainte normale  $\sigma = \gamma h \cos \alpha \cos \alpha = \gamma h \cos^2 \alpha$  (1.102)

- et une contrainte tangentielle  $\tau = \gamma h \cos \alpha \sin \alpha$  (1.103)

Selon la loi de Colomb, la stabilité du massif est assurée si :

$$\tau \leq tg\varphi_c \quad (1.104)$$

Or  $\tau = \frac{\sigma}{F} tg\varphi \quad \Rightarrow \quad F = \frac{\sigma}{\tau} tg\varphi > 1$

$$\Rightarrow \gamma h \cos \alpha \sin \alpha \leq \gamma h \cos^2 \alpha tg\varphi \quad (1.105)$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \varphi \quad (1.106)$$

On l'équilibre du sablier qui se construit par déversement des matériaux au sommet du tas .On sait que (l'angle du talus naturel  $\alpha$ ) qui apparait vaut sensiblement l'angle de frottement interne  $\varphi$  du milieu peu serré ainsi continu.

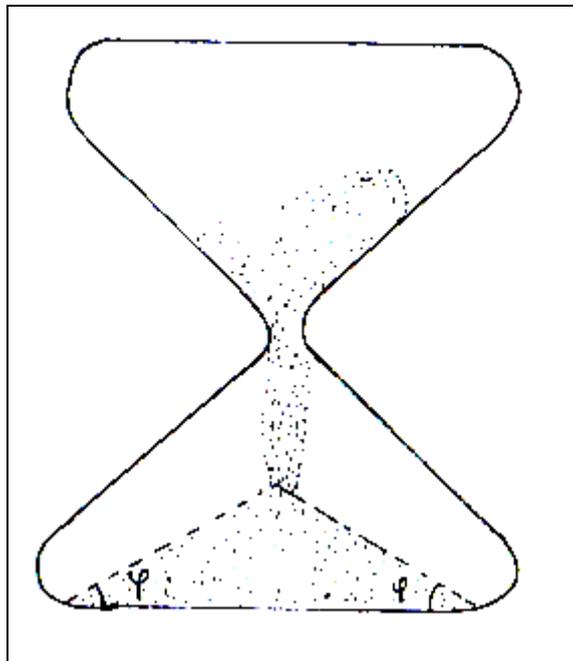


Fig. 1.38 : L'équilibre du sablier.

+massif purement pulvérulent avec écoulement d'eau parallèle à la surface topographique

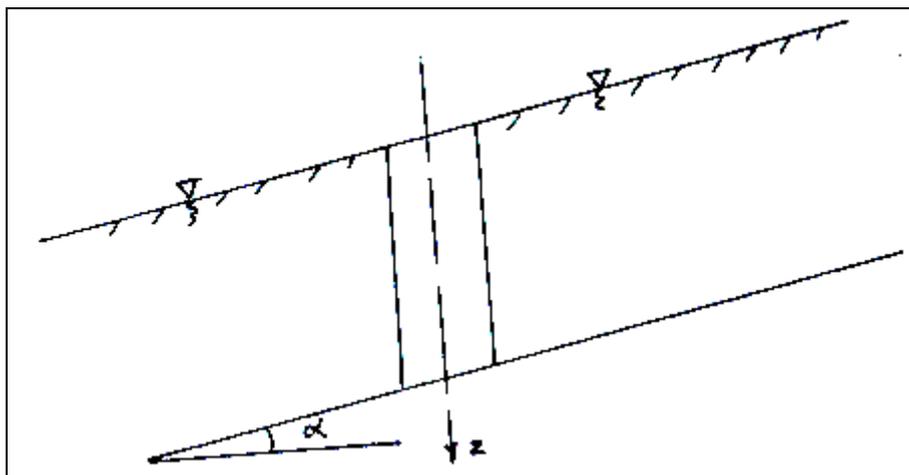


Fig. 1.39 : Rupture plane avec écoulement d'eau.

Dans ce cas

$$\tau = \gamma_{sat} z \cos \alpha \sin \alpha \quad (1.107)$$

$$\sigma = \gamma_{sat} z \cos \alpha \cos \alpha = \gamma_{sat} z \cos^2 \alpha \quad (1.108)$$

$$u = \gamma_w z \cos^2 \alpha \quad (1.109)$$

Pour qu'il y ait équilibre il faut que

$$\tau \leq (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

C'est-à-dire

$$\gamma_{sat} z \cos \alpha \sin \alpha \leq (\gamma_{sat} - \gamma_w) z \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi'$$

$$\Rightarrow F = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_{\text{sat}} \operatorname{tg} \alpha}$$

Si on considère que  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ Kn/m}^3$  (se qui approximativement le cas de la plupart des sols), et  $\gamma_w = 10 \text{ Kn/m}^3$  la condition devient

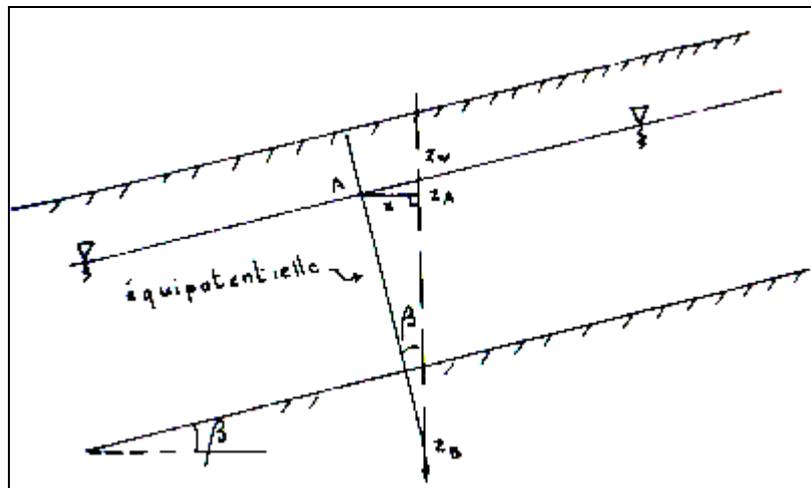
$$F = \frac{1 \operatorname{tg} \varphi'}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

Si  $F$  est juste égale à l'unité on peut écrire

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi'$$

En rapprochant cette dernière relation de la formule  $\alpha \leq \varphi$  (déjà établie) on observe que le facteur de sécurité est réduit de moitié.

**Remarque :** calcul de la pression interstitielle ( $u_b$ ) à la base de la tranche :



**Fig 1.40 :** la pression interstitielle ( $u_b$ ) à la base de la tranche.

$$h_A = h_B = \left( \frac{u_A}{\gamma_w} - z_A \right) = \left( \frac{u_B}{\gamma_w} - z_B \right) \quad (1.110)$$

Soit

$$u_B = \gamma_w (z_B - z_A) \quad (1.111)$$

Or

$$z_A = z_w + x \operatorname{tg} \beta \quad \text{Et} \quad x = (z_B - z_A) \operatorname{tg} \beta$$

Donc

$$z_A = z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \beta$$

$$\Rightarrow (z_A - z_B) = z_B - z_w - (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \beta$$

Soit

$$z_B - z_A = (z_B - z_w) \cos^2 \alpha$$

Soit enfin

$$u_B = \gamma_w (z_B - z_W) \cos^2 \alpha \quad (1.112)$$

Si le niveau de la nappe est confondu avec la topographie on trouve (car dans ce cas  $z_W = 0$ )

$$u_B = \gamma_w z \cos^2 \alpha$$

#### +Cas d'un massif cohérent (sans eau)

La résistance au cisaillement vaut  $\tau_{max} = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$

Si  $\alpha \leq \varphi$  dans ce cas l'équilibre est surabondant puisque la cohésion vient s'opposer( en plus) (en plus) au mouvement.

Si  $\alpha \geq \varphi$  le massif est en équilibre si non épaisseur est limitée à une profondeur  $H_c$  telle que :

$$\gamma H_c \cos \alpha \sin \alpha \leq \gamma H_c \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi + c$$

$$H_c \leq \frac{c}{(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi) \gamma \cos^2 \alpha}$$

## 1.12 Réflexion et conclusion générale sur les calculs à la rupture

### 1.12.1 Choix de la méthode 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.

En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients que l'on évalue sont donc différents.

Des études comparatives ont montré que la méthode de Bishop fournit de bon 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. On estime voisine de 10% la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius.

Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode de perturbations qui est la plus performante. Cependant son champ d'application demeure, à l'heure actuelle, relativement réduit.

### **1.12.2 Limite des méthodes de calcul**

Elles ne résultent pas du calcul lui-même mais plutôt des hypothèses que l'on est obligé de faire et des imprécisions qui existent quant aux caractéristiques des matériaux.

En particulier, il convient d'être très prudent dans l'utilisation en rupture circulaire pour les versants naturels. Ceux-ci sont rarement homogènes et la présence des fissurations, d'anomalies géologiques, se traduit par des surfaces de glissement particulières. Le calcul suivant des cercles de ruptures n'est alors pas du tout adapté et peut conduire à de grossières erreurs d'interprétation.

A cela s'ajoute le fait que plusieurs hypothèses de base soient contestables :

- L'analyse est bidimensionnelle et les effets de bord sont négligés.
- La masse en mouvement est assimilée à un solide indéformable.
- La surface de rupture est unique, ce qui ne permet pas de considérer les glissement emboîtés en chaînes.
- Au niveau des caractéristiques des matériaux et de la détermination de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture, des erreurs ou des imprécisions peuvent être commises .

### **1.12.3 Rupture progressive des pentes**

On considère que la rupture se produit au même temps en tous les points de la ligne de glissement, ce qui correspond à une mobilisation de la résistance au cisaillement limite. En effet, il semble qu'il y ait rupture progressive, en commençant par les zones où la résistance est la plus faible.

En effet les glissements de terrains se produisent rarement d'une manière brusque, sauf si la rupture par cisaillement se déclenche simultanément le long d'une surface de discontinuité préexistante et si on excepte les cas de petits glissements. Tout d'abord, un petit déplacement se produit à la base de pente et le mouvement de cette masse entraîne de proche en proche la déstabilisation de la masse adjacente.

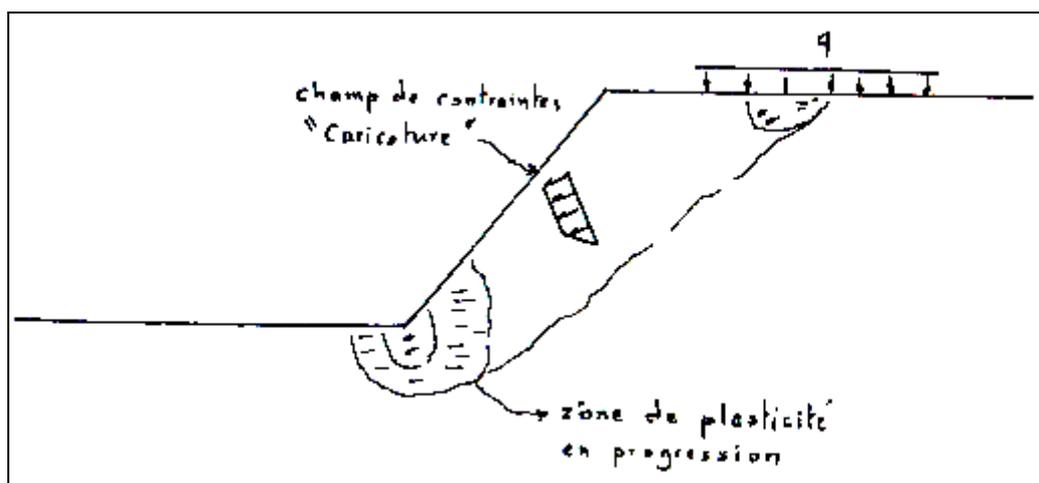
Bishop (1967) a contribué à la compréhension du mécanisme de rupture progressive en examinant soigneusement la question de non-uniformité de la distribution des contraintes dans les talus et les remblais.

En effet, la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte effective normale quand les conditions de drainage à long terme sont atteintes. L'hypothèse d'une

éventuelle rupture prenant naissance dans la partie médiane du talus est écartée dans telle conditions.

A l'intérieur du talus, les contraintes normales sont élevées dès qu'il y a une épaisseur importante de matériaux au-dessus de la surface de glissement.

Aux extrémités, au regard de la très faible valeur des contraintes normales, les conditions de cisaillement réduites sont maximales, ce qui implique une faible résistance dans les conditions de drainage. Par conséquent, la rupture progresse probablement d'une ou des deux extrémités de la surface de glissement.



**Fig. 1.41 : Rupture progressive des pentes**

Dans les pentes naturelles, les études de distribution des contraintes doivent prendre en compte l'état de contrainte du terrain. On considère souvent que les ruptures des versant naturels prennent naissance au pied du glissement. Cette idée provient du fait que, dans certaines pentes, la concentration des contraintes semble être plus élevée au pied du glissement. Toutefois, la rupture peut ne pas se produire au pied du versant, mais en réalité à partir du sommet.

La chute de résistance au cisaillement (sous grande déformation), de la valeur de pic à la valeur résiduelle, fournit une condition très favorable pour la rupture progressive.

Skemton (1964) a proposé le terme «facteur résiduel R» pour indiquer la proportion de la surface de rupture d'un talus dans laquelle la résistance est tombée à une valeur résiduelle.

$$R = \frac{\tau_p - \tau}{\tau_p - \tau_r}$$

Cette expression peut également s'écrire :

$$\tau = R\tau_r + (1 - R)\tau_p$$

Avec

$\tau$  : Résistance moyenne au cisaillement à la rupture.

$\tau_p$  et  $\tau_r$  : Résistance au cisaillement, respectivement, de pic et résiduelle.

Skemton (1970) a découvert que les premières ruptures de talus spécialement celles se produisant dans les argiles surconsolidées intactes correspondent à des facteurs résiduels nuls.

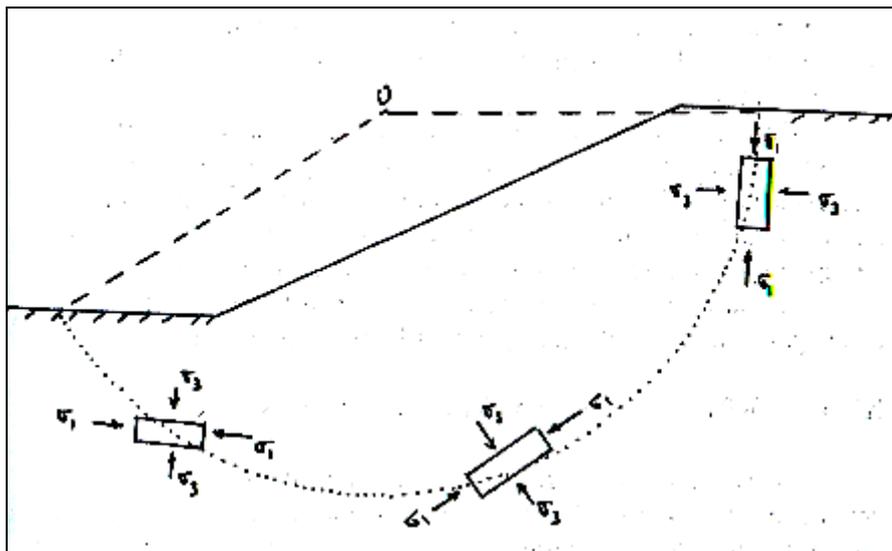
D'autre part, les valeurs comprises entre 0 et 1 ont été trouvées pour les argiles surconsolidées fissurées.

Il est ensuite intéressé aux corrélations entre le facteur résiduel et le temps de rupture des pentes. En conclusion, il a montré que le détail de rupture d'un talus, après excavation, peut atteindre quelquefois 50 ans ou plus. Ce détail est dû principalement à la croissance très lente des pressions interstitielles jusqu'à des valeurs critiques.

#### 1.12.4 Choix des caractéristiques $c$ et $\varphi$ (valeurs drainées ou non drainées ou résiduelles)

Le choix des caractéristiques  $c$  et  $\varphi$  peut conduire à des résultats dont l'interprétation est erronée :

- Comme, par exemple la prise en compte des caractéristiques de pic alors que le versant a déjà été affecté par des mouvements.
- Il est presque toujours nécessaire d'effectuer un calcul à partir de  $c'$  et  $\varphi'$  (long terme) puis à partir de  $c_u$  et  $\varphi_u$  et enfin parfois à partir de  $c_{cu}$  et  $\varphi_{cu}$ .
- Conséquence du changement d'orientation du plan de cisaillement le long de la surface de glissement : il n'est pas tenu compte de l'anisotropie du milieu et les échantillons prélevés verticalement présente une résistance au cisaillement qui ne correspond pas à ce qui existe le long de toute la zone de rupture (**Figure 1.42**).



**Fig. 1.42 : Orientation des échantillons par rapport à la surface de glissement.**

-D'autre part, les essais de mécanique des sols dépendent de la prise des échantillons et des conditions de leur réalisation. Des différences peuvent exister entre les valeurs obtenues en

laboratoire et les valeurs réelles des terrains en place, d'autant plus que les prélèvements sont peu nombreux et ne sont pas représentatifs de l'ensemble des terrains en place.

### 1.12.5 Choix du poids spécifique à adopter pour le calcul de $W_i$ (poids des tranches)

Pour tenir compte du rôle de l'eau il est nécessaire de mener les calculs en contraintes effectives. Pour le calcul du poids des tranches il paraîtrait alors naturel d'utiliser  $\gamma'$  (poids volumique déjaugé). Néanmoins, pour des raisons de simplicité de calcul, il est préférable de déterminer d'abord la contrainte totale à la base de la tranche en utilisant alors, sous la nappe, le poids volumique saturé  $\gamma_{sat}$  c'est ensuite, dans le calcul, que sera introduite la contrainte effective en soustrayant, de la valeur précédente, la pression interstitielle à la base de la tranche.

Cette approche, dans le calcul, permet de mettre en relief le rôle spécifique de la « sous-pression »  $u$ , ce qui est important pour l'appréciation de la stabilité de certains ouvrages, et également des terrains argileux homogènes et imperméables, dans ce cas la surface de rupture pouvant en effet subir, après rupture, une mise en charge.

Il faut enfin noter que ce choix est à faire aussi bien dans le calcul par la méthode globale, que pour la méthode des tranches.

### 1.12.6 Le coefficient de sécurité à l'équilibre limite

Nous avons considéré  $F_\phi = F_c$ . En fait, il est souvent souhaitable d'avoir différents coefficients de sécurité en tenant compte des composantes (cohésion et angle de frottement interne) de la résistance au cisaillement.

Il y a plusieurs raisons à cela :

- Il est fréquemment plus simple de mesurer ou de déduire les valeurs de  $\phi'$  avec une grande confiance que les valeurs de  $c'$  (en contraintes effectives).
- dans de nombreux cas, une faible confiance est donnée aux valeurs de  $c'$ , du fait de la cohésion effective avec le temps, qui est due à divers processus comme le ramollissement.
- On sait bien aussi que la variabilité du paramètre  $c'$  est bien plus grande que celle du frottement. En effet, le coefficient de variation de l'angle de frottement des matériaux pulvérulents peut descendre jusqu'à 6%, alors que le coefficient de variation de cohésion non drainée ou résistance au cisaillement peut s'élever jusqu'à 40%.

Soient :

$F_c$  : Le coefficient de sécurité par rapport à la cohésion.

$F_\phi$  : Le coefficient de sécurité par rapport au frottement.

le coefficient de sécurité total est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{C + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{\frac{C}{F_c} + \sigma \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_\varphi}}$$

Si  $F_\varphi = 1$  indique que le frottement est entièrement mobilisé, le coefficient de sécurité  $F_c$  par rapport à la cohésion a une signification particulière. Ceci s'explique par le fait que la cohésion nécessaire à la stabilité est directement proportionnelle à la hauteur d'un talus homogène simple, pour une géométrie et une inclinaison donnée.

Par conséquent Taylor (1937,1948) a utilisé le terme de « le coefficient de sécurité par rapport à la hauteur »  $F_H$  pour  $F$  baser sur la cohésion mobilisable.

Donc avec un frottement entièrement mobilisé  $F_c = F_H$  et nous avons :

$$F_H = \frac{c}{c_m} \quad \text{Et} \quad \tau = \frac{c}{F_H} + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

$F_H$  donne une indication du rapport entre la hauteur critique et la hauteur réelle d'un talus dans lequel le frottement est toujours entièrement mobilisé.

### Conclusion

Les remarques ci-dessus font apparaître la complexité des phénomènes qui conditionnent la validité d'un calcul à la rupture. Elle invite à la prudence, à conserver un sens critique et de ne pas accorder aux résultats une importance trop grande. Il convient auparavant, d'examiner les conditions dans lesquelles ont été effectués les calculs et d'apprécier leur validité.

### 1.12.7 Utilisation des programmes de calcul

Il est clair que chacune des hypothèses simplificatrices énoncées dans les paragraphes précédents peut être discutée. Avec l'ordinateur, on peut admettre des simplifications moins importantes et prendre en compte par exemple l'interaction entre tranches, les surfaces de ruptures non cylindriques, voire même le calcul à trois dimensions. La méthode de Fellenius reste la seule méthode dont le calcul soit abordable «à la main» ou mieux avec un petit calculateur de poche.

L'usage de programmes informatiques facilite l'analyse de la stabilité des versants. La plupart de ces programmes sont basés sur la méthode des tranches rupture circulaire. Le principal avantage de l'informatique est la possibilité de tester, à coût très faible, un très grand nombre de surfaces de rupture en un temps minimum et de déterminer celle qui est la plus critique.

On peut également faire varier les conditions géométriques, géotechniques et hydrauliques le long d'une même surface et comparer l'influence des différents facteurs.

Cela permet, par exemple, d'évaluer en modifiant les conditions aux limites, quels sont les résultats à attendre d'éventuels travaux de stabilisation.

### **1.12.8 Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de stabilité**

On sait que les méthodes de calcul du coefficient de sécurité à la rupture ne s'appuient sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très per. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres les différences peuvent être inacceptables.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs :

- Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime  $F$  et est 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 général à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuité géologiques importantes.
- Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Janbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.

## **CHAPITRE 2 :**

# **PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE**

## **2.1 Introduction**

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

## **2.2 La méthode des éléments finis**

### **2.2.1 L'histoire en bref de la méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis est une procédure numérique qui peut être appliquée pour obtenir des solutions aux problèmes d'engineering. Le transfert, linéaire, non linéaire dans l'analyse des contraintes, le transfert de chaleur, écoulement des liquides, ainsi que les problèmes géotechniques peuvent être analysés par le biais de la méthode des éléments finis. L'origine de cette méthode date de 1900, où quelques scientifiques ont tentés de modéliser un continuum élastique en barres élastiques. Courant est considéré comme le premier scientifique à avoir développé la méthode moderne des éléments finis. Dans un article publié en 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion. L'étape suivante dans l'utilisation de la méthode des éléments finis a été réalisée par Boeing en 1950, les ingénieurs de Boeing utilisent des éléments triangulaires pour modéliser les ailes des avions en études. En 1960, Clough popularise la méthode des éléments finis en élargissant le champ d'application de cette méthode à d'autres secteurs de l'ingénieur. Zienkiewicz et Chung établissent que cette méthode peut être applicable à tous les problèmes d'engineering. Zienkiewicz édite le premier livre entièrement dédié à la méthode des éléments finis.

En 1975, des travaux ont commencé dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. D'autres travaux ont été publiés en

1986 (Britto et Gunn, l'Université de Cambridge en Grande Bretagne), depuis, des approches similaires ont été utilisées par d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis. L'un des plus modernes est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer).

### **2.2.2 Concepts de base**

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

### **2.2.3 Calculs par la MEF**

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

- ***Elle nécessite :***

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.

- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc.

- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques ;

- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage ;

- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- ***Elle permet :***

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

- ***Les sorties fournies pour les ouvrages sont :***

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

Et pour le sol :

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

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

Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

- **CESAR (LCPC)**

Logiciel 2D et 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

- **PLAXIS**

Logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. VERMEER dédié à la Géotechnique. Pour notre problème, on utilise le logiciel PLAXIS.

## 2.3 PLAXIS

### 2.3.1 Introduction au programme PLAXIS

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale a été de développer un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS a été développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS a été développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la **figure 2.1** une brève description de ce programme est présenté.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-programmes ou routines (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

- *PLAXIS-Input*: le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.
- *PLAXIS-Calculations*: le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

- *PLAXIS-Output*: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes, les forces des éléments structuraux ...etc.
- *PLAXIS-Curves*: le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont été validées par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions ont été faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Code Plaxis.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiés dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. en plus les performances du PLAXIS étaient aussi comparées à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z- Soil.

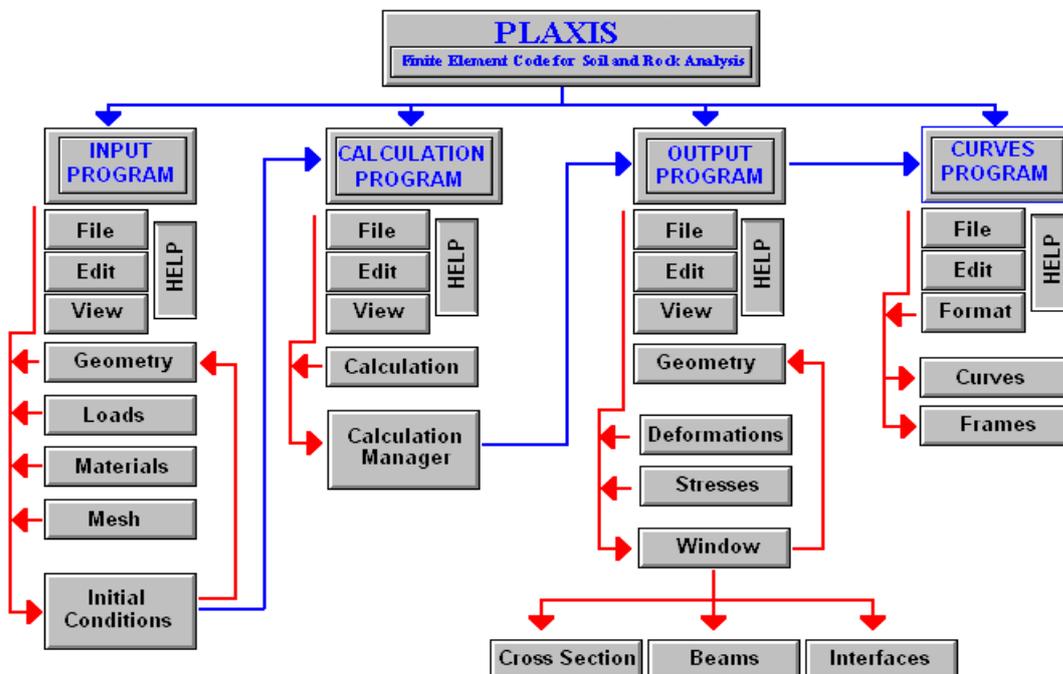


Fig. 2.1: Organigramme de la structure du Plaxis code

## 2.3.3 Les modèles de sol incorporés dans le code Plaxis

### 2.3.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux d'entrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

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

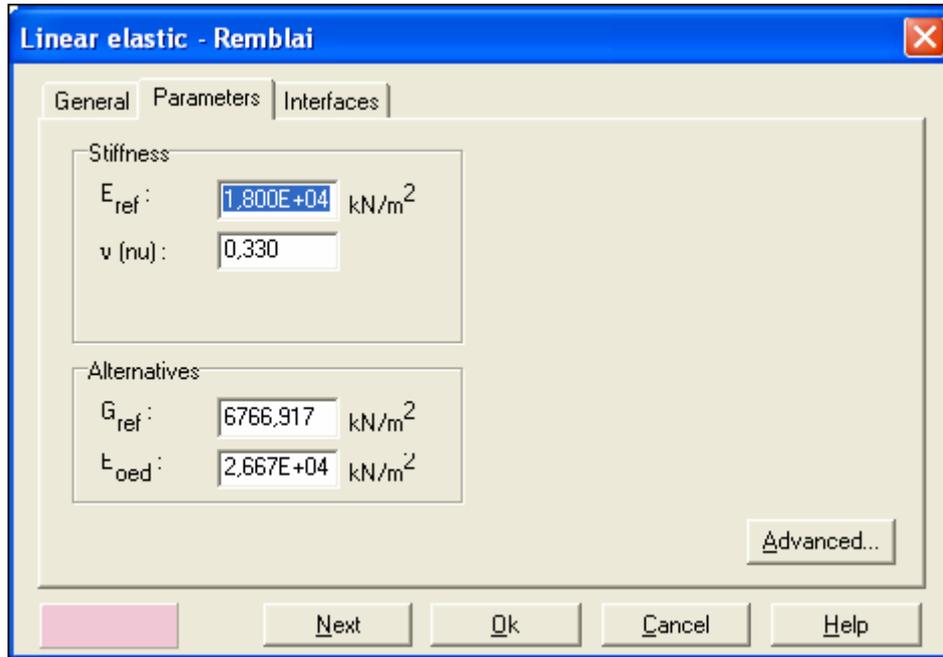
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.2)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

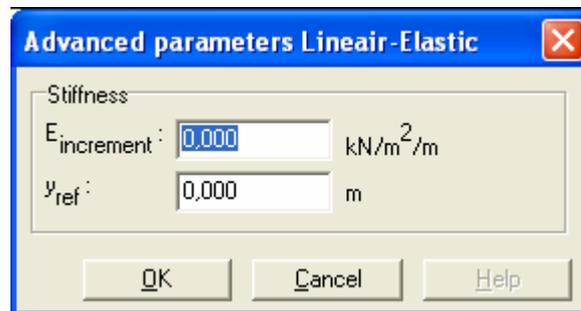
Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la **figure 2.2** :



**Fig. 2.2 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.**

Et les paramètres avancés sur la **figure 2.3** :



**Fig. 2.3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.**

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$y < y_{ref} \quad \text{avec} \quad E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad (2.4)$$

$E_{increment}$  : Augmentation de la rigidité  
[kN/m<sup>2</sup>/m]

$y_{ref}$  : Unité de profondeur [m]

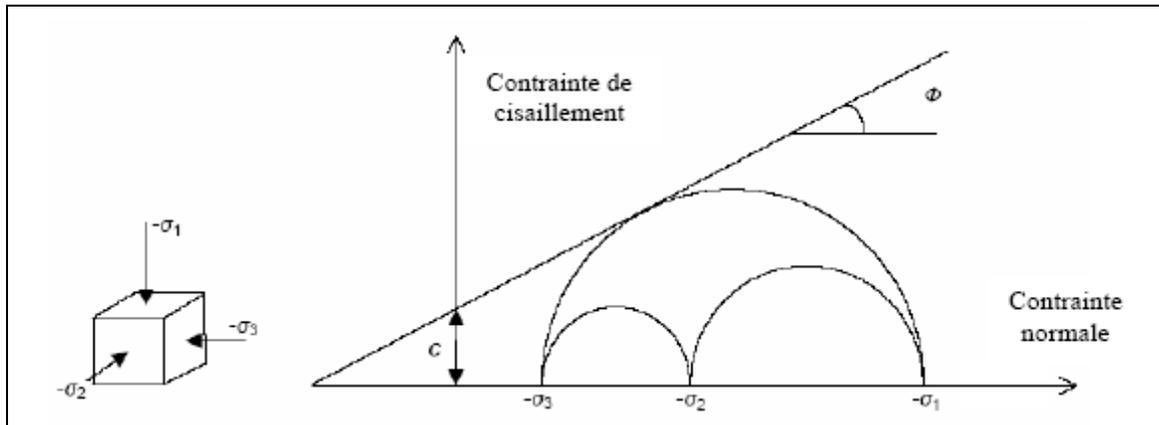
### 2.3.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

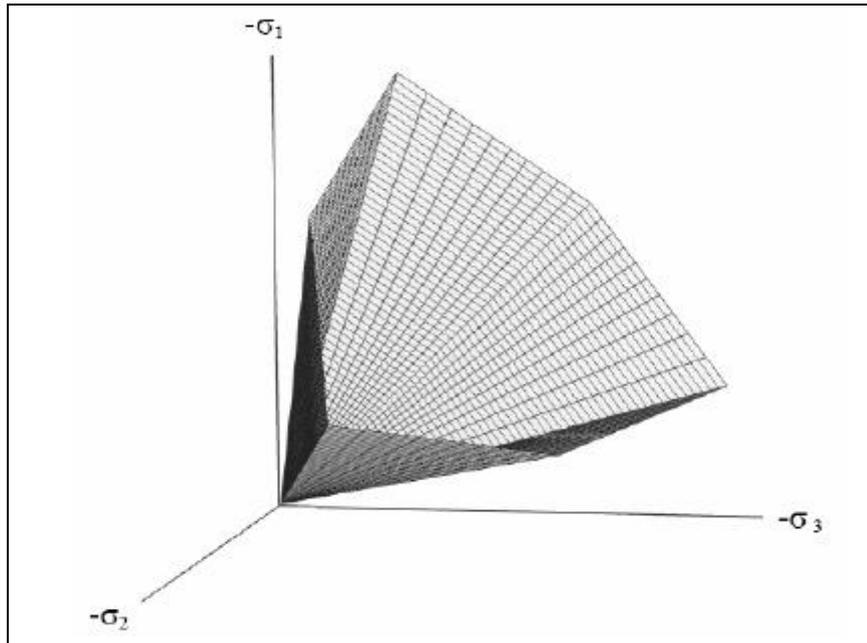
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (2.5)$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau [Figure 2.4].



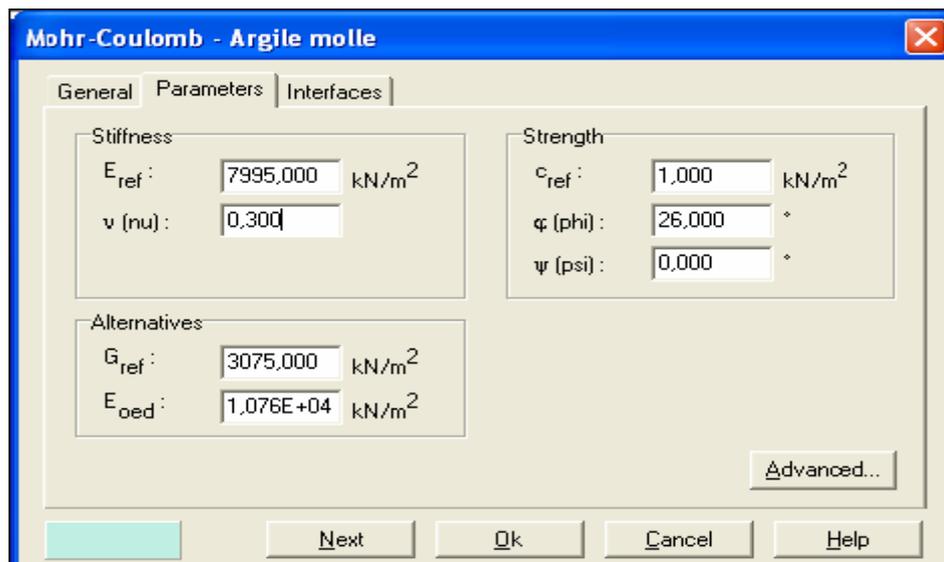
**Fig. 2.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.**

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice [Figure 2.5] sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Fig. 2.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .**

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres [Figure 2.6]. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\varphi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.



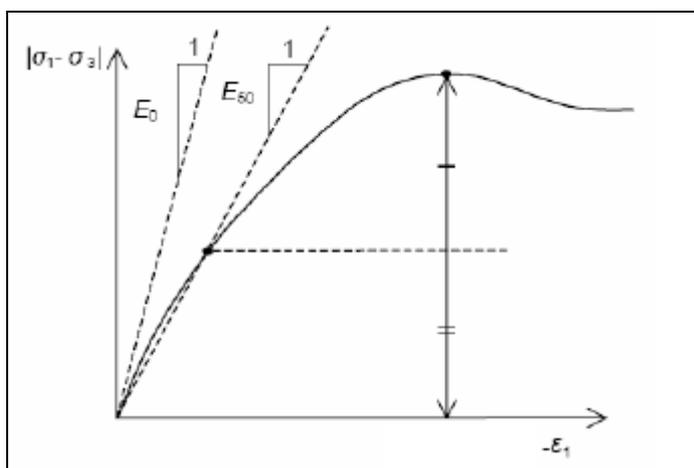
**Fig. 2.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr - Coulomb.**

### a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture [Figure 2.7].

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



**Fig. 2.7 : Définition du module à 50 % de la rupture.**

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

### b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  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 que cette valeur soit utilisable.

**c) Angle de frottement :**

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

Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

on peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [Figure 2.4].

**a) Cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u = 0$ , *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur :

Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

**b) Angle de dilatance :**

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi > 30^\circ \quad (2.6)$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi < 30^\circ \quad (2.7)$$

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.

### c) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction [Figure 2.5]. 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*).

### d) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés [Figure 2.8].

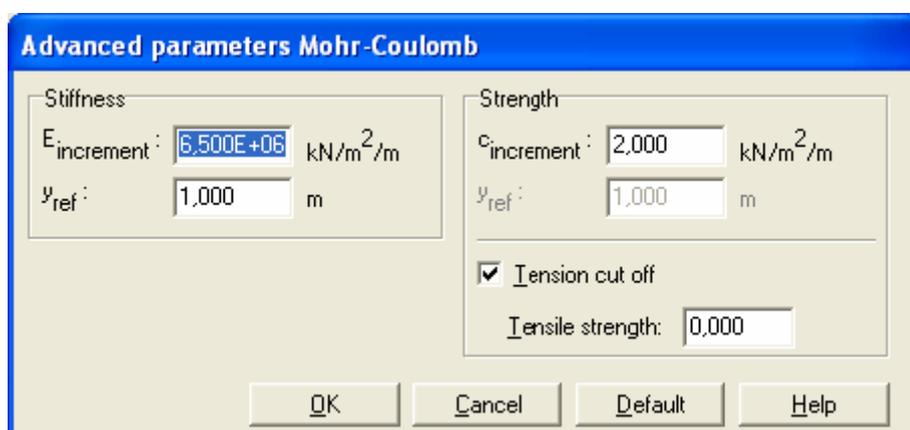


Fig. 2.8 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

#### 2.3.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model*)

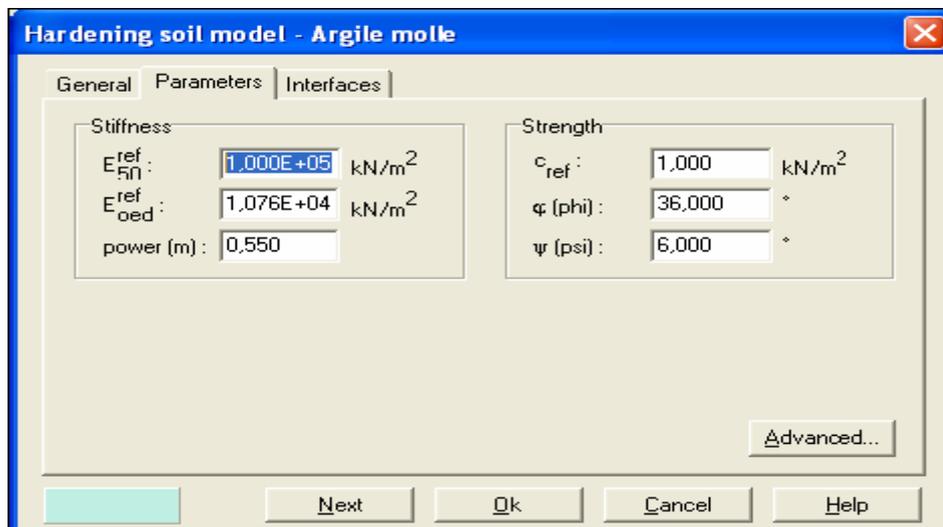
Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- 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 de déformation lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

**a) Les paramètres du HSM :**

Les paramètres du HSM sont représentés sur la **figure 2.9** :



**Fig. 2.9 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.**

**Paramètres de Mohr-Coulomb :**

$c$	: cohésion (effective)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: angle de frottement effectif	[°]
$\psi$	: angle de dilatance	[°]

**Paramètres de rigidité:**

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

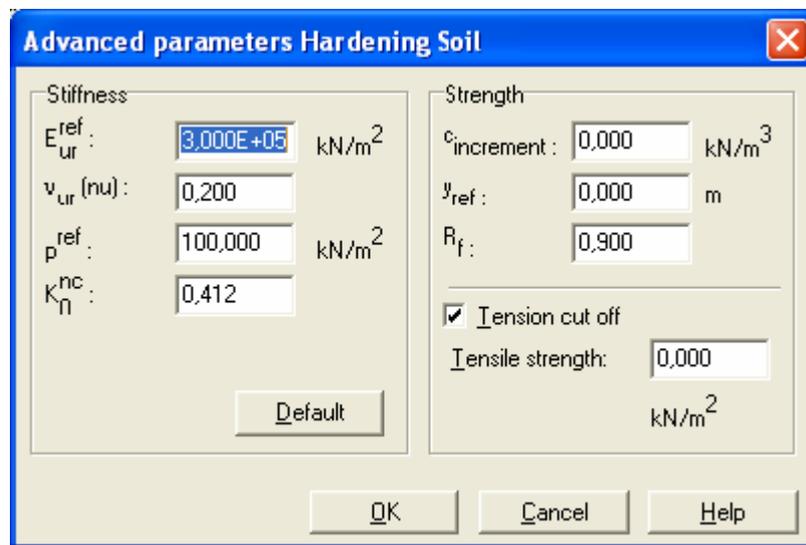
- Janbu (1963) rapporte des valeurs de  $m$  autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens ;

- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme  $0,5 < m < 1,0$ .

**Paramètres avancés :**

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

Les paramètres avancés sont représentés sur la **figure 2.10** :



**Fig. 2.10 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.**

**a) Courbes effort-déformation :**

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale,  $\varepsilon_1$ , et l'effort deviatoric,  $q$ , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxiaux drainés standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (2.8)$$

Avec :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f \quad (2.9)$$

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

**a) Les modules :**

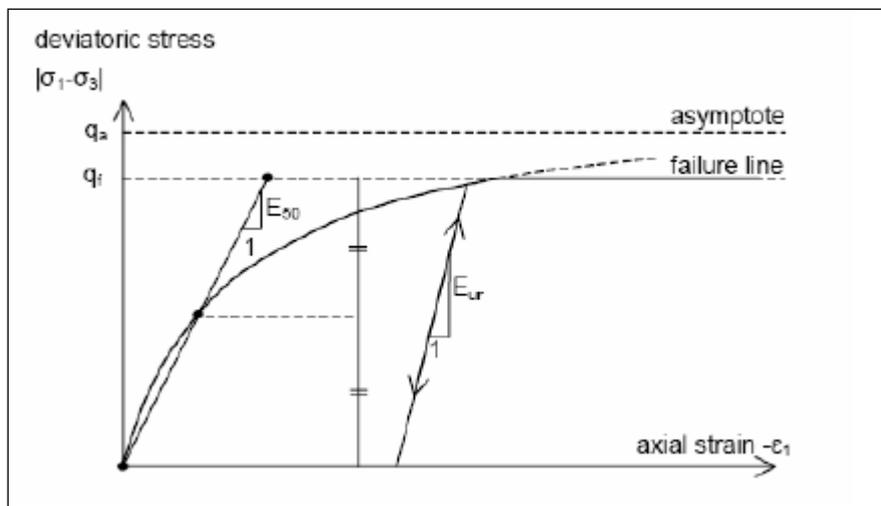
Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ KN/m}^2 \quad (2.10)$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{UR}^{REF} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.11)$$

La **figure 2.11** redonne ces définitions :

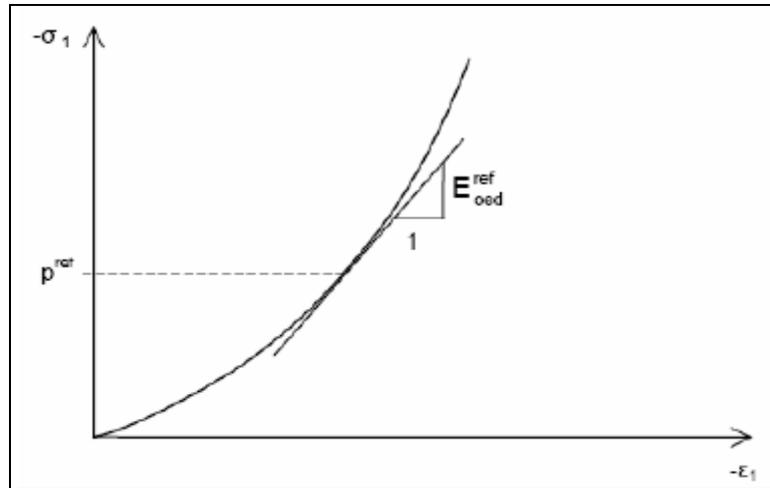


**Fig. 2.11 : Représentation du HSM dans le repère contrainte- déformation.**

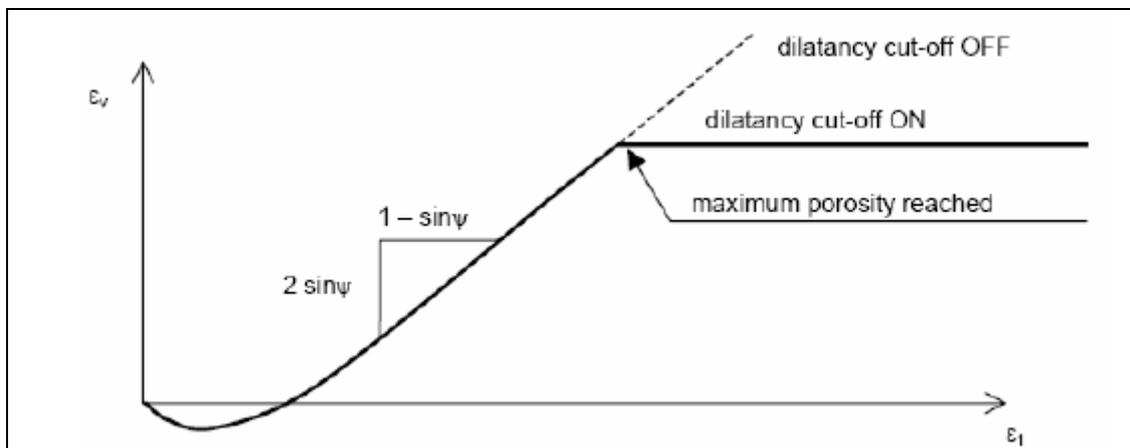
Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{OED}^{REF} \left( \frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.10)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la **figure 2.12** et celle de la dilatance (éventuellement) sur la **figure 2.13**.



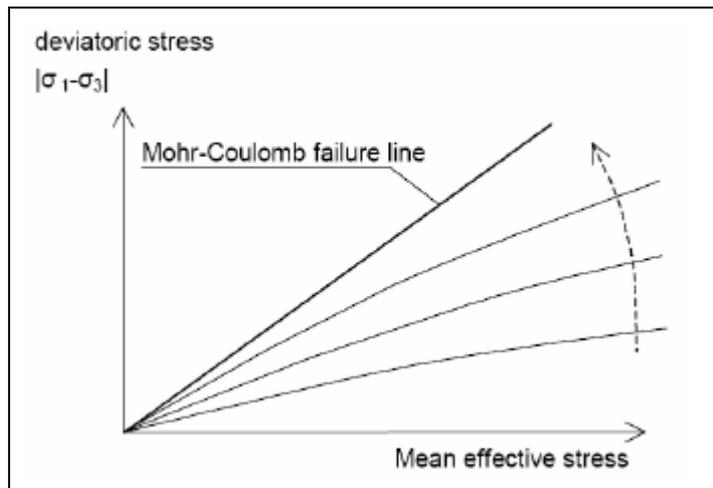
**Fig. 2.12 : Définition du module oedométrique tangent.**



**Fig. 2.13 : Définition de l'angle de dilatance.**

**b) Surface de charge :**

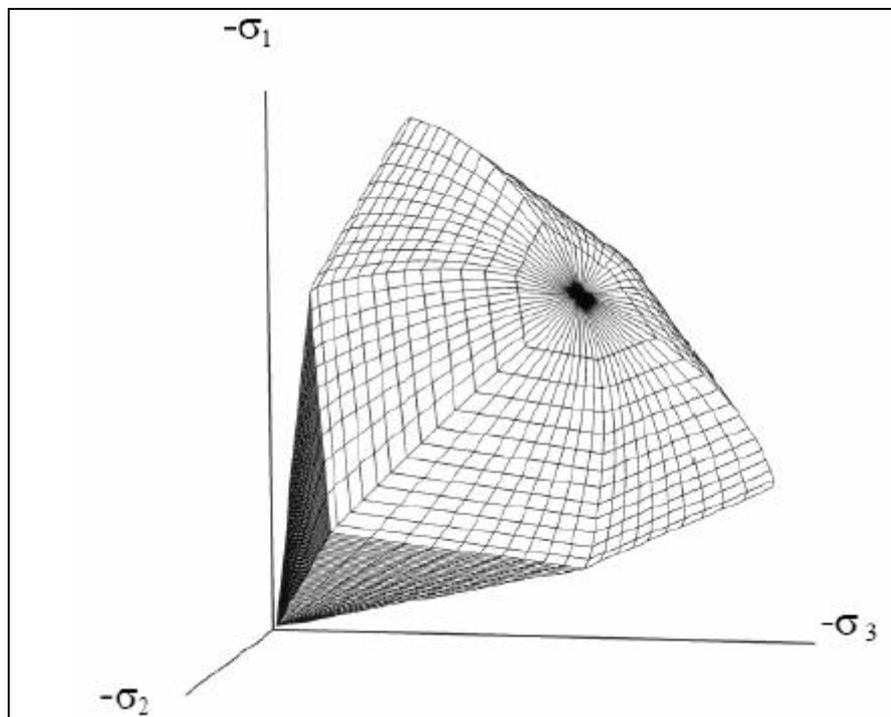
En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan  $q$ - $p$  la forme des surfaces de charge [**Figure 2.14**].



**Fig. 2.14 : Forme des surfaces de charge du HSM.**

**c) Surface de rupture :**

La surface de rupture est présentée sur la **figure 2.15** pour un sol non cohérent.



**Fig. 2.15 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.**

### 2.3.3.4 Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)

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

#### a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique 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  $\lambda$  et  $\kappa$ . 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 oedométrique).

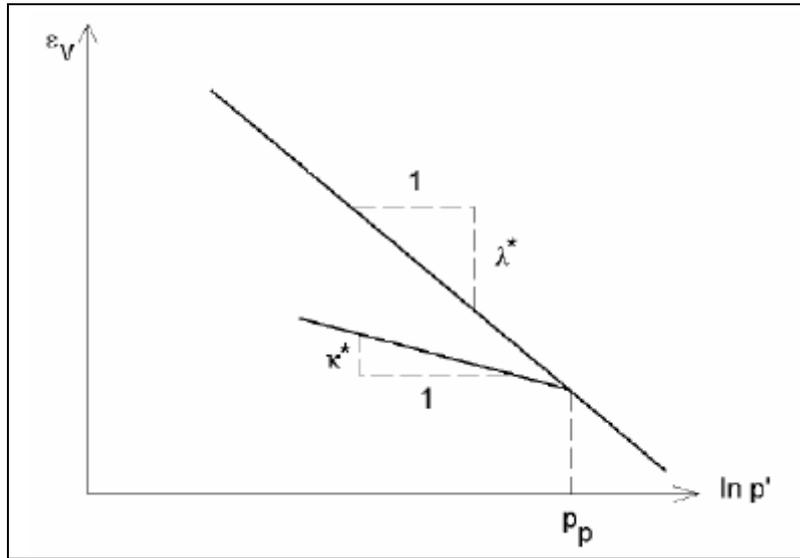
On utilise alors  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 2.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le **tableau 2.1** :

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

**Tableau 2.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $\kappa$ .**

La figure 2.16 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres:



**Fig. 2.16 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.**

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

**b) Paramètre de contrainte  $K_0$  :**

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

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / K^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (2.11)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{NC} \quad (2.12)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage 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 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  $K_0$  mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (2.13)$$

Dans *PLAXIS* la valeur par défaut de  $v_{ur}$  est de 0,15.

### **Remarques**

– *Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.*

– *Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de  $c$  et  $\varphi$ .*

### **d) Prise en compte de la surconsolidation :**

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

### **e) En résumé :**

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

$\lambda^*$	: indice de compression	[-]
$\kappa^*$	: indice de gonflement	[-]
$c$	: cohésion	[K/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: angle de frottement	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

$v_{ur}$	: coefficient de Poisson en charge décharge (Par défaut = 0,15)	[-]
$K_0^{NC}$	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient $K_0$ relié à $M$	[-]

$M$

: paramètre en fonction de  $K_0^{NC}$

[-]

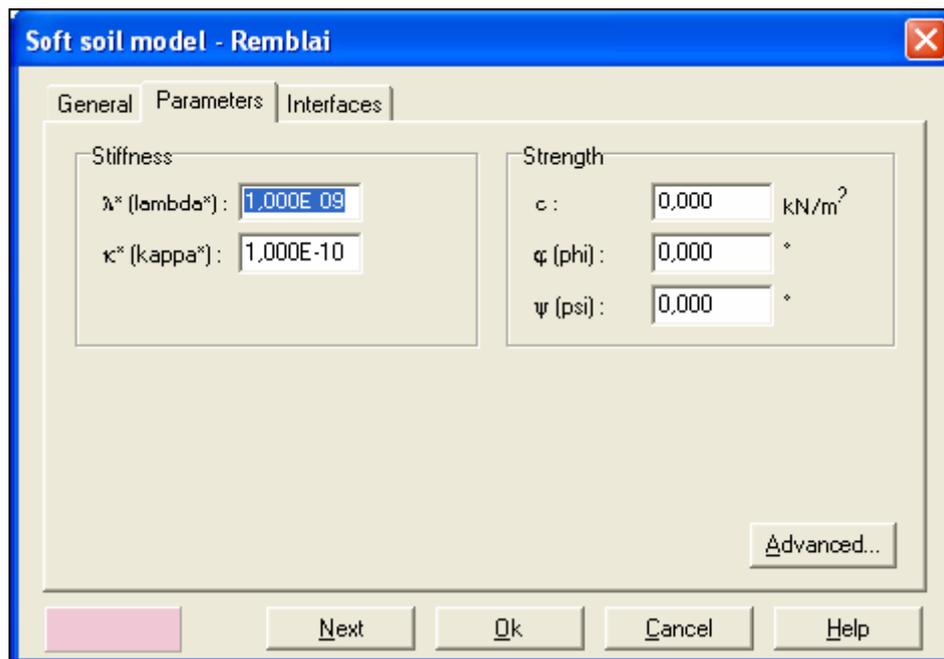


Fig. 2.17 : Fenêtre des paramètres du SSM.

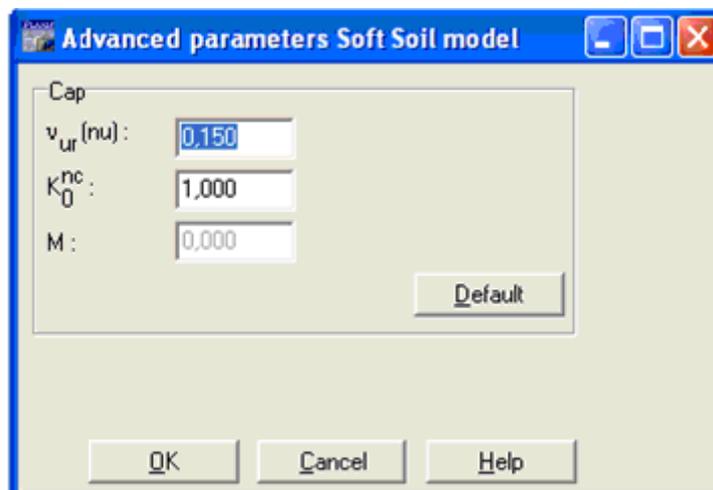


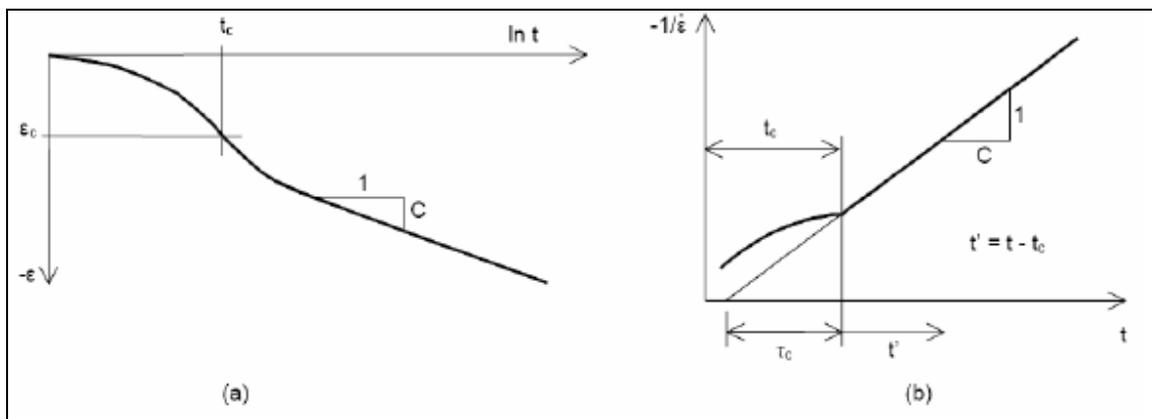
Fig. 2.18: Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

### 2.3.3.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)

Le *SSCM* permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans

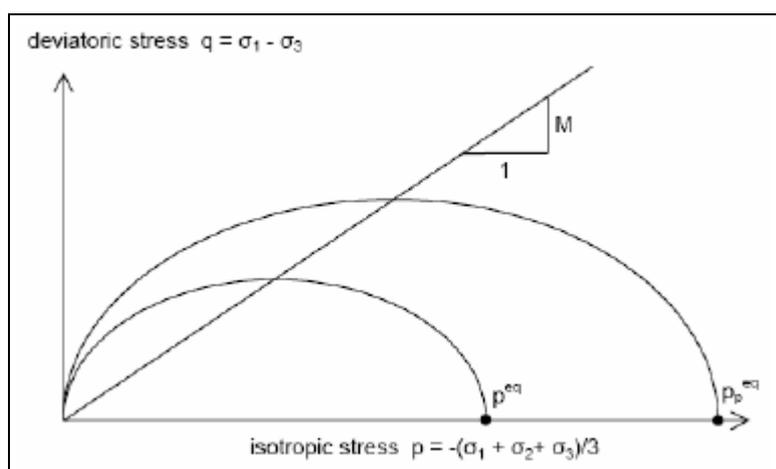
un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre  $C\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasipréconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La **Figure 2.19** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Fig. 2.19 : Effet du temps sur les essais oedométriques.**

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan  $p$ - $q$  [**Figure 2.20**] en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Fig. 2.20 : Diagramme des cercles  $p^{eq}$  dans le plan  $p$ - $q$ .**

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{CV}}{3 - \sin \varphi_{CV}} \quad (2.14)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (2.15)$$

**Les paramètres du SSCM :**

Le paramètre de fluage est  $\mu^*$  défini par :

$$\mu^* = \frac{C\alpha_v}{2,3(1+e)} \quad (2.16)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

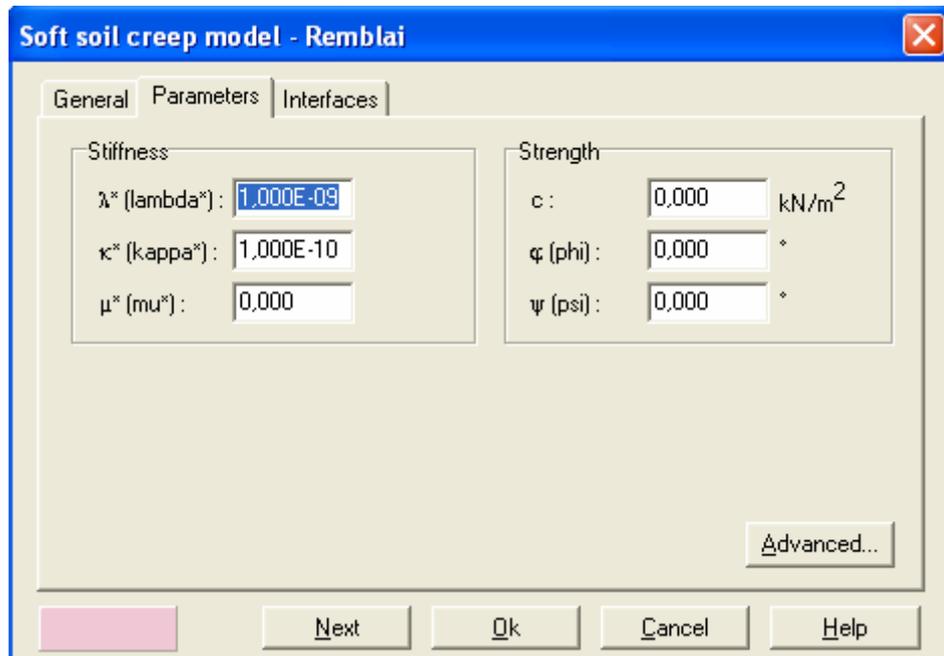
$c$	: cohésion	[K/m2]
$\varphi$	: angle de frottement	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance	[°]

Paramètre de consolidation :

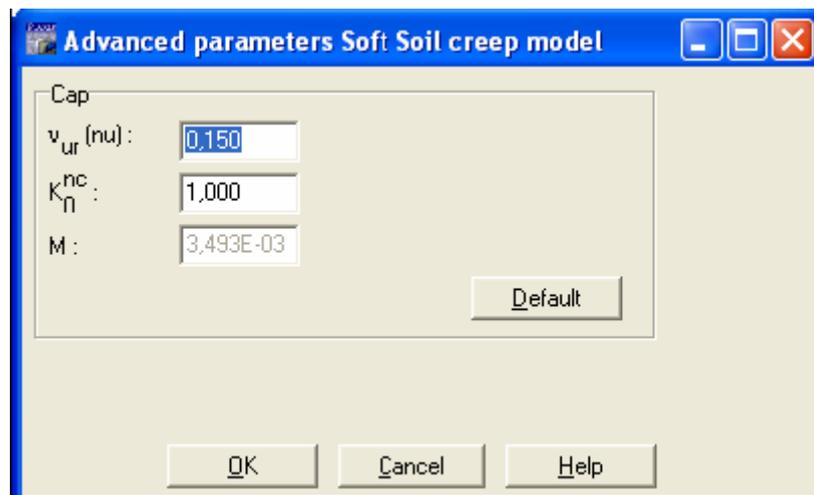
$\kappa^*$	: indice de gonflement	[-]
$\lambda^*$	: indice de compression	[-]
$\mu^*$	: indice de fluage	[-]

Les paramètres avancés :

$\nu_{ur}$	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15)	[-]
$K_0^{NC}$	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient $K_0$ relié à $M$	[-]
$M$	: paramètre en fonction de $K_0^{NC}$ .	[-]



**Fig. 2.21 : Fenêtre des paramètres du SSCM.**



**Fig. 2.22 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.**

## 2.4 Conclusion

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

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

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

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel.

Alors la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

**CHAPITRE 3 :**  
**ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE**  
**DE**  
**CALCUL DE REFERENCE**

### **3.1 Introduction**

Plusieurs études de stabilité des pentes ont montré qu'un glissement de terrain se produit en général lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, dépassent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Dans le chapitre 1, nous avons présenté quelques méthodes basées sur la définition de surfaces de rupture le long desquelles on suppose que les propriétés de résistance maximale au cisaillement du sol sont mobilisées : il s'agit des approches cinématiques, en analyse limite ou en calcul à la rupture. Les méthodes classiques (méthode ordinaire des tranches de Fellunus, 1939 ; méthode modifiée de Bishop, 1955 ; par exemple) se base en générale sur le critère de rupture de Mohr-coulomb, sont limitées dans le temps. Pourtant, nous savons que la prise en compte de l'évolution des glissements au cours du temps a une influence considérable sur la stabilité des pentes.

Dans le chapitre suivant, nous allons aborder la modélisation numérique bidimensionnelle en milieu continu, visant à simuler le comportement observé d'un problème réel. Il s'agit du cas de Djbel el-ouahch dans la ville de Constantine qui a subi, de nombreux désordre lors des travaux de réalisation du grand projet de l'autoroute Est-West. Avec l'utilisation d'un modèle plastique comme moyen pour l'établissement d'un modèle de référence pour mieux comprendre le mécanisme de rupture et détecter la zone de glissement.

Selon le concept de la modélisation, il est proposé dans ce Chapitre le développement d'un modèle numérique pour simuler le comportement du prototype (le terrain glissé). Le développement du modèle numérique pour cette analyse a été développé en utilisant le code des éléments finis pour l'analyse des sols et des roches le PLAXIS, version 8.2. Pour entreprendre une analyse en utilisant PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle en éléments finis et spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Dans ce qui suit, une présentation détaillée du développement du modèle numérique est donnée. La technique de modélisation du sol, est détaillée. La phase input de la procédure de modélisation numérique et le maillage en éléments finis du modèle est présenté.

Les calculs du modèle numérique développé étaient réalisés en utilisant PLAXIS-calculation programme, utilisé pour définir et exécuter les phases de calcul. A cette étape de la présente analyse numérique, il est nécessaire de définir quel type de calcul doit être sélectionné et quel types de chargements doivent être activés durant le procédé de calcul. Dans ce qui suit les caractéristiques du PLAXIS-Calculation programme reliées à la présente analyses sont détaillées.

Après finalisation du calcul numérique, le PLAXIS-Output programme est automatiquement chargé, ce programme contient une multitude de facilités qui peuvent être utilisées pour l'affichage des résultats des calculs numériques. Les résultats principaux de l'analyse numérique sont les déplacements. Les déplacements sont calculés aux nœuds des éléments finis. En plus, puisque le modèle numérique contient des éléments structuraux, les forces structurales sont calculées dans ces éléments.

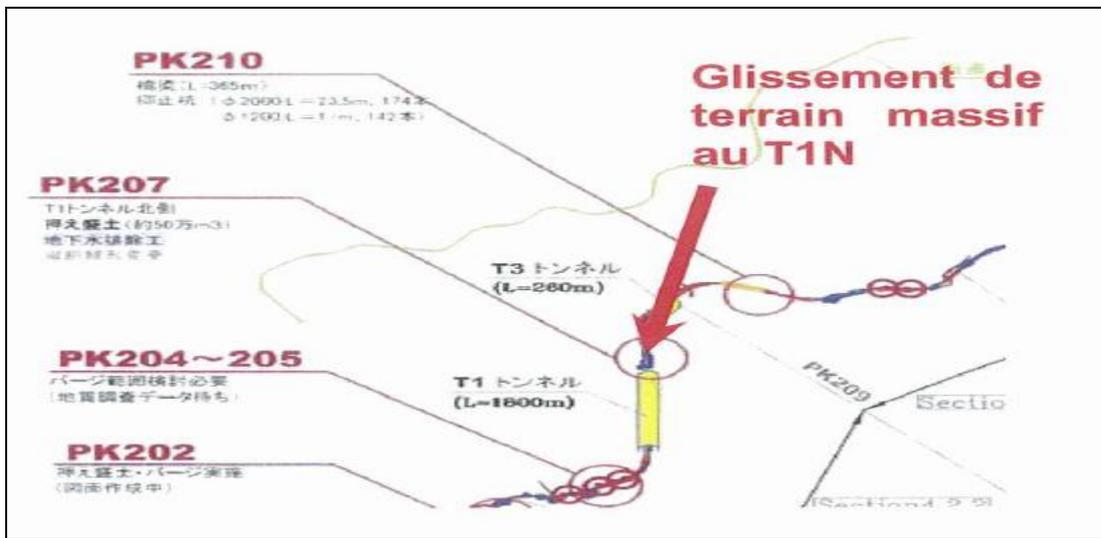
En utilisant les options du PLAXIS-Output programme, tous les types des résultats (output) peuvent être visionnés sous forme graphique ou tabulaire. En plus, le PLAXIS-Output peut être aussi exploiter en utilisant les facilités du PLAXIS-Curve programme pour créer les différents types de courbes contraintes / déplacements, chemins de contraintes et les différents diagrammes.

La présentation des résultats dans notre modèle a été donnée avec l'objectif: premièrement de présenter et commenter le comportement numérique, en terme de contraintes et déformation calculés. Deuxièmement, pour vérifier le concept numérique utilisé, à travers la validation du modèle numérique proposé et les performances du code PLAXIS. La comparaison directe est faite entre les quantités analogues avec ceux mesurés en réalité d'après notre prototype, pris comme système de référence.

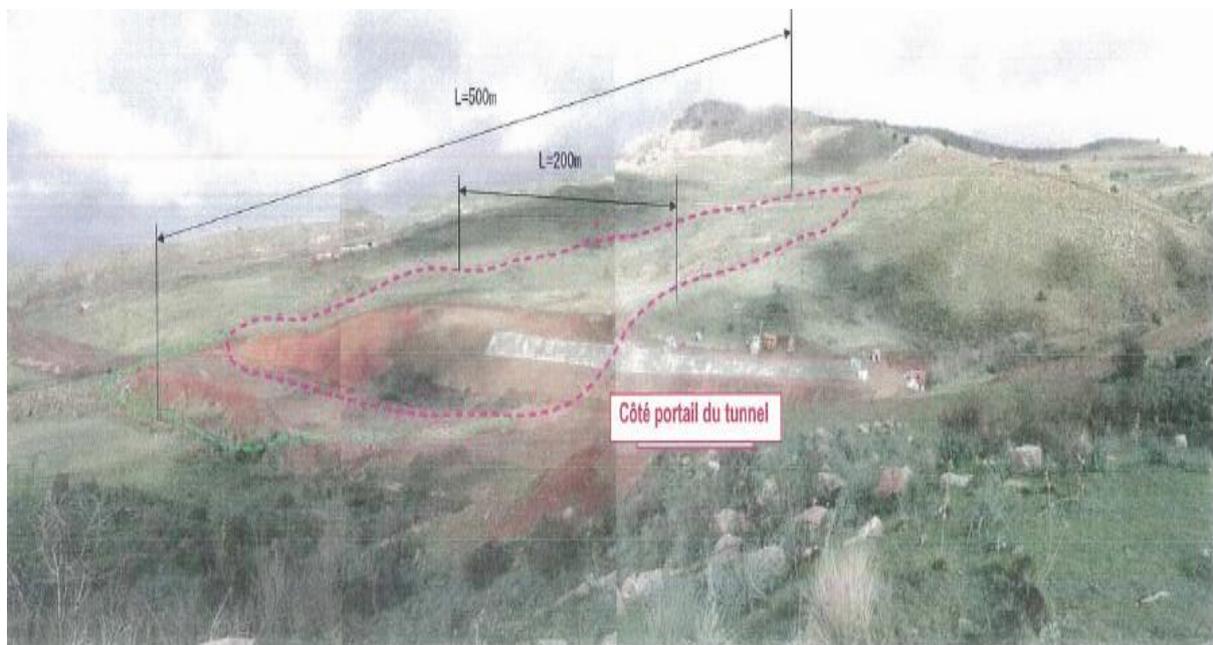
Le modèle de référence établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS* version 8.2 sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

### **3.1.1 Présentation du site**

En Novembre 2007, lors de l'exécution de déblai, dont la hauteur maximale est de 30m environ, sur le sol naturel devant le portail nord du Tunnel 1, un glissement de terrain massif s'est produit derrière la zone à déblayer. La superficie glissée s'étend jusqu'à 100 000 m<sup>2</sup> (500x200m), et la profondeur de glissement se situe à 43m. Après avoir pris les mesures d'urgence au moyen de la butée de terre immédiatement Après la survenance, les investigations ont été réalisées et sont toujours en cours au moyen notamment des levés topographique sur les prismes réflecteurs, des forages, et des mesures inclinométrique et piézométriques.



**Fig 3.1 : Vue global sur le glissement de terrain.**



**Fig 3.2 : Situation du glissement de terrain**

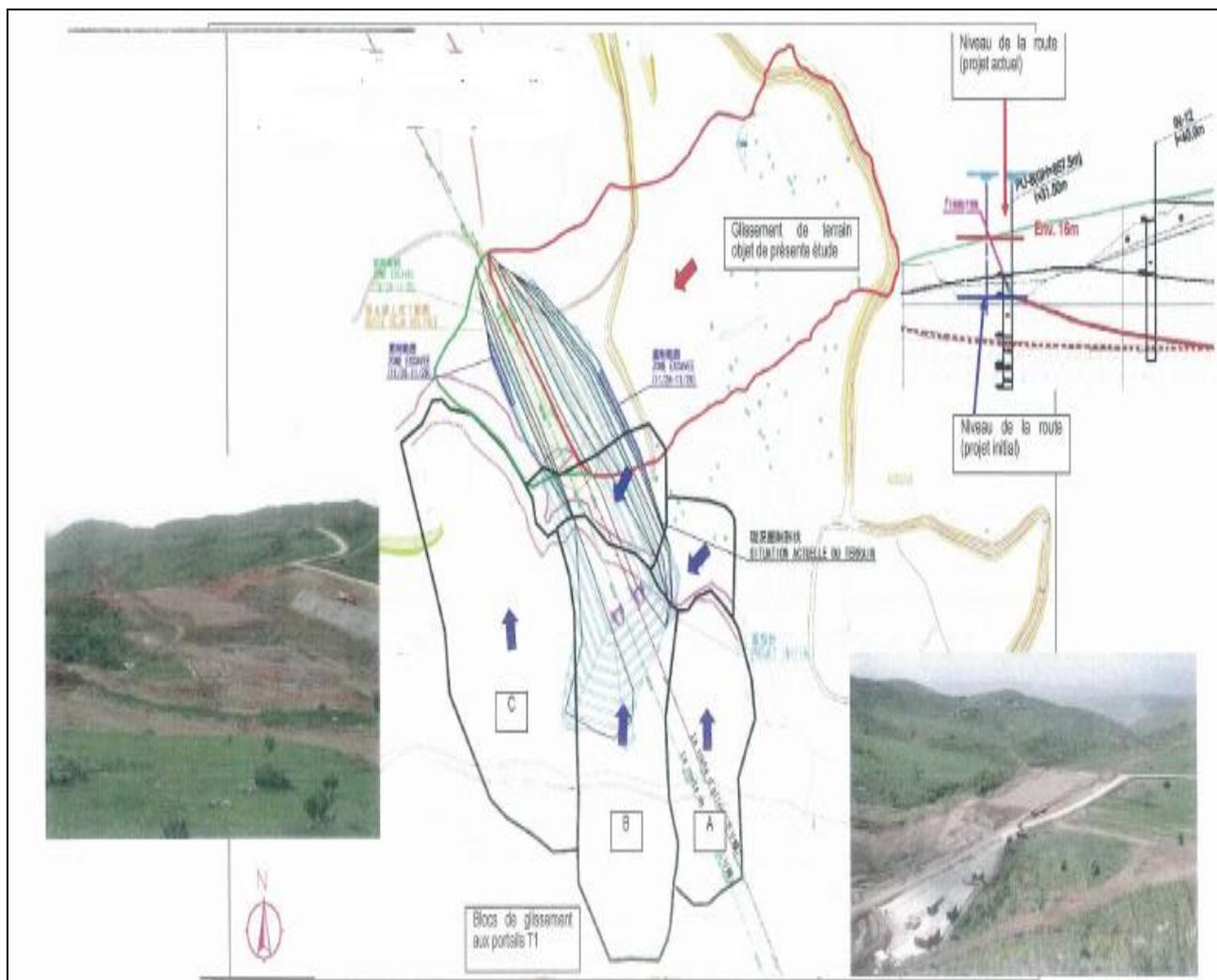
### 3.1.1.1 Etat de lieu

#### 3.1.1.1.1 L'étendue du glissement provoqué par les travaux d'excavation et la mise en œuvre de la buté de terre

A la fin du mois d'octobre 2007, les travaux d'excavation de grande envergure ont démarré pour atteindre jusqu'à l'assise de la route qui, selon le projet initial, était de 16m par rapport au niveau de la conception actuelle. Le premier mouvement de terrain a été constaté sur la piste provisoire le 11 Novembre, puis les fissurations de deux cotés ont été observées le 24 Novembre.

Pour cela, la mise en œuvre de butée de terre contre le glissement principal (ligne rouge) a été d'urgence le 1<sup>er</sup> Décembre et achevée le 5 Février 2008. Après, le nouveau tracé en long a été déterminé. Par ailleurs, il existe trois blocs de glissement **A**, **B** et **C** au portail du tunnel. L'excavation de la galerie a provoqué le glissement du bloc **A**, faisant apparaître

les fissures sur la route au dessus. Pourtant ces blocs aux portails T1 Nord n'ont pas de surface de rupture commune avec le glissement massif objet de la présente étude, et l'un n'est pas en rapport avec les autres.



**Fig 3.3 : Plan de situation de la zone glissante.**

### **3.2 Résultat des investigations**

Les investigations sur le glissement ont commencé le mois de Décembre 2007 par le levé topographique sur les prismes réflecteurs après la découverte des fissurations en Novembre, suivies des observations du niveau de la nappe utilisant les puits de forage et des mesures inclinométrique qui ont débuté en Janvier 2008.

Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, le levé topographique sur les prismes a été renforcé par l'augmentation des points d'observations. Pour ce qui est des inclinomètres, les puits ont été renforcés jusqu'à 12 par les forages additionnels réalisés afin d'éclaircir le mécanisme du glissement (dont 4 opérationnels) au moment du dernier compte rendu. Les mesures piézométriques sont aussi en cours avec les 6 puits.

#### **3.2.1 Observation topographique du déplacement sur les piquets cible (prisme réflecteurs)**

Le mouvement du glissement est en observation par le levé topographique sur les piquets cible depuis le 10 Décembre 2007 après la survenance du glissement. En ajoutant les piquets suivant les travaux jusqu'au 24 Avril 2008, l'observation est toujours en cours avec les 47 points à ce jour. La figure 3.4 indique la localisation des piquets cibles.

### **3.2.1.1 Figure vectorielle du déplacement**

Comme le montre la figure vectorielle du déplacement (figure 3.4), concernant le déplacement total de la surface, la plus grande valeur a été enregistrée juste en bas de la piste provisoire, avec un déplacement horizontal supérieur à 50cm. Toutefois, sur les cibles N° :03 et 14 implanté en haut de la piste.

### **3.2.1.2 Situation de l'accumulation du déplacement**

La mise en œuvre de butée de terre d'urgence a permis de baisser graduellement la vitesse de déplacement jusqu'à environ 0.2cm/jour vers la fin Décembre. Mais après la précipitation cumulative de 136mm entre le 29 et le 31 Décembre, le déplacement a repris de la vitesse jusqu'à environ 1.2cm/jour.

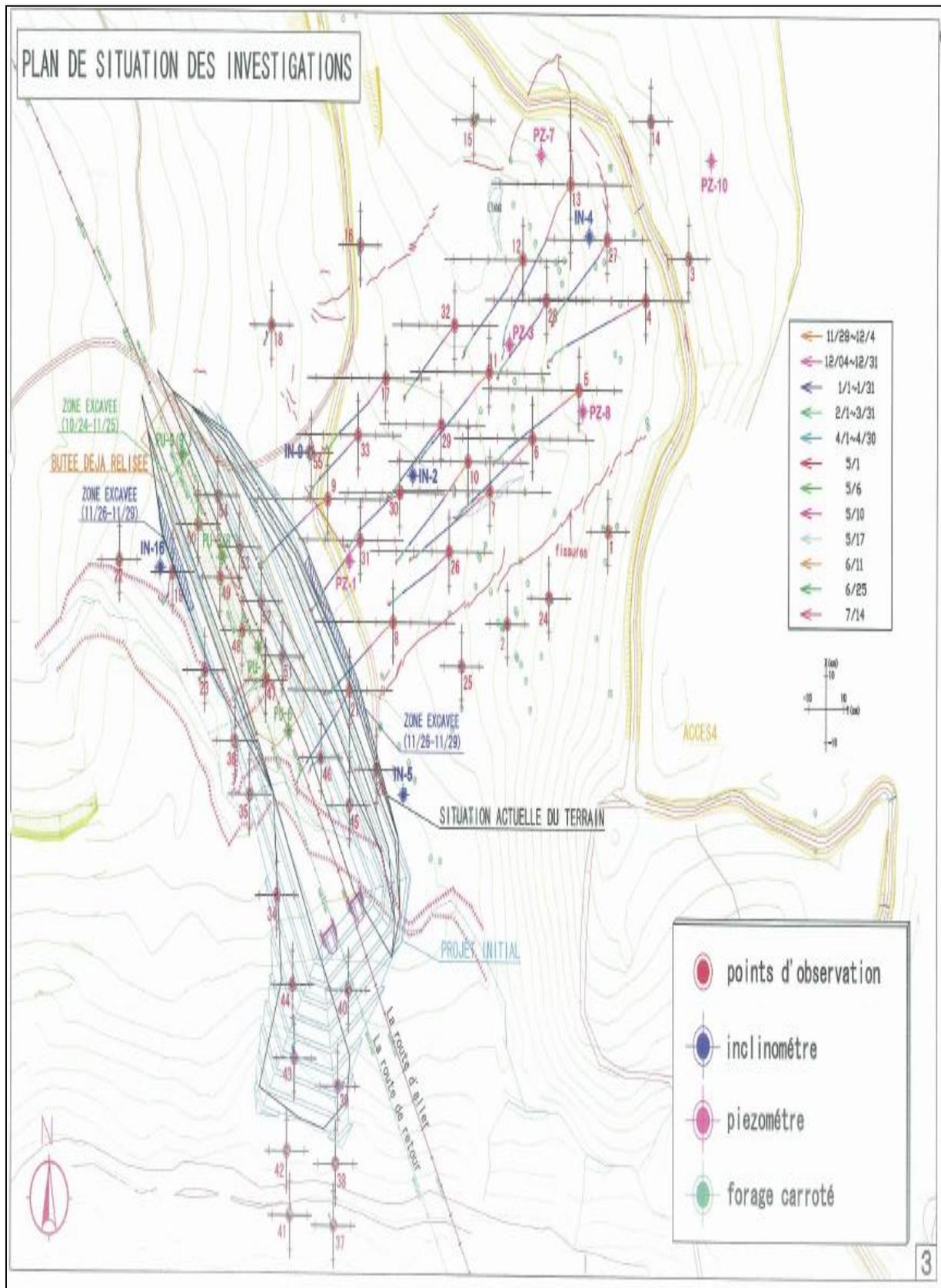
De ce fait, la butée de terre supplémentaire et le forage drainant sur le pied de talus ont été réalisés, et on a pu observer une tendance à la stabilisation vers fin de Janvier 2008. Entre le début Février (fin des travaux de butée de terre)et fin Juillet, la tendance reste généralement à la stabilisation : malgré de nombreux point dont la vitesse moyenne entre le 4 Février et le 1<sup>er</sup> Mai était supérieur à 0.5mm, à partir du 1<sup>er</sup> Mai , aucun point sauf un indique une vitesse moyenne supérieur à 0.5mm.

### **3.2.1.3 Résultat de l'observation du tassement du niveau de la route**

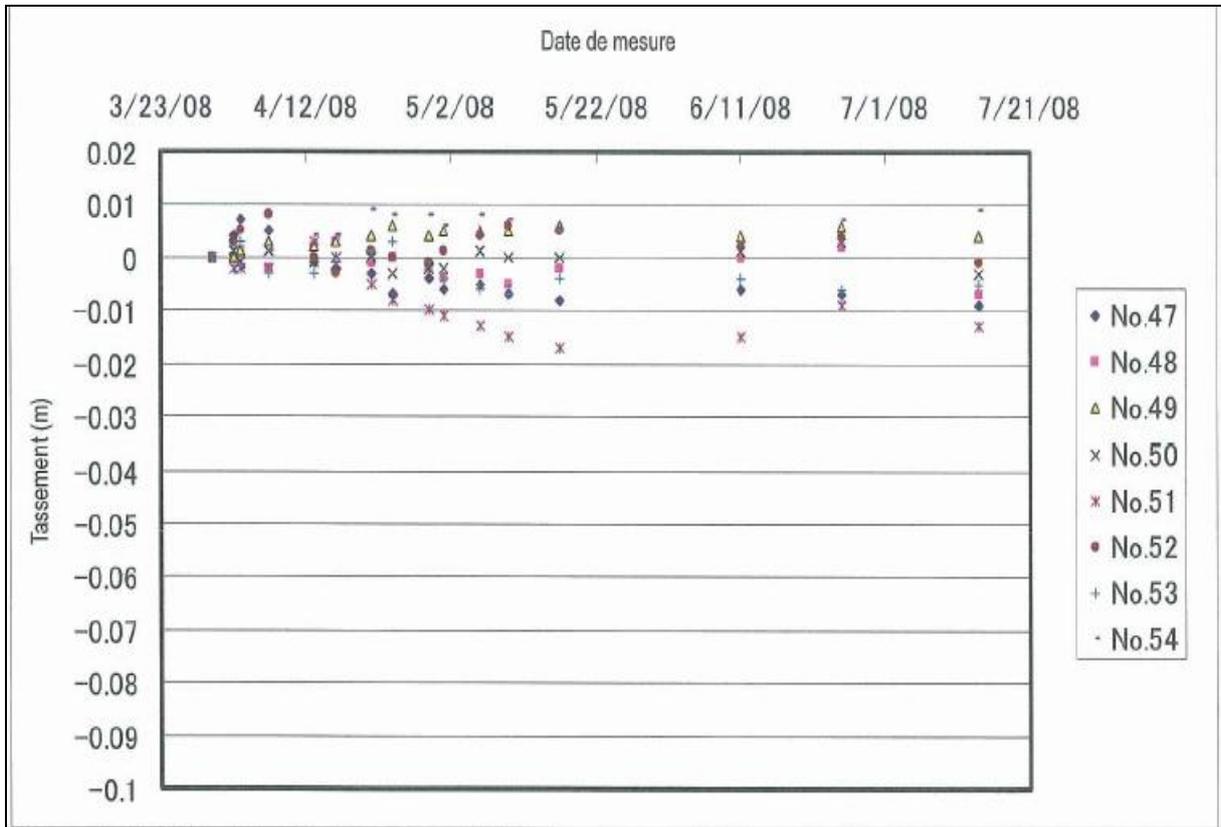
De la même manière que l'observation topographique de déplacement superficielle, le tassement du niveau de la route est mesuré depuis la fin du mois de mars.

La mesure est effectuée dans les 8 points, N°47 à 54. Bien que les points 47 et 51 , situés sur une dépression allongée, enregistrent le tassement plus grand que les autres, le tassement total reste généralement inférieur ou égale à 1 cm .

Le tassement étant stabilisé, il est jugé que cette partie peut servir comme assise de la route sans problème.

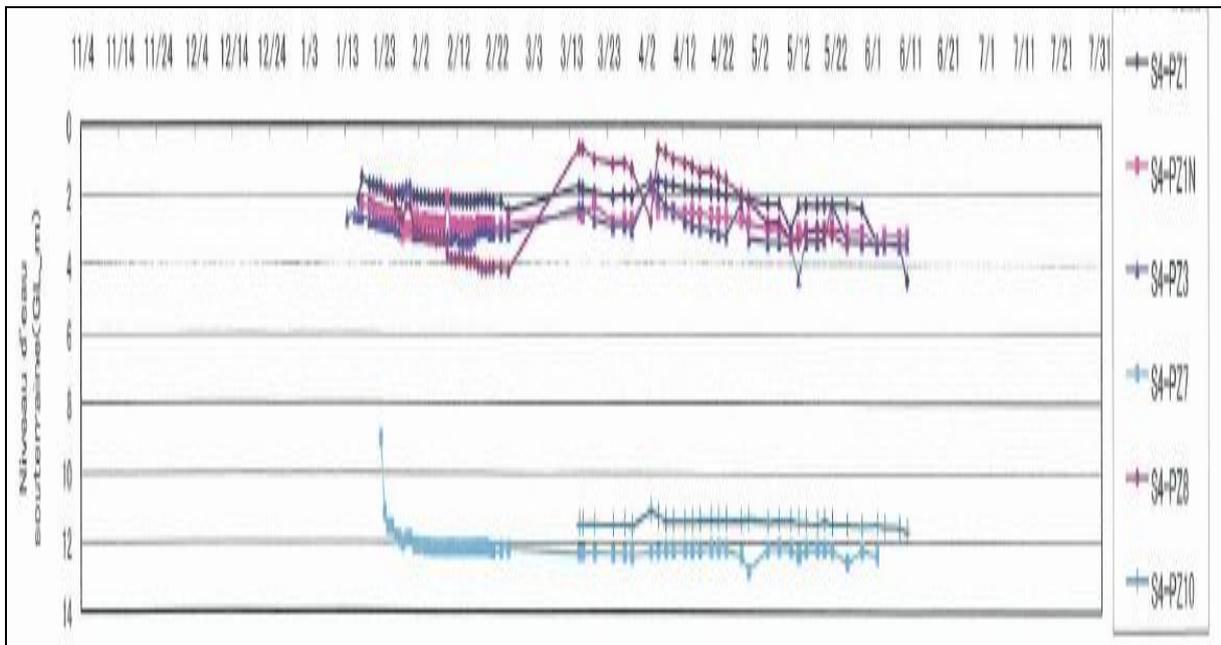


**Figur 3.4 : Plan de situation des investigations**



S

**Fig 3.5 : Mesure du tassement au niveau du remblai de la section courante**



**Fig 3.6 : Niveau des eaux souterraines.**

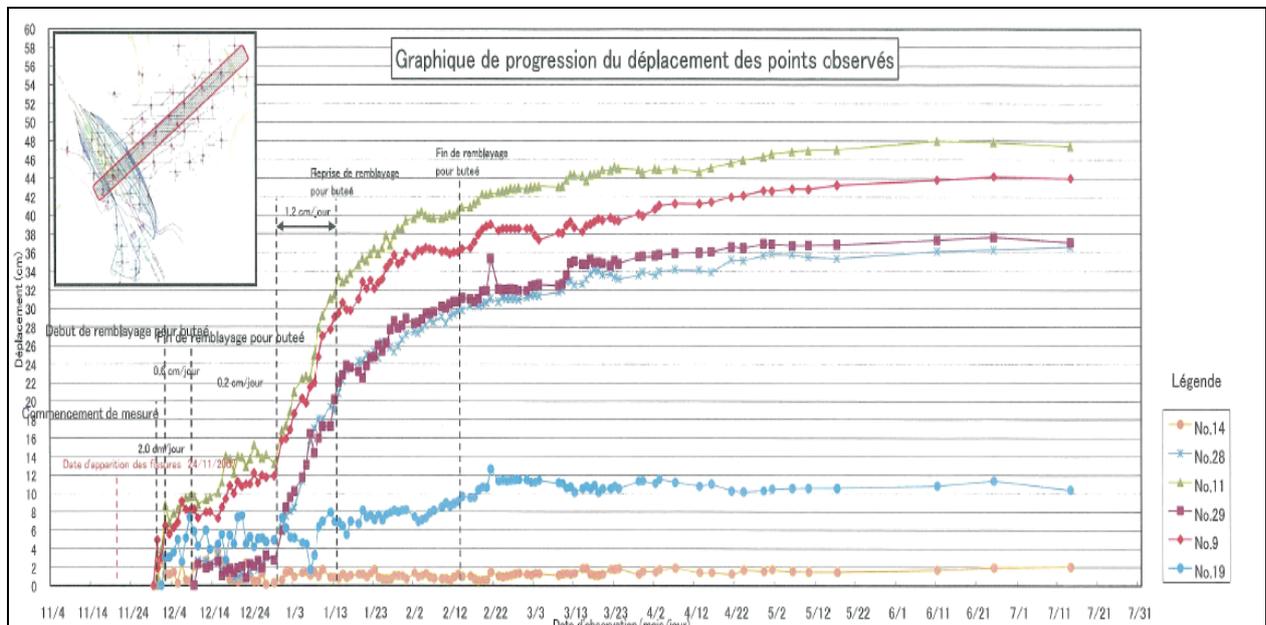


Fig 3.7 : Graphique de la progression du déplacement des points.

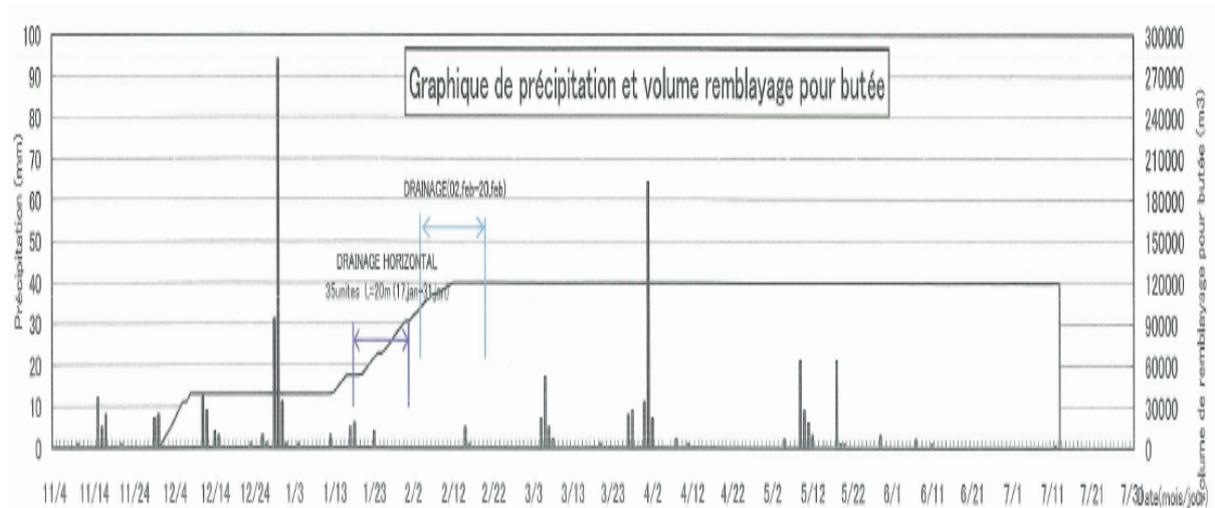


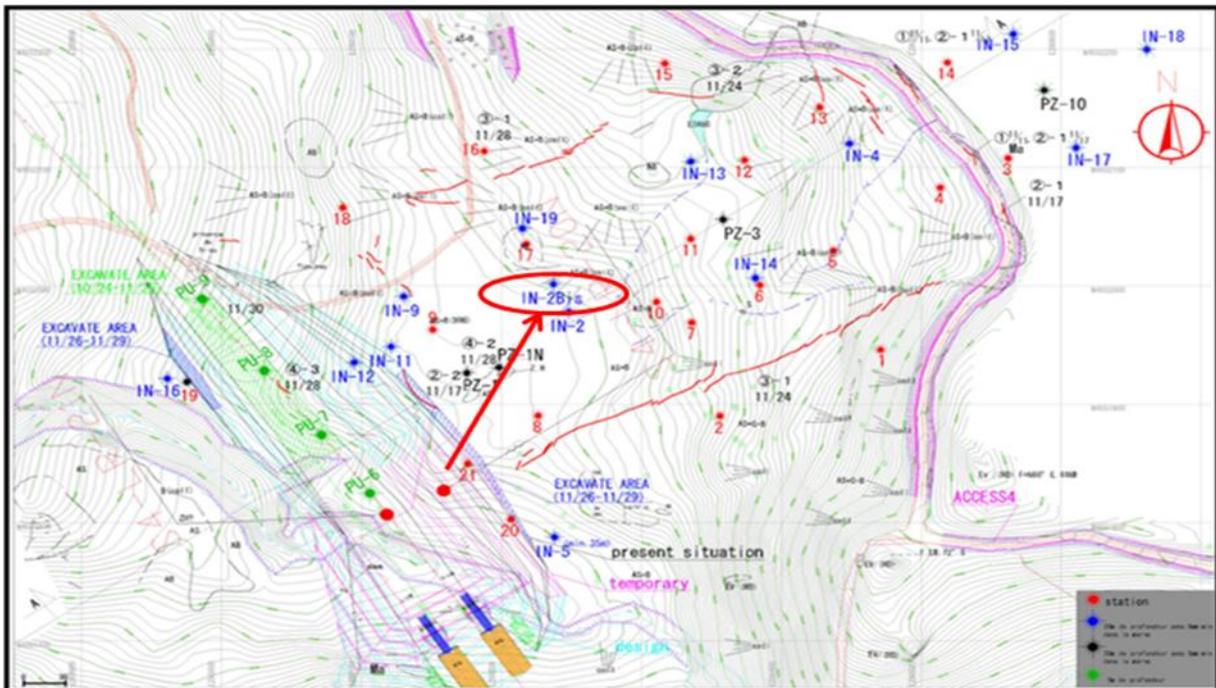
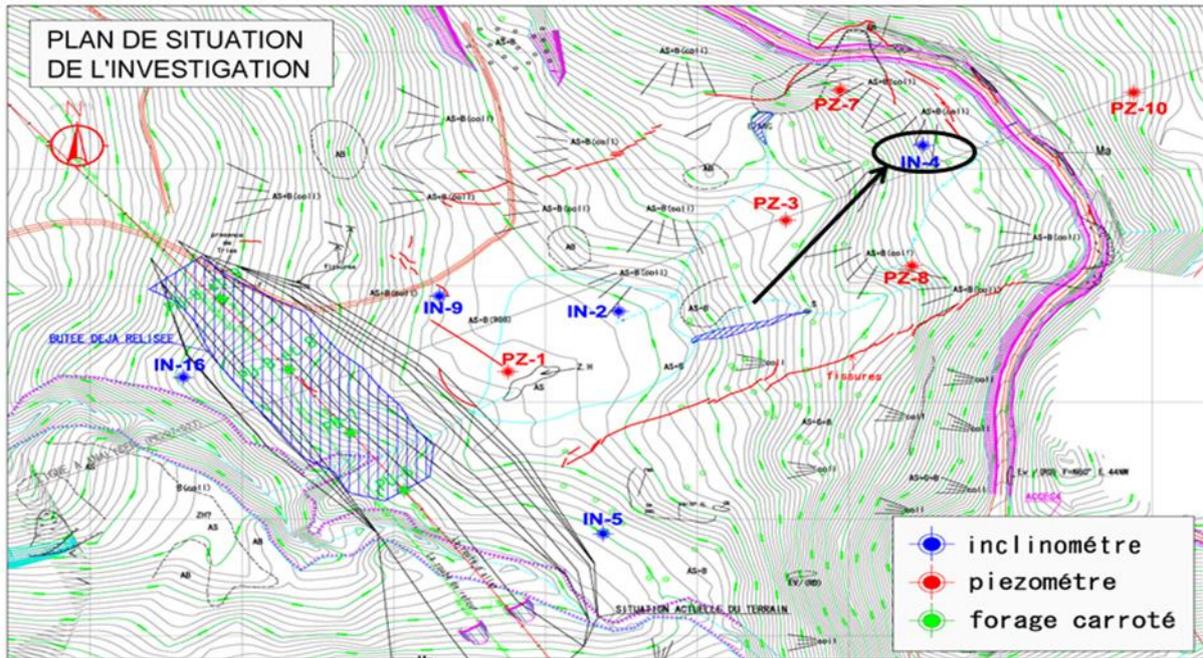
Fig 3.8 : Graphique de précipitation et volume remblayage pour butée.

### 3.2.2 Résultats inclinométrique :

Comme indiqué dans le **tableau 3.1**, les mesures inclinométrique sont effectuées depuis le 17janvier jusqu' au 25 juillet, les mesures ont été réalisés dans 15 puits en total, y compris ceux qui ont nécessité le deuxième forage suite à la progression du déplacement.

Il existe 10 puits utilisables. Parmi les 18 puits, dont **IN-2Bis** et **IN-4** implantés au milieu du bloc de glissement, on observe un déplacement continu à caractère cumulatif. Comme indiqué dans la **figure3.10** et la **Figure 3.11**, l'existence de surface de rupture aux profondeurs respectives de 43.5m environ et de 10.5m environ ont été constatées.

Il est à souligner que les résultats des inclinomètres **IN-2Bis** et **IN-4** feront l'objet d'étude approfondie en les comparant avec les résultats numériques.

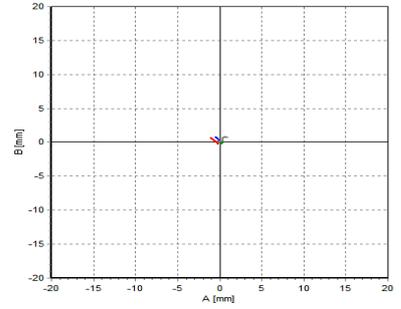
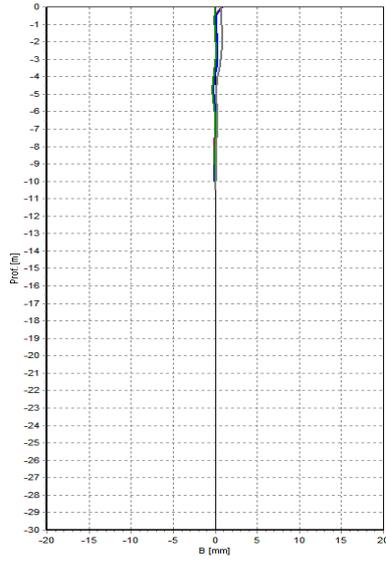
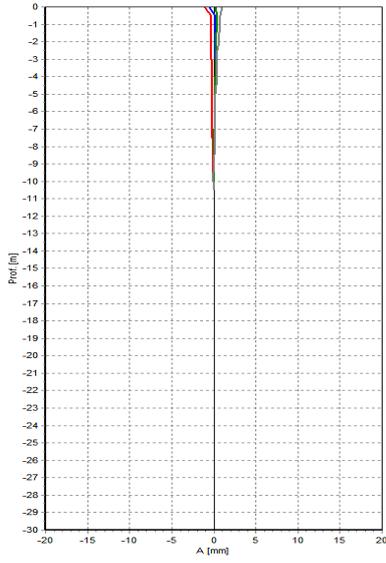


**Fig 3.9 : Localisation des inclinomètres**

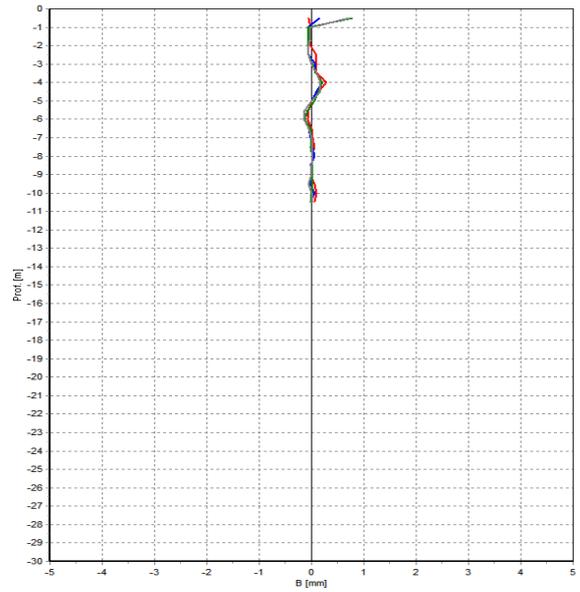
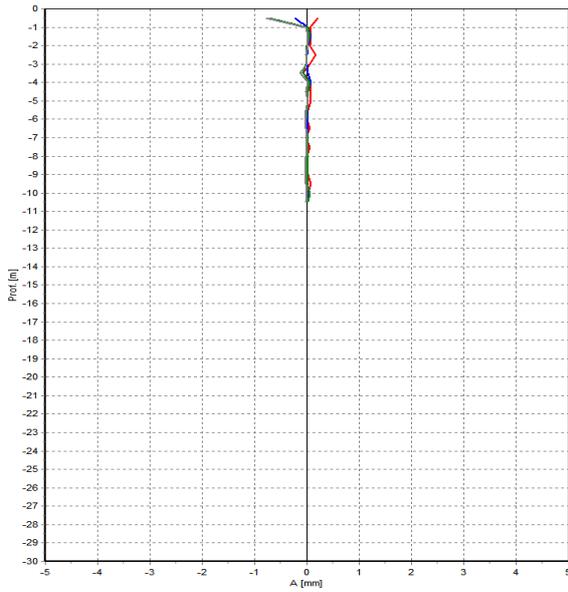
Date de Mesure	Légende	Lecture de Référence
06/05/2008		05/05/2008
11/05/2008		
17/05/2008		
24/05/2008		

**Déformation**

### Déformation



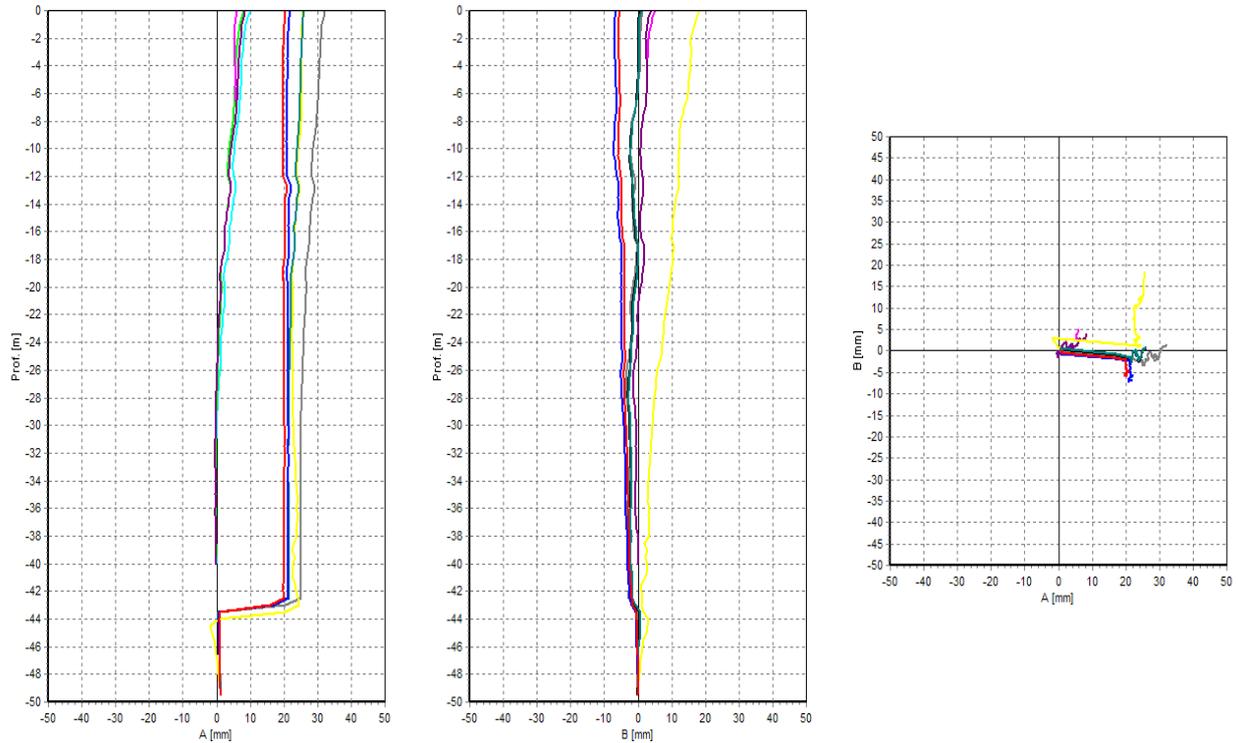
### Variation Angulaire



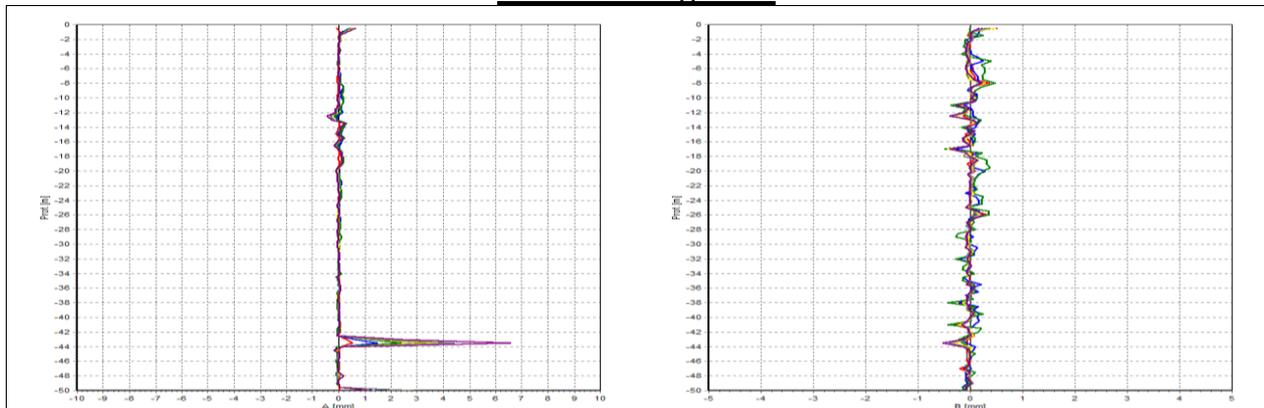
**Fig 3.10 : Résultat de l'inclinomètre IN-4**

Date de Mesure	Légende	Lecture de Référence
13/07/2008		15/05/2008
19/07/2008		
29/07/2008		
02/08/2008		
13/08/2008		
16/08/2008		
26/08/2008		
30/08/2008		
17/09/2008		
<b>Déformation</b>		

### Déformation



### Variation Angulaire



**Fig 3.11 : Résultat de l'inclinomètre IN-2bis**

D'après ces courbes déplacements temps, il est évident que l'évolution du déplacement d'un point du site instable (à l'intérieur ou à la surface du sol) est très variable dans le temps.

Notons que les valeurs positives représentent le déplacement vers la direction positif de (A ou B), les valeurs négatives représentent des déplacements vers la direction négatif de (A ou B).

N°	Prof(m)	Début mesures	Fin mesures	Prof. mesures	Surface de rupture	Vitesse Déplacent mm/jour	Objectif	Remarque
IN-2	50	2008/1/17	2008/5/6				Déplacement au milieu du profil principal	
IN-2BIZ	50	2008/5/15	Mesure en cours	50	43.5	0.4	Deuxième forage à la place de IN-2 inutilisable	
IN-4	30	2008/1/15	2008/5/02				En bas de l'escarpement sur le profil principal	Suivi allègement tête.
IN-4'	30	2008/7/21	Mesure en cours	30	11	0.2	En bas de l'escarpement sur le profil principal	2 <sup>em</sup> forage IN-4
IN-5	35	2008/2/4	2008/5/5				Près de l'atelier en dehors de la zone glissée.	
IN-9	33	2008/2/4	2008/5/24				Déplacement par glissement au milieu du profil(2)	
IN-9'	50	Valeur initial uniquement					Sondage géologique de la partie profonde.	2 <sup>em</sup> forage IN-9
IN-11	42.5	2008/5/15	Mesure en cours	42	-	-	Déplacement par glissement sur l'extrémité du profil(2)	
IN-12	34	2008/7/7	Mesure en cours	31.5	20		Déplacement par glissement sur l'extrémité du profil(3)	
IN-13	45	2008/7/22	Mesure en cours	45	30	0.1	Déplacement par glissement au milieu du profil(2)	
IN-14	30	2008/6/29	Mesure en cours	30	21	0.06	Déplacement par glissement au milieu du profil(1)	
IN-15	30	2008/5/24	Mesure en cours	30	-	-	Evaluation de stabilité du versant derrière l'escarpement sur le profil principal	
IN-16	28	2008/5/6	2008//5/24	17	-	-	. Déplacement par glissement sur l'extrémité du profil(2)	
IN-18	30	2008/6/9	Mesure en cours	28.5	-	-	Evaluation de stabilité du versant derrière l'escarpement sur le profil principal.	
IN-19	40	2008/6/29	Mesure en cours	39	17.5	0.2	. Mesure de glissement au milieu du profil(2).	
IN-20	30	2008/7/21	Mesure en cours	20			Evaluation de stabilité du versant derrière l'escarpement sur le profil principal.	
IN-21	55	Valeur initial uniquement					Sondage géologique de la tête du glissement d'â coté, reconnaissance de surface de rupture.	
IN-22	30	Valeur initial uniquement					Sondage géologique de la tête du glissement d'â coté, reconnaissance de surface de rupture.	

**Tab.3.1. Récapitulatif des résultats des mesures inclinométrique.**

### 3.2.3 Situation des eaux souterraines

#### 3.2.3.1 Résultat de l'observation des eaux souterraines

Sur la base de résultats des présentes investigation détaillées, en tenant compte de la nature de sol du versant glissé en fonction de la structure des puits piézométriques, les niveaux d'eau observés dans de différents puits ont fait l'objet d'une étude hydrologique, et sont regroupés dans la **figure 3.12**.

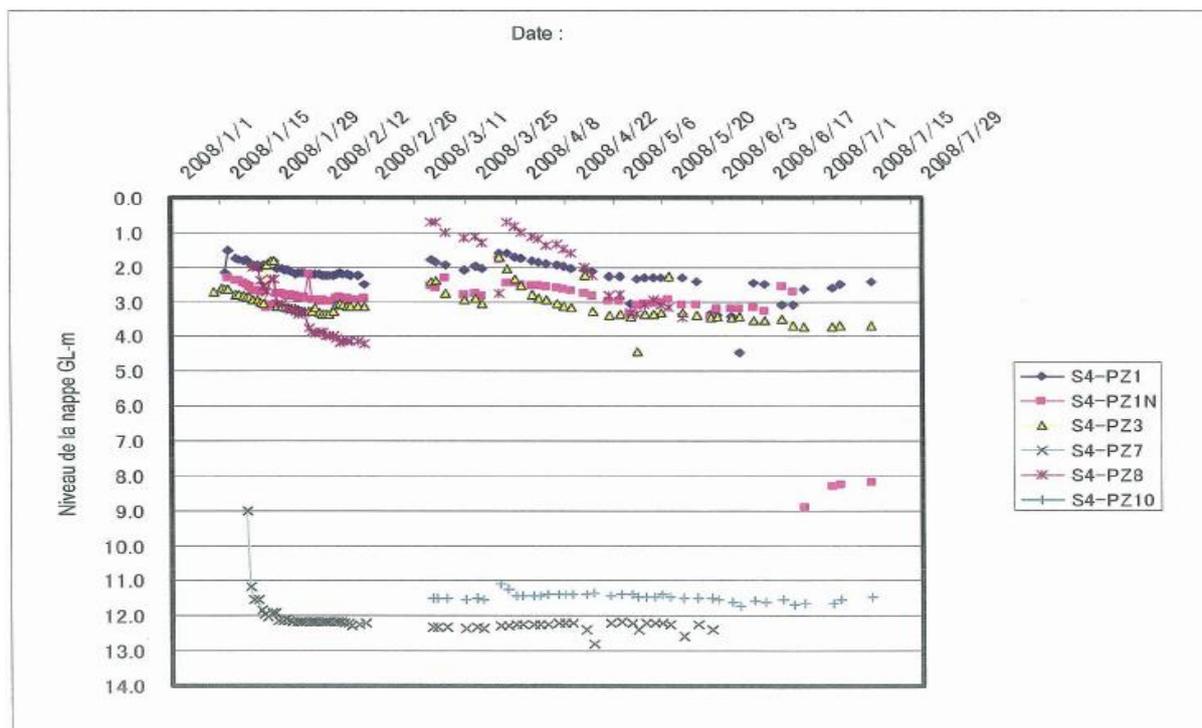
Suite à cela, on peut distinguer les eaux souterraines existant dans le versant glissé entre :

- La nappe phréatique existant dans la couche sablo-graveleuse qui constitue la majeure partie de la masse glissée ; et.
- La nappe captive circulant au long de la surface de rupture, les eaux souterraines stockées dans les fissures au sein de la marne qui constitue une partie de la couche mobile.

Le niveau de chaque puits piézométrique indique, en fonction de sa structure, soit celui de la nappe phréatique, soit celui de la nappe captive, ou celui équilibré entre les deux. La pression d'eau interstitielle, qu'il faut connaître pour l'analyse du glissement, est la charge de la nappe captive circulant près de la surface de rupture, et comme le montre le résultat de l'étude dans la figure jointe, cette pression est estimée remonter, de 0.6m environ, le niveau de la nappe phréatique de la couche sablo-marneuse.

Par ailleurs, la baisse du niveau que l'on constate fin Juin dans le puits **PZ1N** et dans le puits **LR-37Pz** (coté fin PK) peut s'expliquer par les effets de rabattement de la

nappe grâce à la réalisation des travaux de drainage de l'oued au PK207+450. Pourtant, puisque ces effets de drainage peuvent se limiter au court terme, il est considéré que le véritable niveau de la nappe est mi-juin.

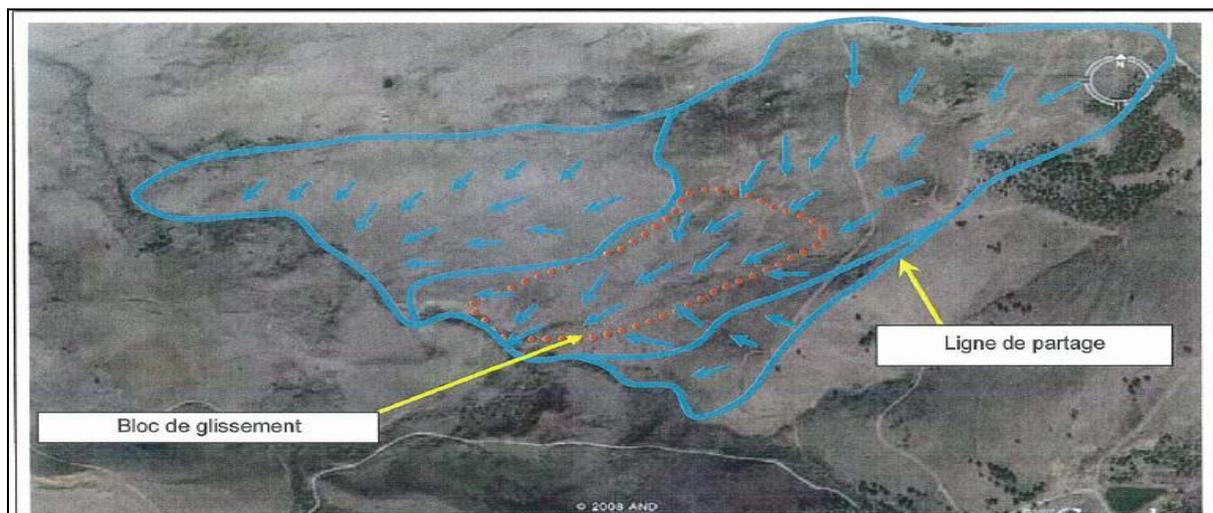


**Fig 3.12 : Résultat de l'observation des eaux souterraines.**

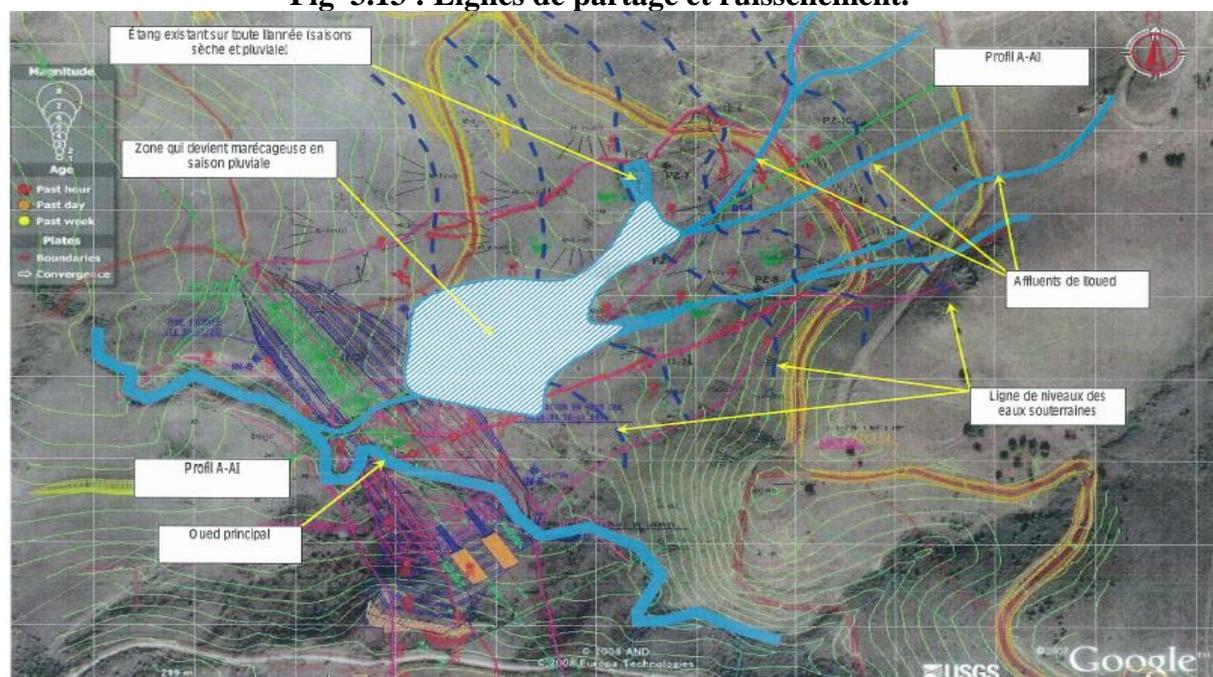
### 3.2.3.2 Mécanisme d'écoulement des eaux superficielles et souterraines

1. Autour de ce bloc de glissement, les eaux superficielles sur le bassin versant délimité par les lignes de partage indiquées dans la **figure 3.13** se réunissent pour déboucher sur l'oued.
2. Le bloc de glissement se trouve entre le flanc et l'aval sur le versant entaillé d'une large vallée peu profonde. La pente de la partie supérieure, au dessus de l'escarpement derrière la tête, est relativement raide (plus que  $5^\circ$  à  $10^\circ$ ) au point de devenir inférieure à  $5^\circ$  sur le pied de glissement, créant ainsi une topographie adoucie.
3. En raison de cette variation de pente, la vitesse d'écoulement sur le bloc de glissement se diminue par rapport à celle sur la partie amont. Les eaux tendent à stagner sur ce bloc, jusqu'à créer une zone marécageuse en cas de précipitation importante en saison pluviale comme montre la **figure 3.14**
4. Les eaux superficielles qui se rejoignent pour couler sur les affluents de l'oued (voir les flux de ruissellement des **figure 3.13 et 3.14** versent vers l'aval, est en même temps, s'infiltrent dans le sol. Surtout dans ce bloc, la couche marneuse fraîche située en dessous de la surface de rupture est imperméable, alors que la couche glissée au dessus, constituées du dépôt graveleux de grés, est perméable ; et en plus, la marne altérée et l'argile se trouve à la sortie longeant l'oued principal. Par cette structure souterraine, les eaux ont tendance à être stockées dans ce bloc.

5. les eaux stockées dans la couche graveleuse de grés sont sous pression à cause de la couche argileuse d'une épaisseur entre 5m et 10m qui se répond près de la surface.



**Fig 3.13 : Lignes de partage et ruissellement.**

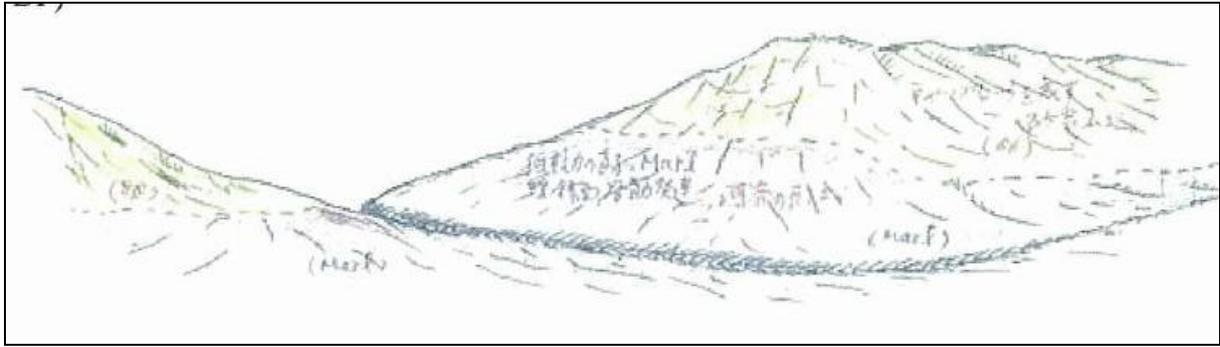


**Fig 3.14 : Ruissellement superficielle et niveau des eaux souterraines autour du bloc de glissement au portail nord du Tunnel 1**

### 3.2.4 Mécanisme et étapes historiques de la survenance du glissement

Sur la base du résultat de forage et des mesures inclinométrique, on peut estimer le mécanisme de ce glissement massif en 7 étapes suivantes :

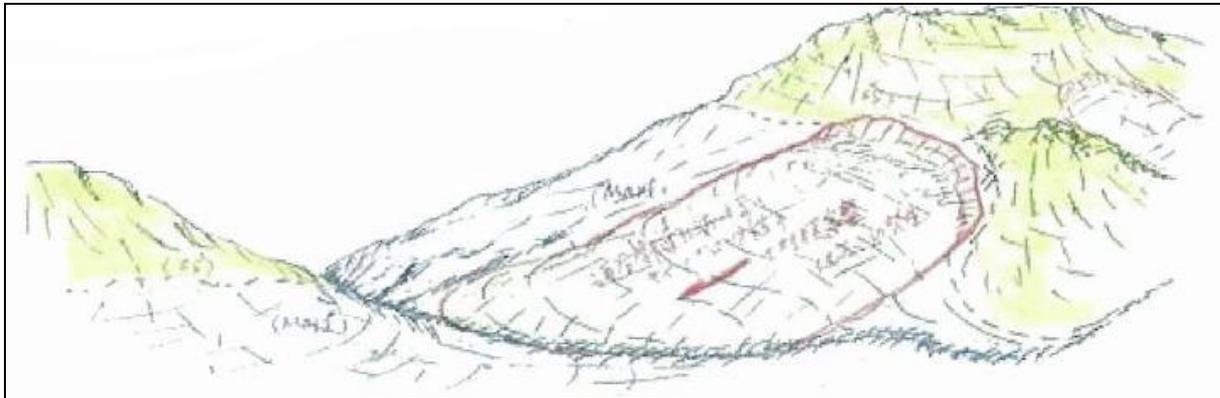
1) Ere de soulèvement → pénéplanation → érosion différentielle → formation de vallées (entre 0.5 et 1 millions d'années BP).



**Fig. 3.15 : Ere de soulèvement.**

Les boues et les sables sédimentaires sur le fond sous- marin se durcissent, formant des couches marneuses ou gréseuses. Après le soulèvement, les montagnes et les terrains en faible pentes, puis les oueds au long des failles susceptibles d'érosion sont formés (**Figure 3.15**).

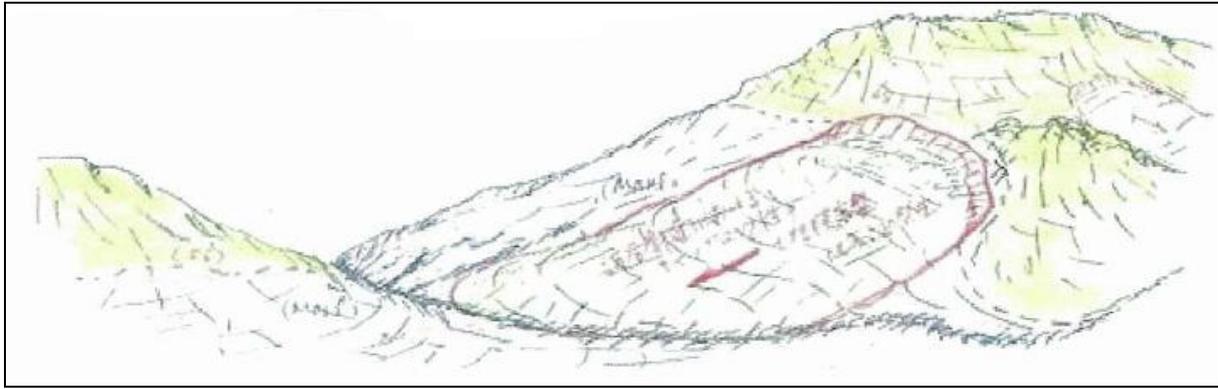
**2) Survenance du glissement massif du cap-rock, entraîné par la formation des vallées (entre 200 000 et 500 000 années BP).**



**Fig. 3.16 : Survenance du glissement massif du cap-rock.**

Durant l'ère diluvienne, un glissement massif rocheux s'est produit sur le fond de la roche marneuse altérée qui constituait une surface de rupture sur le versant droit par rapport à la route, provoquant massivement l'effondrement des parties instables de la couche gréseuse qui était devenu le cap-rock. (On n'estime que l'origine de cet effondrement soit à l'érosion fluviale de l'oued qui coule au pied actuel du versant) (**Figure 3.16**).

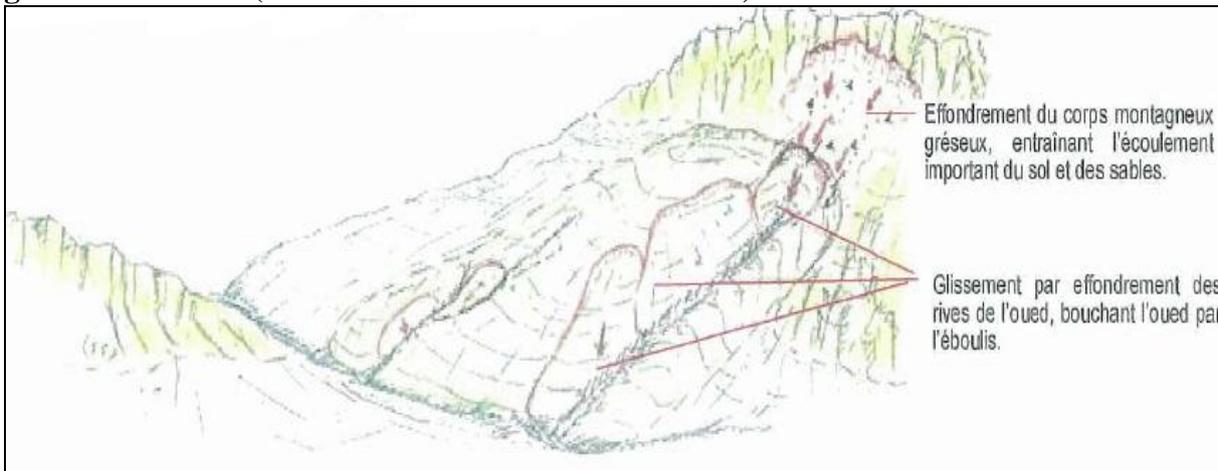
**3) Stabilisation de la masse glissée      modelage de reliefs sur bloc de glissement (entre 150 000 et 200 000 années BP).**



**Fig. 3.17 : Stabilisation de la masse glissée.**

Après la stabilisation de la masse glissée, les reliefs sur le bloc glissé et des nouveaux oueds sont créés (**Figure 3.17**).

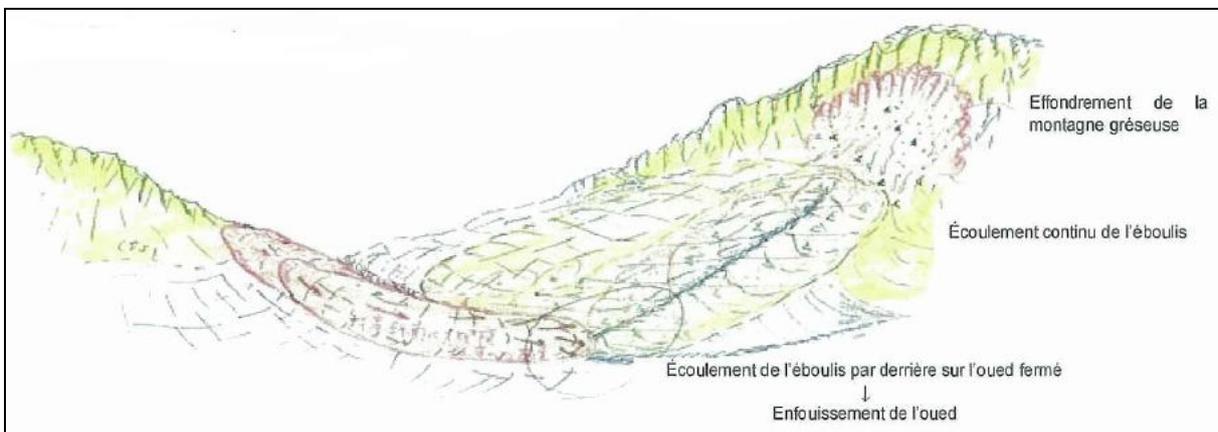
**4) Effondrement de la tête du bloc et glissement des rives des oueds dans le bloc de glissement ancien (entre 100 000 et 150 000 années BP)**



**Fig. 3.18 : Effondrement de la tête du bloc et glissement des rives des oueds dans le bloc de glissement.**

Le développement de l'érosion des oueds dans le bloc provoque l'effondrement du corps montagneux de grés en haut du versant, faisant couler une quantité importante de masse gréseuse et sableuse. Puis l'éboulis s'accumule sur les versants des nouveaux oueds bloquant ainsi le cours d'eau, et une partie de l'éboulis se tasse sur le lit des oueds (**Figure 3.18**).

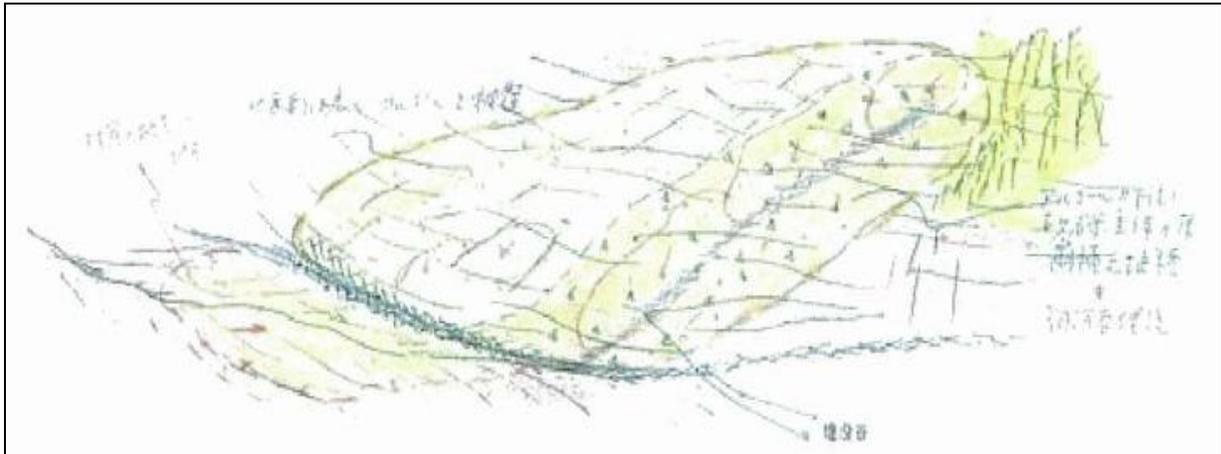
**5) Glissement de terrain sur le versant en face (entre 50 000 et 100 000 années BP).**



**Fig. 3.19 : Glissement de terrain sur le versant en face.**

Le glissement de terrain survenu sur le versant en face forme un barrage de terre, bouchant ainsi la vallée. L'effondrement du corps montagneux de grès se poursuit, transportant une grande quantité de sol et de sables. La vallée est enfuie par l'éboulis qui s'entasse venant du haut du versant en raison de la fermeture de la vallée (**Figure 3.19**).

**6) Ere de transport et d'accumulation des argiles depuis d'autres bassins versants vers des parties basses et des dépressions (entre 10 000 et 50 000 années BP).**



**Fig. 3.20 : Ere de transport et d'accumulation des argiles depuis d'autres bassins versants.**

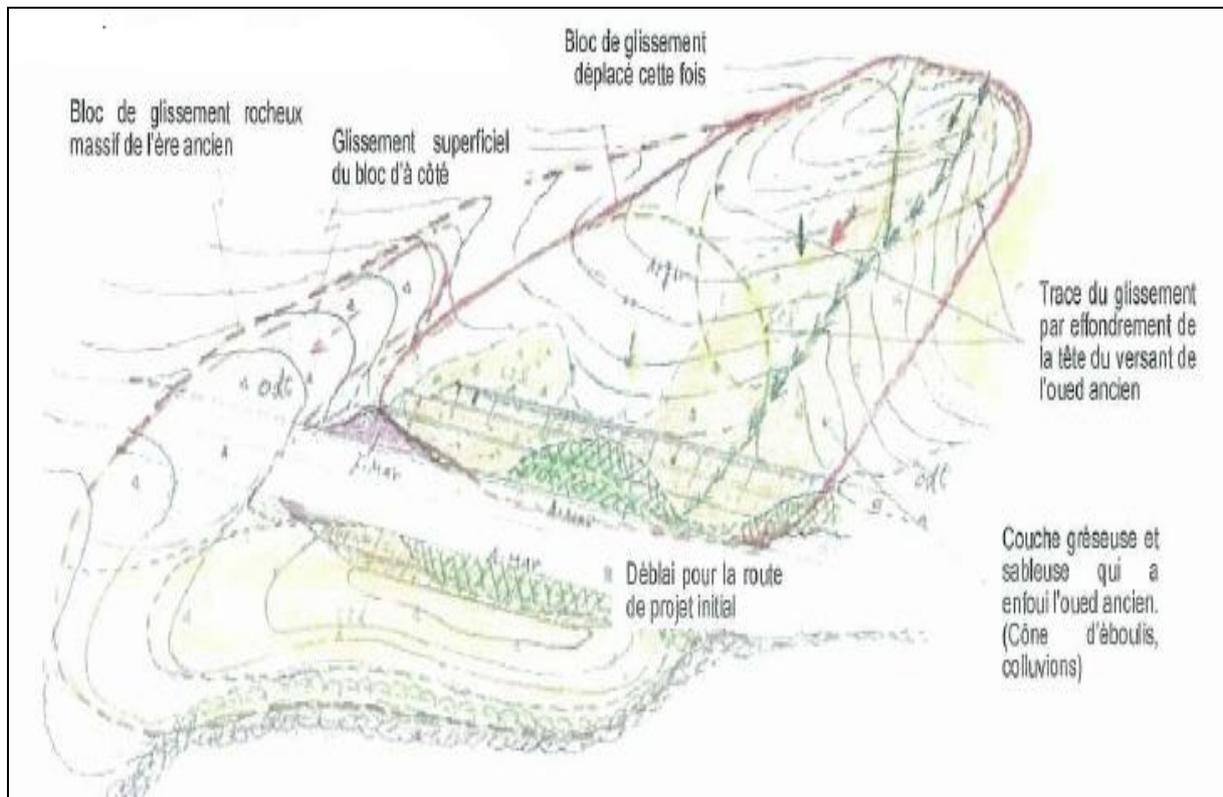
Les oueds dans le bloc de glissement sont complètement enfouis (colluvion). Sur l'éboulis qui bouché les oueds, le sol et les sables contenant les marnes altérées et les conglomérats gréseux se tassent largement. Avec l'approfondissement du lit de l'oued principal, un nouveau glissement (glissement d'à coté, etc.) se produit sur les parties fragiles et des colluvions argileuses.

La formation de la topographie actuelle s'accomplit presque entièrement (**Figure 3.20**).

#### **7) survenance du glissement massif du à la construction de route**

L'excavation en grande dimension à l'extrémité basse de l'oued enfoui a provoqué un glissement de la terre accumulée dans l'ancien oued ainsi que de la terre sur le versant du ancien bloc de glissement au long de l'oued.

La zone excavée étant limitée, 1/3 de l'étendue n'a pas glissé sur le coté pied du glissement. Sur la partie latérale, il est estimé que le glissement a eu lieu sur l'ancienne surface de rupture se trouvant sur le versant droit de en U enfoui ainsi que sur une nouvelle surface de rupture formé à l'intérieure de la couche de colluvion (**Figure 3.21**).



**Fig. 3.21 : survenance du glissement massif du à la construction de route.**

#### 3.2.4.1 Reconnaissance géologique

Les investigations par la réalisation des forages puis par les mesures inclinométrique nous ont permis de connaître les points suivants :

1) Sur le coté PK depuis la ligne de profil principal, les couches mobiles de glissement se composent de la marne altéré (A-Ma) en dessous, de la colluvions(Col), puis de l'argile (A) au dessus. La majeure partie de la surface de rupture, de son pied jusqu'à sa tête, est formée au fond de la marne altéré. En revanche, sur le coté début PK depuis la ligne de profil principal, les colluvions (Col) et l'argile (A) sont les principaux composants surtout sur le flanc, avec quelque marne altéré (A-Ma) sur la tête et sur le pied. De ce fait, la majeure partie de la surface de rupture est formée sur la limite géologique entre les colluvions (Col) et la marne en dessous (F-Ma).

2) Le profil transversal montre bien la différence décrite ci-dessus du mode de formation de la surface de rupture entre le coté fin Pk et le coté début PK.

Etant donnée que l'épaisse couche de colluvions (Col) couvrant la marne altérée est composée des grées rocheux parfois de grande dimension, on peut estimer que le versant en question a été formé dans le passé par l'enfouissement de l'oued par une grande quantité des roches et de terre qui se sont entassés. Le mécanisme de ce glissement est très spécial : par l'influence de l'excavation de l'extrémité aval de l'ancien oued, la masse accumulée

dans l'ancien oued et l'ancien versant de l'oued enfoui se sont unifiés en une couche mobile qui a glissé.

3) La marne altérée (A-Ma) qui constitue une couche mobile sur coté fin PK depuis la ligne de profil principal est estimée, par sa forme et son étendue, avoir été le versant de rive droit de l'ancien oued. Il est supposé que ce versant de la rive droite de l'ancien oued, divisé en plusieurs blocs, a glissé dans le passé.

La surface de rupture actuelle correspond à celle qui été formée par le glissement du passé (mais le sens glissé est différent).

4) Sur le coté début PK depuis la ligne de profil principal, la surface de contact (limite géologique) entre la marne (W-Ma ou A-Ma) qui formait l'ancien versant de l'oued et la couche gréseuse et sableuse fait la surface de rupture.

5) La marne fraîche et dure (F-Ma), jugée être le fond rocheux (assise immobile), se trouve directement sous la surface de rupture. Mais sur le haut du versant derrière le bloc, le niveau de cette marne remonte brusquement à proximité de la piste provisoire contrairement à la topographie superficielle constante ; et la couche des colluvions épaisses et celle de l'argile disparaissent esquissant une forme qui ressemble à la lentille suivant la monté du fond rocheux. Cela signifie que ce fond rocheux en forme de bassin constitue clairement une assise qui recevait l'accumulation des colluvions et de l'argile devenue le principal composant de la couche glissante. Et les fissures de traction en échelon observées sur le sol autour du bord extérieur de ce bassin permettent de localiser la pointe de la tête du bloc de glissement dans cet endroit.

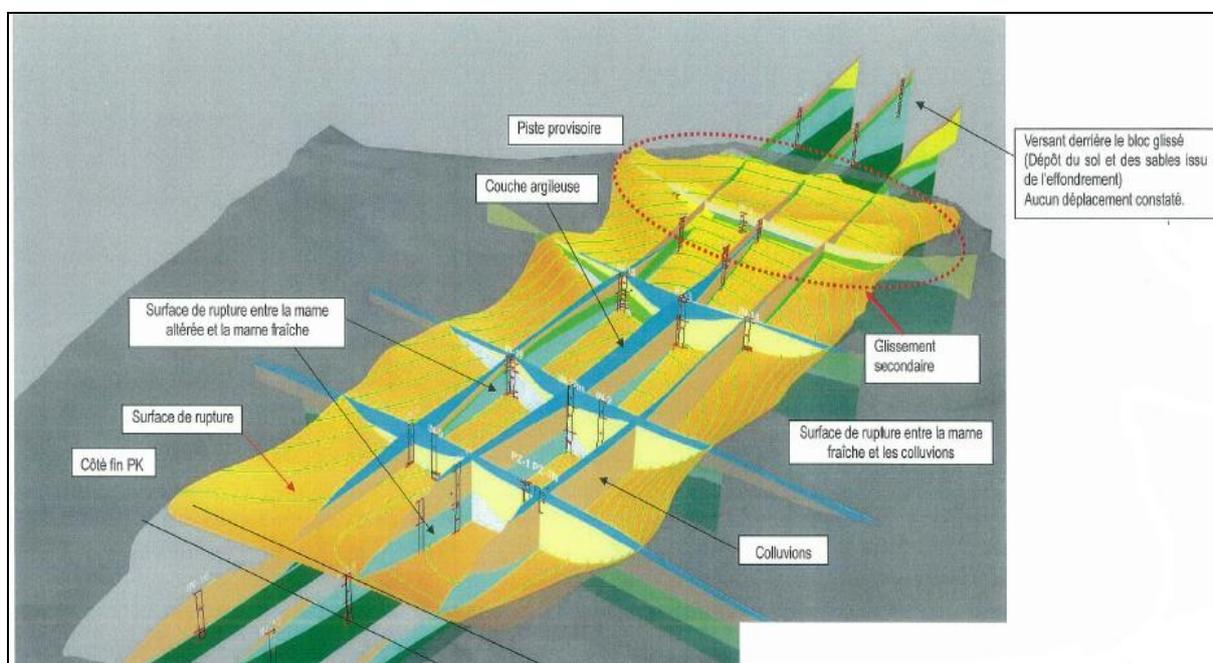
6) On trouve également les fissures de traction en échelon sur et derrière le haut du talus de la piste provisoire. Vu que l'inclinomètre installé juste en bas de la piste (IN-4) a détecté une déformation à la profondeur de 3m, et que le fond rocheux se reprend

de la manière décrite ci-dessous, il est estimé qu'il s'agit d'un glissement superficiel de la couche mobile constitué du cône d'éboulis de faible épaisseur ainsi que des marnes altérées et météorisées ; et que ce glissement superficelle est un phénomène secondaire entraîné par le glissement massif qui s'est produit en bas du versant (traction du pied du bloc superficelle par l'espacement de la tête du bloc massif).

7) Il est à noter que un risque de glissement existe sur un vaste versant en pente faible depuis derrière la piste provisoire jusqu'à la zone de ligne de crête ou sont éparpillés les affleurements de grés. Vu que le fond rocheux, après une remontée brusque au niveau de la piste provisoire, a une forme généralement parallèle et constante avec la pente du versant vers le haut, impliquant un bloc glissant sur ce fond, et que l'on observe une partie argileuse fragile de la couche qui pourrait subir la rupture à PZ-10, In-18 et IN-20, on

estime l'existence d'un ancien bloc de glissement potentiel. On trouve avant ce bloc un cône d'éboulis et l'entassement de sol et des sables sur le talus, mais aucun déplacement n'est observé actuellement.

8) Il est estimé par la topographie et la nature géologique constatée que la zone entre le tracé de route et l'oued du côté sud-ouest constitue une surface de rupture potentielle. Pourtant cette zone n'est pas en mouvement selon les résultats des observations topographiques. En outre, le forage réalisé dans le cadre des investigations sur le glissement d'à côté sur fin PK a permis de reconnaître une couche fragile à la profondeur équivalente à celle du bloc principal ainsi qu'une autre couche fragile. La couche fragile à la profondeur de 18m env. Correspond à l'extension de la surface de rupture du glissement principal. Mais sur ces deux surface, aucun déplacement n'a été détecté par l'observation conduite jusqu'aujourd'hui.

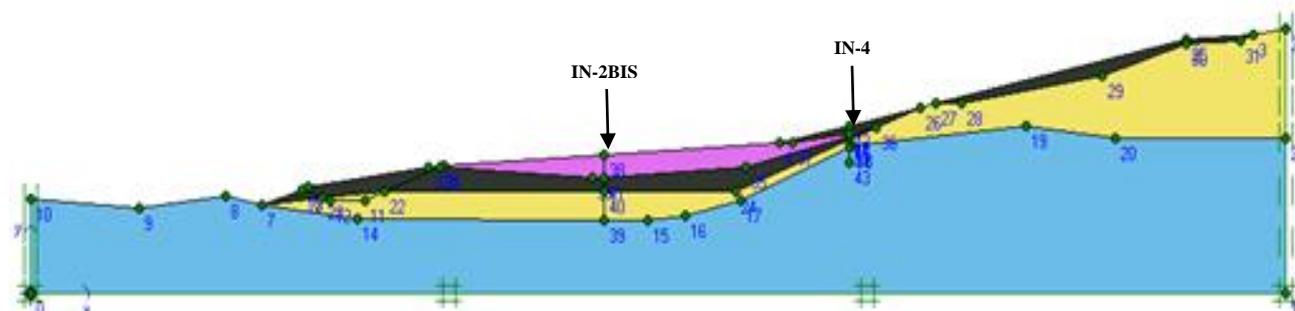


**Fig. 3.22 : Coupe géologique en 3D du profil principale.**

### 3.3 Développement du modèle numérique

#### 3.3.1 Présentation du problème de référence de Djbel El-Ouahch

Dans cette partie, nous allons choisir la coupe du projet qui est représenté sur la **figure 3.23** Ou les dégâts sont les plus importantes pour étudier le phénomène d'instabilité.



**Fig. 3.23 : Géométrie du modèle.**

#### 3.3.1.2 Arrangement général

Le PLAXIS-Input est chargé par le 'général setting', utilisé pour la sélection des arrangements initiales divers de la présente analyse numérique, les plus importants sont : le titre du projet (duquel dérive le nom de fichier), le type d'analyse à effectuer ('axisymétrique' ou 'plain strains'), les types d'éléments finis (à 6-nœuds ou à 15-nœuds), et les dimensions de la surface de dessin.

Dans la présente étude les conditions de 'plain strain' été assumées, des éléments finis à 6 nœuds été sélectionnés pour la modélisation du sol.

#### 3.3.1.3 Création de la géométrie du modèle

La fenêtre du PLAXIS-Input programme est utilisée pour la création de la géométrie du modèle numérique, qui est une combinaison de points, des lignes et des clusters, considérés dans le PLAXIS-Input programme comme suit :

- *Points*: les points constituent la limite physique des lignes (début - fin). Ils peuvent aussi être utilisés pour le positionnement des forces, des fixités et pour le raffinement du maillage des éléments finis.
- *Lignes* : une ligne peut servir plusieurs fonction ou propriétés, ils sont utilisés pour définir les limites physiques de la géométrie et de sa discontinuité, à définir les limites du modèle dans la géométrie et à la séparation des couches de sols distinctes ou des phases de construction.
- *Clusters*: c'est les espaces complètement entouré par des lignes, dans lesquels les propriétés du matériau sont uniques et homogènes.

Sur la base de ces trois types de composants, la géométrie du modèle numérique est créée dans la fenêtre PLAXIS -Input, la **figure 3.23** montre le graphique final de la géométrie du modèle numérique et de ces conditions aux limites. La géométrie du modèle

s'étend 110m horizontalement et 42m verticalement, ces limites étaient supposées suffisantes pour ne pas provoquer des perturbations au modèle.

Comme l'analyse a été réalisée en 'plain strains', la **figure 3.23** montre que la limite verticale du modèle a été fixée dans la direction horizontale mais libre au déplacement dans le sens vertical; et la limite horizontale à la base du modèle a été supposée fixe dans les deux directions : verticale et horizontale.

#### **3.3.1.4 Data-set de matériaux**

Dans le but de simuler proprement le comportement du sol et des éléments de la structure 'prototype', un modèle de sol approprié et des paramètres valides caractérisant les matériaux doivent être assignés à la géométrie du modèle numérique.

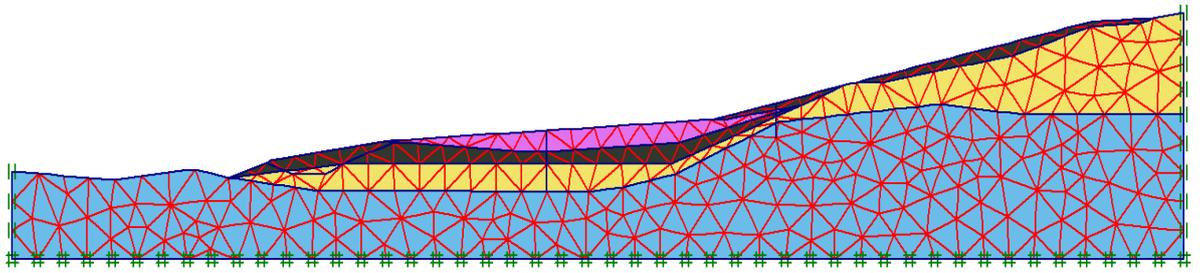
Dans le PLAXIS-Input, les propriétés du sol sont collectées dans le data-set du matériau, qui pourra ensuite être enregistrées dans la banque de données des matériaux du PLAXIS-Input programme. A partir de la banque de données, les données de chaque matériau peuvent être assignées aux clusters correspondants (cluster du sol coté amont et aval, voir **figure 3.23**). A ce stade, un data-set de matériau est assigné au prototype. Le programme PLAXIS distingue entre les data-sets du sol, des poutres (éléments structuraux), des ancrages et des géotextiles (s'ils existent).

#### **3.3.1.5 Production du maillage des éléments finis**

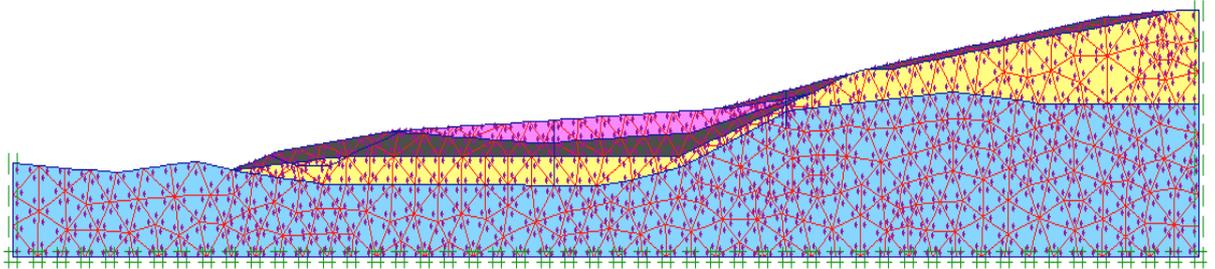
Après la création du modèle géométrique, le programme PLAXIS-Input est utilisé pour générer le modèle d'éléments finis (maille) suivant une procédure totalement automatique, dans laquelle la géométrie

**Figure 3.23** est divisée en éléments type de l'élément fini de base. La production du maillage prend en considération la position des points et lignes dans la géométrie du modèle, de manière que la position exacte de la couche du sol et de la structure (mur, ancrage) soit modélisée proprement. Le procédé de maillage est basé sur un principe robuste de triangulation qui cherche les triangles optimisés, qui résulte assez souvent en une forme désordonnée du maillage. A ce stade d'analyse, la transformation des Input-Data (propriétés, conditions aux limites, matériaux, etc..) est faite ; du modèle géométrique (points, lignes et clusters) au modèle numérique à base d'éléments finis (éléments, nœuds et points de contraintes).

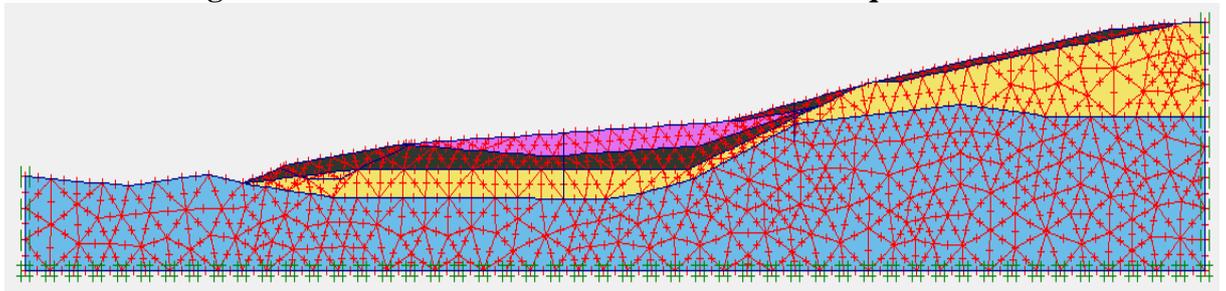
Dans la présente analyse le maillage est raffiné, par éléments triangulaires de 6 nœuds, donnant un nombre total de 617 éléments, 1346 nœuds et 1851 points de contraintes. Une maille typique d'élément fini du modèle numérique développé est présentée dans la **figure 3.24**. La **figure 3.25** montre les points de contraintes dans le modèle, et la **figure 3.26** montre les nœuds.



**Fig. 3.24 : Maille d'élément finis typique et conditions limites de déplacement**



**Fig. 3.25: Points de contraintes du modèle numérique.**



**Fig. 3.26 Nœuds du modèle numérique.**

### 3.3.2 Modélisation du sol

La modélisation du comportement du sol est très importante dans l'analyse des glissements de terrain.

Dans la présent analyse numérique le sol était modélisé en utilisant le modèle constitutif appelé: Le modèle de Mohr-Coulomb (ou modèle elasto-plastique) ; qui inclut cinq paramètres caractéristiques de base du sol : le module de Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$  sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion  $c$  sont représentatifs de la plasticité du sol,  $\psi$  est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Les paramètres de modélisation du sol utilisés dans la présente analyse sont présentés dans le

tableau 3.2 :

Nature de terrain	Type de matériau	$\gamma_{sat}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{unsat}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ref}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	$C_{ref}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [°]	$\Psi$ [°]
Argile	Drainé	18.8	14.8	4.90E+3	0.42	11.6	16	0
Colluvion	Drainé	19.6	15.4	2.00E+05	0.3	14.4	21	0
marne altéré	Drainé	21	18	1.50E+06	0.35	18.8	7	0
marne	Drainé	19.3	16	1.20E+07	0.35	16	26	0

Tab. 3.2. Paramètres de modélisation du sol.

### 3.3.3 Présentation du modèle aux limites

#### 3.3.3.1 Conditions aux limites

Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générés suivants les règles suivantes :

- Conditions aux limites mécaniques pour celle se basant sur les équations d'équilibres mécanique.
- Conditions aux limites hydrauliques pour celle se basant sur les équations d'écoulement.

#### Conditions aux limites mécaniques

Elles sont généralement de deux types : soit cinématique, soit statique.

La **figure 3.24** donne les conditions en déplacement (cinématiques). Les déplacements sont imposés nuls selon OX à gauche et à droite du talus et nuls selon OY sur le fond du talus.

#### 3.3.3.2 Condition initiales

La définition des niveaux de la nappe phréatique est représentée sur la **figure 3.27** La pression initialement est de  $-1.86 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$ .

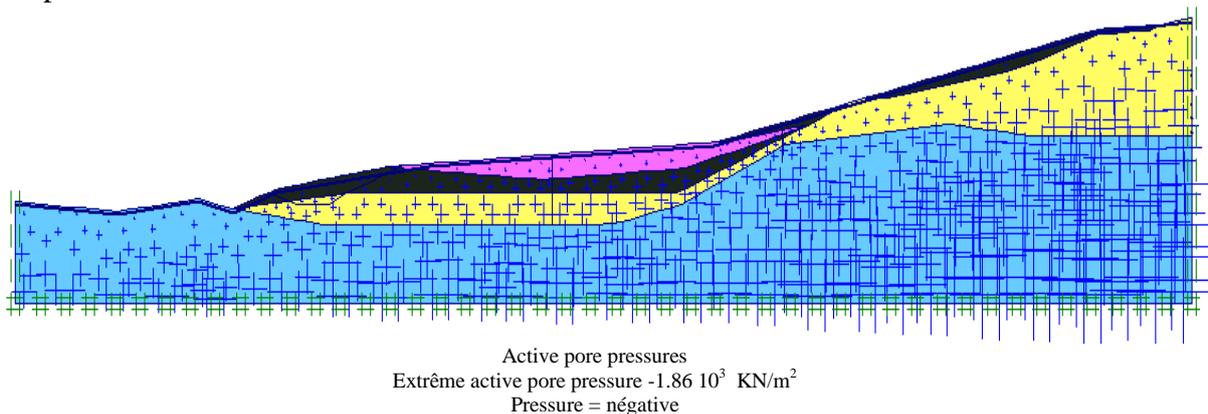


Fig. 3.27 : Répartition des contraintes initiales hydrostique.

#### 3.3.3.3 Génération des contraintes effectives initiales

L'exécution de travaux ou d'essai in situ se traduisent par une perturbation plus ou moins importante de l'état initial des contraintes, qui engendre des déformations et une perturbation des contraintes pour atteindre un nouvel état d'équilibre. Les déformations peuvent être estimées au moyen de modèle de comportement des matériaux qui prennent en

compte l'histoire des sollicitations et d'une méthode de résolution numérique (comme par exemple les éléments finis). La modélisation des ouvrages de géotechniques doit donc prendre en compte la détermination de l'état initial des contraintes, qui peut être déduit de mesures ou estimé à priori.

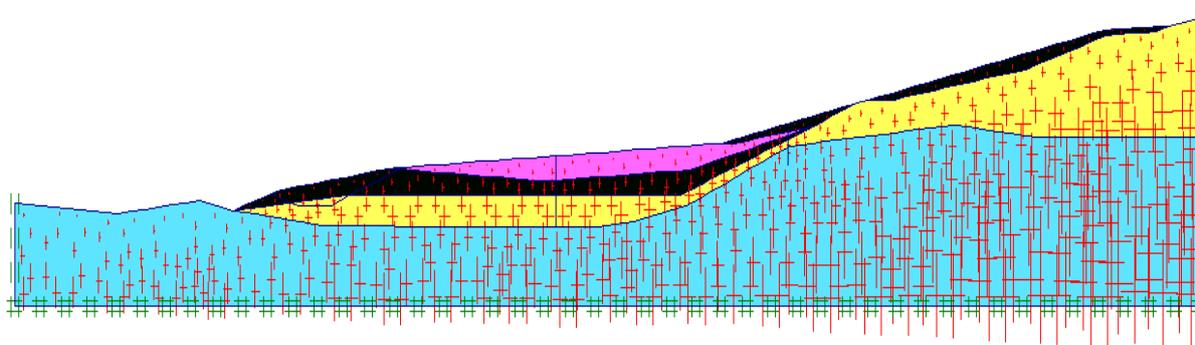
La contrainte initiale dans un sol est influencée par le poids de matériau et par l'histoire de ses déformations. Cet état de contraintes est normalement caractérisé par une contrainte verticale initiale  $\sigma_{v0}$ , qui est liée au coefficient de terre au repos  $k_0$  :  $\sigma_{h0} = k_0 \cdot \sigma_{v0}$  PLAXIS génère les contraintes initiales par différentes valeurs de  $k_0$  (chargement gravitaire).

### Calcul plastique

Le chargement gravitaire peut être appliqué en une seule phase de calcul. Ceci doit être fait en utilisant un calcul de type plastique pour lequel le paramètre *Loading input* est fixé sur *Total multipliers* et *SMweight* fixé à 1.0.

Une fois les contraintes initiales générées, les déplacements doivent être remis à zéro pour les phases

De calculs suivants. Il n'y a donc pas d'effet du chargement gravitaire sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.



Effective stresses

Extrême effective principal stress  $-1.8910^3 \text{ KN/m}^2$

**Fig. 3.28 : Répartition des pressions interstitielles initiales.**

### 3.3.3.4 Les étapes de calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, à partir d'une initiation des contraintes hydrostatiques (**figure 3.27**). Trois phases de calculs sont envisageables :

#### Phase 0 :

Initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales

#### Phase 1 : Application de la gravité

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique
- Activer l'option Ignore undrained behaviour ;
- Entrer 'Total multipliers' $\sum M_{sf}=1$ .
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

#### Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

- Calcul Phi-c réduction
- Activer les deux options Reset « displacements to zero » et « Ignore undrained behaviour »
- Accepter le choix de l'incrément standard =0.1

#### 3.3.3.4.1 Calcul du coefficient de sécurité

La méthode de diminution des propriétés mécaniques des matériaux (méthode “ $\varphi$ -c réduit”) permet de calculer des coefficients de sécurité. Cette méthode très approximative, utilisée dans l'étude de stabilité des pentes se base essentiellement sur le concept d'équilibre limite ou ce dernier est étudié le long d'un cercle de glissement potentiel supposé.

Dans cette approche, les caractéristiques  $\tan \varphi$  et  $c$  du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Le coefficient  $M_{sf}$  permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduites}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduites}} \quad (3.1)$$

Ou les caractéristiques notées “donnée” font référence aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques noté “réduites” se rapportent aux valeurs réduites utilisés au cours de l’analyse. Contrairement aux autres coefficients,  $M_{sf}$  vaut 1.0 au début d’un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

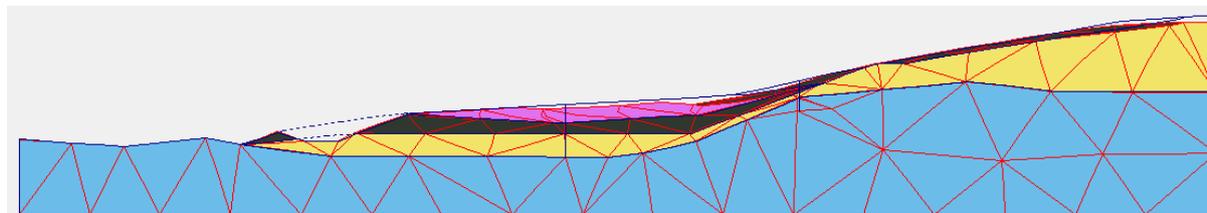
$$F_s \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{Valeur de } M_{sf} \text{ à la rupture.} \quad (3.2)$$

Dans le code PLAXIS, en utilisant la méthode “ $\varphi$ -c réduction” en combinaison avec des modèles de sol avancés (comme HMS), ces modèles vont en fait se comporter selon le modèle Mohr-Colomb standard, puisque la dépendance de raideur avec l’état des contraintes et les effets d’écroutissage sont exclus. Le module calculé à la fin du pas de calcul précédent, pour l’état de contrainte obtenu, est utilisé comme une raideur constante durant le calcul de “ $\varphi$ -c réduction”.

L’approche “ $\varphi$ -c réduit” ressemble à la méthode de calcul des coefficients de sécurité conventionnellement adoptée dans les analyses de cercle de glissement.

### 3.4 Résultats de la simulation

La **figure 3.29** représente le champ de déplacement et les valeurs de déformation totales. Nous constatons que sous l’effet du poids propre du sol, le massif a tendance à se déplacer du coté amont vers le coté aval et verticalement (tassement).



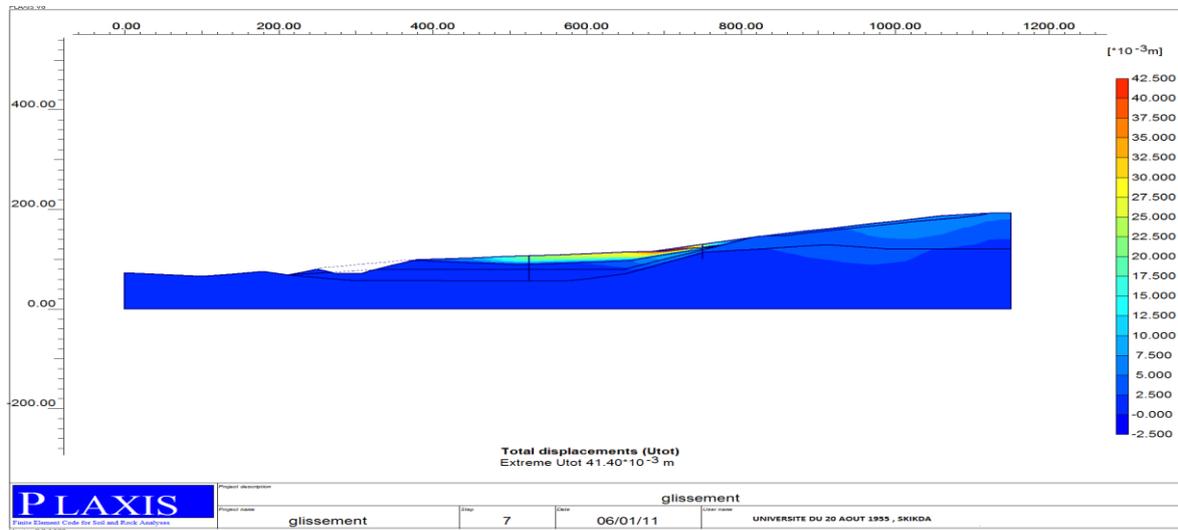
Deformed Mesh  
Extrême total displacement 41.40 10<sup>-3</sup> m

**Fig. 3.29 : Maillage déformé.**

#### 3.4.1 Champ de déplacements

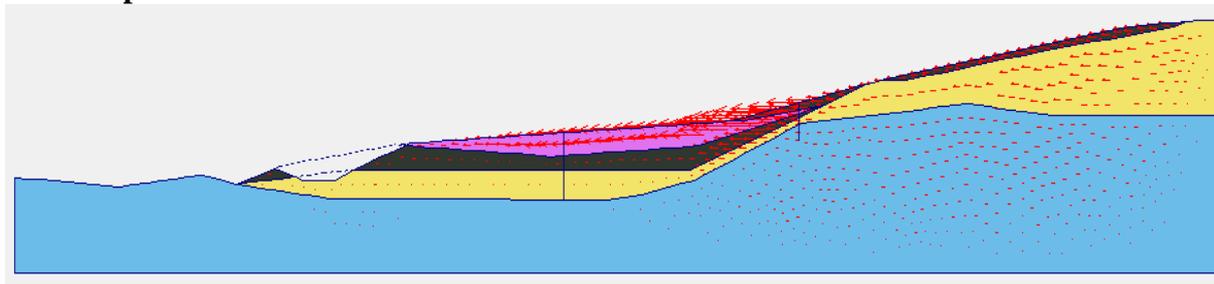
La **figure 3.30** présente clairement la zone où les déformations totales sont les plus importants. La figure montre une concentration des déplacements le long de la pente. Les déplacements nous ont permis de détecter que la rupture se produit sur une surface circulaire, donc il y a une forte mobilisation à l’amont du talus et se dirige vers l’aval au pied de la pente. La figure permet ainsi de détecter les zones instables dans le sol, la couleur rouge représente les valeurs des déplacements importants (les points instables).

Ces déplacements sont les résultats de la somme des déformations élémentaire créés en tout point du massif par la modification de l'état de contrainte initiale. Le déplacement maximal du talus atteint 41.40mm . Notons que ces déplacements sont calculés par rapport à la configuration initiale.



**Fig. 3.30 : Déplacement total.**

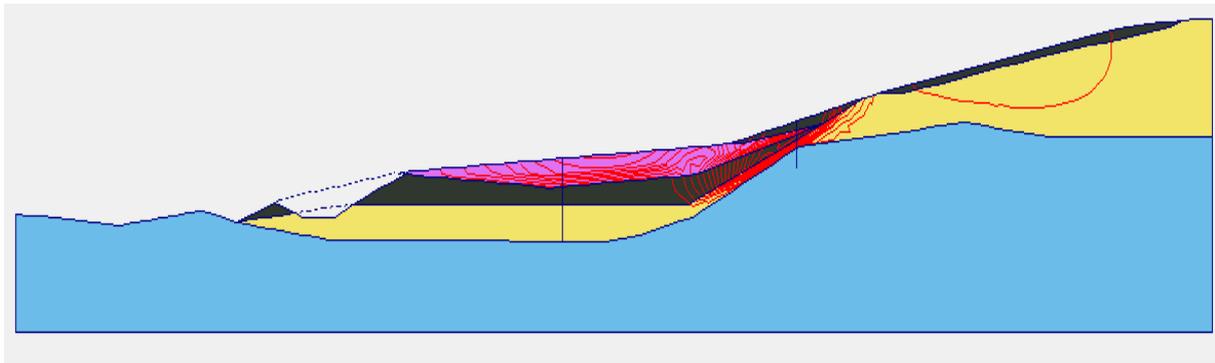
### 3.4.2 Déplacements horizontaux



Horizontal displacements (Ux)  
Extrême (Ux)=40.10 10<sup>-3</sup> m

**Fig. 3.31 : Déplacements horizontaux**

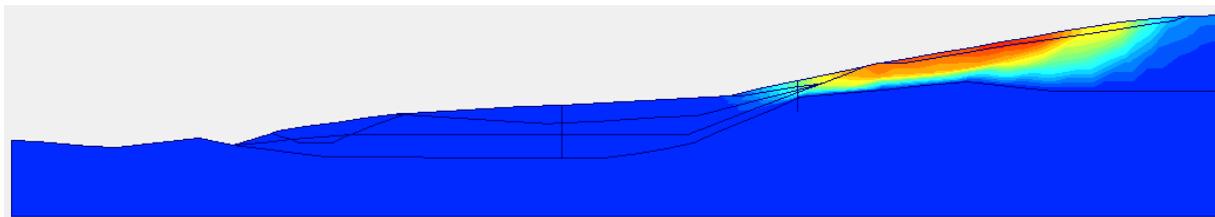
La **figure 3.32** présente les incréments de déformation qui permettent de détecter les zones localisés (zones où les déformations sont concentrés dans la sol). On observe que la zone localisée en déformation est répondeu sur toute la surface de rupture circulaire.



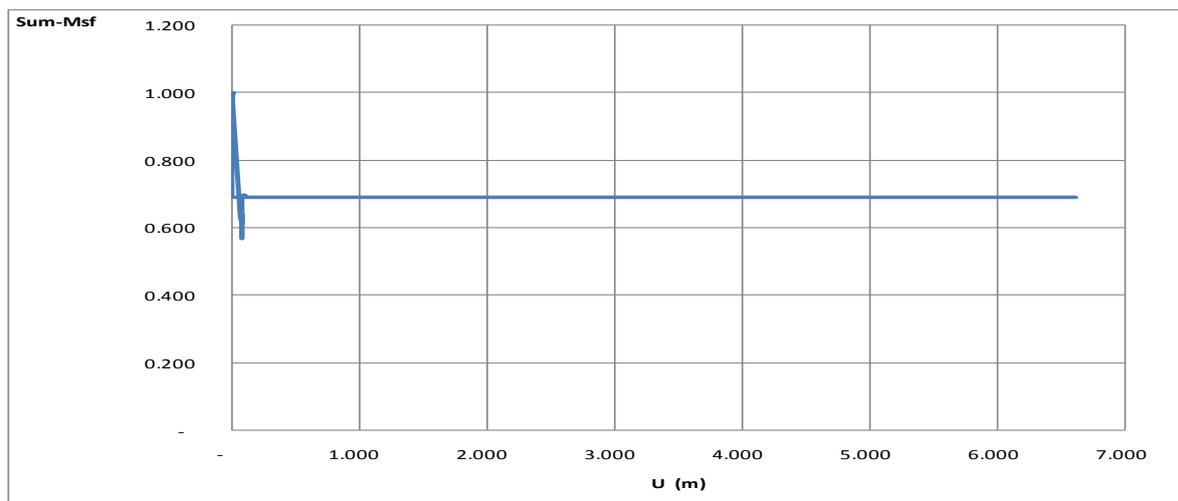
**Fig. 3.32 : Incrément de déformation**

### 3.4.3 Coefficient de sécurité dans les conditions initiales

Seuls l'allure du champ des incréments de déplacements **figure 3.33** est significative dans un calcul Phi-c réduction. Celle-ci fournit une indication du mécanisme de rupture qui Serait obtenu par un calcul traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture Circulaires. Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur  $\sum -M_{sf}$  après sélection de la phase de calcul appropriée (module Calculation, Multipliers, Reached values ou bien dans le module Output, View, Calculation Info.)



**Fig. 3.33 : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Phase2)**



**Fig. 3.34 : Valeur du coefficient de sécurité  $M_{sf}=0.7029$**

### 3.4.4 Analyse et comparaison

Les résultats montrent l'existence des valeurs critiques au-delà desquelles le calcul diverge, c'est-à-dire que l'état d'équilibre n'est pas atteint. D'après les courbes présentées, le talus a subi un tassement maximum de l'ordre de  $11,11 \times 10^{-3}$  m, et déplacement horizontal de  $40,10 \times 10^{-3}$  m.

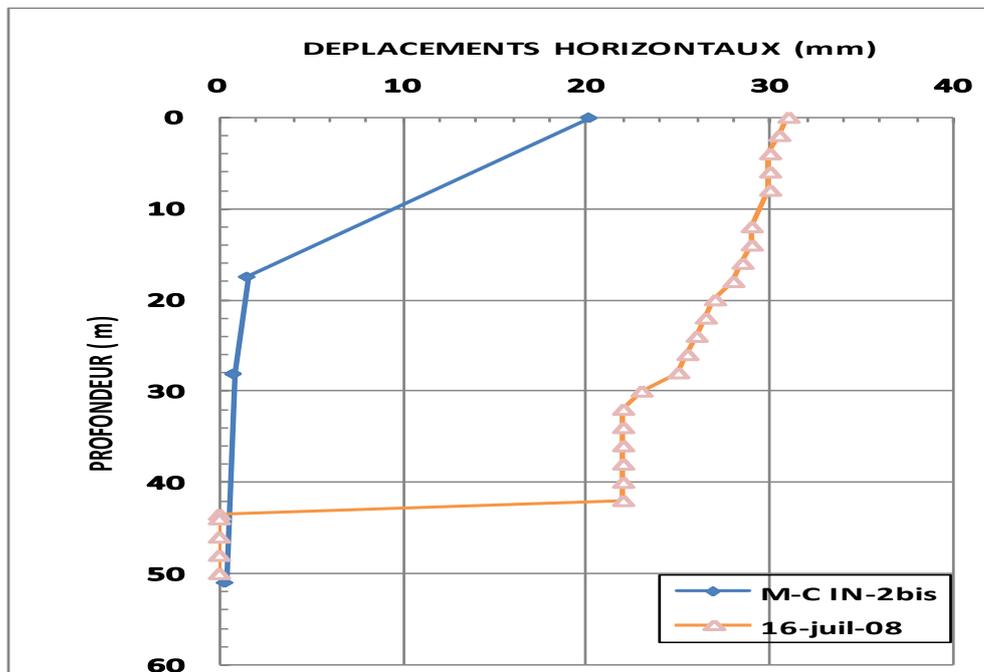


Fig. 3.27 : Déplacements horizontaux en fonction de la profondeur.

### 3.5 Conclusion

La simulation parfaite des comportements observés réellement, par les méthodes numériques est un but difficile à atteindre en géotechnique.

Notre modèle est une bonne simulation numérique de notre prototype, n'est pas la plus parfaite mais en quelque sorte raisonnable et très proche de la réalité (on a essayé d'être très prudent avec l'entrée des données, le calcul ...etc.) pour éviter ou diminuer le pourcentage d'erreur qui est liée à l'erreur tolérée dans le calcul des éléments finis.

La confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux en termes de déplacements horizontaux dans le massif montre que la modélisation numérique permet de reproduire qualitativement le comportement observé expérimentalement.

La modélisation numérique permet d'étendre l'étude sur un modèle de référence.

**CHAPITRE 4 :**

**ETUDE PARAMETRIQUE**

## 4.1 Introduction

Le chapitre précédent a montré que la modélisation numérique proposé (référence) permet de simuler les phénomènes observés expérimentalement (les déplacements horizontaux mesurés in site). La simulation numérique est alors un outil puissant pour analyser le comportement de l'ouvrage modélisé dans diverses conditions. La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés du sol ce que nous n'avons pas mis en œuvre expérimentalement, car les propriétés du sol sont en générale fixes. L'analyse plus fine de l'influence de la variation du niveau de la nappe phréatique est également étudiée. Ces analyses paramétriques numériques permettent de compléter les observations expérimentales et de mieux comprendre le mode de fonctionnement de l'ouvrage, tout en permettant de quantifier la sensibilité des divers paramètres.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- ✓ Les tassements au niveau du pied et la partie inférieure du talus, (coupe horizontale a pour coordonnées les points (379 ; 99) et (525 ; 99)).
- ✓ Les déplacements horizontaux en aval et la partie inférieure du talus (coupe horizontale a pour coordonnées les points (1150 ; 107) et (525 ; 107)).
- ✓ Le coefficient de sécurité.

## 4.2 Effet des paramètres de modélisation

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

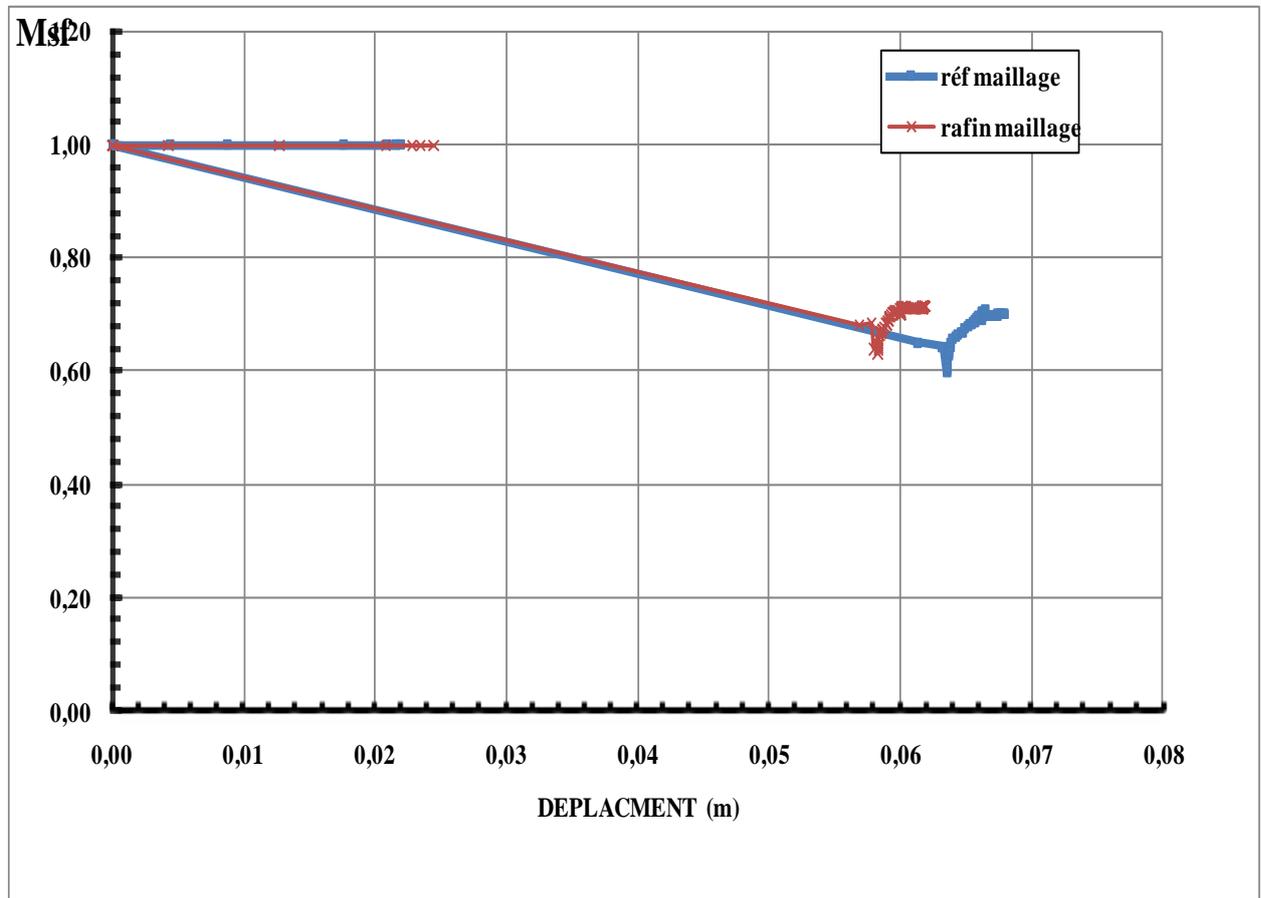
- Le maillage.
- La précision de calcul.

### 4.2.1 L'influence de la finesse du maillage

Afin d'étudier cet effet, deux maillages sont construits, l'un est grossier de référence (nombre d'élément est 131) et l'autre très fin (nombre d'élément est 617). Les propriétés du sol et la procédure du calcul sont restés identiques à ceux des autres calculs.

#### 4.2.1.1 L'influence de finesse du maillage sur le coefficient de sécurité

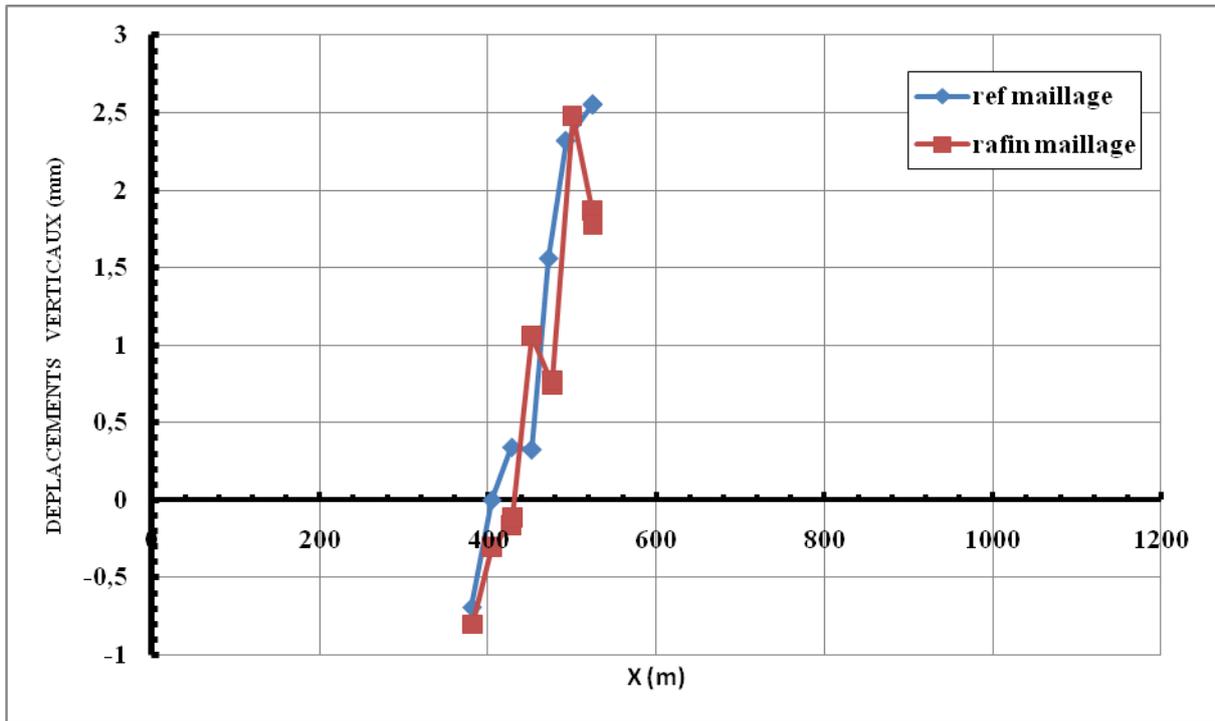
Les résultats présentés sur la **figure 4.1** montrent que pour le maillage grossier (le modèle de référence) le coefficient de sécurité est de  $\sum M_{sf}=0.7007$  et pour le maillage plus fin le coefficient de sécurité est de  $\sum M_{sf}=0.7142$ . on peut conclure que plus le maillage est fin plus le coefficient de sécurité est grand.



**Fig 4.1 : Influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité.**

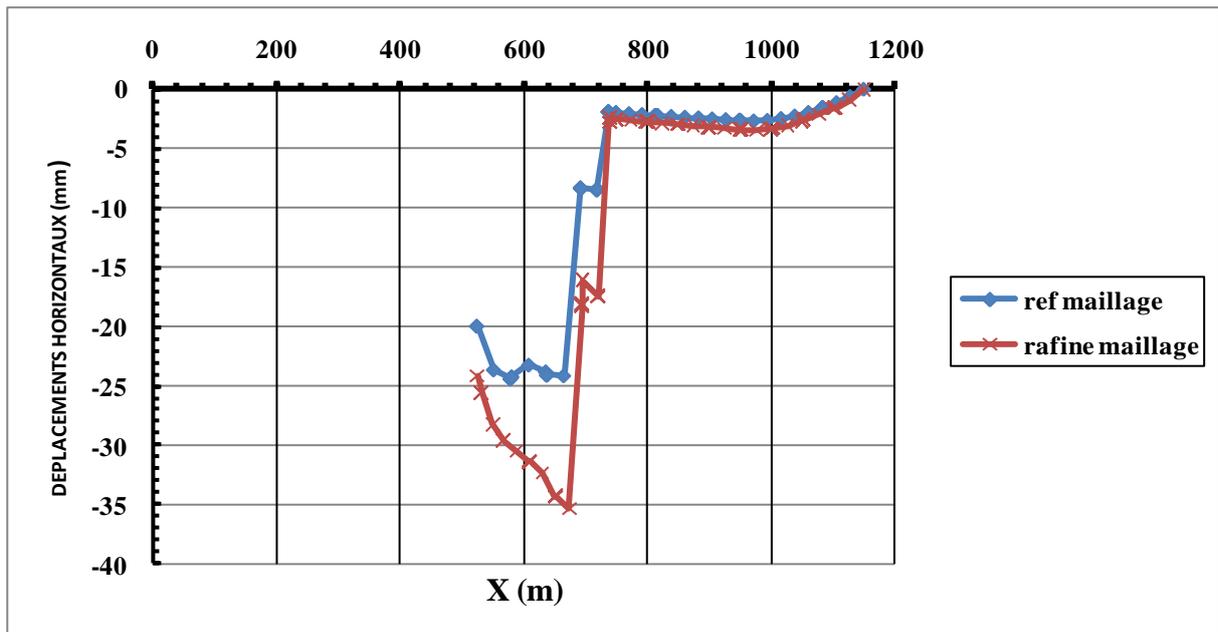
#### 4.2.1.2 L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus

La **figure 4.2** présente la répartition des déplacements verticaux sur la coupe horizontale du talus. Les tassements augmentent avec l'augmentation des valeurs de l'abscisse, enregistrent des valeurs négatives qui représente une zone de dépression allongé qui est en accord avec les observations sur prisme réflecteur (paragraphe 3.2.1.3). Les résultats présentés sur la **figure 4.2** montrent que la finesse du maillage a peu d'influence sur les tassements.



**Fig 4.2 : Influence de la finesse du maillage sur le tassement.**

#### 4.2.1.3 Influence de la finesse du maillage sur les déplacements de la pente



**Fig 4.3 : Influence de la finesse du maillage sur les déplacements de la pente.**

La **figure4.3** présente la répartition des déplacements horizontaux .Les déplacements augmentent et atteignent des valeurs importantes au pied de la pente (en dessous de la route provisoire) et puis diminuent en allons vers la tête du talus.

Les résultats présentés sur la **figure 4.3** montrent que la finesse du maillage a peu d'influence sur les déplacements horizontaux. Plus le maillage est fin plus les déplacements sont importants.

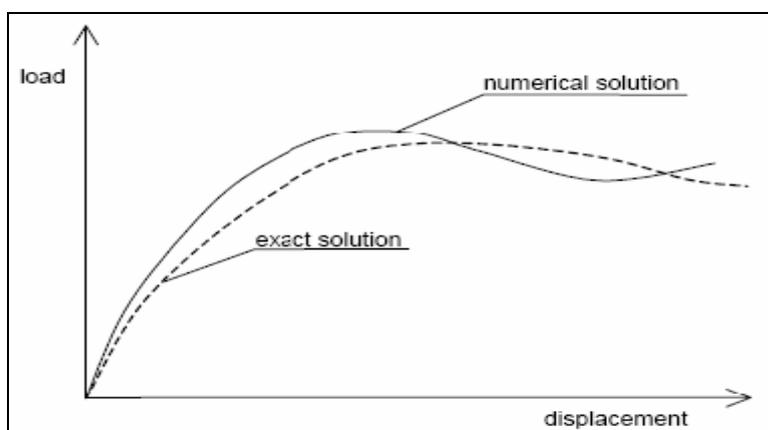
#### 4.2.1.4 Conclusion sur influence de la finesse du maillage

Les résultats concernant les calculs sont présentés ci-après figure (4.1), (4.2) et (4.3). D'après ces résultats, nous constatons que le paramètre de maillage a une faible d'influence sur les résultats des simulations.

#### 4.2.2 Influence de la précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage par rapport la solution exacte apparaît, comme présenté sur la **figure 4.4**. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par *PLAXIS* sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (*tolerated error*).

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,01 est acceptable dans la plupart des calculs.



**Fig 4.4 : Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.**

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

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

- Tolérance de 1 % (Réf) ;
- Tolérance de 3% ;
- Tolérance de 5 %.

Les résultats obtenus sont présentés par des courbes sur les figures qui suivent :

#### 4.2.2.1 Influence de la précision des calculs sur le coefficient de sécurité

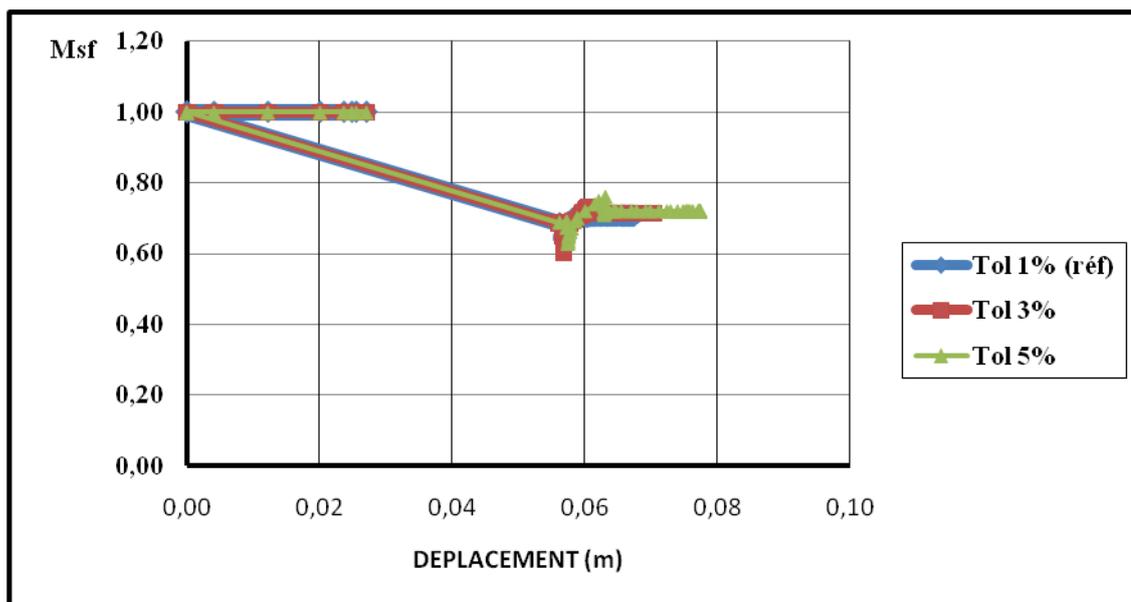


Fig 4.5 : Influence de la précision de calcul sur le coefficient de sécurité.

#### 4.2.2.2 Influence de la précision des calculs sur les tassements

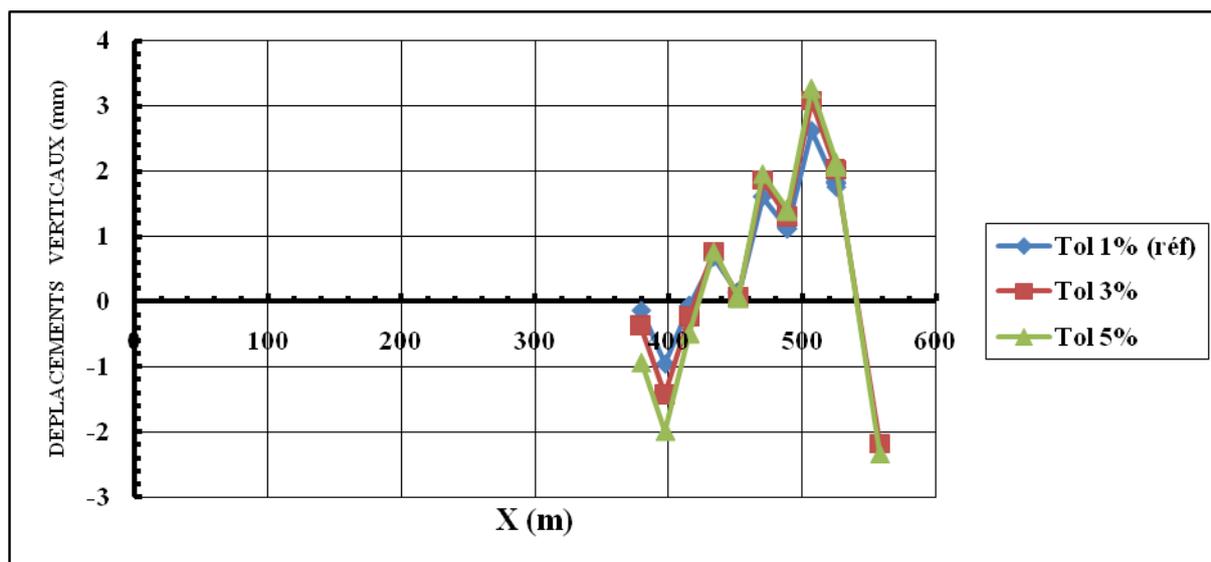


Fig 4.6 : Influence de la précision de calcul sur les tassements.

### 4.2.2.3 Influence de la précision des calculs sur les déplacements de la pente

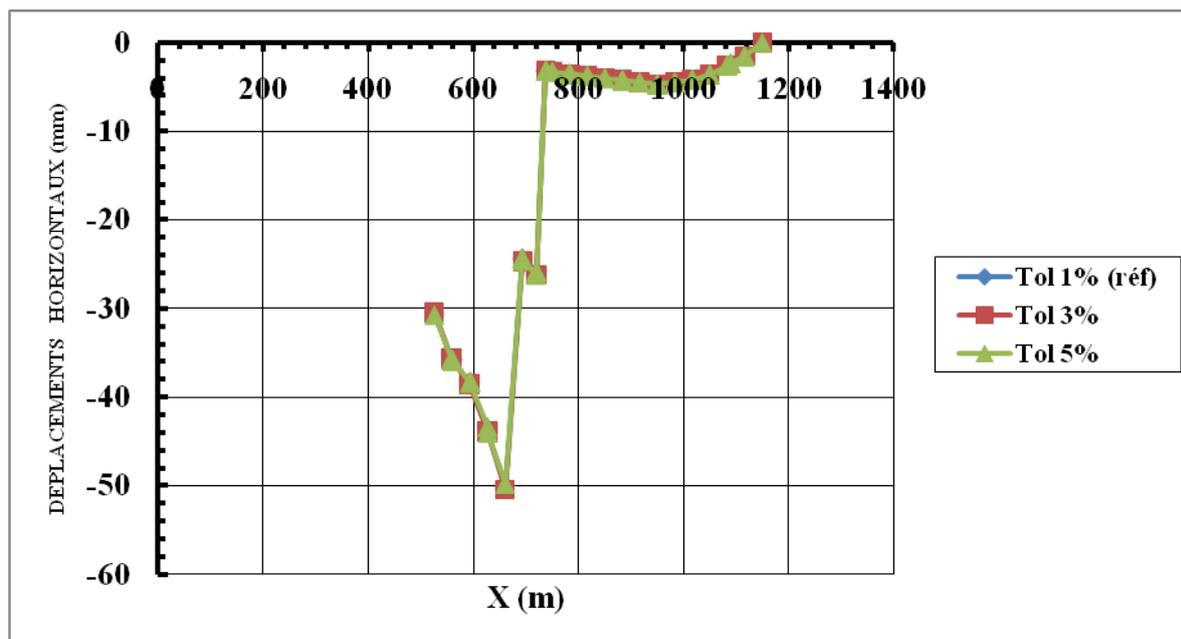


Fig 4.7 : Influence de la précision de calcul sur les déplacements de la pente.

### 4.2.2.4 Conclusion sur l'influence de la précision de calcul

D'après ces résultats, nous constatons que le coefficient de sécurité augmente légèrement en augmentant la tolérance de 1% à 5% avec une légère augmentation des tassements et presque aucune influence sur les déplacements horizontaux.

## 4.3 Influence des paramètres géotechniques

En ce qui concerne les paramètres géotechniques, on va étudier l'influence de quatre types de paramètres définis ci-après.

### 4.3.1 Influence de l'angle de frottement

Des simulations ont été effectuées en faisant varier l'angle de frottement du sol et en conservant les mêmes valeurs pour les autres paramètres. Un angle de frottement plus faible est donné par  $\varphi-5^\circ$  et un angle de frottement plus grand par  $\varphi+5^\circ$ .

La variation de l'angle de frottement est faite pour toutes les couches du sol.

### 4.3.1.1 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

La figure 4.8 présente l'évolution du coefficient de sécurité pour différentes valeurs de l'angle de frottement. Plus l'angle de frottement est grand le coefficient de sécurité est important.

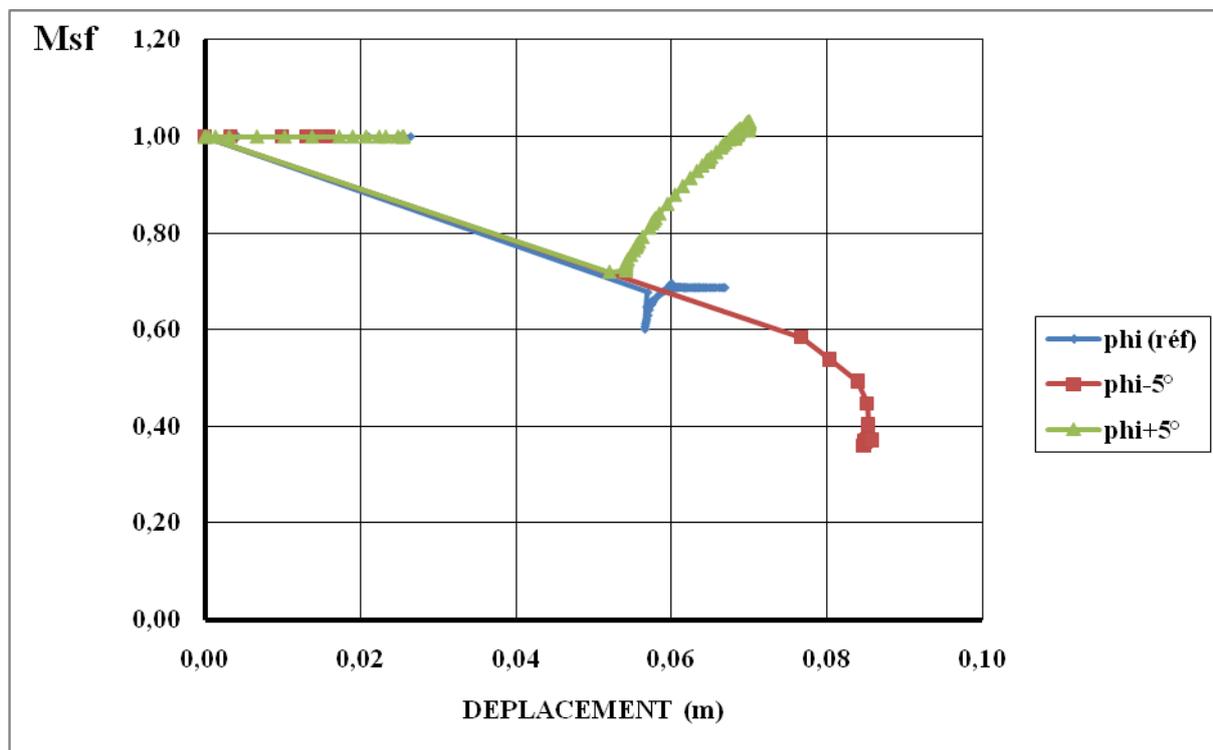


Fig 4.8 : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.

### 4.3.1.2 Influence de l'angle de frottement sur les tassements

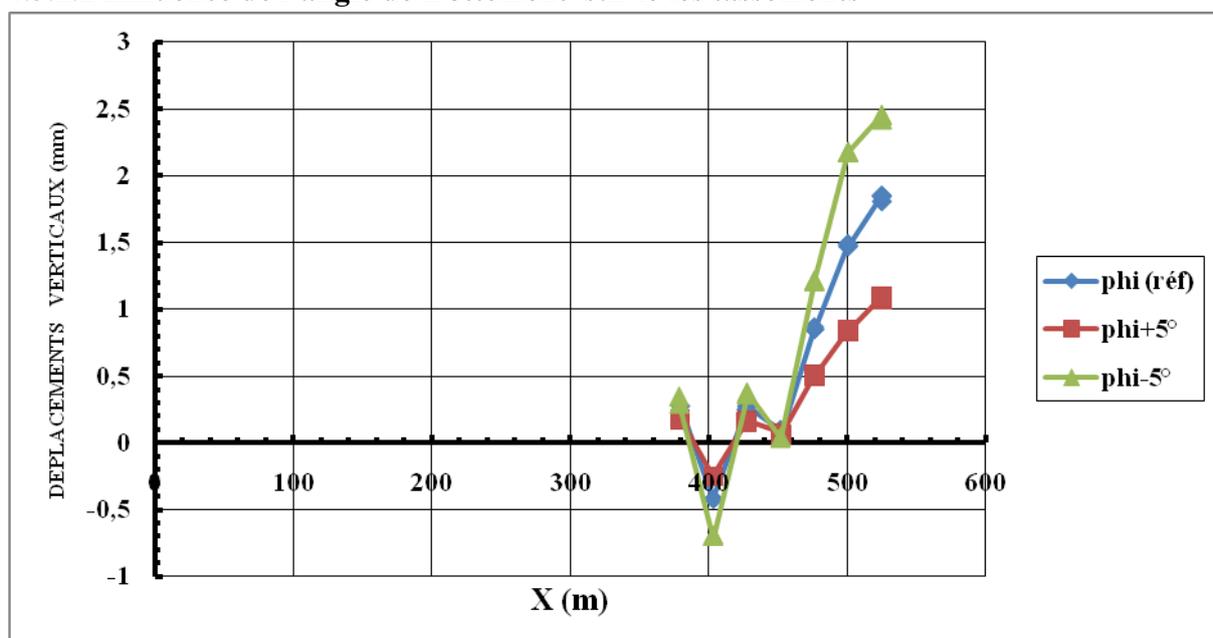
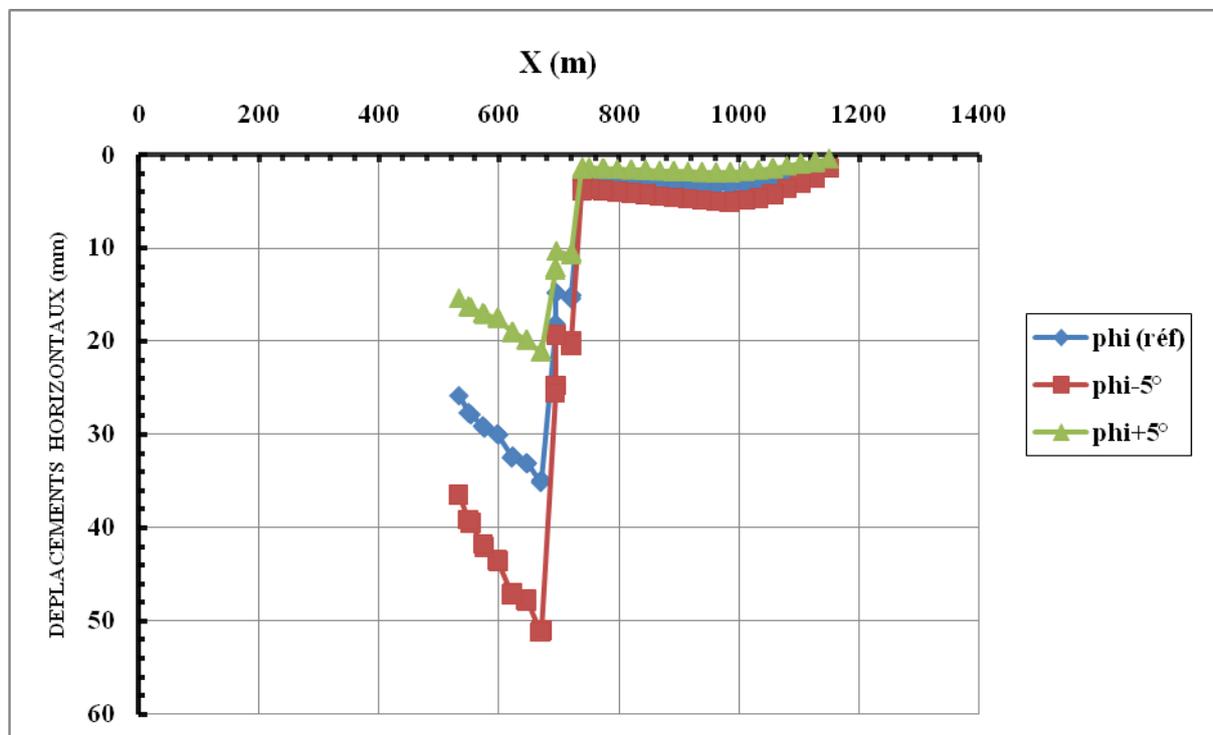


Fig 4.9 : Influence de l'angle de frottement sur tassement.

La **figure 4.9** montre que l'augmentation de l'angle de  $5^\circ$  par rapport à l'angle de référence permet de réduire les tassements alors que sa diminution de la même valeur entraîne une augmentation importante du tassement.

#### 4.3.1.3 Influence de l'angle de frottement sur les déplacements



**Fig 4.10 : Influence de l'angle de frottement sur les déplacements.**

#### 4.3.1.4 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement interne du sol sur le coefficient de sécurité et sur l'amplitude des tassements.

Plus l'angle de frottement est faible, plus le coefficient de sécurité est faible et les tassements deviennent plus importants avec soulèvement de pied.

### 4.3.2 Influence de la cohésion

#### 4.3.2.1 Influence de cohésion sur le coefficient de sécurité

La **figure 4.11** présente les résultats de référence est différents valeurs de la cohésion. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité (0.761) et pour une cohésion C-5KPa le coefficient de sécurité atteint la valeur de (0.631).

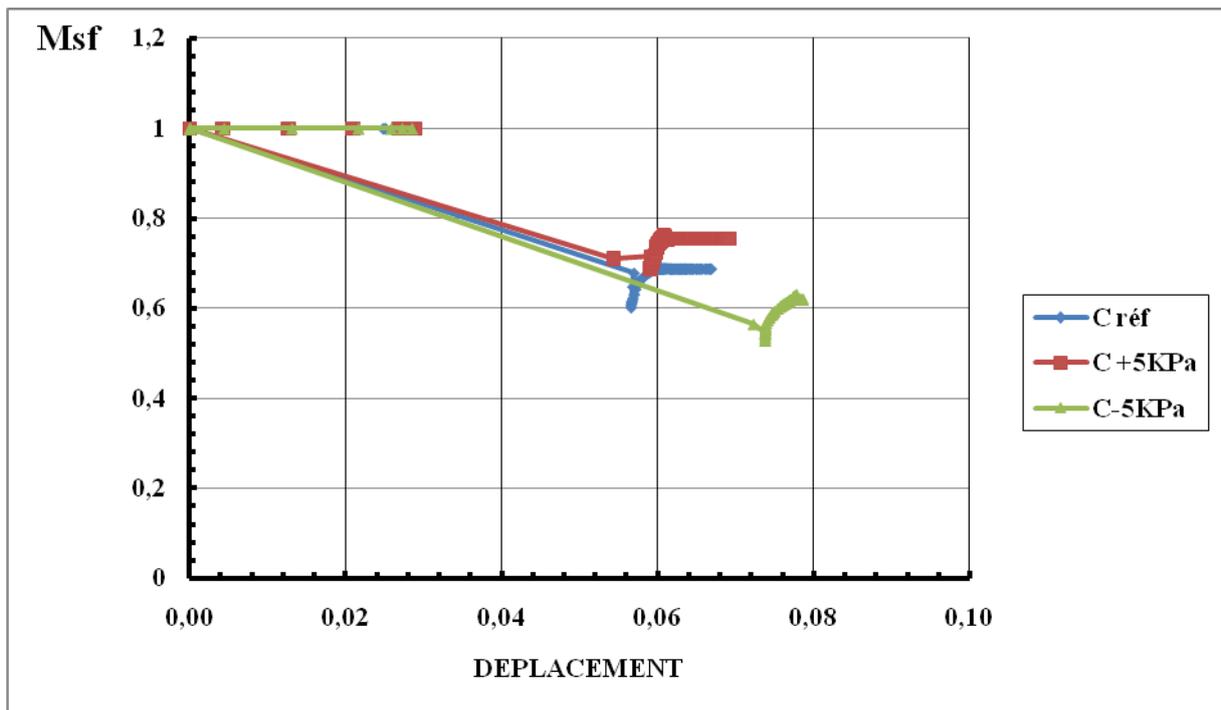


Fig 4.11 : Influence de cohésion sur le coefficient de sécurité.

#### 4.3.2.2 Influence de cohésion sur le tassement

La figure 4.12 montre que l'augmentation de la cohésion de 5KPa par rapport à la cohésion de référence permet de réduire les tassements alors que sa diminution de la même valeur entraîne une augmentation des tassements.

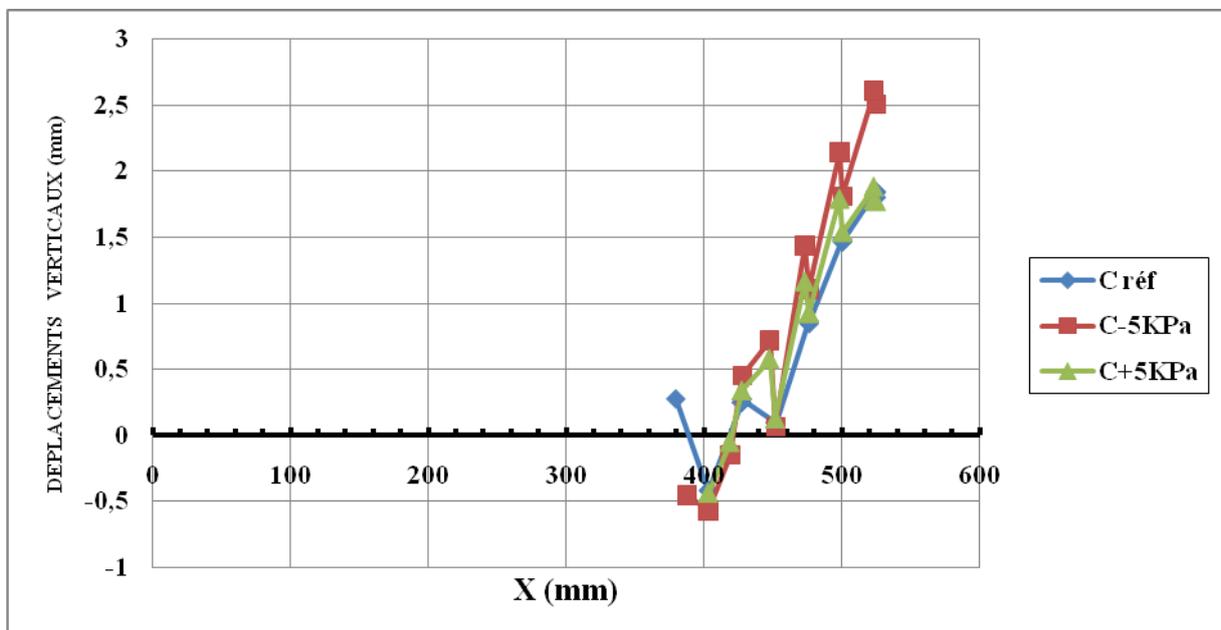


Fig 4.12 : Influence de cohésion sur le tassement du talus.

### 4.3.2.3 Influence de cohésion sur le déplacement

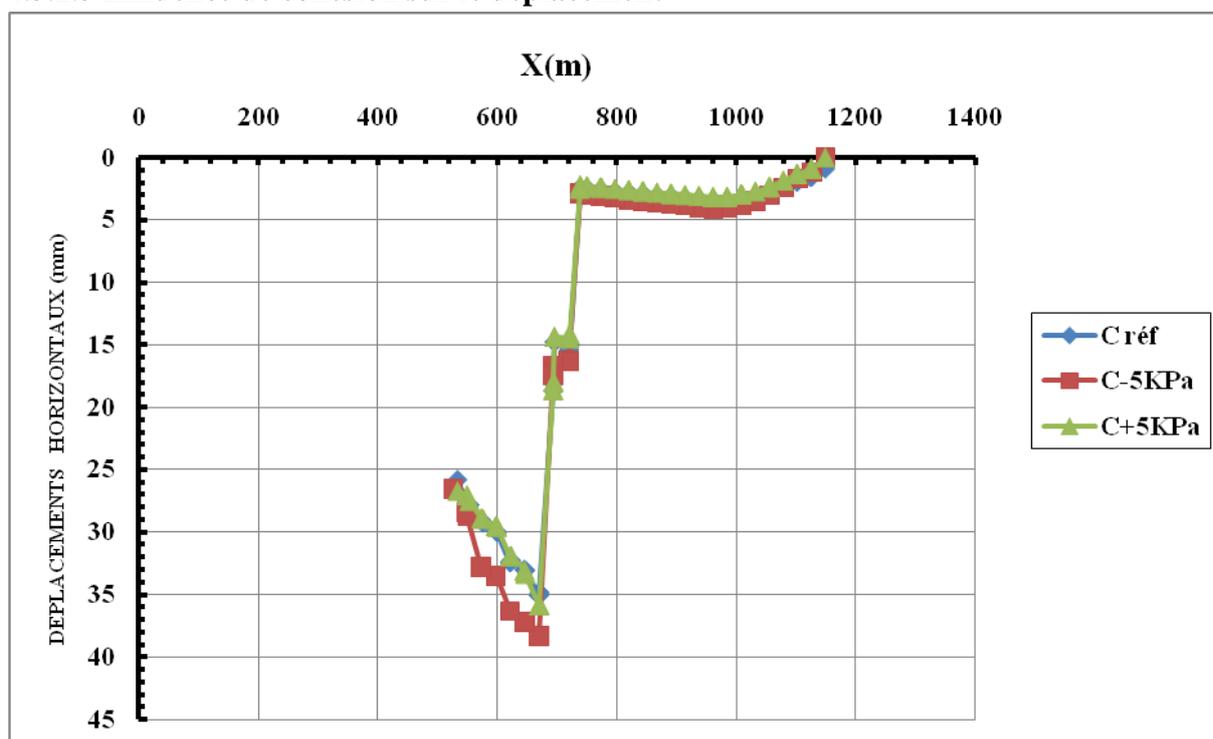


Fig 4.13 : Influence de cohésion sur le déplacement de la pente.

### 4.3.2.4 Conclusion sur l'influence de cohésion

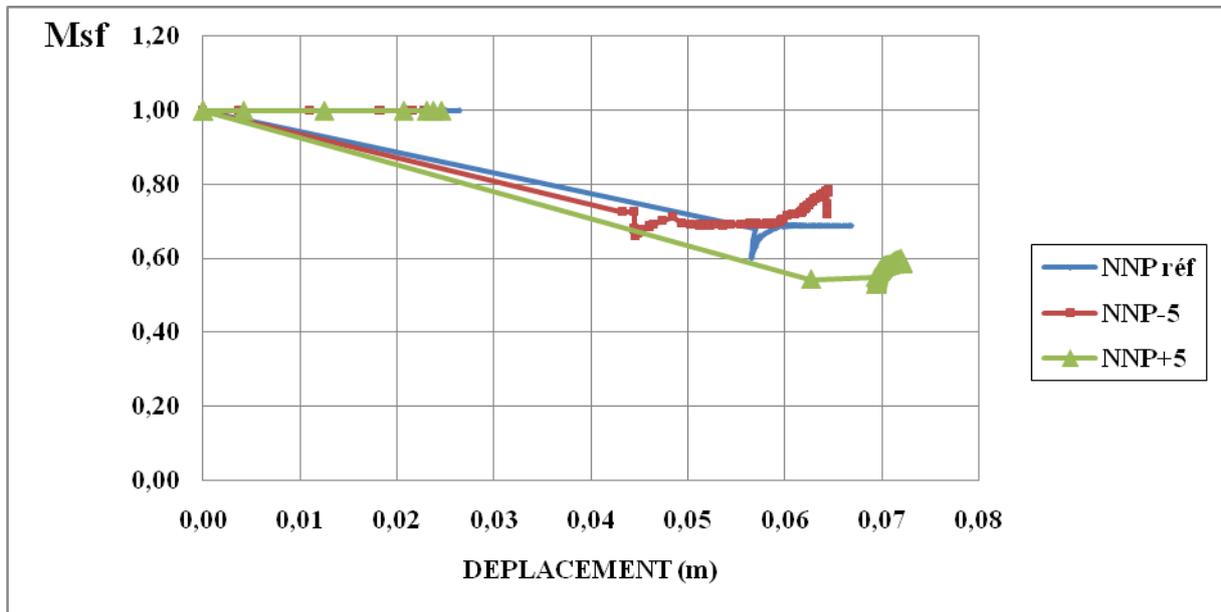
On remarque qu'une augmentation de la cohésion par rapport à la cohésion de référence entraîne une augmentation du coefficient de sécurité et une diminution des tassements dans le massif. La cohésion permet effectivement d'augmenter la résistance du sol, et la rupture est alors atteinte pour le sol avec cohésion faible.

## 4.3.3 Influence de la fluctuation de la nappe phréatique

La comparaison s'effectue par rapport à un calcul de référence hydrostatique et deux simulations ont été effectuées avec élévation et rabattement de la nappe phréatique de 5m. Les figures 14,15 et 16 représentent les résultats.

### 4.3.3.1 Influence sur le coefficient de sécurité

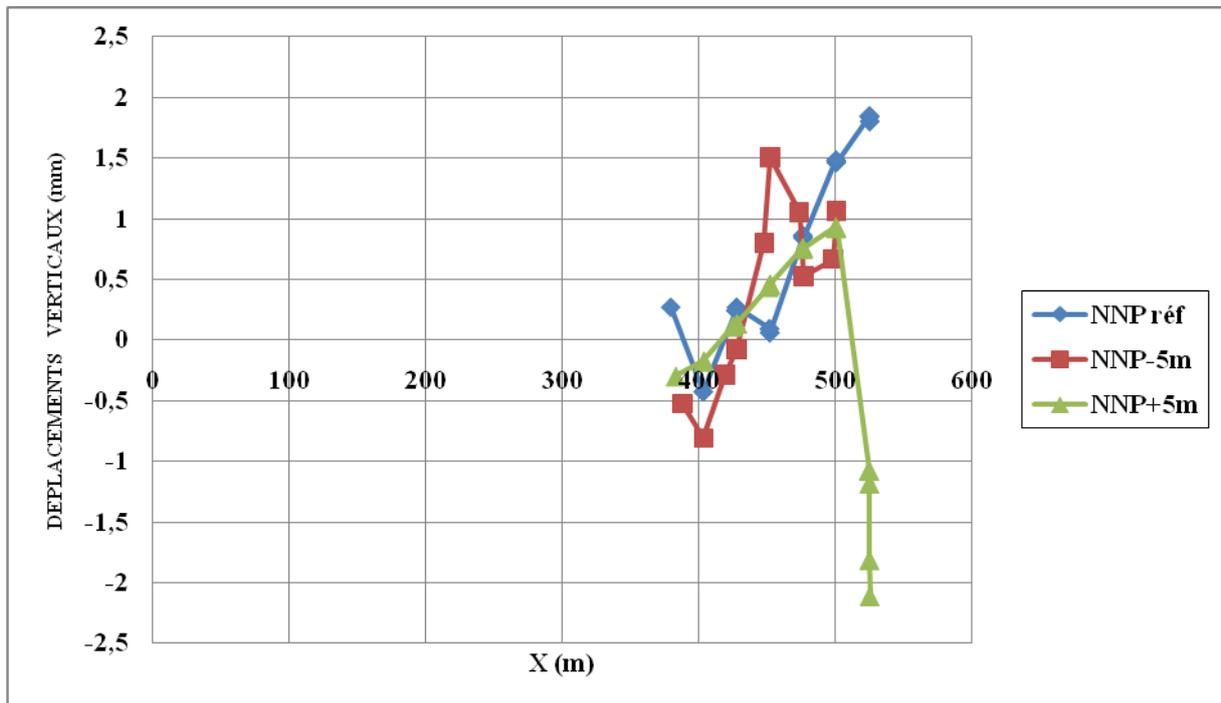
La figure 14 présente la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation du niveau de la nappe phréatique. Les simulations montrent que l'élévation de la nappe entraîne une augmentation du coefficient de sécurité.



**Fig. 4.14 : Influence de la fluctuation de la nappe sur le coefficient de sécurité.**

#### 4.3.3.2 Influence sur les tassements

La figure 15 monte une augmentation importante des tassements en fonction de l'élévation du niveau de la nappe de 5m, alors que le rabattement de la nappe entraîne légère diminution des tassements.



**Fig. 4.15 : Influence de la fluctuation de la nappe sur les tassements.**

### 4.3.3.3 Influence sur les déplacements

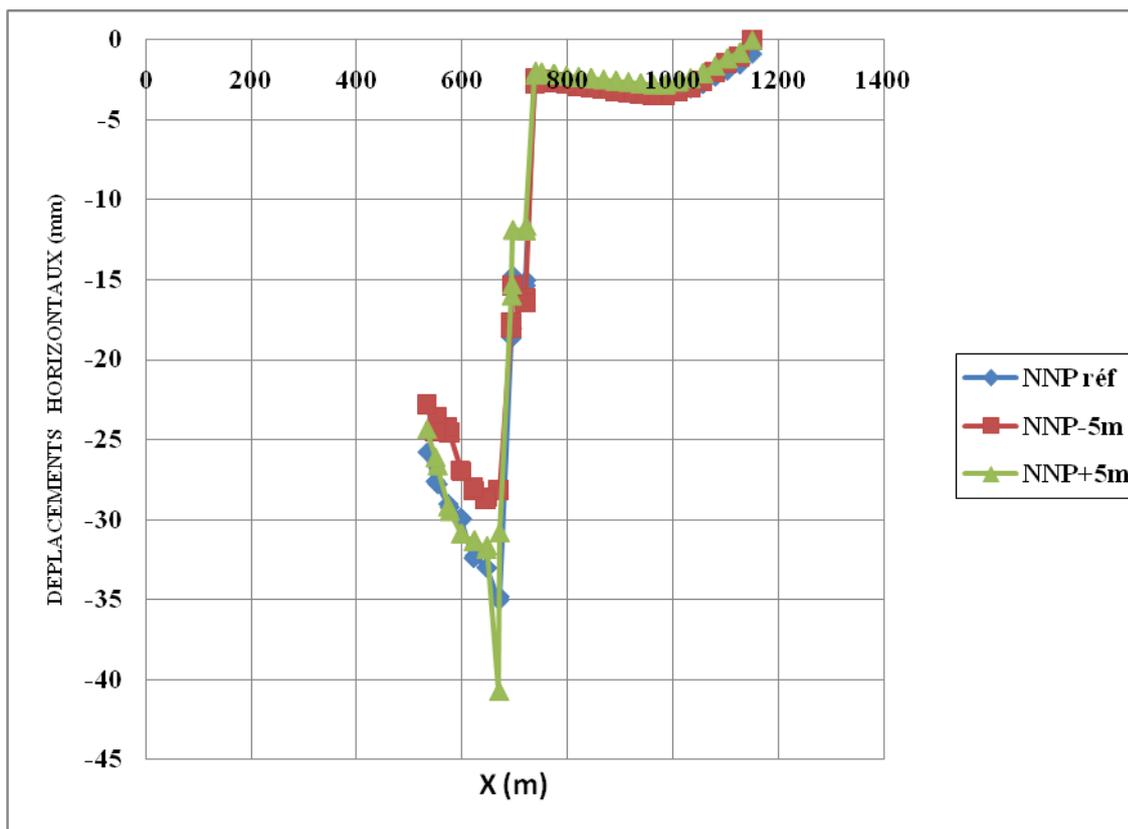


Fig. 4.16 : Influence de la fluctuation de la nappe sur les déplacements.

### 4.3.3.4 Conclusion sur l'influence de la fluctuation de la nappe

Cette étude paramétrique montre que la descente progressive de la nappe phréatique entraîne une augmentation de contrainte effective qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface et des déplacements importants et donc une diminution du coefficient de sécurité .

## **Chapitre 5 :**

# **METHODES DE CONFORTEMENT ET APPLICATION SUR LE SITE**

## **5.1 Introduction:**

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon. Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrant instable. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement).

## **5.2 Méthodes de confortement des talus:**

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes:

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);
- Organes résistants en pied;
- Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile);
- Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

### **5.2.1 Drainage:**

L'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, que ce soit seul ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

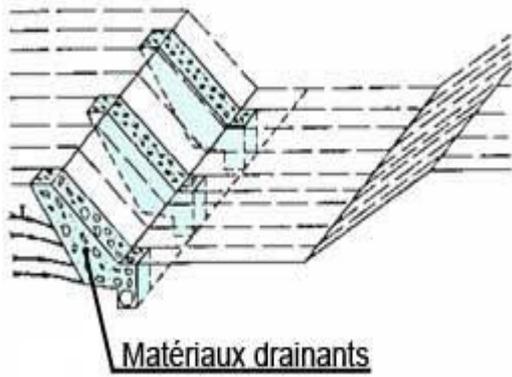
- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement;
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

#### **5.2.1.1 Types de drainage:**

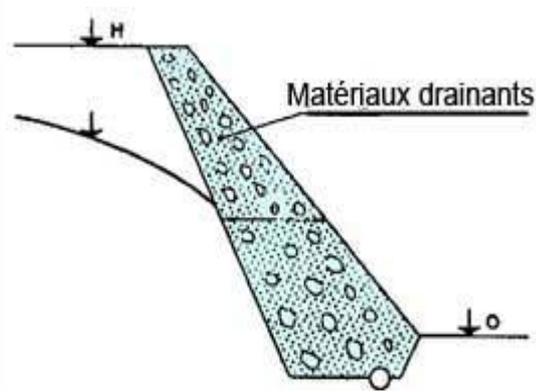
Les types de drainages profonds le plus couramment utilisés sont:

##### **5.2.1.1. a Massifs drainants:**

Les massifs drainants, constitués de matériaux naturels perméables (sables, graves, cailloux, enrochements) doivent être capables d'évacuer les débits d'eau drainés. Ils sont associés à des filtres qui évitent les phénomènes d'érosion interne et de colmatage. Ces ouvrages de drainage interne peuvent prendre la forme de masques, de tranchées, de tapis ou d'éperons drainants (voir **figure 5.1** et **5.2**). Ils sont de réalisation complexe et exigent une grande attention pendant la mise en œuvre.



**Fig. 5.1:** Eperon drainant



**Fig. 5.2:** Masque drainant

#### **5.2.1.1. b Drains verticaux:**

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes.

#### **5.2.1.1. c Les drains sub-horizontaux**

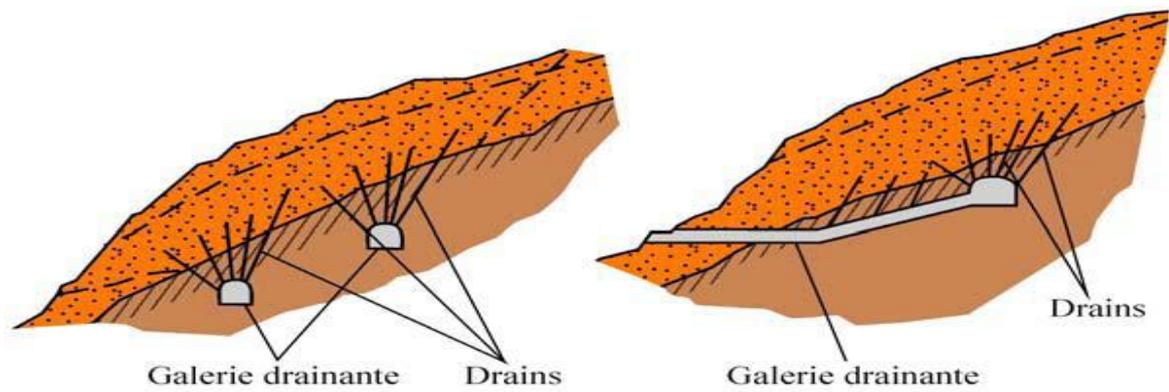
Lorsqu'on est en présence de masses de terre peu perméables (limons, sables argileux, argiles, terre végétale, marnes) qu'une ou plusieurs nappes d'eau rendent instables les remblais et talus. l'emploi de drains sub-horizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau des nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des sondeuses rotatives, équipés de tubes spéciaux i non dégradable,  $\varnothing$  voisin de 10 cm, longueur pouvant atteindre 100m.

Leur efficacité est due non seulement au captage et à l'élimination de l'eau mais aussi à la modification des écoulements à l'intérieur de la masse de terre: une pression de courant verticale stabilisatrice se substituant à une pression de courant horizontale perturbatrice.

#### **5.2.1.1. d Les galeries drainantes:**

Les galeries drainantes (**Figure 5.3**) ont en général des sections modestes (hauteur 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.



**Fig. 5.3:** Galerie drainante

#### 5.2.1.1.e Les éperons drainants.

Les éperons drainants (**Figure 5.4**) sont des excavations étroites (environ 1 m) mais pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, qui comportent une cunette bétonnée surmontée par un système de drainage de section variable et par une structure porteuse perméable. Les éperons drainants sont disposés selon la plus grande ligne de pente du versant,

avec une distance entre eux qui dépend à la fois de la hauteur de l'éperon, de la longueur du drainage et de la profondeur de la surface de glissement. La structure porteuse de l'éperon peut être constituée par:

- Un mur en pierres sèches, disposées en couches inclinées d'environ 30° vers le terrain, avec un niveau de graviers et de sable entourant le tube drainant.
- Un écran de gabions revêtu d'une couche de sable ou protégé par un géotextile.
- Une cloison centrale en béton séparant des parties latérales en matériel drainant sablo graveleux, protégée ou non par du géotextile.



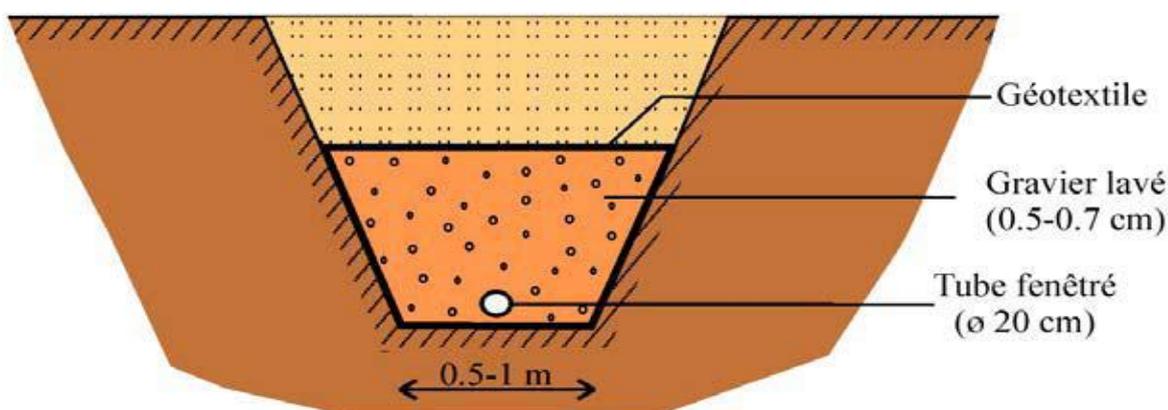
**Fig. 5.4:** Types d'éperons drainants

#### 5.2.1.1.f Les tranchées drainantes:

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements. Elles ont une profondeur de 4 à 6 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m).

Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10°), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme. Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par:

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines recouverts par une couche de terrain végétal d'environ 50 cm d'épaisseur.
- Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20 mm, complètement enveloppée dans un géotextile mis à contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal.



**Fig. 5 .5:** Tranchée drainante

#### 5. 2. 1. 2 **Domaine d'utilisation:**

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement.
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

**Les drains subhorizontaux** sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.

**Les éperons drainants** sont utilisés dans les interventions de confortement des pentes en mouvement qui nécessitent, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain, l'association d'une action résistante par rapport aux poussées des terrains en mouvement à l'action drainante elle-même.

**Les galeries drainantes** sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux

puits. Elles sont utilisées dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement, dans le cas de conditions hydrogéologiques particulières (présence de zones de failles ou d'intense fracturation, contact entre le substratum rocheux et les dépôts de couverture, etc.). Afin de garantir la stabilité des ouvrages importants, ces situations requièrent toutes un abaissement du niveau de la nappe.

**Les tranchées drainantes** sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et/ou des glissements peu profonds.

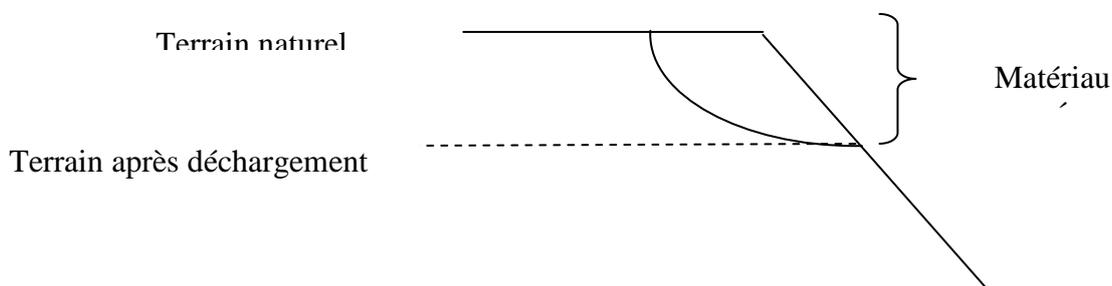
### 5.2.2 Modifications géométriques:

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain.

Pour cela, la modification géométrique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite:

#### 5. 2. 2. 1 Déchargement:

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 (**Figure 5.6**).



**Fig. 5.6:** Pente modifiée par déchargement de la masse glissante.

### **5.2.2.2 Reprofilage:**

Ce 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.

### **5.2.2.3 Substitution:**

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

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

### **5.2.3 Organes résistants en pied:**

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour s'assurer que cet organe ne soit pas importée par le glissement.

Il existe plusieurs types d'organes tel que les murs de soutènement en béton (armé ou non armé) ou en terre renforcée (par géotextile, cloues, armature), et les palplanches dont le choix du type dépend de la nature du problème ainsi du coût économique.

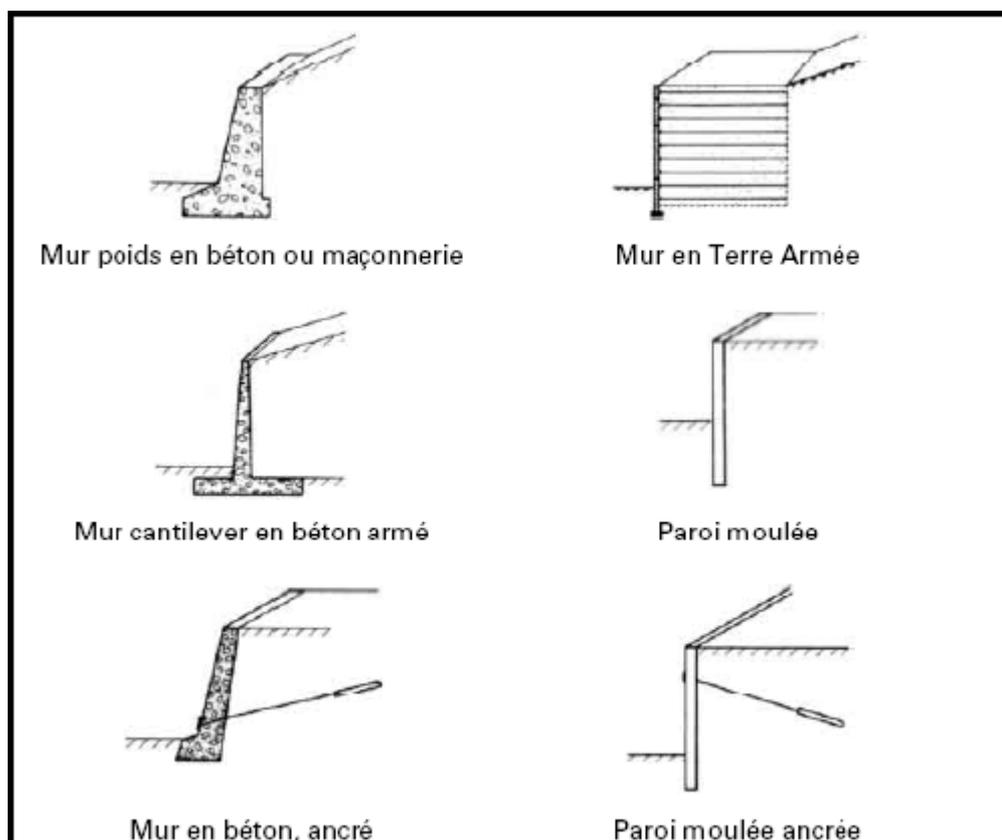
#### **5.2.3.1 - Les ouvrages de soutènement:**

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée);
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées);
- la poussée est reprise par des ancrages.

La figure ci-après donne la classification de ces ouvrages d'après le mode de reprise de la poussée (**Figure 5.7**).



**Fig. 5.7:** Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de Reprise de la poussée.

### 5. 2. 3. 2 Ouvrages de soutènements souples:

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués:

Murs renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant

la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul

dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture

externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

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

#### 5.2.4 Méthode de renforcement des sols:

Ce domaine se repose sur une généralisation du concept de sol armé et comprend des techniques très variées comme les micros pieux, le clouage et les géotextiles.

##### 5.2.4.1 Technique de renforcement par clouage :

Parmi les techniques de renforcement de sol, celle concernant le clouage des sols; qui peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants.

Le schéma ci-dessous donne le dispositif général de Tirants d'ancrage.

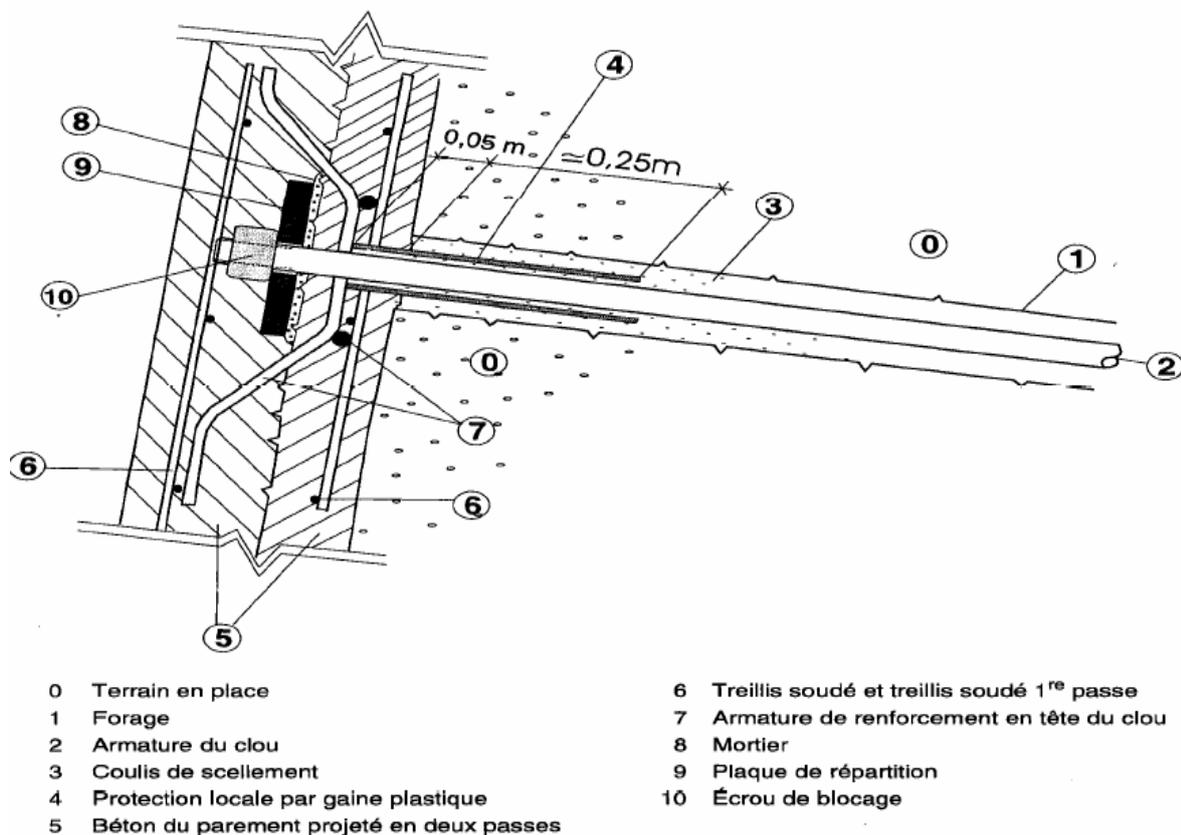


Fig. 5.8 : Dispositif du tirant d'ancrage.

Le principe de ces renforcements est de mobiliser des efforts de traction et de cisaillement dans les armatures (et de flexion dans une moindre mesure), ce qui nécessite des déplacements entre le sol d'ancrage et l'élément (**Figure 5.8**).

**a - Caractéristiques mécaniques et géométriques des clous:**

- Il est nécessaire de faire approvisionner des aciers de longueur à la commande afin d'éviter l'utilisation de connecteurs de rabouillage coûteux d'une part et nécessitant d'augmenter le diamètre de forage d'autre part.
- L'emploi de barres de fortes capacités à la traction permet de réduire proportionnellement la longueur forée.

**b – Différents types d'armatures d'ancrages:**

On distingue plusieurs types d'armatures :

- les barres pleines (type HA, ou équivalent) généralement en diamètre  $\varnothing$  28 à 50 mm et mises en œuvre dans des forages réalisés préalablement en diamètre  $\varnothing$  75 à 150 mm ;
- les clous auto-forant, l'armature étant constituée par une barre creuse utilisée comme tige de forage, munis de taillants permettant des forages en diamètre  $\varnothing$  75 à 135 mm .

**5 . 2. 4. 2 Technique de renforcement par géotextiles:**

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, l'infiltration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

**a - Définition des géotextiles :**

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- La séparation : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.

- La filtration : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- Le drainage : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- La protection : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- Le renforcement : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction (**Figure 5.9**).

**b - Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection :**

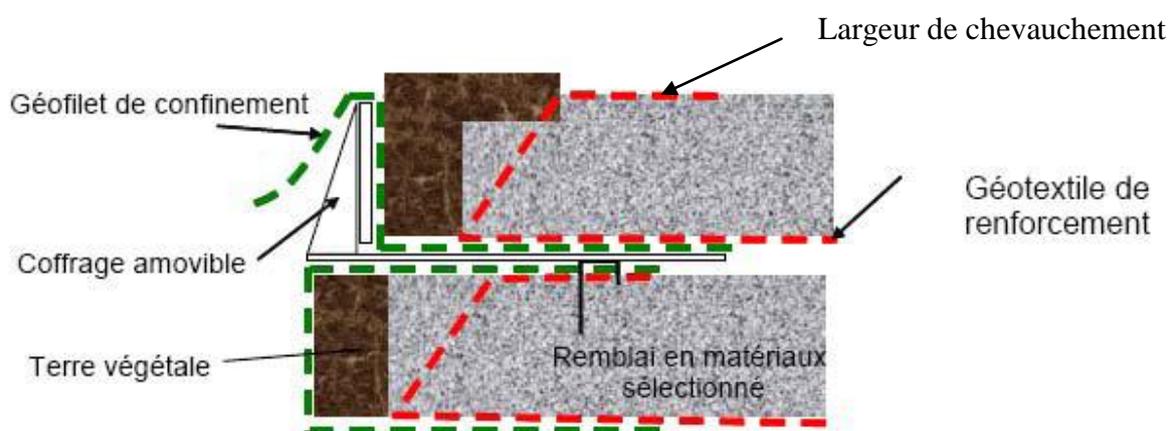
Les critères sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (kN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) qui s'évaluent à travers des critères et tests précis.

**c - La mise en œuvre du Géotextile:**

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur-mesure.

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir **figure 5.4**).

Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.



**Fig. 5.9 :** Mise en œuvre du géotextile.

### **5. 2. 4. 3 Durabilité et comportement à long terme:**

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories: ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage, temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

### **5.3 Etude du confortement du site étudié:**

D'après les analyses effectuées et les résultats obtenus dans le chapitre 4, on a constaté que les infiltrations des eaux et les surcharges routières en tête du talus(route provisoire) et en outre les caractéristiques intrinsèques faibles du sol qui sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité de 0.71 dans la section principale.

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et avec le coût économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part, on a pris en considération le système de drainage et la forte pente du talus.

#### **5.3.1 Comparaison des options des travaux préventifs contre glissement**

##### **5.3.1.1 Type de travaux**

##### **5.3.1.1.1 Terrassements et drainage**

##### **5.3.1.1.1.1 Option n°1**

Les travaux consistent à construire une butée de terre sur le pied du glissement en vue d'augmenter la résistance contre le glissement et à rabattre la nappe en vue de réduire la force de déclanchement de glissement et d'augmenter la résistance, afin de satisfaire le coefficient de sécurité .En même temps les travaux de drainage des eaux superficielles seront réalisés afin d'empêcher les eaux pluviales..etc de s'infiltrer dans le bloc de glissement **(Figure 5.10).**

##### **5.3.1.1.1.1.1 Fiabilité et stabilité**

Il s'agit d'une solution fondamentale qui consiste à éliminer les causes elles-mêmes du glissement en améliorant les conditions naturelles par la butée de terre et le rabattement de la nappe. Mais les difficultés techniques à baisser le niveau de la nappe d'une manière

durable rendent cette option moins fiable que l'option n°2 de point de vue de la stabilité à long terme.

#### 5.3.1.1.1.2 Faisabilité et disponibilité des matériaux/matériels

Les matériaux de butée de terre de bonne qualité sont disponibles au site d'emprunt à proximité du site. Mais il est difficile de mobiliser la machine de forage vertical et horizontale pour la collecte des eaux, cette machine ne peut pas être approvisionnée dans un délai réaliste.

#### 5.3.1.1.1.3 Délai

20 mois y compris 4 mois pour approvisionner la machine.

#### 5.3.1.1.1.4 Coût

Un cout moyen.

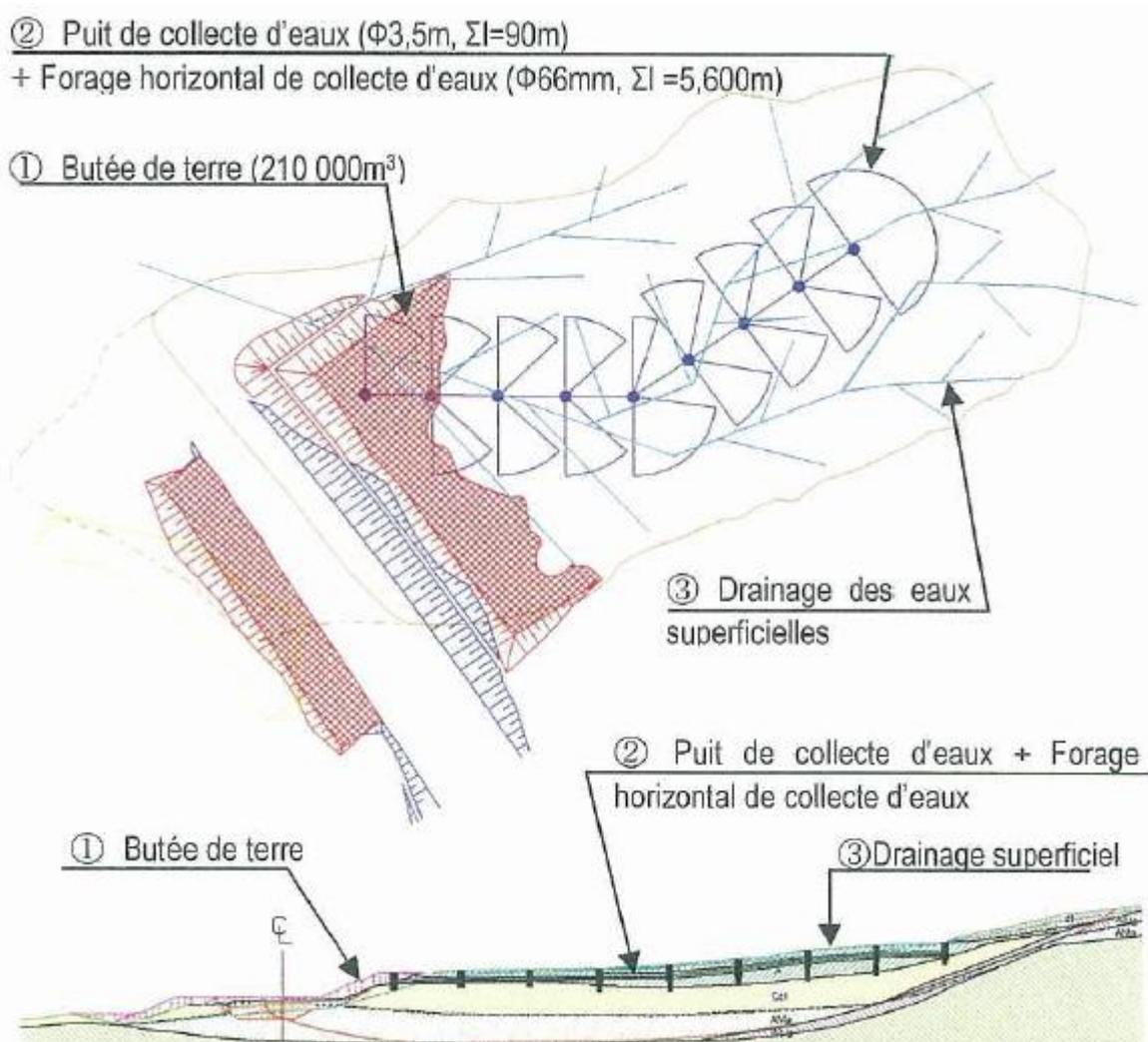


Fig. 5.10 : Aperçu graphique de l'option n°1.

### 5.3.1.1.2 Option n°2

Les travaux consistent à construire une butée de terre sur le pied du glissement en vue d'augmenter la résistance contre le glissement et à alléger la tête de glissement en vue de réduire la force déclenchant le glissement.

En même temps, les travaux de drainage des eaux superficielles seront réalisés afin d'empêcher les eaux pluviales de s'infiltrer dans le bloc de glissement (**Figure 5.11**).

#### 5.3.1.1.2.1 Fiabilité et stabilité

Il s'agit d'une solution fondamentale qui consiste à éliminer les causes elles-mêmes de glissement en améliorant les conditions naturelles par la butée de terre et l'allègement de la tête. Exemple des incertitudes futures, cette solution est la plus fiable à long terme en tant que travaux préventifs.

#### 5.3.1.1.2.2 Faisabilité et disponibilité des matériaux/matériels

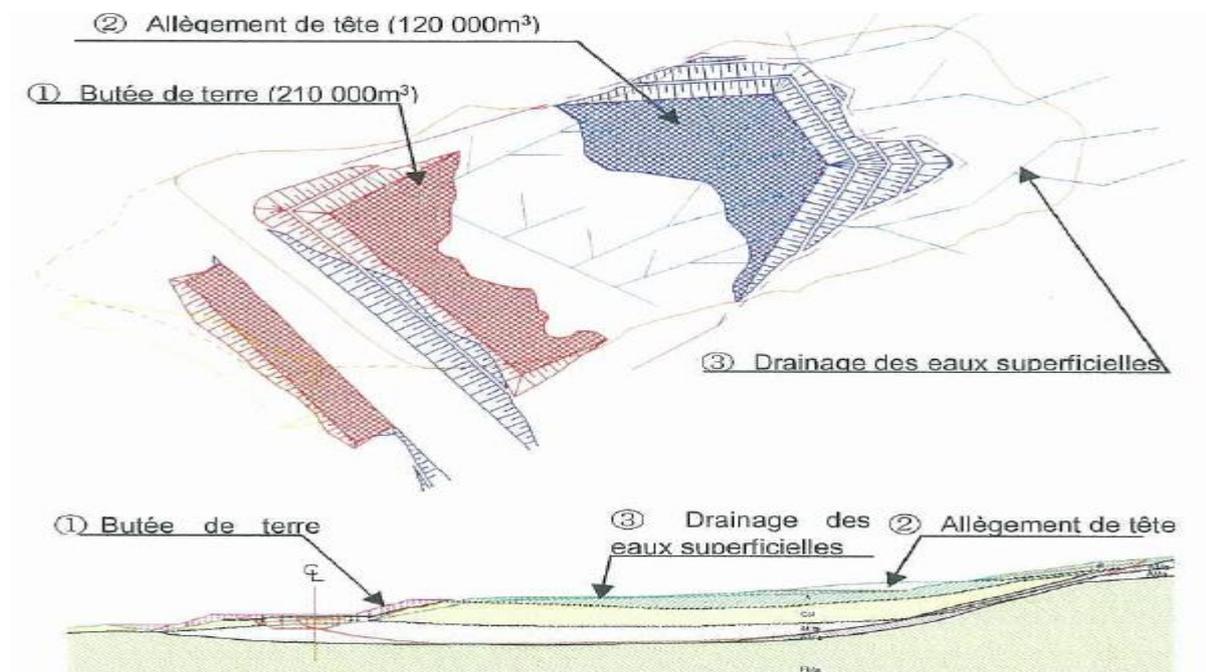
Les matériaux de butée de terre de bonne qualité sont disponibles au site d'emprunt à proximité du chantier.

#### 5.3.1.1.2.3 Délai

10 mois dont le délai de l'allègement de tête est 4.5 mois, permettant l'amélioration de la stabilité dans un premier temps des travaux.

#### 5.3.1.1.2.4 Coût

Un cout bon.



**Fig. 5.11** Aperçu graphique de l'option n°2.

### 5.3.1.1.2 Option n°3 (Terrassements et drainage avec renforcement du sol)

Les travaux consistent à construire une butée de terre sur le pied du glissement en vue d'augmenter la résistance contre le glissement et à obtenir la résistance suffisante au cisaillement pour la stabilité de glissement au moyen des pieux forés de renforcement. En même temps, les travaux de drainage des eaux superficielles seront réalisés afin d'empêcher les eaux pluviales de s'infiltrer dans le bloc de glissement (**Figure 5.12**).

#### 5.3.1.1.2.1 Fiabilité et stabilité

Cette option ne consiste pas à améliorer les caractéristiques intrinsèques tendant à provoquer le glissement en éliminant les causes elles-mêmes. Si l'on tient compte des météorologiques du sol et l'impact sismique dans le future, cette option est moins fiable que l'option n°2.

#### 5.3.1.1.2.2 Faisabilité et disponibilité des matériaux/matériels

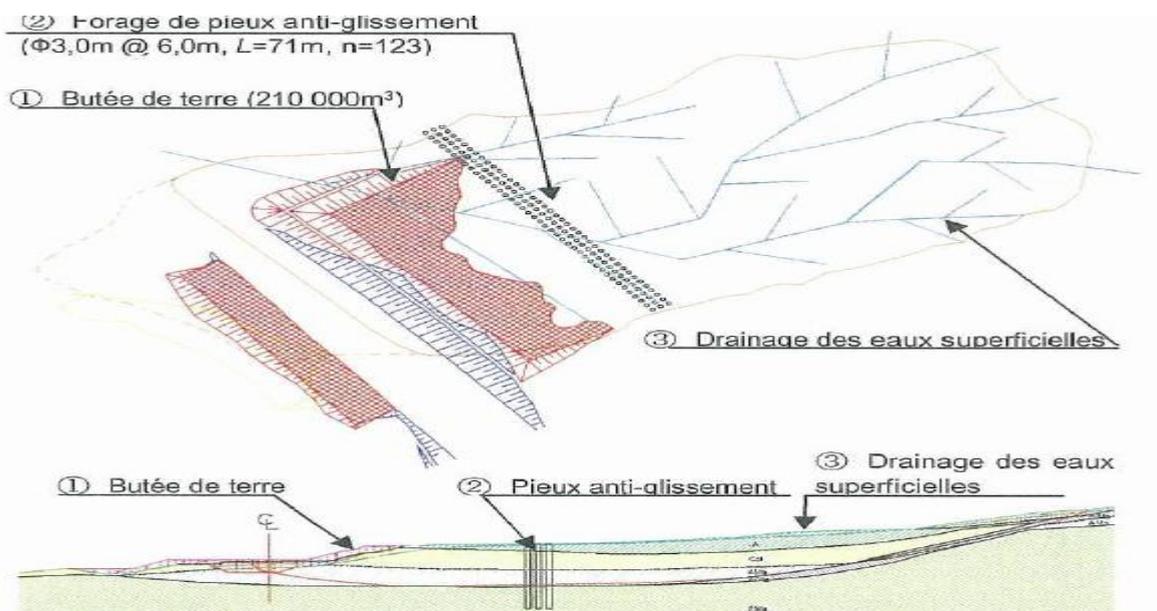
Il est impossible de réaliser les pieux de 71m de long avec la machine de forage à la tarière. En cas de pieux de 71m, la méthode perforation à circulation réversible sera nécessaire, mais la mobilisation de la machine est difficile, et elle ne peut pas être approvisionnée dans un délai réaliste.

#### 5.3.1.1.2.3 Délai

43 mois y compris 4 mois pour approvisionner la machine.

#### 5.3.1.1.2.4 Coût

Un cout inadéquat.



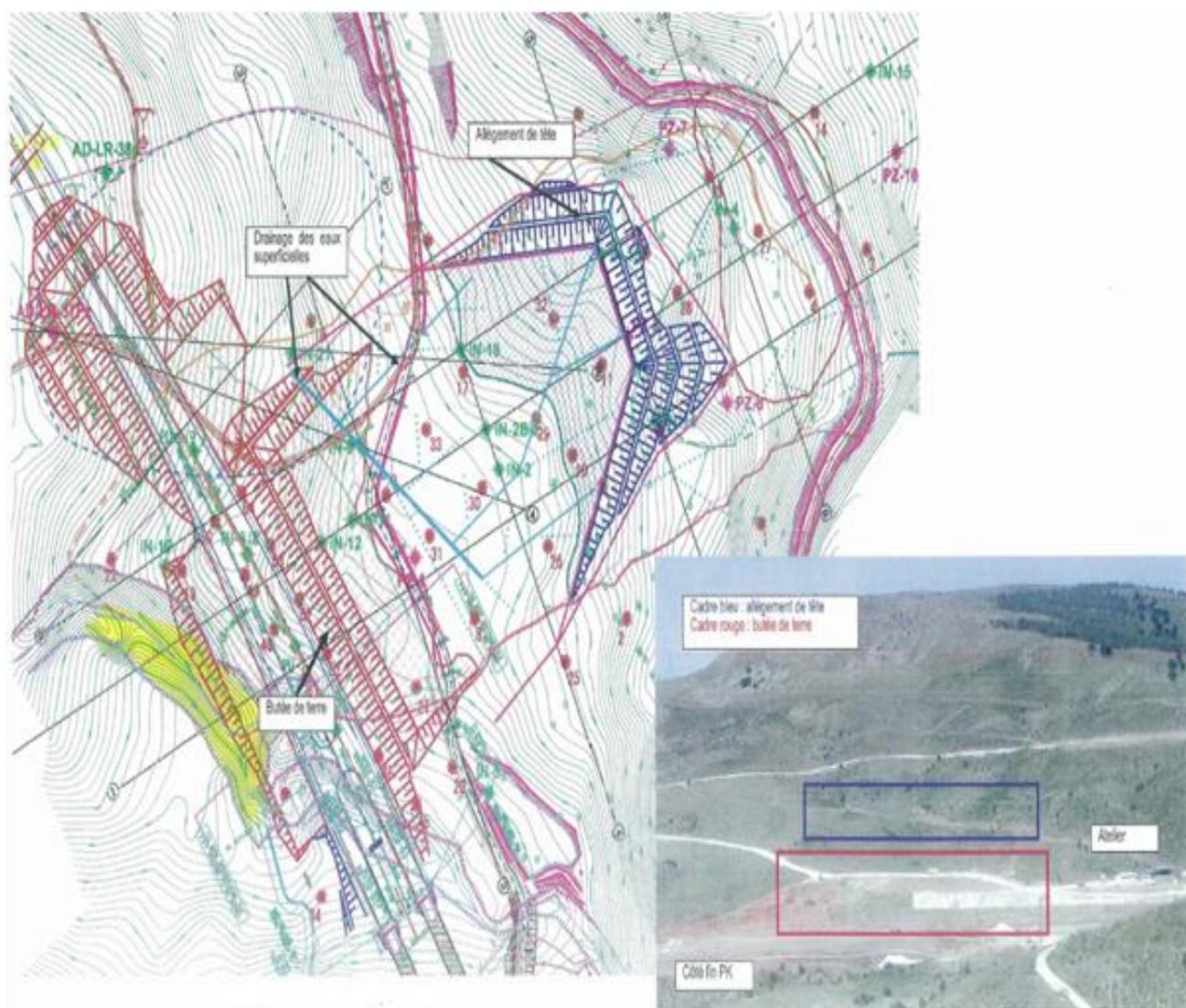
**Fig.5.12 : Aperçu graphique de l'option n°3.**

### 5.3.2 Sélection des travaux préventifs

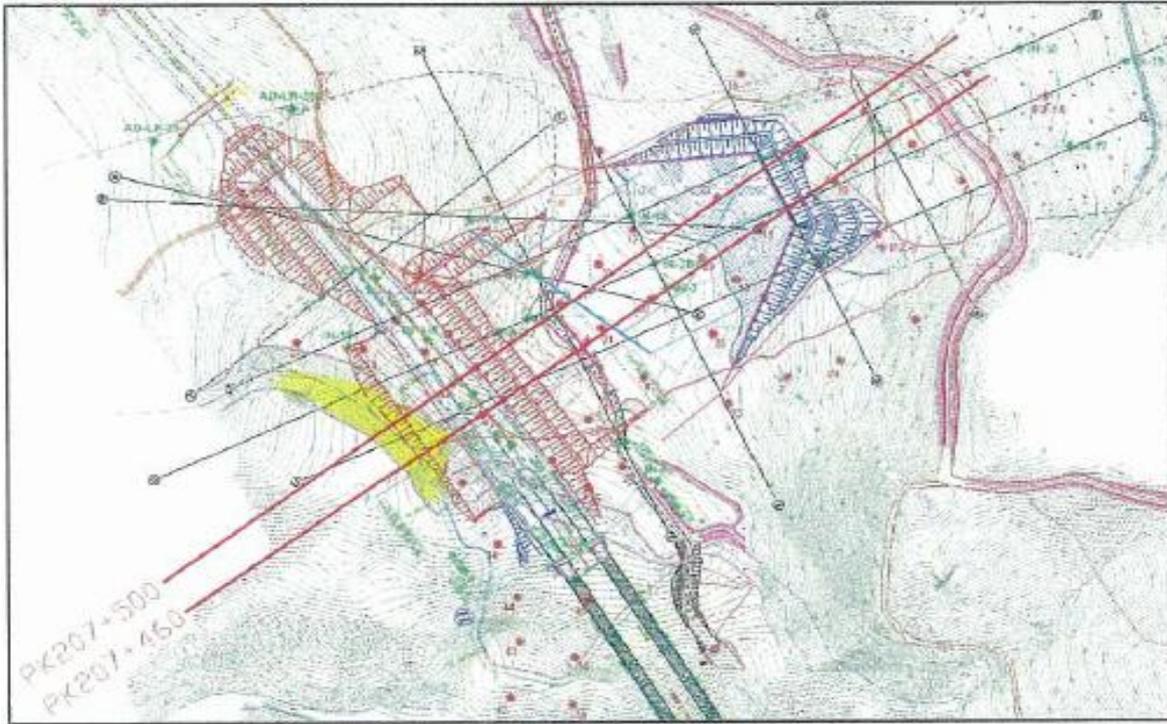
Après avoir réalisé l'examen comparatif des options de travaux préventifs contre le glissement, l'option «butée de terre + allègement de la tête + drainage des eaux superficielles», jugée la plus avantageuse en terme de

- 1) fiabilité et stabilité des travaux préventifs.
- 2) Faisabilité et disponibilité des matériaux/matériels.
- 3) Délai.
- 4) Coût.

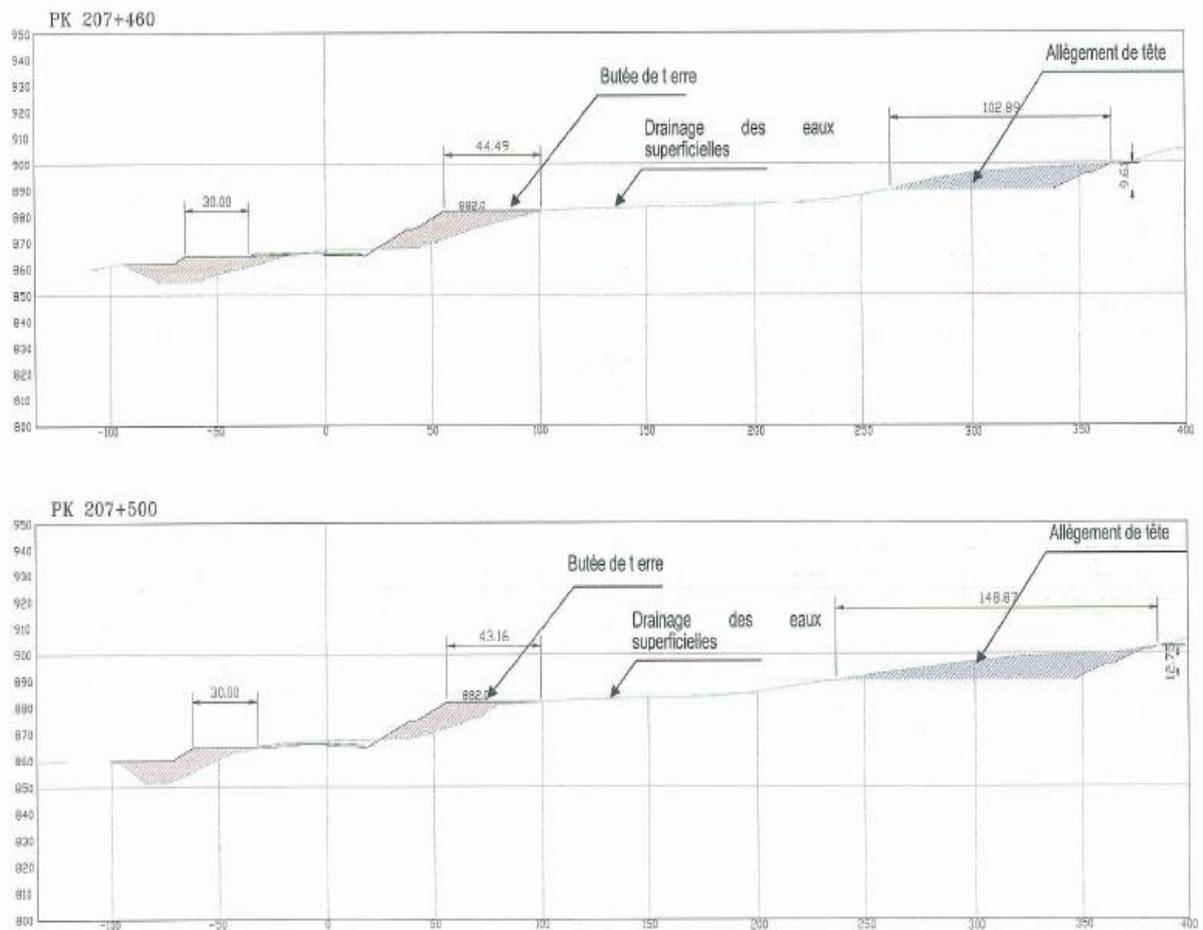
L'aperçu graphique de la conception des travaux préventifs « butée de terre+ allègement de la tête + drainage des eaux superficielles» sont données dans les **figures 5.13 et 5.14 et 5.15.**



**Fig. 5.13 : Plan des travaux préventifs.**



**Fig. 5.14 : Localisation.**



**Fig. 5.15 : Profils des travaux préventifs.**

### 5.3.3 Calcul et vérification

#### 5.3.3.1 Détermination de la hauteur de la butée de terre et de la profondeur de l'allègement de tête

Il s'agit de déterminer la hauteur de la butée de terre ainsi que la profondeur de l'allègement de tête de sorte que le coefficient de sécurité soit supérieur à 1.2.

Le rabattement du niveau de la nappe par travaux de drainage des eaux superficielles est pris en considération dans l'analyse.

##### 5.3.3.1.1 Butée de terre

La hauteur de la butée de terre sera de 18m environ, depuis le niveau de la chaussée de la route, la bande plate sera aménagée à 882m d'altitude. La pente du talus de remblais est de 20%.

##### 5.3.3.1.2 Allègement de tête

Le déblai dont la profondeur depuis le terrain naturel est de 10m environ, sera réalisé, puis la terrasse sera aménagée sur la tête de bloc de glissement à 890m d'altitude. La pente du talus de déblai est de 25%.

La zone à déblayer a été choisie de sorte que le bloc de glissement potentiel situé sur le haut de versant ne subisse de l'impact.

#### 5.3.3.2 simulations numériques des travaux préventifs

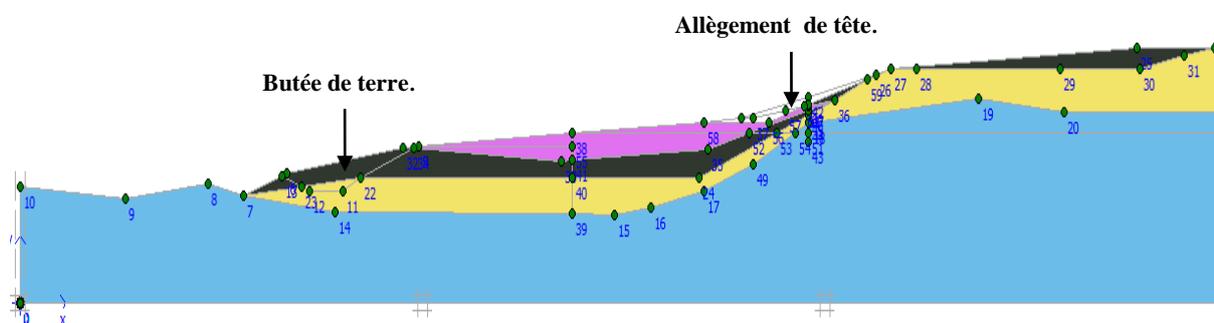
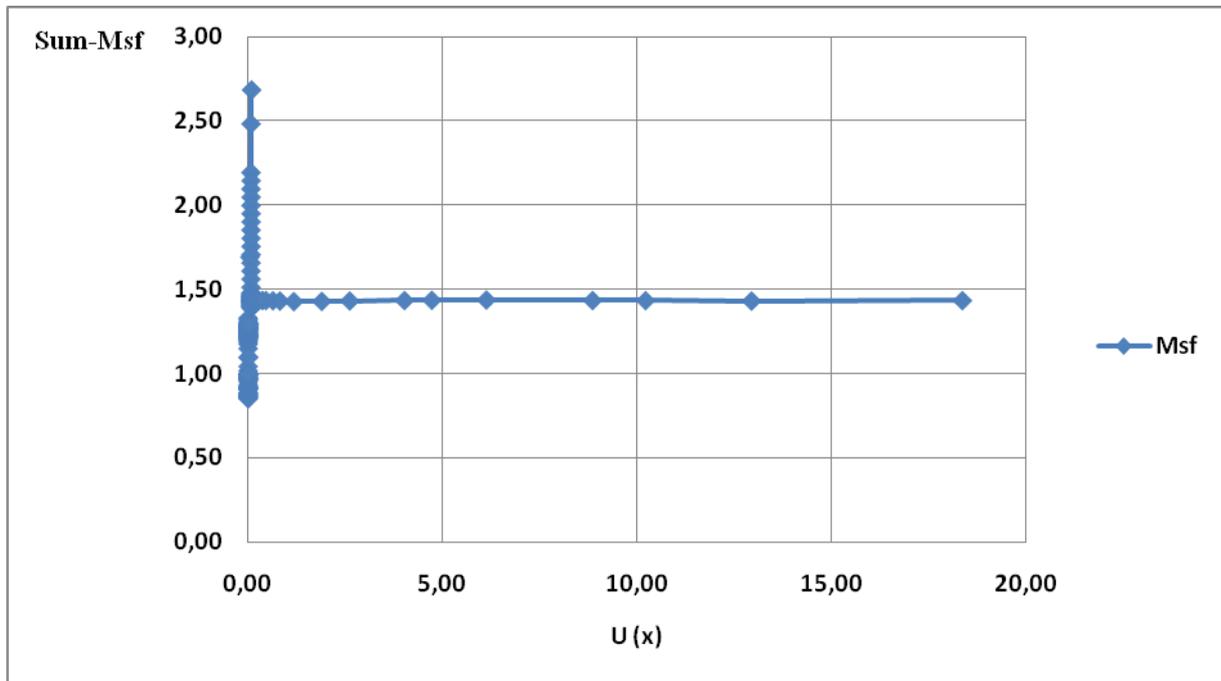


Fig. 5.16 : Simulation des travaux préventifs.

Les résultats obtenus (**figure5.17**) montrent que le coefficient de sécurité est de 1.43 qui est supérieur à 1.2, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du glissement (**Figure 5.16**).



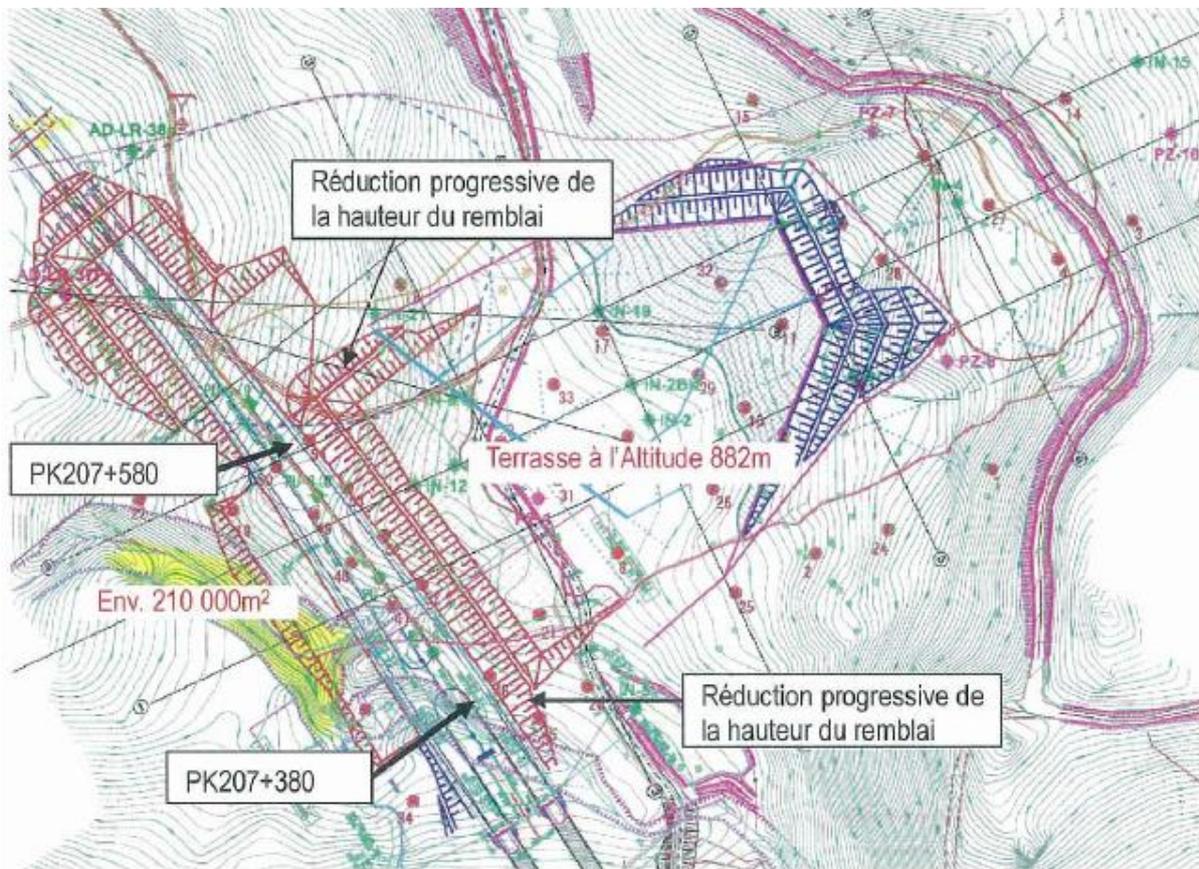
**Fig. 5.17 : Coefficient de sécurité après travaux préventifs.**

### 5.3.4 Aperçu des travaux préventifs

#### 5.3.4.1 Butée de terre au bord de la route

Afin de suivre le niveau de route élevé selon le nouveau profil longitudinal, le talus de remblai sera construit depuis le niveau de la route en deux gradins avec la pente de 20%, puis la terrasse sera aménagée à l'altitude 882m (zone indiqué en rectangle rouge).

Pour une meilleure stabilité du bloc de glissement, le remblai du profil standard doit être construit sur une section aussi longue que possible. Pour ce site, la section cible sur laquelle le profil standard sera maintenu se situe entre l'atelier de tunnel et un autre bloc de glissement d'à côté, à savoir entre PK207+380 et PK207+580 sur la longueur de 200m, et une réduction graduelle de l'hauteur est prévue sur les deux côtés en dehors de la section cible jusqu'à rejoindre le niveau de terrain naturel (**Figure 5.18 et 5.19**).

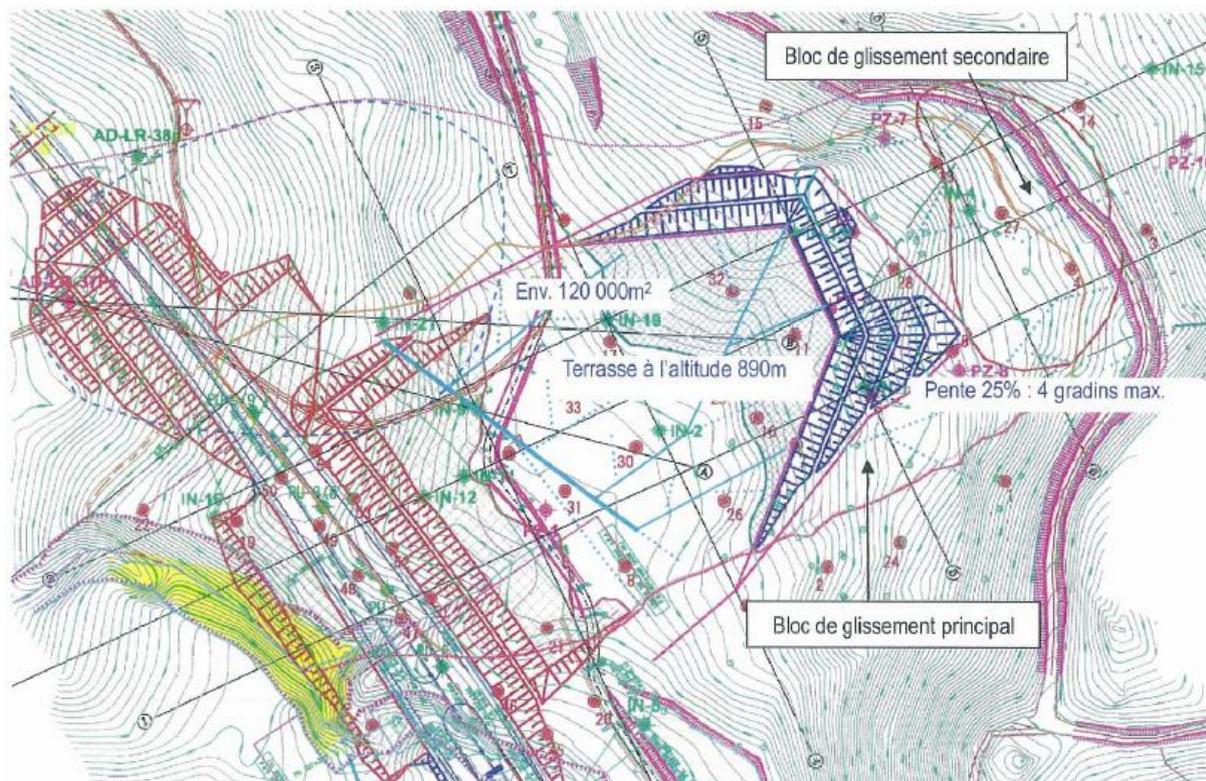


**Fig. 5.18 : Localisation de la butée de terre.**

### 5.3.4.2 Allègement de la tête

La terrasse sera aménagée à l'altitude de 890m, et le talus de déblai de 6m de hauteur sera construit avec la pente de 25%. Pour réaliser cela, la zone à déblayer a été délimitée de manière à ce que l'excavation évite le bloc de glissement superficiel, situé à l'alentours de la piste provisoire, qui a été entraînée par le glissement massif.

Les 2 gradins seront créés sur le profil principal, jusqu'aux 4 gradins au maximum sur le côté. L'excavation ne sera entamée qu'après la mise en place et la mesure initiale des inclinomètres pour suivre des déplacements. Le volume de terre à déblayer sera de 115000m<sup>3</sup> afin d'assurer le volume totale qui correspond à la superficie obtenue par le calcul de stabilité effectué sur le profil principal.

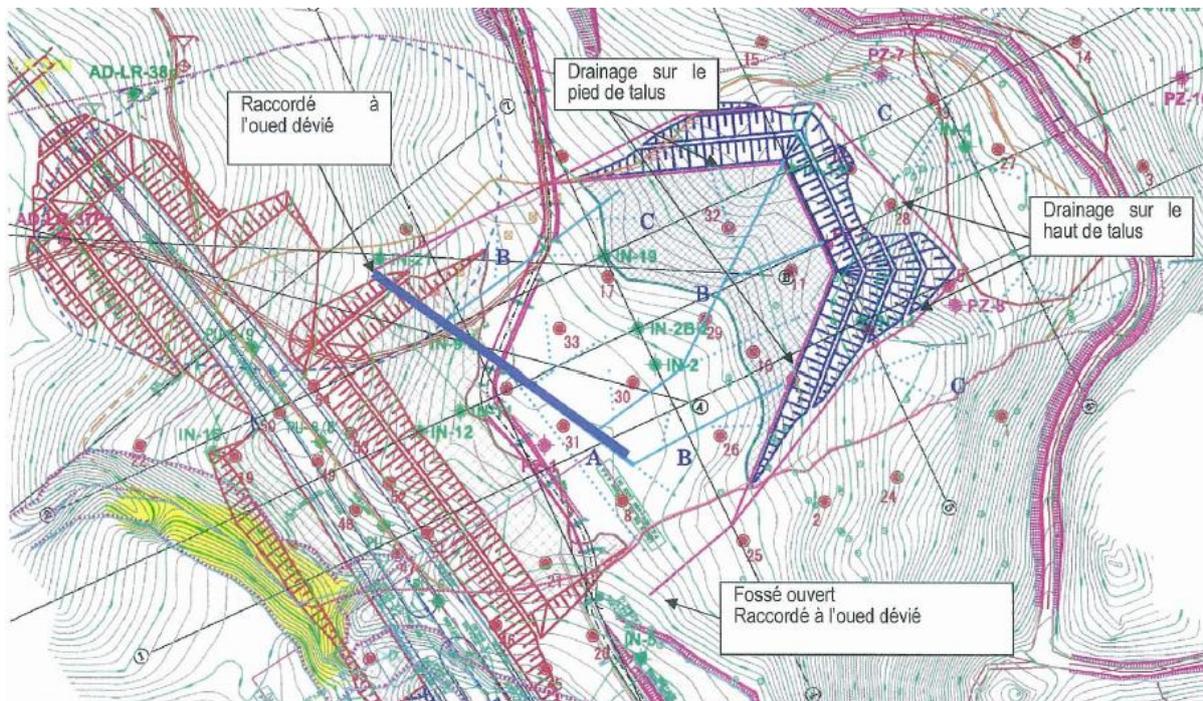


**Fig. 5.19 :** Bloc de glissement principal et bloc de glissement secondaire.

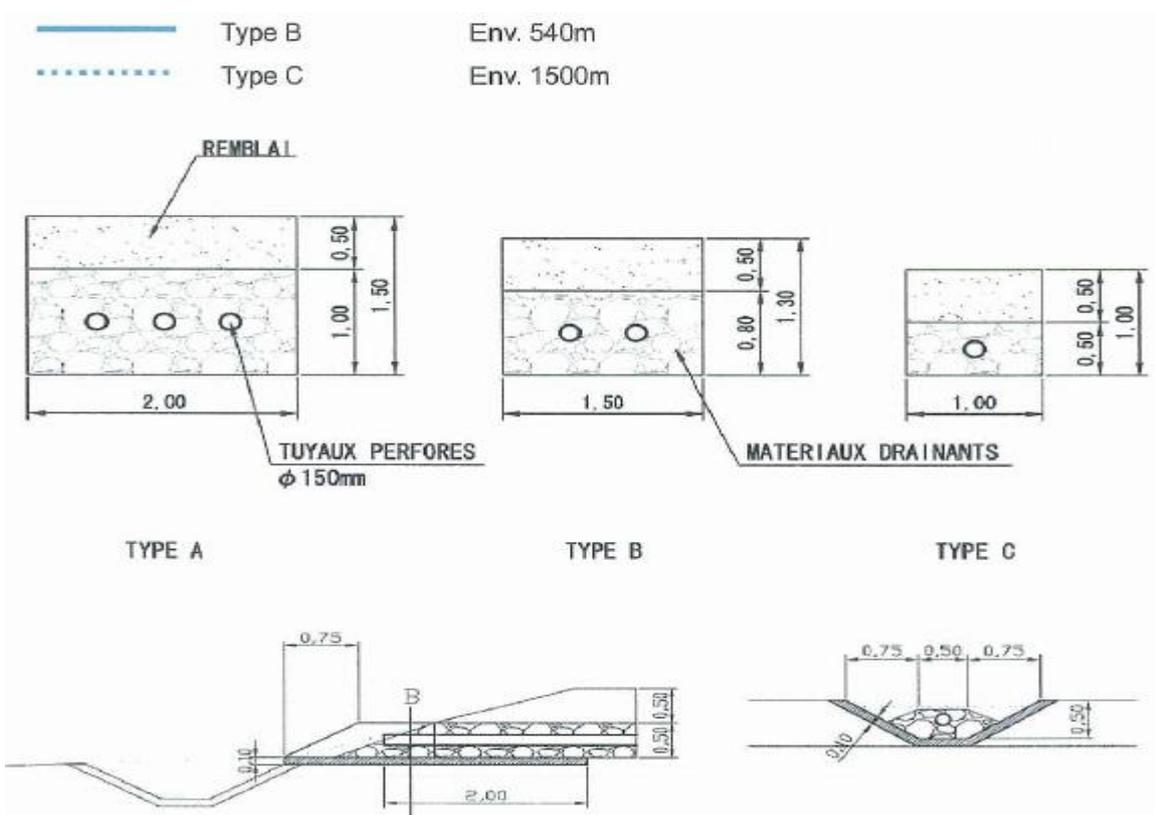
### 5.3.4.3 Drainage des eaux superficielles

Concernant le drainage des eaux superficielles (**Figure 5.20**), les tranchées drainant seront réalisées à l'intérieur des blocs de glissement principal et de celui secondaire comprenant la piste, et les fossés trapézoïdaux autour du talus de déblai.

Pour les tranchées drainant, un des types A, B ou C (**Figure 5.21**) sera choisi en fonction de sa dimension. Les tranchées principales seront réalisées, suivant la topographie, au long des dépressions allongées, à partir desquelles les branches de tranchées seront acheminées vers l'amont. A l'extrémité aval, l'écoulement des eaux sera libéré sur l'oued dévié (à proximité du PK207+600).



**Fig. 5.20 : Localisation des différents travaux de drainage des eaux superficielles.**

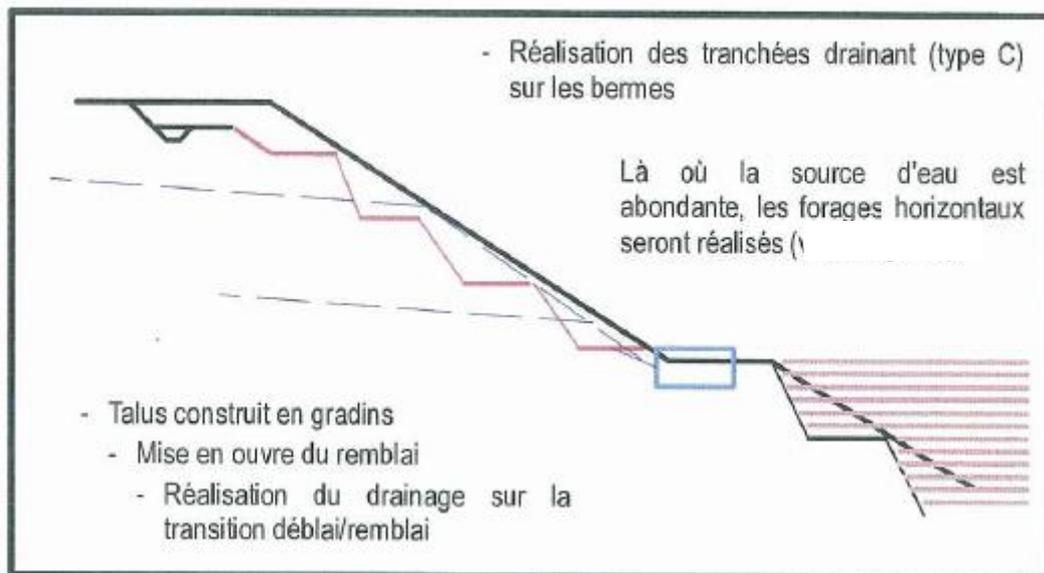


**Fig. 5.21 : Type des ouvrages d'assainissement des eaux superficielles.**

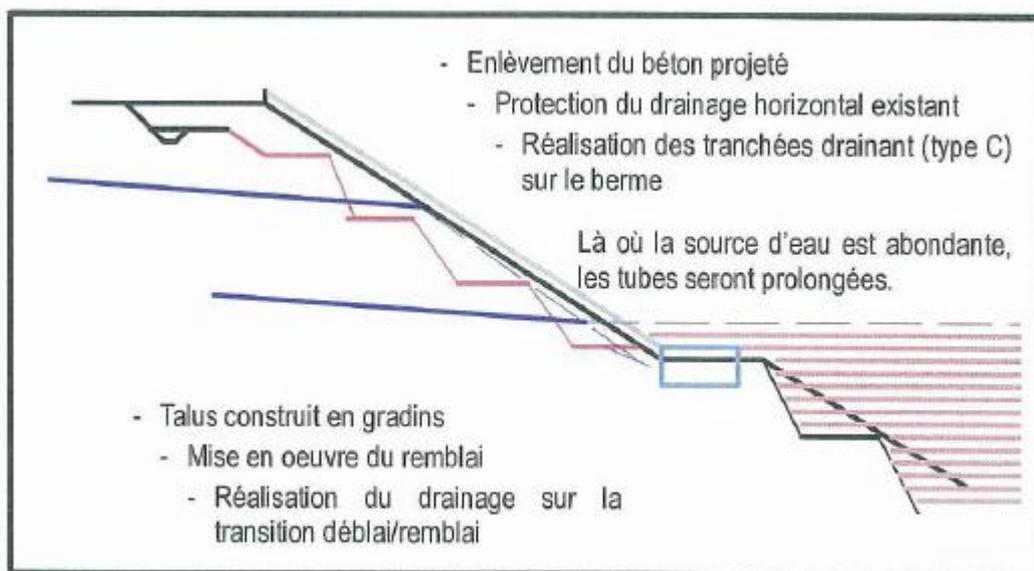
#### 5.3.4.4 Rabattement de la nappe au bord de la route

Sur la section au bord de la route, le remblai sera construit de manière continue sur le talus de déblai pour réaliser la butée de terre.

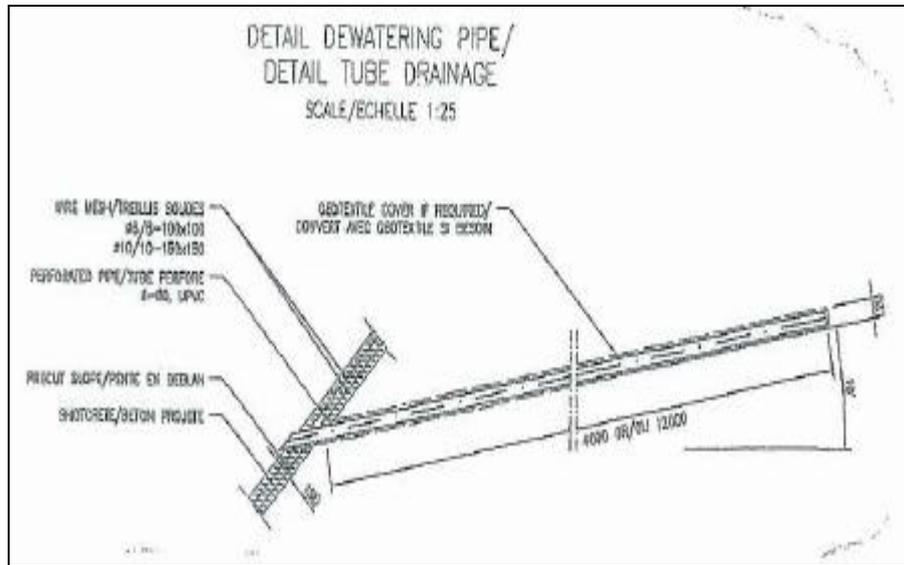
Alors qu'une partie du talus de déblai est couverte du béton projeté et munie des forages drainant déjà réalisé comme montré dans la **Figure 5.22**, l'autre est laissée comme elle était au moment de l'excavation (**Figure 5.23**). Les deux méthodes suivantes ont été don élaborées (**Figure 5.25**).



**Fig. 5.22 : Partie déjà projetée du béton.**



**Fig. 5.23 : Partie non projetée du béton.**



**Fig. 5.24 : Exemple de drainage horizontal (à réaliser en fonction de besoin).**



**Fig. 5.25 : Parties projetée ou non du béton.**

## **Conclusions générales et recommandations**

## Conclusions générales

Dans la présente investigation une analyse par modélisation numérique est réalisée, l'objectif initial concernant le développement et la validation d'un modèle numérique pouvant simuler le comportement observé (mesuré) sur un site réel est atteint. La confrontation des résultats numériques aux mesures prises sur sites par levées topographiques et des mesures inclinométriques, indiquent une bonne qualité de modélisation numérique.

Les mouvements de terrains observés sur le site de référence de Djebel El-Ouahche dans la Wilaya de Constantine sont soupçonnés d'être causés principalement par l'amplitude des travaux de génie civil relatifs à la réalisation d'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest. L'interférence des ouvrages d'art et leur effets probables sur le glissement du terrain observé est considérée lors de la modélisation numérique. Les modèles numériques développés ont permis la considération de cet impact, qui influe de manière directe aussi bien sur les conditions aux limites ainsi que des conditions de chargement des modèles proposés.

Les méthodes classiques de calculs de la stabilité des talus (des terrains) aux glissements sont essentiellement basées sur le calcul d'un facteur de sécurité (au glissement), reflétant le rapport des forces appliquées (énergie mobilisée) aux forces de résistance du sol (énergie disponible), ces méthodes, quoique efficaces pour une évaluation rapide de la stabilité des terrains, restent assez limitées pour la considération du problème géotechnique de manière globale. Une approche plus réaliste, à savoir : la prise en compte des conditions réelles aux limites de l'ouvrage, les conditions de chargement, les conditions de drainage et la loi rhéologique simulant le mieux le comportement du sol. En plus, les mécanismes de ruptures

A l'issue de cette investigation, il est montré que, la modélisation numérique du problème géotechnique reste un outil assez puissant, pouvant surpasser les limites des approches classiques. Toutefois, il faut préciser que la crédibilité d'un modèle numérique n'est vérifiée que si les performances de ce modèle, en terme de prédiction des phénomènes observés réellement, sont validées. Le processus de validation par confrontation directe des résultats constitue une approche valable et scientifiquement reconnue.

L'étude paramétrique réalisée, en utilisant les modèles numériques développés, a mis en évidence, l'influence des paramètres géotechniques sur la prolifération des mouvements de terrains et glissements, en particulier en présence de travaux aux alentours du site. L'allègement ou la surcharge de la tête du talus, le reprofilage de la pente du talus naturel, l'altération du régime hydraulique, sont tous des paramètres importants, ayant un effet direct sur le déclenchement du glissement du terrain ou bien sur son amplification si ce dernier déjà existe.

Les paramètres propres aux calculs numériques sont aussi considérés dans cette étude, dont l'objectif est d'évaluer leurs impact possible sur la qualité des résultats numériques obtenus, surtout en terme de contraintes et déformations.

Enfin, et en guise de recommandation, il est proposé que la même modélisation numérique réalisée dans cette investigation, soit entreprise en trois dimensions, afin de mieux évaluer les glissements selon tous les plans possibles. Cette approche (3D) permettra ensuite de voir l'évolution de la surface de rupture du sol selon les trois dimensions possibles.

Il est aussi recommandé de considérer lors de la simulation numérique des glissements de terrain, des modèles rhéologiques de comportement du sol assez développés, ces derniers exigent des paramètres géotechniques supplémentaires (par rapport au modèle élastique ou celui de Mohr-Coulomb), mais permettront sans aucun doute, une meilleure représentation du comportement réel du sol, surtout à la limite de la résistance de cisaillement, qui caractérise le comportement des sols quand ils sont en mouvements (glissements).

## BIBLIOGRAPHIE

- ANTOINE P. FABRE D (1980)  
Géologie appliquée au Génie Civil  
Ed ; Masson, Paris, 291p
- AMRANI DOUNIA (2007)  
Modélisation des systèmes d'ancrage pour les murs  
de soutènement flexible p31-52.
- BENAISSA A. (1989)  
Contribution à l'étude des mouvements de terrain de la  
région de Constantine (Algérie)  
Thèse de Doctorat Université Joseph Fourier-Grenoble1  
114p
- BIAREZ J. FABRE J. L (1976)  
Corrélation des paramètres en mécanique des sols.  
Séminaire Ecole Centrale des Arts et manufactures Paris.
- BLONDEAU F. (1976)  
Les méthodes d'analyse de stabilité.  
Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées n° spécial II pp.  
56-62
- BOTTERO A. (1971)  
Etude des propriétés mécaniques des matériaux en  
fonction de leur propriété physico-chimique.  
Thèse 3<sup>ème</sup> Cycle Univ.Grenoble.380p
- BROMHEAD E.N. (1986)  
The stability of slopes.  
Survey University Press.New York,373p.
- CHOWDHURY R.N. (1978)  
Slope analysis.  
Elsevier, Amsterdam, 424p.
- CHOWDHURY R.N. (1988)  
Special lecture: analysis methods for assessing  
landslide risk-Recent developments.
- COLOS G, PILOT G (1976)  
Description et classification des glissements de terrain.  
Bull.liaison Labo.Ponts. et Chaussées. n ° special II,pp21-30.
- COSTET J, SANGLERAT G (1981)  
Cours pratique de mécanique des sols Tomes 1 et 2-Dunod

283p et 352p.

- DEVAREUX P. (1970)  
Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrain  
Et application pratique.  
Thèse de Docteur Ing. Université de Grenoble, 162 p.
- FAURE R M. (1982)  
Analyse des contraintes dans un talus par la méthode  
Des perturbations.  
Revue Français de Géotechnique n °33.
- FREDLUND DG , KRAHN J (1976)  
Comparaison of slope : stability methods of analysis,  
29<sup>th</sup>. Canadian Geotechnical Conference.ppVII 57 -VII-74
- GOURC J.P. (1986)  
Cours de stabilité des pentes.E.N.T.E.
- HOUSSOU NOURA.(2008)  
Utilisation du modèle Cam Clay dans l'étude de glissement  
Application au glissement du Ciloc de Constantine p63-101.
- HELLED D. (1983)  
Risque sismique et stabilité des pentes. Application aux  
Barrage.  
Thèse doct.Ing.Univ.Grenoble.370p.
- LEROUEIL S. MAGNAN J.P. TAVENAS F. (1986)  
Remblai sur argiles molles.  
Ed Technique et documentation Lavoisier Paris 342 p.
- MORGENSTERN N.R, PRICE V.E. (1965)  
The analysis of stability of general slip surfaces.  
Géotechnique n °17,pp79-93.
- PEIGNAUD M.PERRIN J.  
Inclinomètres.  
Bull.liaison Labo.Ponts. et Chaussées. spécial  
Remblais sur sol compressibles p297-304.
- RAULIN P, ROUQUES G. TOUBOL A. (1974)  
Calcul de stabilité des pentes en rupture non circulaire  
Rapport de Recherche LCPC, n °36.
- SKEMPTON A W,(1964)  
Long-term stability of clay slopes. Rankine Lecture,  
Géotechnique,14,n°2,pp77-101

SPENCER E. (1967)

A method of analysis for stability of embankments  
Using parallel inter-slice forces.  
Géotechnique,174,pp.11-26.

TERZAGHI K, PECK RB (1967)

Soil Mechanics in Engineering Practice,  
New York, Wiley, 729.

YAMANAKA H, AIKAWA K (2008)

Notes techniques réalisée par le Consortium Japonais pour  
l'Autoroute Algérienne :  
Glissement de terrain massif aux portails nord du Tunnel 1  
Résultats des investigations sur le glissement et mesures de  
préventions permanentes.

# ANNEXE

## CARACTERISTIQUES

*PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales est 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. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :*

### SAISIE DES DONNEES :



**Définition graphique de la géométrie :** 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 pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



**Génération automatique du maillage :** PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

**Eléments de degré élevé :** Des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4<sup>ème</sup> ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



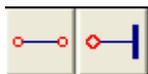
**Coques** : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



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



**Interfaces** : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



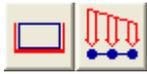
**Ancrages** : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



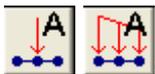
**Géotextiles** : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans *PLAXIS* par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



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



**Conditions aux limites** : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



**Chargements** : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

## **LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL :**



**Base de données des matériaux** : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

**Modèle de Mohr-Coulomb** : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

**Modèles avancés de sol :** *PLAXIS* offre d'autres modèles de comportement de sol : le *Hardening Soil Model* (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le *Soft Soil Creep Model* (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, *Rock model*.

**Modèles définis par l'utilisateur :** dans *PLAXIS 8*, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



**Régime d'écoulement permanent :** Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



**Calcul du réseau d'écoulement :** Les distributions de pressions interstitielles 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.

**Suppressions interstitielles :** *PLAXIS* distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les suppressions 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.

## FONCTIONS DE CALCUL :



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées 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.

***Incrémentation automatique du pas de chargement*** : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

***Contrôle de la longueur d'arc*** : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

***Construction par étapes*** : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

***Consolidation*** : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

***Analyse en variables de Lagrange actualisées*** : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

***Coefficients de sécurité*** : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et

la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans *PLAXIS*, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de  $c$  et  $\phi$ .

**Gestionnaire de calculs** : Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

## **ANALYSE DES RESULTATS :**

Le post-processeur *PLAXIS* a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

**Déformations** : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

**Contraintes** : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

**Efforts et déplacements dans les éléments de structure** : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



**Coupes** : Cette option très commode est offerte par *PLAXIS* pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



***Générateur de rapports*** : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

***Animations*** : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



***Courbes*** : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.