

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR
LA RN60 AU PK 77+000 A KSER EI BOUKHARI. MEDEA**

Soutenu par

Khadidja BELLOULOU

Devant le jury composé de :

M. MILES	DocteurUSDB de Blida	Président	
Y. ABED	Docteur USDB de Blida	Examineur	
A. BOUAFIA	Docteur	USDB de Blida	Membre
N. OUHDADOU	Maître assistanteUSDB de Blida	Promoteur	

Blida, Juin 2014



ملخص

الانزلاقات الترابية هي ظواهر معقدة و جد خطيرة لما يتعقب عنها يهدف عملنا هذا إلى دراسة الانهيار الترابي الذي وقع بالطريق الوطني رقم 60 على مستوى النقطة الكيلومترية 77+000 المتواجدة على مستوى منطقة قصر البخاري بولاية المدية، هذا الانزلاق الذي سبق وأن حدث في العديد من المرات من قبل بسبب عدم انتهاز حلول ملائمة لتثبيت واستقرار التربة وردم الدعائم وكذا عدم الأخذ بعين الاعتبار عملية التجفيف.

عملنا هذا يهدف للكشف عن الأسباب الحقيقية لانهيار وانزلاق التربة مع التفكير في إيجاد التحسينات و التعزيزات الممكنة. و في عملنا هذا سندرس حالتين لتثبيت واستقرار التربة بالتفصيل والحساب والتأكد من عملية التثبيت. المقارنة التقنية والاقتصادية ستمكننا من اختيار الحل المناسب.

الكلمات المفتاح: انزلاق، تثبيت، ردم، الأسس، إنجازات الدعم.

RESUME

Les glissements de terrains sont des phénomènes complexes et très dangereux par leurs conséquences. L'objet de notre travail consiste en l'étude d'un glissement de terrain survenu long de la route nationale RN60 au niveau du PK 77 + 000, situé dans la région de KserEl Boukhari (wilaya de Médéa). C'est un glissement qui s'est manifesté plusieurs fois dans le passé faute de solutions de stabilisation inadéquates exécutées (remblaiement, gabionnage mal ancré, non prise en charge du drainage,etc.).

Notre travail vise à identifier les causes réelles de ce glissement, et de porter une réflexion sur les confortements possibles. Deux solutions de stabilisation seront étudiées en détail à travers leur conception, calcul et vérification de stabilité. La comparaison technico économique permettra de choisir la meilleure solution.

Mots clé: glissement, stabilisation, remblaiement, fondations, ouvrage de soutènement.

ABSTRACT

The phenomenon of landslide are complexes and very dangerous about their consequences. The purpose of our work is the study of a landslide along the national road RN 60 at PK 77+000, located in region of Kser El Boukhari (w. Médéa). This slide has shown several times in the past due to lack of inadequate stabilization solution (scilling, gabion wrong anchored, unsupported drainage.....).

Our work aims to identify the real causes of this landslide, and carry a reflexion on possible reinforcement. Two stabilizer solutions will be explored in detail through the design, calculation and verification of stability. The technical and economical comparison will should to choice the best solution.

Keywords: slip, traffic, stabilization, backfilling, foundations, retaining structure.

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout DIEU, le tout puissant, pour m'avoir guidé durant toutes mes années d'études et de m'avoir donné la volonté et le courage pour terminer ce travail.

A l'issue de cette recherche, je tiens à remercier tout particulièrement, mon encadreuse Mme Adjlane née Ouhdadouqui a été disponible et attentive à mes nombreuses questions. Qu'elle puisse trouver ici l'expression de ma grande reconnaissance et mes plus vifs remerciements pour son engagement, les efforts consentis et le temps qu'elle m'a alloué pour achever mon mémoire.

Je tiens à remercier également, Mr Kerkar. Sui m'a beaucoup orienté dans les premières étapes de ce travail, malgré ses occupations.

Je remercie aussi le président et les membres du jury pour m'avoir honoré de leur présence et avoir bien voulu examiné ce modeste travail.

Mes sincères remerciements à tous le personnel de la direction des travaux publics (DTP) de Médéa. Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Mes vifs remerciements aux plus chers au monde, ma mère, mes frères 'Mohamed et Abdlatif', mes sœurs 'Mazora, Latifa et Nesrine' et mes beaux-frères 'Abd El Kader et Riad', car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade, sans oublier BaaKhadidja.

Enfin, je remercie vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

*Je dédie le présent travail à la
mémoire de mon très cher père.....*

TABLE DES MATIERES

RESUME	1
REMERCIEMENTS	2
TABLE DES MATIERES	4
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	8
INTRODUCTION	10
1. GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN	11
1.1. Introduction	11
1.2. Différentes formes d'instabilité d'une pente	11
1.3. Description des principaux mouvements de terrain	12
1.3.1. L'éroulement	12
1.3.2. Le fluage	12
1.3.3. La coulée boueuse	13
1.3.4. Le glissement	13
1.3.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles	16
1.3.6. Talus en remblais sur sols compressibles	16
1.3.7. Diguees et barrages en terre	16
1.4. Mécanisme d'un glissement de terrain	17
1.5. Classification des glissements de terrains	17
1.6. Causes des glissements de terrain	18
1.6.1. Les facteurs permanents	19
1.6.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement	19
1.7. Reconnaissance du site	20
1.7.1. Géologie et géomorphologie	20
1.7.2. Hydrogéologie	21
1.7.3. Reconnaissance géotechnique	21
1.7.4. L'étude cinématique	21
1.8. Conséquences des glissements de terrain	21
1.9. Conclusion	22
2. LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES	23
2.1. Introduction	23
2.2. Notion de la résistance au cisaillement	23
2.3. Principe de calcul à la rupture	24
2.4. Méthodes de calcul de la stabilité	25
2.4.1. L'objectif des méthodes	27

2.4.1.1. Définition du facteur de sécurité.....	27
2.4.1.2. Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité.....	28
2.4.2. Méthode des tranches.....	30
2.4.3. Méthode de Bishop simplifiée.....	32
2.4.3.1. Calcul du coefficient de sécurité.....	32
2.4.3.2 Traitement de calcul.....	33
2.5. Conclusion.....	33
3. METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	34
3.1. Introduction.....	34
3.2. Méthodes de stabilisation.....	34
3.2.1. Drainage.....	34
3.2.2. Boisement et végétation.....	37
3.2.3. Terrassement.....	37
3.2.4. Soutènement.....	40
3.2.5. Renforcement.....	42
3.3. Choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain.....	50
3.3.1. Conditions techniques.....	50
3.3.2. Conditions économiques.....	50
3.3.3. Contraintes sociopolitiques.....	50
3.3.4. Environnement et esthétique.....	51
3.4. Conclusion.....	51
4. PRESENTATION DU PROJET.....	52
4.1. Introduction.....	52
4.2. Présentation de la région.....	52
4.2.1. Contexte géologique de la région.....	52
4.2.2. Morphologie de la région.....	53
4.2.3. Sismicité de la région.....	54
4.2.4. Climat de la région.....	55
4.3. Présentation du site.....	56
4.3.1. Contexte géologique local.....	56
4.3.2. Géomorphologie et hydrologie du site.....	56
4.4. Diagnostic du glissement.....	57
4.4.1. Signes et description du glissement.....	57
4.4.2. Causes probables du glissement.....	60
4.4.3. Solution de soutènement réalisée.....	61
4.4.4. Facteurs favorisant le glissement.....	62
4.5. Conclusion.....	63

5. RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE	64
5.1. Introduction.....	64
5.2. Travaux sur terrain.....	64
5.3. Les essais en laboratoire	65
5.4. Résultats des investigations géotechniques	65
5.4.1. Sondage carotté.....	65
5.4.2. Essais au pénétromètre dynamique.....	66
5.4.3. Essais de laboratoire	69
5.5. Etude de l'homogénéité des caractéristiques ϕ et C	73
5.6. Conclusion	74
6. ÉTUDE DE STABILITE DU TALUS	75
6.1. Introduction.....	75
6.2. Présentation du logiciel TALREN4	75
6.2.1. Les avantages de TALREN4.....	75
6.2.2. Les nouvelles fonctionnalités de calcul	76
6.2.3. Le calcul en TALREN4	76
6.3. Définition des données.....	76
6.4. Calcul et vérification (cas d'étude).....	77
6.4.1. Hypothèses de calcul	77
6.4.2. Méthodes de calcul utilisée.....	78
6.4.3. Géométrie du modèle.....	79
6.4.4. Calcul du facteur de sécurité.....	79
6.5. Choix de la méthode de confortement	81
6.5.1. Soutènement par gabionnage.....	81
6.5.2. Renforcement du sol par géosynthétique.....	81
6.6. Conclusion	81
7. CONFORTEMENT PAR UN MUR EN GABION	82
7.1. Introduction.....	82
7.2. Définition d'un mur en gabion.....	82
7.3. Etude de confortement	82
7.3.1. Stabilisation par un mur en gabion	82
7.3.2. Drainage des eaux.....	83
7.3.3. Géométrie du modèle.....	84
7.3.4. Stabilité externe du mur.....	85
7.4. Modélisation du système de confortement	88
7.5. Conclusion	90
8. CONFORTEMENT PAR GEOGRILLE.....	91

8.1. Introduction.....	91
8.2. Etude de confortement	91
8.2.1. Caractéristiques du système de renforcement.....	91
8.2.2. Le système de drainage.....	91
8.2.2.1. La tranchée drainante.....	92
8.2.2.2. Domaine d'utilisation	92
8.2.3. Géométrie du modèle.....	92
8.2.4. Stabilité externe du mur.....	93
8.3. Modélisation du système de confortement	98
8.4. Conclusion	99
9. ETUDE COMPARATIVE	100
9.1. Introduction.....	100
9.2. Comparaison entre les deux solutions	100
9.2.1. La première solution (renforcement par mur en gabion).....	100
9.2.2. La deuxième solution (renforcement par géogrid)	100
9.3. Conclusion	102
CONCLUSIONS	103
APPENDICES	104
A. Liste des symboles	105
B. Coupes lithologique des sondages carottés	108
C. Résultats des essais pénétrométriques.....	110
D. Résultats des essais physiques	118
E. Résultats des essais mécaniques.....	122
F. Résultats de l'étude de stabilité	126
G. Résultats de l'étude de confortement.....	128
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	129

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Le mécanisme de l'écroulement	12
Figure 1.2: Le phénomène de fluage.....	12
Figure 1.3: Le mécanisme de coulée de boue	13
Figure 1.4: Forme générale d'un glissement [6]	14
Figure 1.5: Les différents types de glissements de terrain (source : BRGM)	15
Figure 1.6: Mécanismes de mouvement différents dans le développement aux talus [9].....	17
Figure 2.1: Critère de rupture de Mohr-Coulomb	24
Figure 2.2: Surface de rupture.....	25
Figure 2.3: Les inconnues de la méthode des tranches	30
Figure 3.1: Tranchée drainante [4].....	35
Figure 3.2: Types d'éperons drainants[4]	35
Figure 3.3: Drains subhorizontaux [5]	36
Figure 3.4: Allègement en tête[4]	38
Figure 3.5: Butée de pied [4].....	38
Figure 3.6: Reprofilage [4].....	39
Figure 3.7: Substitution totale des matériaux glissés [4]	40
Figure 3.8: Substitution partielles des matériaux glissés [4].....	40
Figure 3.9: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [5]	41
Figure 3.10: Clouage d'un talus instable[7].....	43
Figure 3.11: Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage[7].....	44
Figure 3.12: Renforcement par géosynthétique	45
Figure 3.13: Typologie des géotextiles[2]	46
Figure 3.14: Exemple de structure du géocomposite de drainage.....	47
Figure 3.15: Exemple de géogrille biaxiale	49
Figure 4.1: Situation géographique de Médéa	52
Figure 4.2: Situation sismique de Médéa (RPA 99 version 2003).....	55
Figure 4.3: Image google earth montrant le site du glissement	56
Figure 5.1: Plan d'implantation des essais in situ	64
Figure 5.2: Description géologique des deux sondages carottés(SC)	66
Figure 5.3: Schéma d'un pénétromètre dynamique dans plusieurs points	67
Figure 6.1: Interface du TALREN4 [7].....	75
Figure 6.2: Gestion des phases et situation du projet.....	76
Figure 6.3: Levé topo présentant les coupes choisies pour l'analyse du modèle.....	77
Figure 6.4: Domaine d'analyse	79
Figure 6.5: Analyse numérique du talus	80
Figure 7.1: La pose du géotextile de filtration derrière le mur.....	83
Figure 7.2: Dimensions du fossé existant au pied du talus aval.....	84
Figure 7.3: Dimensions du fossé existant au pied du talus amont	84
Figure 7.4: Géométrie du modèle.....	85
Figure 7.5: Modélisation du système de confortement (Mur en gabion).....	89
Figure 8.1: Tranchée drainante	92
Figure 8.2: Géométrie du modèle.....	93
Figure 8.3: Modélisation du système de confortement par géogrille.....	98

Photo 1.1: Glissement de terrain (Guatemala)	14
Photo 1.2: Glissement plan sur la RD 28 sur la commune de Merlas (Isère)	15
Photo 4.1: Vue générale sur la morphologie du site	57
Photo 4.2: Les signes visibles du glissement	58
Photo 4.3: Vue générale du glissement, avec les gabions de confortement	58
Photo 4.4: Chargement et reprise du revêtement de la chaussée côté aval	59
Photo 4.5: Fissures d'affaissement visible sur la chaussée du côté aval	59
Photo 4.6: Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée	60
Photo 4.7: Ravinement dû à un écoulement sans protection ni système de drainage	60
Photo 4.8: Vue sur les gabions mis en place	61
Photo 4.9: Les fissures dans le talus contenant le gabion	62
Tableau 1.1: Classification des glissements de terrain	18
Tableau 1.2: Quelques événements historiques[2]	22
Tableau 2.1: Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus	26
Tableau 2.2: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité	28
Tableau 2.3: Les valeurs du coefficient de sécurité F	29
Tableau 4.1: Coefficients d'accélération (A)	55
Tableau 5.1: Les essais en place	64
Tableau 5.2: Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site	65
Tableau 5.3: Résistance en pointe en fonction de la profondeur	67
Tableau 5.4: Résistance en pointe en fonction de la profondeur	68
Tableau 5.5: Résistance sur la zone 1	69
Tableau 5.6: Résistance sur la zone 2	69
Tableau 5.7: Qualificatif de la fraction du sol constitué d'éléments inférieurs à 400 μm en fonction de l'indice de plasticité	70
Tableau 5.8: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance	71
Tableau 5.9: Résultats de la classification des sols du site	71
Tableau 5.10: Qualificatif du sol en fonction de sa masse volumique sèche	71
Tableau 5.11: Caractéristiques physiques	72
Tableau 5.12: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site	72
Tableau 5.13: Caractéristiques chimiques du sol du site	73
Tableau 6.1: Facteurs partiels pour les actions	78
Tableau 6.2: Facteurs partiels pour les paramètres du sol	79
Tableau 6.3: Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité	80
Tableau 6.4: Effet du séisme sur le coefficient de sécurité	81
Tableau 7.1: Données du géotextile de filtration derrière le mur	83
Tableau 7.2: Coefficients de sécurité obtenus après réalisation du confortement	90
Tableau 8.1: Coefficients de sécurité obtenus après réalisation du confortement	99
Tableau 9.1: Devis quantitatif et estimatif de renforcement par gabion	101
Tableau 9.2: Devis quantitatif et estimatif de renforcement par géogrid	102

INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels et matériels considérables.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe dont la réponse fiable est à la charge de l'ingénieur géotechnicien. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Notre présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et propose l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenu le long de la RN 60 au PK 77+000 à Kser El Boukhari dans la Wilaya de Médéa. L'objectif assigné à ce travail vise à identifier les causes réelles de cette instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution.

Le développement de ce travail a été tracé suivant un schéma standard initié par la reconnaissance du site et l'analyse des données disponibles. La reconnaissance géotechnique permettra de caractériser avec fiabilité les couches du sol de notre site. Elle sera suivie par la proposition et le développement détaillée des solutions de confortement les plus appropriés, l'outil informatique de calcul utilisé est le logiciel TALREN. La dernière étape consiste à comparer les solutions pour choisir le meilleur confortement de point de vue technique et économique.

Dans notre cadre pédagogique (mémoire de fin d'études pour l'obtention du titre de Master), nous proposons d'organiser le présent rapport en plusieurs chapitres regroupés en deux parties :

La partie théorique composée de trois chapitres permettant de cerner les notions de base et concepts liées à la problématique des glissements de terrain, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés.

La partie pratique a été initiée par la présentation du projet sujet de l'étude suivie par la synthèse de la reconnaissance géotechnique exécutée. L'analyse de la stabilité globale du talus a été développée par le logiciel TALREN, ce qui a permis de dégager les options des solutions possibles. Deux confortements ont été retenus et développés en détail ; à savoir le soutènement par un mur en gabion et le renforcement par géogrille. La comparaison technico-économique des deux solutions nous a permis de justifier le meilleur choix de la solution à retenir.

1. GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1. Introduction

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

Le présent chapitre propose de cerner la problématique de ce phénomène à travers sa définition détaillée, ses principales caractéristiques, classifications des différents types de mouvements ainsi que les causes qui sont à l'origine de leur déclenchement.

1.2. Différentes formes d'instabilité d'une pente

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes; ceux associés à la pente naturelle et ceux des talus artificiels [1].

▪ Pentes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en plusieurs familles:

- l'éroulement ;
- le fluage et la solifluxion ;
- la coulée boueuse ;
- le glissement.

▪ Talus artificiels

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages[1].

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous.

- Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles;
- Talus en remblais sur sols compressible ;
- Dignes et barrages en terre.

1.3. Description des principaux mouvements de terrain

1.3.1. L'éroulement

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches [6].

Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'éroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse éroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure 1.1 [7].

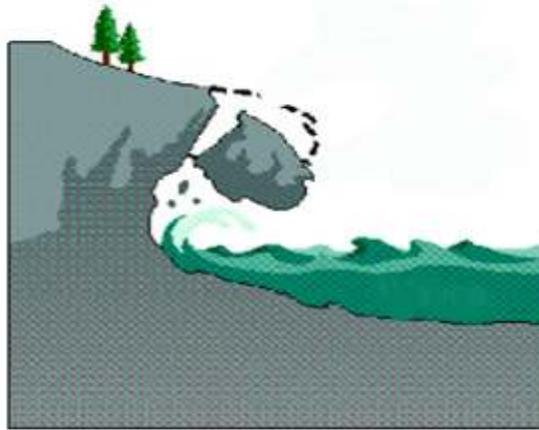


Figure 1.1 : Le mécanisme de l'éroulement

1.3.2. Le fluage

Il s'agit du mouvement lent du sol sans modification des efforts appliqués [6]. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture contrairement aux glissements : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La figure 1.2 montre le mécanisme du phénomène de fluage [4].

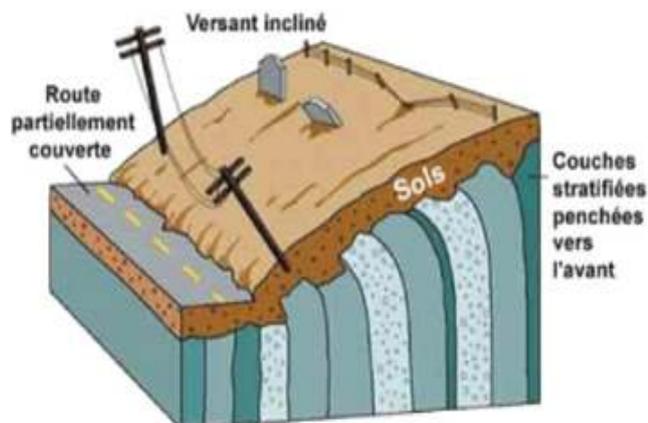


Figure 1.2: Le phénomène de fluage

1.3.3. La coulée boueuse

La coulée boueuse est due à des infiltrations d'eau (la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée), provoquant des mouvements des sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit généralement en montagne.

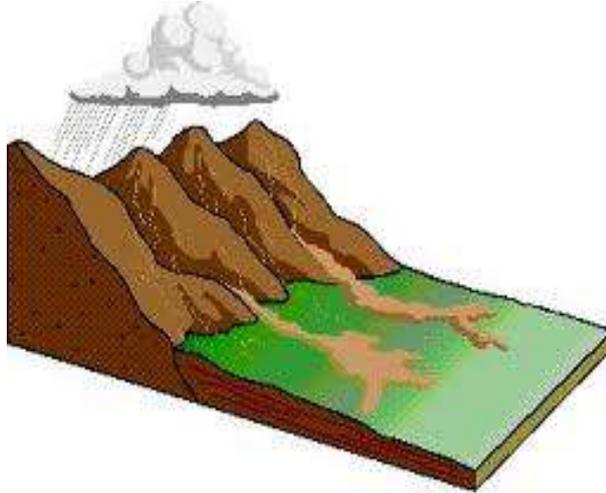


Figure 1.3: Le mécanisme de coulée de boue

1.3.4. Le glissement

Les glissements de terrains sont des déplacements lents d'une masse de terrains cohérents le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane [11]. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Un glissement se caractérise :

- dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave),
- dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval,
- par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille...).

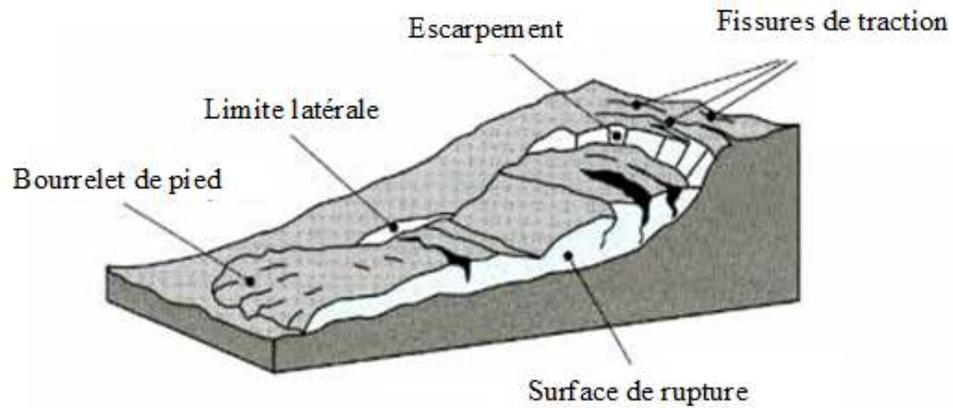


Figure 1.4: Forme générale d'un glissement [6]

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer 02 types principaux de glissements :

a- Les glissements circulaire ou rotationnel

Les glissements de type circulaire ou rotationnel sont plus ou moins profonds, où la rupture se fait suivant une surface courbe dont la forme exacte, en coupe verticale, n'est jamais connue, et que l'on tend à assimiler pour des considérations théoriques à un cercle ou à une cycloïde. Le mouvement se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond [14], il est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (fréquents dans les marnes et les argiles).

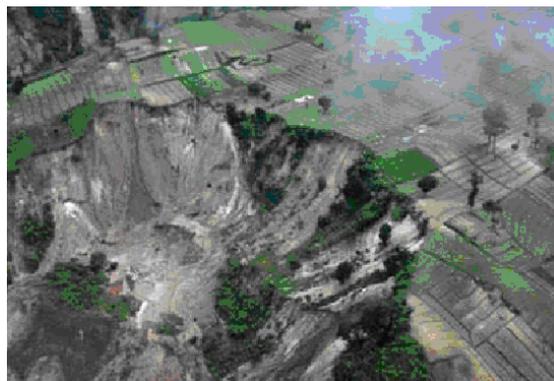


Photo 1.1: Glissement de terrain (Guatemala)

b- Les glissements plans

Les glissements de type plan affectent de préférence la partie superficielle d'un versant et dont le déplacement des matériaux se fait à partir d'une surface plane, en pente (discontinuité lithologique, structurale...).



Photo 1.2: Glissement plan sur la RD 28 sur la commune de Merlas (Isère)

Ces deux types de mouvements se combinent l'un à l'autre pour donner des glissements quelconques et variés, dont la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.

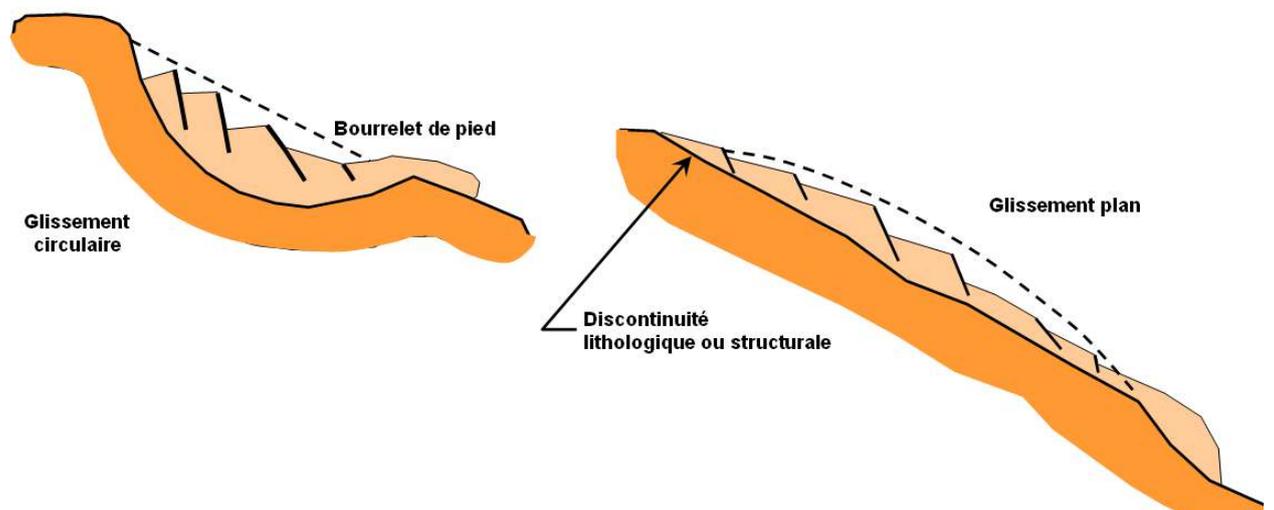


Figure 1.5: Les différents types de glissements de terrain (source : BRGM)

Des manifestations telles que fissuration des bâtiments, arbres couchés ou inclinés, déformation du réseau routier traversant le glissement sont aussi des critères d'identification de mouvements actifs. Selon le stade d'évolution du glissement, la désorganisation plus ou moins importante de la masse glissée et l'importance du couvert végétal peut rendre difficile la perception du glissement de terrain.

Lors d'un phénomène de glissement de terrain :

- **les volumes** de matériaux mis en jeu sont extrêmement variables ; ils dépendent de la surface et de la profondeur de la rupture. Ils peuvent être parfois considérables (jusqu'à plusieurs millions de m³ de roches); on parle alors de glissement de versant.
- **La vitesse de déplacement** de la masse glissée est généralement lente (de quelques mm à quelques dm par an), mais peut cependant s'accélérer brutalement aux mauvaises conditions météorologiques (jusqu'à quelques mètre ou dizaines de mètre par jour) pour aller jusqu'à la rupture et surtout dégénérer en coulée au contact de l'eau (fortes pluies, fonte des neiges...).
- **L'extension** dépend de la vitesse d'évolution du mouvement. Elle est généralement faible pour les ruptures circulaires et quelconques, et peut être beaucoup plus forte pour des glissements plans, selon le contexte morphologique.

1.3.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rationnels circulaires. On distingue:

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité [3].

1.3.6. Talus en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux [1].

1.3.7. Digue et barrages en terre

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

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_s le long des cercles glissement supposés:

Tableau 1.1: Classification des glissements de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)		Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
Glissement	Surface de glissement	Glissement	Vitesse de glissement
Superficiel	0 – 2 m	Substabilité, très lent	0 – 2 cm/an
Semi-profond	2 – 10 m	Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Profond	10 – 30 m	Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an
Très profond	>30 m		

1.6. Causes des glissements de terrain

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc. D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche, etc [10].

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants:

✓ Les facteurs permanents

-La morphologie ;

-La nature lithologique ; -La pente et le dénivelé ; -La couverture végétale.

✓ Les facteurs dynamiques et déclenchant

-Le climat ; -L'action anthropique ;

-Le séisme.

1.6.1. Les facteurs permanents

A. La géologie et géomorphologie

La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [13].

B. La pente

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [10].

C. La couverture végétale

D'un côté les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes par l'absorption d'une part de l'eau souterraine, d'un autre côté les racines ont une énorme force d'écartement qui provoque un élargissement des fissures. Les mesures géotechniques mentionnées sous les points particuliers ont le but d'enregistrer et de quantifier les causes de la déstabilisation les plus possibles.

1.6.2. Les facteurs dynamiques et déclenchement

A. Le climat

Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige, etc.

B. L'action anthropique

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales [18]. L'action anthropique peut être distinguée :

- Par l'activité humaine : surexploitation ;
- Par l'urbanisation.

C. Le séisme

Les séismes sont souvent à l'origine du déclenchement des glissements de terrains. Ils peuvent intervenir en modifiant temporairement le champ gravitaire appliqué au versant. Les vibrations entraînent l'apparition d'une force proportionnelle en module du poids du volume du sol considéré et dont la direction varie selon le type de vibration. Dans tous les cas, la répartition des contraintes se trouve temporairement modifiée et les contraintes de cisaillement augmentent.

1.7. Reconnaissance du site

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent, l'étude géologique et géomorphologique, l'analyse de l'hydrogéologie, la reconnaissance géotechnique et la cinématique du mouvement de terrain en pente.

1.7.1. Géologie et géomorphologie

L'analyse géologique consiste à définir la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

1. Levés morphologique et géologique du terrain :affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
2. Photo-interprétation : géologie, géomorphologie, etc. ;
3. Géophysique: fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction) ;
4. Sondages : destructifs ou carottés et diagraphies [7].

1.7.2. Hydrogéologie

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur alimentation. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

1.7.3. Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C, ϕ, γ et E , mesurables au laboratoire [6].

1.7.4. L'étude cinématique

Cette étude consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain en pente par le biais d'inclinomètre et des mesures topographiques en différentes périodes. Afin d'évaluer l'amplitude du mouvement et son évolution dans le temps (la vitesse du mouvement), et délimiter le volume en mouvement ainsi de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

1.8. Conséquences des glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui évoluent dans le temps et l'espace. Ce sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles, généralement argileux. Ils se produisent dans des circonstances variées, affectent les ouvrages naturels ou construits par l'homme. De part ces conséquences, ils sont sources de risque pour la vie humaine, les ouvrages et constructions ainsi que l'environnement et la nature. Chaque année on enregistre de nombreux accidents graves trouvant leur origine dans les mouvements de terrain.

A titre illustratif, on cite certains importants mouvements de terres survenus dans le monde :

Tableau 1.2: Quelques événements historiques[2]

Date	Localisation	Conséquences
1756	Chine	100 000 victimes (glissement due à un séisme)
9/10/1963	Val Serpentine Italie	Inondation de 6 villages avec 2000 morts et de 6 milliards litres de dégâts.
28/06/1987	Val Pola Italie	30 à 40 millions m ³ , glissementZandila dans un lac, créant une vague de 27 victimes dans le village d'Aquilone.
29/03/1993	Equateur	20 millions de m ³ de matériaux causant plusieurs dizaines de morts et entraînent la création d'un lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique.
1999	Venezuela	Des centaines de coulées boueuses tuent plus de 20 000 personnes.
31/03/2003	Chima, Bolivie	Plusieurs centaines de disparus et 400 maisons en se véliés.

1.9. Conclusion

Les glissements de terrain sont des phénomènes liés au déplacement dangereux d'une masse de terre stable dans son état initial. Les causes qui y sont à l'origine peuvent être de nature différente : morphologie, lithologie (types de sol), climat, anthropique (action de l'homme), séisme,..etc.

En relation à leurs conséquences considérables, les glissements de terrain sont considérés comme une source de risque qui mérite une prise en charge consciente et sérieuse. Le point de départ d'une étude de confortement d'un glissement repose sur la reconnaissance géotechnique dont les principales étapes ont été citées.

2. LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

2.1. Introduction

L'étude de stabilité des pentes constitue une préoccupation majeure des ingénieurs géotechniciens. Plusieurs approches et méthodes de calcul ont été développées à ce besoin.

Le mode de calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Ce dernier est utilisé depuis plusieurs années donnant ainsi naissance à plusieurs méthodes de calcul, dont le but est de déterminer au sein du sol la surface de rupture le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche de l'état de rupture.

Le chapitre ci-après est consacré à la présentation des principales méthodes de calculs utilisées dans la pratique.

2.2. Notion de la résistance au cisaillement

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement τ le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement maximum (τ_{ult}) que le sol peut supporter sous une contrainte normale σ .

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, et ils ne s'écrasent pas.

Critère de Mohr-Coulomb

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ), est assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente φ (angle de frottement), exprimée par la relation linéaire $\tau = C + \sigma \tan \varphi$, appelée la loi de Coulomb [7].

avec:

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (2k + \sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k \sin \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi$$

$$k = C \cot \varphi$$

C : la cohésion

σ : la contrainte normale

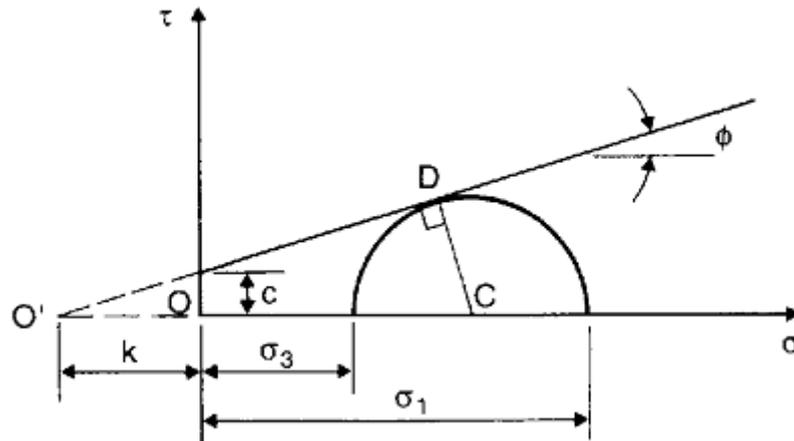


Figure 2.1: Critère de rupture de Mohr-Coulomb

2.3. Principe de calcul à la rupture

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques[15]. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus facile à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui se frottent les uns sur les autres.
- Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. L'hypothèse des calculs à l'équilibre limite distingue une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture (voir figure 2.1). Dans ce cas:
 - Le calcul d'équilibre est fait à la rupture;
 - Les équations résolvantes sont les équations de la statique;

Le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (supposé constant le long de la ligne de rupture).

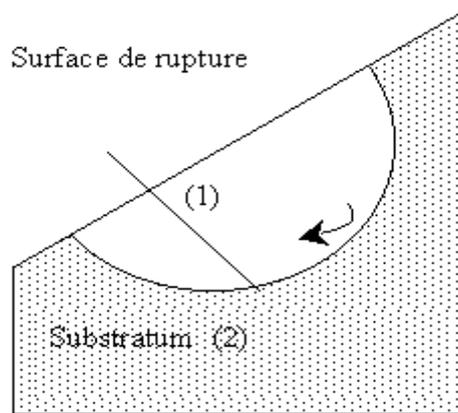


Figure 2.2: Surface de rupture

L'objectif du calcul de stabilité à la rupture est, à partir d'équations d'équilibre de la statique, d'obtenir une expression de F en fonction de divers paramètres définissant le site étudié.

Ce principe de calcul qui est illustré par la figure 2.1 est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des méthodes de calcul à la rupture consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

2.4. Méthodes de calcul de la stabilité

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus au moins sophistiquées et plus au moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, de l'outil informatique, et de l'analyse numérique. Little et al. (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution [15]. Ces méthodes apparaissent en général trop simples et trop élaborées et de maniement délicat. Les différentes méthodes sont représentées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus

Méthode	Caractéristiques
Abaque de stabilité de pente (Janbu 1968 ; Duncan et al.1987)	<ul style="list-style-type: none"> -Assez précise pour plusieurs résolutions. -Plus rapide que les analyses détaillées par ordinateur. -Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. -Ne satisfait pas l'équation d'équilibres des forces horizontales et verticales. - Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Bishop simplifiée (Bishop 1955)	<ul style="list-style-type: none"> -Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. -Satisfait l'équilibre des forces horizontales. -Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Perturbation (1972)	<ul style="list-style-type: none"> -N'importe quelle forme de surface de glissement. -Satisfait l'équilibre des forces verticales et horizontales. -Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Procédure généralisée des tranches de (Janbu 1968)	<ul style="list-style-type: none"> -N'importe quelle forme de surface de glissement -Satisfait toutes les conditions d'équilibre. -Permet la variation de la position des forces latérales intertranches. -Problèmes numériques plus fréquents que certaines autres méthodes.
Morgenstern et Price's (Morgenstern et Price 1965)	<ul style="list-style-type: none"> -N'importe quelle forme de surface de glissement. -Satisfait toutes les conditions d'équilibre. -Permet de faire varier l'orientation des forces latérales intertranches.
Méthode de Spencer (Spencer 1967)	<ul style="list-style-type: none"> -N'importe quelle forme de surface de glissement. -Satisfait toutes les conditions d'équilibre. -Les forces latérales intertranches sont supposées parallèles.

2.4.1. L'objectif des méthodes

2.4.1.1. Définition du facteur de sécurité

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols.

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. Un coefficient de sécurité peut être défini comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou d'autres [14].

En première approximation on peut caractériser l'état de la stabilité par :

$F < 1$ talus très instable;

$F = 1$ talus de stabilité précaire (Equilibre limite);

$F > 1$ talus stable.

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (2.1)$$

Dans la suite de ce travail le coefficient de sécurité adopté sera:

τ_{\max} désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point défini par :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

τ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Avec C' et φ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement d'un massif donné.

Tableau 2.2: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité

N°	Définition	Formule	Commentaire
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$	Méthode à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moments	$F = Mt_{\text{résist}} / Mt_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$P = P/F$	Cf. Eurocodes
5	Probabilité à X %	Distribution de F	Cf. Monte Carlo
6	Marge de sécurité	H/H_{\max}	Sur une grandeur

2.4.1.2. Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité

Il faut d'abord rappeler que l'application de ce coefficient réducteur a pour raison d'être fondamentale de se tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture.

Dans cette optique générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par F :

- **1^{er} rôle** : se tenir plus au moins éloigné de la rupture selon la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou encore selon l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture dans cette optique, F apparaît donc comme un « coefficient d'assurance ».

Il ne faut jamais perdre de vue que plus F est élevé plus le projet sera cher ; l'assurance se paie. L'application de ce « coefficient d'assurance » suppose que la valeur de la résistance limite qui définit la rupture est connue.

- **2^{ème} rôle** : prendre en compte et « digérer » les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul. Rappelons les deux causes principales d'erreurs, lesquelles peuvent d'ailleurs se combiner, voir s'additionner.

- Incertitude sur la valeur réelle qui peut d'ailleurs changer avec le temps des paramètres pris en compte dans le calcul. (C, ϕ , γ , U). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont plus réduites.

- Hypothèses et simplifications adoptées dans le développement d'un calcul de stabilité : leur importance se trouve sensiblement réduite par l'introduction des calculs sur ordinateur qui

permettent de serrer de plus en plus la complexité des données réelles du site. Dans ce dernier rôle, le coefficient F apparaît comme un « coefficients d'ignorance ».

Finalement, la valeur de F qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans le chiffre retenu. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces, et un choix correct de F suppose une bonne pratique de ces problèmes.

2.4.2. Comparaison et difficultés entre les différentes méthodes

Les méthodes des tranches existantes dans la littérature sont nombreuses, elles présentent en générale des hypothèses différentes, pour des raisons numériques, le choix de l'inconnue résolvante est différent. De nombreuses comparaisons ont été faites par (Wright et al 1973, Lunsdaine et al 1982), et d'autres auteurs mettent en évidence les difficultés numériques de certaines de ces méthodes [15].

Raulin et al (1974) ont effectué une étude comparative portant sur la valeur du coefficient de sécurité en utilisant quelques méthodes. Considérant plusieurs exemples pour chaque méthode, l'ensemble des résultats obtenus sont consignés sur le tableau 2.3[16].

Méthode 1 : Janbu.

Méthode 2 : Perturbations.

Méthode 3 : Bishop simplifiée.

Méthode 4 : Morgenstern et Price

Tableau 2.3: Les valeurs du coefficient de sécurité F

F	Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3	Méthode 4
Exemple 1	2,09	2,03	1,959	2,045
Exemple 2	0,666	0,628	0,619	-
Exemple 3	3,352	3,45	-	-
Exemple 4	0,945	0,937	-	-

Les valeurs de F données dans le tableau 2.3 sont dans l'ensemble très cohérentes.

2.4.2. Méthode des tranches

Du moment que le sol n'est pas toujours homogène, il est nécessaire de disposer d'une méthode plus générale permettant la prise en compte de lignes de glissement quelconque et de massifs hétérogènes. En face d'un tel problème aux données complexes, on cherche la solution en découpant le domaine étudié en tranches volumiques verticales élémentaires et écrivant l'équilibre statique de chaque tranche [14] ; On exposera les équations de l'équilibre sous leur forme discrète, les tranches étant en pratique d'épaisseur finie (l'analyse peut naturellement s'effectuer dans le cas continu, les équations linéaires étant alors remplacées par un système d'équations différentielles)

La tranche générique numéro i est soumise aux forces suivantes (voir figure 2.3)

- le poids propre W_i
- réactions à la base N_i, T_i
- réactions latérales V_i, H_i, V'_i, H'_i .

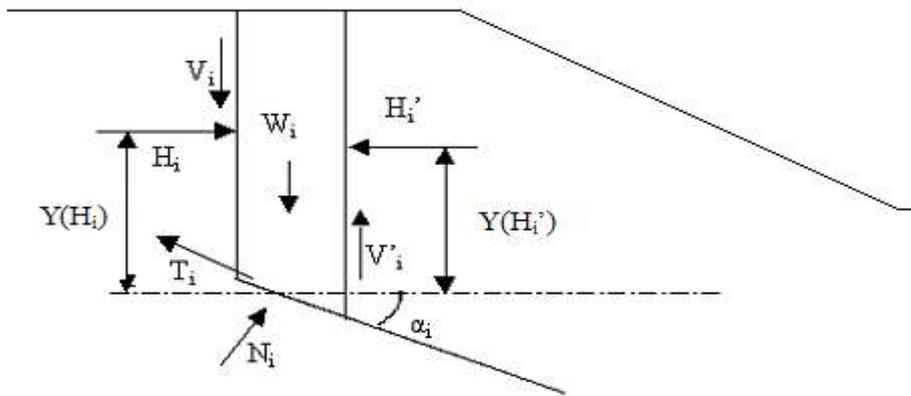


Figure 2.3: Les inconnues de la méthode des tranches

$$W_i + (V_i - V'_i) - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i = 0 \tag{2.2}$$

$$(H_i - H'_i) + N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = 0 \tag{2.3}$$

$$M^t(W_i) + M^t(N_i) + \dots + M^t(H'_i) = 0 \tag{2.4}$$

L'équilibre statique de cette tranche se traduit par les équations:

Les moments étant calculés en un point O quelconque.

Les liaisons intertranches se traduisent par les relations:

$$V_i = V'_{i-1} \quad (2.5)$$

$$H_i = H'_{i-1} \quad (2.6)$$

$$Y(H_i) = Y(H'_{i-1}) \quad (2.7)$$

Les conditions aux limites sont:

$$V_1 = H_1 = V'_n = H'_n = 0 \quad (2.8)$$

$$Y(B) = Y(H_1) ; Y(D) = Y(H'_n)$$

Le critère de Coulomb permet alors d'écrire:

$$T_i = \left(\frac{T_{i \max}}{F} \right) = \frac{C_i}{F} + (N_i - U_i) \frac{\tan \varphi}{F} \quad (2.9)$$

(C_i et U_i sont les forces représentant l'effet de la cohésion et de la pression interstitielle, N_i étant une force totale). Résoudre le problème de stabilité revient alors à trouver les $8n + 1$ (il y a n tranches) inconnues qui sont:

Réactions T_i, N_i	: $2n$
Réactions V_i, V'_i, H_i, H'_i	: $4n$
Points de passage $Y(H_i), Y(H'_i)$: $2n$
Coefficient de sécurité F	: 1

Et les équations:

(2.2), (2.3), (2.4)	: $3n$
(2.5), (2.6), (2.7)	: $3(n-1)$
(2.8)	: 6
(2.9) relation de Coulomb	: n

Soit $7n + 3$ équations.

Il est donc nécessaire de disposer de $(n-2)$ équations complémentaires pour résoudre ce système. Elles peuvent être obtenues en faisant des hypothèses sur les forces intertranches, c'est le cas de la méthode de Bishop simplifiée.

2.4.3. Méthode de Bishop simplifiée

2.4.3.1. Calcul du coefficient de sécurité

Les deux hypothèses particulières de la méthode de Bishop simplifiée sont les suivantes:

1. La surface de rupture s'appuie sur une génératrice circulaire ;
2. Les forces inter-tranches sont supposées satisfaisant à la condition :

$$V_i - V_i' = 0 ; i = 1, 2, \dots (n-1)$$

De plus, compte tenu de ce que $V_1=0$ (équation 2.8), l'hypothèse 2 se traduit par :

$$V_i = V_i' ; i = 1, 2, \dots n$$

Reprenant les équations générales pour ce cas particulier nous avons alors:

$$W_i - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.10)$$

$$(H_i - H_i') + N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.11)$$

$$\frac{C_i - U_i \operatorname{tg} \varphi}{F} + \frac{N_i \operatorname{tg} \varphi}{F} - T_i = 0 \quad (2.12)$$

De plus le moment résultant de toutes les forces, par rapport au centre du cercle de rupture doit être nul, soit:

$$\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n T_i \quad (2.13)$$

La combinaison des équations (2.10), (2.11), (2.13) permet d'écrire:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i b_i + (W_i - U_i b_i) \operatorname{tg} \varphi) / m \alpha}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.14)$$

Avec: $m \alpha = \cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi / F_0)$

Cette formule fournit une expression implicite de F dont la valeur s'obtient par itérations successives. La valeur de F_0 est généralement calculée par la méthode de Fellenius[17].

2.4.3.2 Traitement de calcul

Le système n'est pas linéaire : l'expression de F n'est pas explicite mais est de la forme : $F = f(F)$. On est donc amené à résoudre un problème de point fixe non linéaire. Le calcul se fait par substitutions successives à partir d'une valeur initiale F_0 :

$$F_1 = f(F_0)$$

$$F_2 = f(F_1)$$

(2.15)

$$F_n = f(F_{n-1})$$

Jusqu'à ce que $(F_n - F_{n-1})$ soit inférieur à la précision désirée. La convergence de ce procédé itératif n'est assurée que si $\|f'(F)\| < Cte < 1$ dans un domaine stable et plus $f'(F)$ est petit plus la convergence sera rapide.

2.5. Conclusion

Un des problèmes les plus fondamentaux des méthodes de calcul à la rupture de la stabilité des talus est la définition de la forme de la ligne de rupture. Le cercle est la forme géométrique la plus utilisée en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure. Pour éviter la rupture des talus, des recherches ont été faites pour arriver à comprendre ce phénomène de rupture et d'établir sa stabilité en faisant introduire un coefficient de sécurité calculé par diverses méthodes. Les valeurs du coefficient de sécurité obtenus sont dans l'ensemble très cohérentes. Dans notre cas, la méthode choisie pour le calcul du coefficient de sécurité est celle de Bishop simplifiée.

Cette méthode présente comme toute méthode des imperfections théoriques. Cependant elle donne des résultats satisfaisants en regard des incertitudes très importantes sur les paramètres fondamentaux du calcul (cohésion et angle de frottement) et pression interstitielle. En outre, elle offre l'avantage appréciable d'être facile à mettre en œuvre.

3. METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

3.1. Introduction

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir la solution de confortement la plus efficace et la moins coûteuse.

Dans ce chapitre nous passons en revue les différents procédés de stabilisation utilisés dans la pratique. Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que des contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

3.2. Méthodes de stabilisation

3.2.1. Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation.

1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans la masse en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de la pluviométrie et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones basses et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien qu'elle ne constituent pas des ouvrages de drainage proprement dit, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements [8].

2. Tranchés drainants

Les tranchés drainants sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (ligne de courant dans un

horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,etc). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux courbes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi [4].

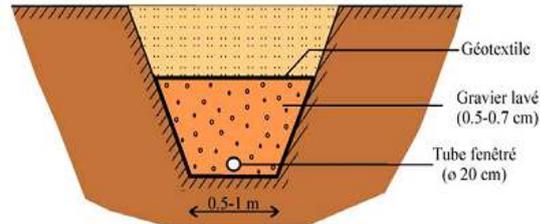


Figure 3.1: Tranchée drainante [4]

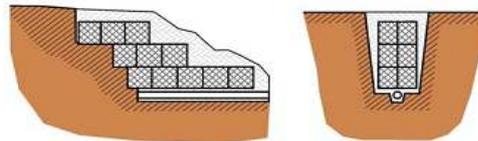
3. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masque discontinues, s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées [5].

Eperon en maçonnerie recouvert par sable lavé et gravier. Le tube drainant est positionné au fond de l'excavation.



Eperon en gabions revêtu par géotextile.



Eperon avec cloison central en béton ; la cloison est réalisée au centre de l'excavation, tandis que les parois sont recouvertes par géotextile. Le matériel drainant est constitué par sable et gravier.

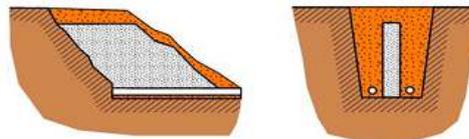


Figure 3.2: Types d'éperons drainants[4]

4. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation[8].

5. Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. Cette technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

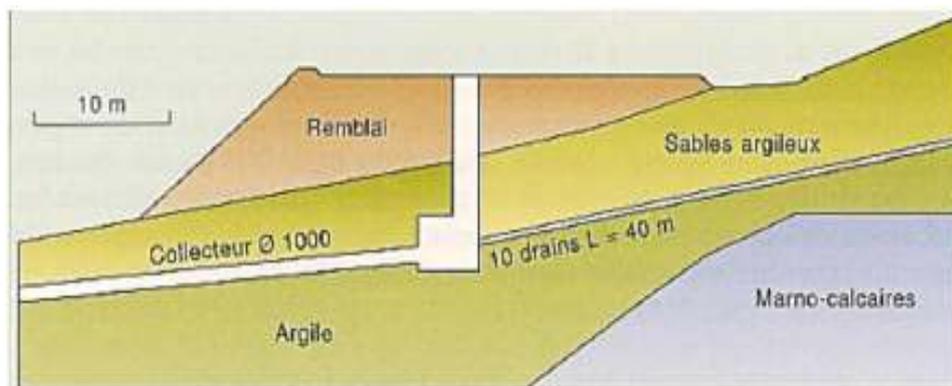


Figure 3.3: Drains subhorizontaux[5]

Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents.

Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- Nappes de versant ;
 - Couche et poche aquifères, éventuellement en charge ;
 - Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur)
- [5].

3.2.2. Boisement et végétation

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbre ou de plantation pour maintenir la stabilité du talus, cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

Une étude réalisée par Heng Chovanich (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; étant aussi un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation [7].

3.2.3. Terrassement

Parmi les travaux de terrassements, un simple remodelage superficiel de la topographie anarchique d'un glissement est parfois effectué, surtout pour des raisons esthétiques. Un reprofilage consiste à réduire la pente moyenne d'un talus par déblais de haut et remblai en bas. Mais cette technique est rarement utilisée pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables.

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, de remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable [8].

1. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré (dans la figure 3.4) en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

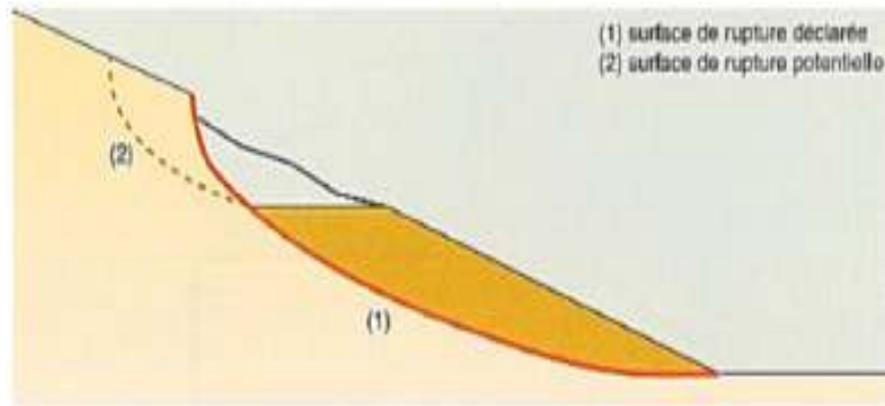


Figure 3.4: Allègement en tête [4]

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme [12].

A. Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières: d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

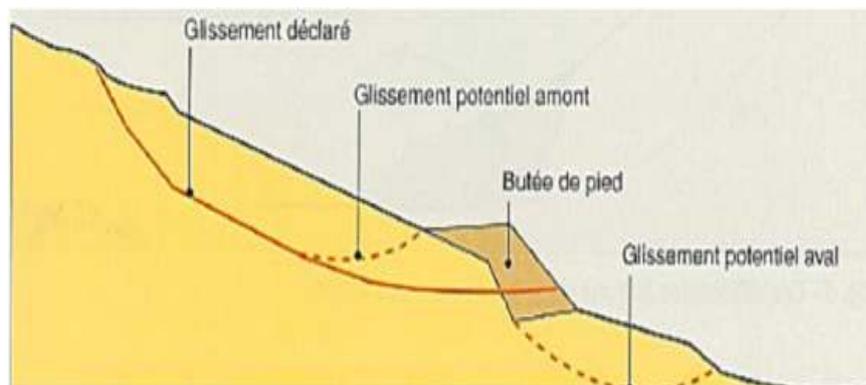


Figure 3.5: Butée de pied [4]

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibres limite) au grand glissement de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (inclinométrie, coupes de sondages, observation de terrain). On recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30%.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont ;
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval [12].

B. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allégement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

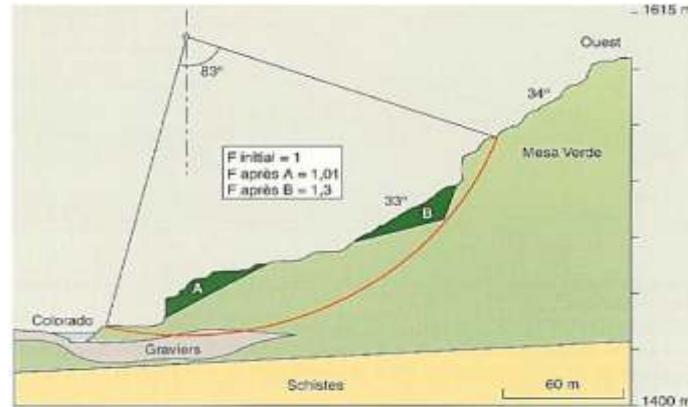


Figure 3.6: Reprofilage [4]

On recherchera un accroissement de sécurité $\Delta F / F_0$ égal à 20%.

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble) [5].

C. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. 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 sable ($F=1.5$). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible [3].

D. Substitution totale ou partielle

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

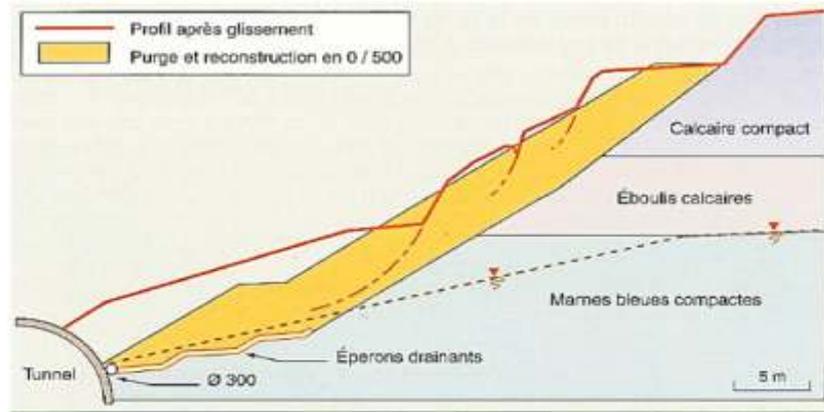


Figure 3.7: Substitution totale des matériaux glissés[4]

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 terrassements, 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 [8].

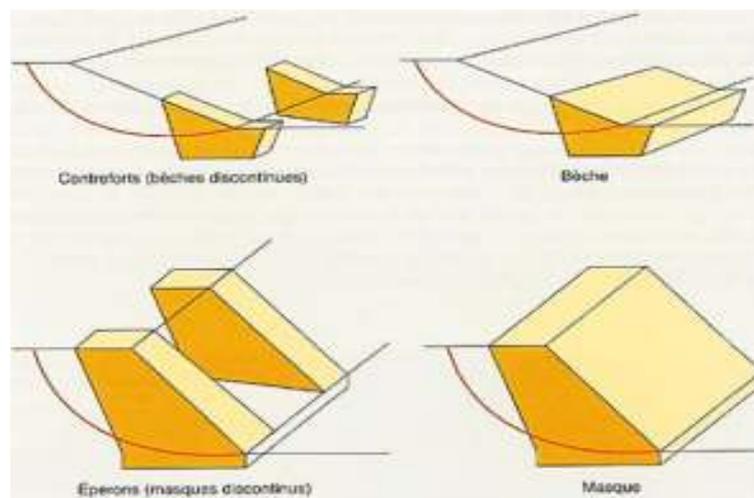


Figure 3.8: Substitution partielles des matériaux glissés [4]

3.2.4. Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique par utilisation d'ouvrages souples ou rigides. Les ouvrages souples sont des structures

obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les ouvrages de soutènement sont utilisés surtout en agglomération, contre des glissements d'ampleur modérés. Au bord des routes, ils sont de types variés. La figure 3.9 donne la classification de ces ouvrages.

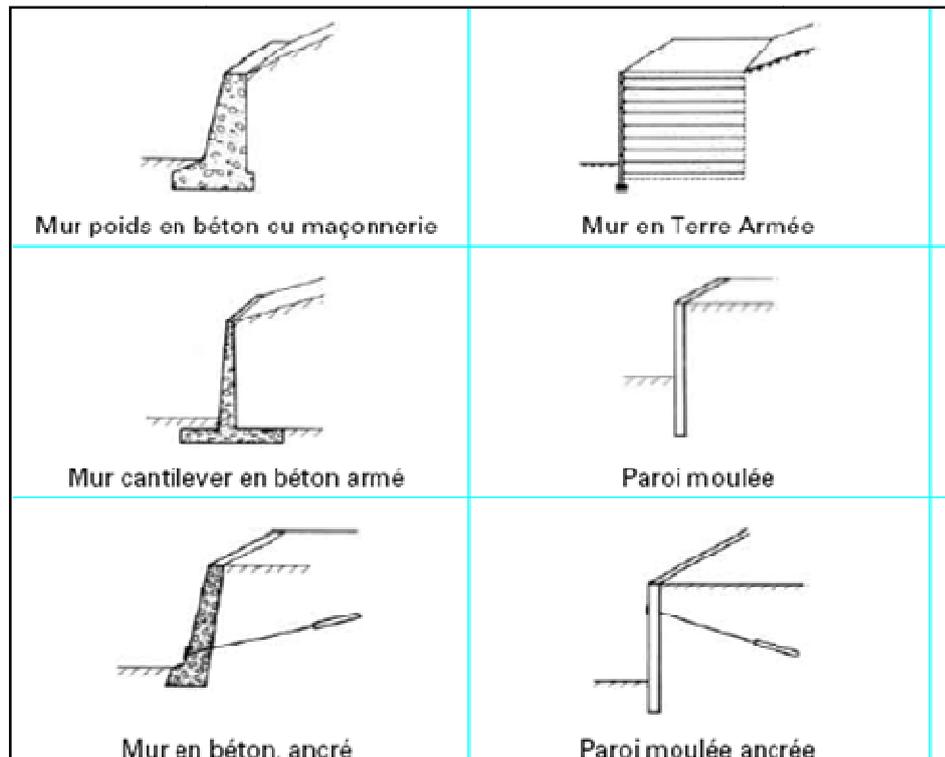


Figure 3.9: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [5]

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides[5].

1. Soutènement en TEXSOL

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés. Ces ouvrages très raides exécutés en déblaiouremblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitées. [2]

2. Les palplanches

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent différemment selon le modèle. En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forment rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte côté terrain [2].

3. Parois cloutées

Réservé initialement aux sites peu sensibles, ce soutènement à caractère provisoire permettait la tenue de talus de grande hauteur. Il est maintenant développé en site urbain, en soutènement vertical définitif. Les clous sont des clous passifs de quelques tonnes jusqu'aux tirants précontraints. Le blindage peut être réalisé en béton projeté, béton fibre, béton banché ou par éléments préfabriqués[3].

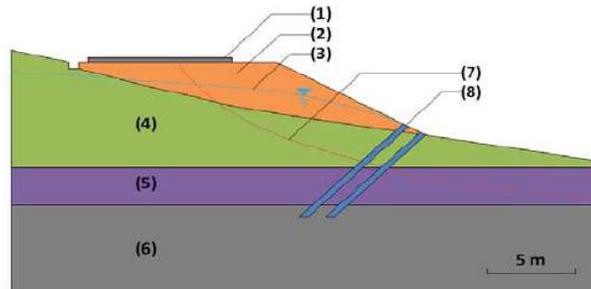
3.2.5. Renforcement

Ce domaine se repose sur une généralisation du concept de sol armé et comprend des techniques très variées comme, le clouage, les micropieux et les géotextiles.

1. Renforcement par clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation[3].

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion reprend dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.



- (1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse, (7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

Figure 3.10: Clouage d'un talus instable [7]

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

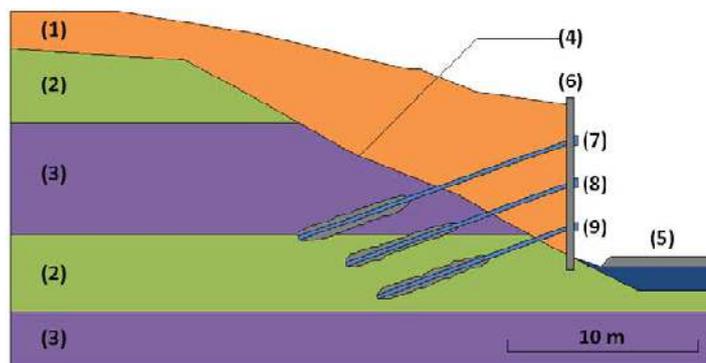
- **Clous et micropieux** : Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure 3.10) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m²). La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micropieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement.
- L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes [7].
- **Pieux (métalliques ou en béton armé) et barrettes (palplanches, paroi moulée)** : Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inertie importante, les pieux

travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

2. Renforcement par tirant d'ancrage

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués des câbles d'acier dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. L'utilisation de tirants précontraints suppose [12]:

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



(1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement, (5) route, (6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

Figure 3.11: Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage [7]

A- Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrage peuvent être distinguées : [7]

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires :** Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage;

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes :** Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

3. Renforcement par géosynthétique

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques géogrille, géotextile ou géocomposite. Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.



Figure 3.12: Renforcement par géosynthétique

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à la base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géosynthétiques les plus utilisés sont les géotextiles, les géocomposites et les géogrilles.

A- Renforcement par géotextile

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, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

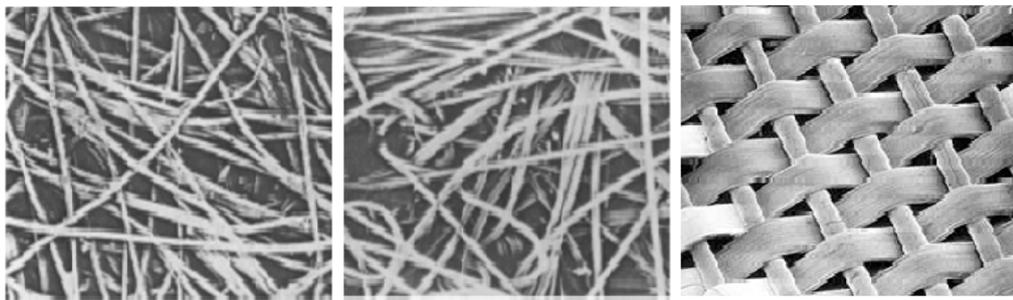
Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses.

La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. Les géotextiles rentrent dans la catégorie des matériaux géosynthétiques.

- Type de géotextiles

On distingue trois types [2]:

- **Géotextile non tissé** : Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou auhasardetlié de façon mécanique, thermiqueouchimique. L'aiguilletagedonneunestructuresoupleetdéformable.Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.
- **Géo tricoté** :Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.
- **Géo tissé**: Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Géotextile non tissé aiguilleté

Géotextile non tissé thermolié
filament

Géotextile tissé de mono

Figure 3.13: Typologie des géotextiles [2]

- Utilisation

Le géotextile apporte une solution pour la protection des terrains car il permet de renforcer et stabiliser les différents sols. Il est présenté sous forme de rouleaux avec des dimensions de 25 à 200 mètres de longueur et de 0.5 à 6 mètre de largeur. Un emballage plastique étiqueté est prévu pour tous les rouleaux. Le géotextile fait aujourd'hui partie des matériaux de construction, il est indispensable pour les travaux effectués sur le terrain.

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles) installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage.

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale.

- Propriétés

Séparation : Le géotextile permet de séparer efficacement des matériaux de différentes granulométries comme le gravier, les pierres ou le sable. Il évite le mélange permettant à chaque matériau de garder ses propriétés mécaniques.

- **Filtration** : De par sa structure microporeuse, le géotextile permet à l'eau de s'écouler en retenant les particules fines du sol.
- **Drainage** : Le géotextile peut transporter latéralement d'importants débits d'eau, il permet ainsi de drainer les sols et par conséquent favoriser la stabilité des massifs où il est posé en évitant les poussées dues à l'eau.
- **Protection** : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- **Renforcement** : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

B- Renforcement par géocomposites

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection), dans le domaine routier.

Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique.

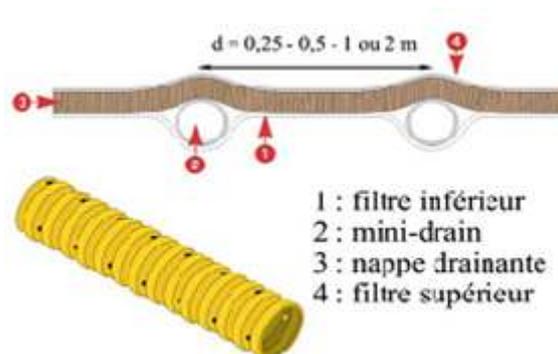


Figure 3.14: Exemple de structure du géocomposite de drainage

C- Renforcement par géogridde

En quelques années, l'emploi des géogriddes s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.

- Présentation du matériau

Une géogridde bi-axiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogridde, crée un lien idéal entre le remblai et le sol support. En assurant une bonne interaction avec la couche portante et en renforçant celle-ci, la géogridde, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction.

Les géogriddes sont confectionnées à partir de fibres synthétiques à haut module et faible fluage enduites d'une couche protectrice de polymère. Il peut être proposé avec différentes résistances entre 20 kN/m et 400 kN/m et largeurs de mailles standardisées. Des résistances supérieures à 1000 kN/m sont possibles pour les cas spéciaux. En règle générale, les géogriddes sont livrées dans une largeur de 3 m et 5 m pour une longueur de rouleau de 100 à 300 m de façon à limiter au minimum les chevauchements.

Il présente une déformation sous contrainte continue nettement moins importante que de nombreuses grilles de résistance nominale identique proposées par d'autres fabricants. Les géogriddes fabriquées à partir de polymères d'un nouveau type (aramide, alcool polyvinylique) ouvrent des perspectives inédites pour concevoir des armatures spécifiques à chaque projet.

Les géogriddes ont toujours livré d'excellents résultats dans la pratique. Ils sont conditionnés de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.

- Caractéristique du produit

Le produit offre

- Une résistance à la traction élevée avec un faible allongement ;
- Une grande résistance à la traction spécifique ;
- Comportement exceptionnel dans la durée grâce à un faible fluage ;
- Une grande résistance chimique et biologique, contre les rayons UV et les endommagements ;
- Un excellent comportement d'interaction grâce à une adaptation optimale entre l'ouverture des mailles et le sol ;
- Une mise en place facile grâce à la faible masse surfacique et à la flexibilité de la structure ;
- Une très large gamme de résistances à la traction.



Figure 3.15: Exemple de géogrillebiaxiale

- Technique de renforcement par géogrille

Pour la réparation des glissements et le renforcement des talus de pente allant jusqu'à 45°. Les géogrilles servent d'éléments de renforcement et le matelas anti-érosion assure la protection de surface.

Le système, consiste à installer les géogrilles couche par couche avec les longueurs et les espacements tels que requis par le dimensionnement de la structure. L'enveloppement n'est pas nécessaire. Les géogrilles assurent une stabilité suffisante de la construction, cela permet de prendre en compte le sol existant, avec une résistance au cisaillement réduite, et de l'utiliser pour construire le talus.

Ce système est particulièrement écologique et économique (Ni évacuation, ni apport de matériaux extérieurs). Une fois le talus dressé, un matelas de protection anti-érosion est mis en œuvre. Il protège la surface contre l'érosion durant la phase de pousse de la végétation et favorise la croissance des plantations.

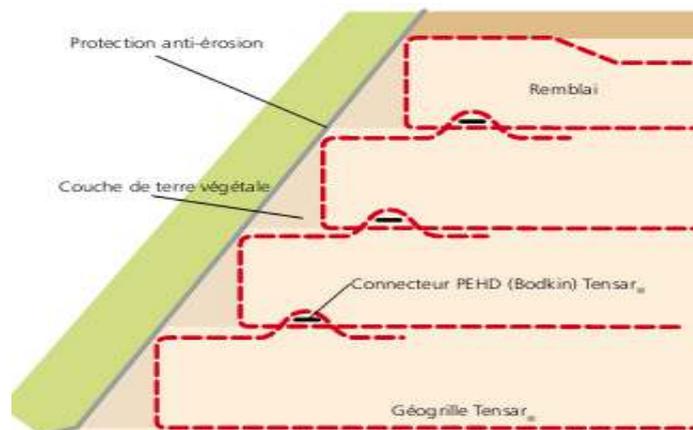


Figure 3.16: coupe montrant la Mise en œuvre du géogrille

Pour obtenir un parement rectiligne, un coffrage temporaire est nécessaire.

3.3. Choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques [7].

3.3.1. Conditions techniques

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations (ouvrages de soutènement souples). Proposer un système de parade suppose que l'on maîtrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en œuvre. Pour cela, de plus en plus l'entreprise se spécialise pour maîtriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

3.3.2. Conditions économiques

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

3.3.3. Contraintes sociopolitiques

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus.

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances.

3.3.4. Environnement et esthétique

L'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

3.4. Conclusion

Les méthodes de stabilisation des glissements de terrain sont très diverses, elles possèdent un certain nombre de points communs, aussi bien au niveau du comportement local, de l'interaction entre le sol et le renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

Ces méthodes de confortement permettent de vérifier la stabilité, tout en suivant une certaine procédure qui pourrait être utilisée comme un guide méthodologique et reste ouvert à toute tentative d'amélioration, d'adaptation et de développement.

Le choix entre les méthodes disponibles est à la responsabilité de l'ingénieur qui doit fonder sa réflexion en tenant compte des conditions techniques du problème, de la capacité financière allouée, de la pression sociale et politique ainsi que les aspects d'environnement et d'esthétique des solutions possibles.

4. PRESENTATION DU PROJET

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons le projet sujet de notre étude : il s'agit du glissement de terrain survenu sur la route nationale RN60 au PK77+00 dans la ville de Kser El Boukhari (Wilaya de Médéa). Après l'exposé de la localisation du glissement, une première présentation a concerné le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site.

Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

4.2. Présentation de la région

Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatre-vingt-huit (88) kilomètres au Sud d'Alger. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Blida, au Sud par la wilaya de Djelfa, à l'Est par les wilayas de M'ssila et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt (voir la figure 4.1). Sa superficie totale est de 8700km² et sa population est estimée à 722 000 habitants.



Figure 4.1: Situation géographique de Médéa

4.2.1. Contexte géologique de la région

Sur le plan géologie, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées

dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud, les grands ensembles géologiques de la région sont :

❖ Le quaternaire

Composé de formation continentale, constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus anciennes, ainsi que par des éboulis des pentes qui sont des débris de poudingues du carténien et produits de désagrégation des roches Crétacé sur les marnes du carténien.

❖ Le miocène

Il constitue la bordure méridionale du grand bassin de Médéa, qui se prolonge à l'ouest par le bassin du Chélif, dans le secteur d'étude le miocène est représenté par le miocène supérieur et le miocène inférieur.

1 .Miocène supérieur marin: Il est composé de calcaire de grès et d'argile, il est représenté par le symbole « mm » sur la carte géologique.

2. Miocène inférieur marin (Burdigalien) : Il est formé de marnes argileuses grises et d'argile marneuse avec des couches de grès durs et conglomérats rouges. Il est représenté par le symbole « mi » sur la carte géologique.

❖ Le crétacé

Les formations datant du Crétacé sont les plus répandues dans la région étudiée. Il est représenté par les faciès suivants :

- **Crétacé supérieur marin (Cs):** il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté principalement par une alternance de calcaire et de marnes vertes et en moindre quantité par des dolomies, des grès, des argiles gypsifères et des lentilles de gypse purs.
- **Crétacé moyen (Cm):** Il est composé de dépôts marin ou lagunaire, représenté par des alternances de grès carbonatés, des argiles, des calcaires et des roches argileuses gypsifère.
- **Crétacé inférieur (Ci):** C'est un faciès marin, composé d'alternance de calcaires dolomitique, avec des bancs d'argiles et de marnes.

4.2.2. Morphologie de la région

Le relief de la Wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

- ❖ **La zone montagneuse** : elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya. Cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.
- ❖ **La zone Tellienne** : Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.
- ❖ **La zone des plaines** : Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.
- ❖ **La zone du Sud** : Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

4.2.3. Sismicité de la région

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), la wilaya de Médéa est classée zone « II a » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;
- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance ;
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Les coefficients d'accélération à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1: Coefficients d'accélération (A)

Groupe	ZONE			
	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

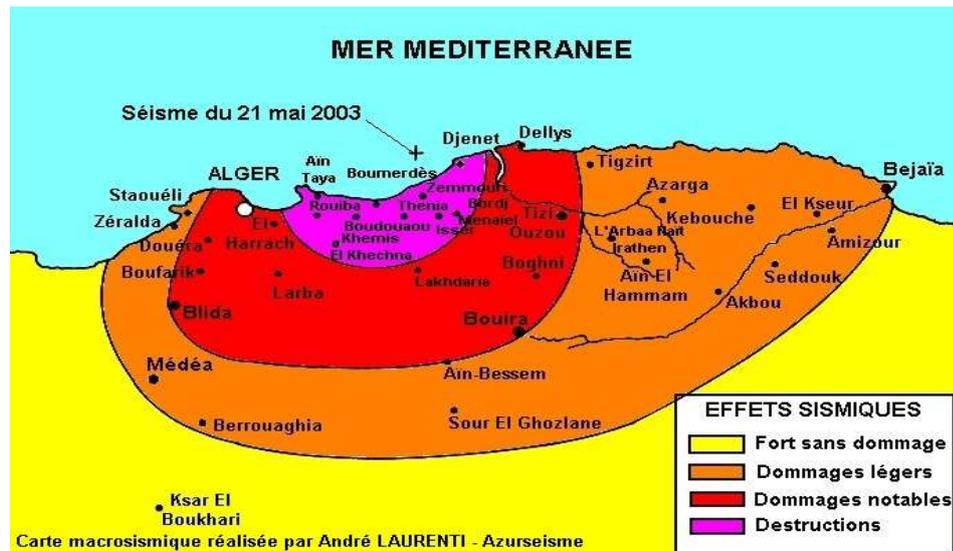


Figure 4.2: Situation sismique de Médéa (RPA 99 version 2003)

4.2.4. Climat de la région

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- Son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommets de Benchicao) ;
- Sa position sur les monts de l'Atlas tellien ;
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelques degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguensa commune d'Oued Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

4.3. Présentation du site

La commune de Kser El Boukhari, qui abrite notre site, est située, à vol d'oiseau, à environ quarante-deux (42,00) kilomètres au sud du chef-lieu de wilaya.

Le site étudié se situe dans la commune de Kser El Boukhari au PK 77+000 de la route nationale N°60, à environ 26 Km du village de Derrag et à environ 17 Km à vol d'oiseau du chef-lieu de la wilaya de Médéa.

Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes :

- Altitude : 1236m ;
- Latitude : 35°57'11.24" N ;
- Longitude : 2°34'31.88" E.



Figure 4.3: Image googleearth montrant le site du glissement

4.3.1. Contexte géologique local

Localement la zone d'étude se situe au sud de chaîne de l'Atlas tellien de Médéa, les principales formations géologiques dans le secteur sont constituées de dépôts d'argile marneuse de couleur grisâtre peu graveleuse du Crétacés, recouverts en surface par une faible couche meubles de nature limono-graveleuse de couleur marron-brunâtre.

4.3.2. Géomorphologie et hydrologie du site

Le secteur d'étude présente un relief vallonné et peu accidenté, deux écoulements parcourent le site de part et d'autre, le premier écoulement situé du côté Est par rapport aux gabions, traverse la chaussée par un ouvrage hydraulique, par contre l'écoulement du côté ouest, s'écoule dans un fossé

en terre sans protection le long de la chaussée côté aval, pour ensuite se déverser dans le dalot du premier écoulement.



Photo 4.1: Vue générale sur la morphologie du site

4.4. Diagnostic du glissement

Ce glissement n'est pas défini en une géométrie strictement distincte sur le terrain, néanmoins il a marqué des traces, qui nous servent d'indices. Ces traces sont constituées de fissures sur la chaussée, et d'autre sur les terrains adjacents à cette dernière.

4.4.1. Signes et description du glissement

Le glissement objet de la présente étude s'étale sur une largeur d'environ 30 m dans le sens de l'axe de la route, le profil en long sur cette section passe en remblai de faible hauteur (environ 1.5m ~2m). La pente du terrain naturel du côté amont et côté aval de la route est assez faible (d'environ 20%).

Les signes apparents du glissement sont retrouvés au niveau du bord de la chaussée par un départ partiel de la chaussée, qui a été rechargé avec reprise du revêtement, des fissures d'affaissement sont également observées au niveau de la chaussée (voir photo 4.5). Un bourrelet de pied et des matériaux charriés visibles à l'aval des gabions récemment mis en place (photos 4.2 et 4.3).



Photo 4.2: Les signes visibles du glissement



Photo 4.3: Vue générale du glissement, avec les gabions de confortement

Vue générale du glissement, avec les gabions de confortement

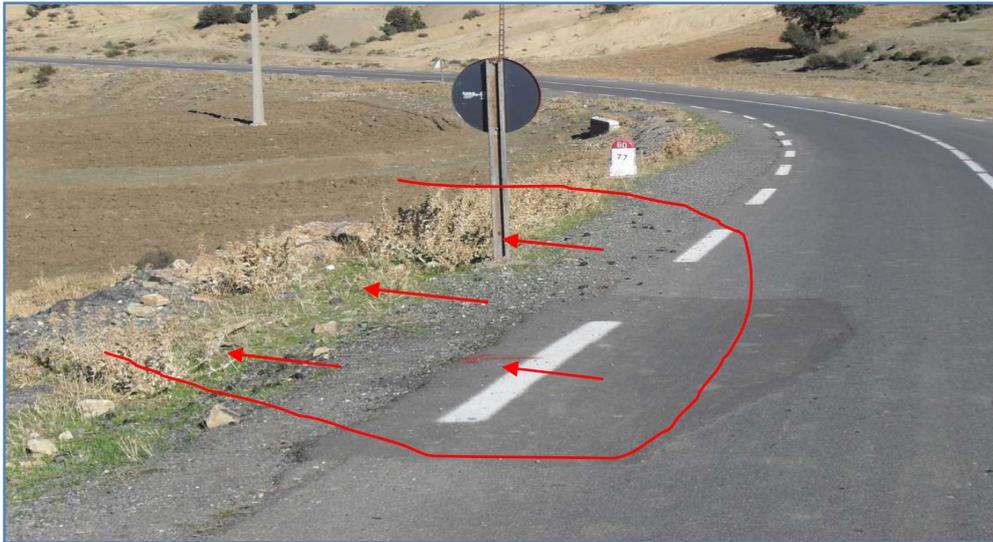


Photo 4.4: Chargement et reprise du revêtement de la chaussée côté aval

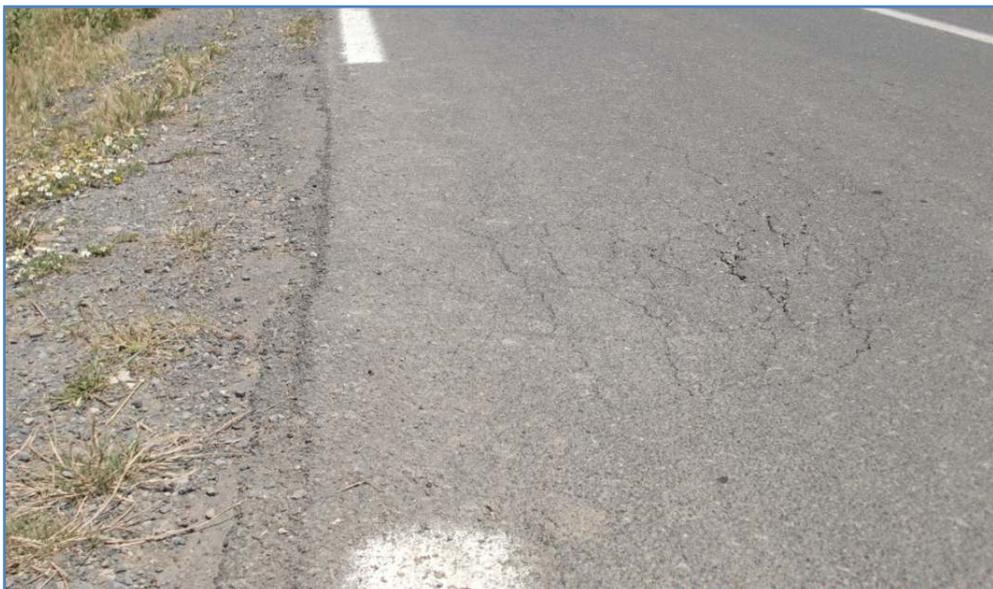


Photo 4.5: Fissures d'affaissement visible sur la chaussée du côté aval

Malgré leur faible pente, les talus du côté aval de la chaussée, qui sont de nature meuble argilo-limoneuse, présentent une morphologie moutonnée et perturbée avec de nombreuses fissures de traction et d'escarpement s'étendant sur une grande surface (photo 4.6). Cette configuration s'apparente aux zones de fluages qu'on retrouve dans beaucoup d'endroit dans la wilaya de Médéa.



Photo 4.6: Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée

Tous les indices et les observations citées ci-dessus, montrent qu'on est en présence d'un glissement de type circulaire, de faible profondeur, ayant affecté le remblai de la route et une partie du sol support. Par ailleurs, on note la présence d'un lit d'écoulement raviné le long du talus amont de la route, sans protection, ni système de drainage (voir photo 4.7).



Photo 4.7: Ravinement dû à un écoulement sans protection ni système de drainage

4.4.2. Causes probables du glissement

Les premiers éléments de réponse relatifs aux causes du glissement sont :

- La proximité du cours d'eau, côté amont sans protection, causant une infiltration des eaux dans le remblai de la route et le sol support sous-jacent ; ainsi qu'une suppression de la butée naturel (par érosion), du talus amont ;
- Un sol support sous le remblai de la route de très faible portance ;
- Un remblai de mauvaise qualité (de faible compacité selon les essais au pénétromètre dynamique) ;
- Absence de drainage de la chaussée.

4.4.3. Solution de soutènement réalisée

L'ouvrage de soutènement réalisé, pour conforter le glissement se compose de deux (02) lits de gabions sur une longueur de 21m (voir photo 4.8).



Photo 4.8: Vue sur les gabions mis en place

Un système de confortement par gabionnage, posé au pied du talus de remblais, pour créer une butée et stabiliser le sol, est la solution la mieux adaptée pour ce type de glissement, mais il faudrait l'accompagner par d'autres solutions, tel que le drainage des eaux et protection des talus contre l'érosion.

Suite aux constatations faites sur site, les remarques qu'on peut faire concernant les gabions mis en place sont :

- ✓ Fiche insuffisante dans le sol support (selon les résultats des investigations géotechniques, l'épaisseur du sol médiocre est assez importante) ;
- ✓ Longueur insuffisante (ne couvre pas la totalité de la zone instable) ;
- ✓ Dimensionnement de l'ouvrage non suffisant.

Ces fissures sont surtout localisées dans le talus contenant le soutènement par gabions. Elles sont survenues sur le remblai qui est dans un état décomprimé.



Photo 4.9: Les fissures dans le talus contenant le gabion

4.4.4. Facteurs favorisant le glissement

D'après les visites du site effectuées, il a été constaté que le moteur du glissement est probablement l'eau qui continue à alimenter cette zone, aussi nous avons identifié plusieurs causes et facteurs probables du mouvement des terres.

1. Présence d'eau

Lors de l'extraction des tiges dans le sondage pénétrométrique SP 07, il a été remarqué que celles-ci étaient mouillées ; signe d'une présence de l'eau à cinq (5,00) mètres de profondeur.

Il est important de noter que cette présence d'eau à ce niveau de profondeur ne gêne en aucun cas la réalisation de l'ouvrage projeté. Néanmoins, si lors de l'exécution de l'infrastructure de l'ouvrage, cette eau se retrouvera aux fonds des fouilles, il faudra prendre deux précautions :

- Rabattre son niveau par pompage pour qu'elle ne gêne pas l'exécution des fondations ;
- Faire un essai d'analyse chimique sur un échantillon de cette eau pour tester son agressivité ou non vis-à-vis du béton.

2. Lithologie du site

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain sur la RN 60 au PK 77+000, Kser El Boukhari", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une première couche de terre végétale, puis d'une deuxième

couche d'argile peu limoneuse de couleur marron avec présence de graviers, et d'une troisième couche de calcaires de couleur gris-noire. Le tout surmonte une quatrième couche de schistes fortement altérés de couleur marron.

3. Capacité portante du sol

Le sol du site présente une capacité portante faible. Ceci est probablement dû au fait que le sol du site s'est décomprimé suite au glissement des terrains.

4. Absence de reboisement

Les arbres jouent un rôle important dans la stabilisation vis-à-vis des glissements de terrains par rabattement du niveau de la nappe en absorbant de grandes quantités d'eau et en maintenant le sol en place à l'aide de leurs racines profondes. Les arbres plantés dans le talus gauche en allant vers KserElBoukhari ont contribué à la stabilisation de ce talus. Par contre, l'absence de ces arbres dans le côté opposé a privé le talus de ce renforcement naturel.

4.5. Conclusion

Le glissement étudié est situé au PK 77 + 000 de la route nationale RN 60 au niveau de Kser El Boukhari dans la Wilaya de Médéa.

Un diagnostic préliminaire a été établi sur la base de la visite du site, des informations disponibles et des premières informations tirées de la reconnaissance montrent que le glissement est probablement causé par la présence d'eau combinée avec les caractéristiques des formations de sol de faible portance.

La reconnaissance géotechnique à engager sur site permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

5. RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

5.1. Introduction

Après détection d'un glissement de terrain l'ingénieur responsable doit faire toutes les investigations nécessaires pour connaître les données relatives au phénomène et aboutir à la solution la mieux adaptée.

5.2. Travaux sur terrain

- Deux(02) sondages carottés de 12m et 20m de profondeur (notés SC01 et SC02), afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologiques en profondeur du site.
- Huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (notés PDL).
- Des prélèvements d'échantillons intacts pour l'exécution des essais géotechniques en laboratoire, de type mécanique et physique.

L'implantation des essais in-situ réalisés est donnée sur la figure 5.1.

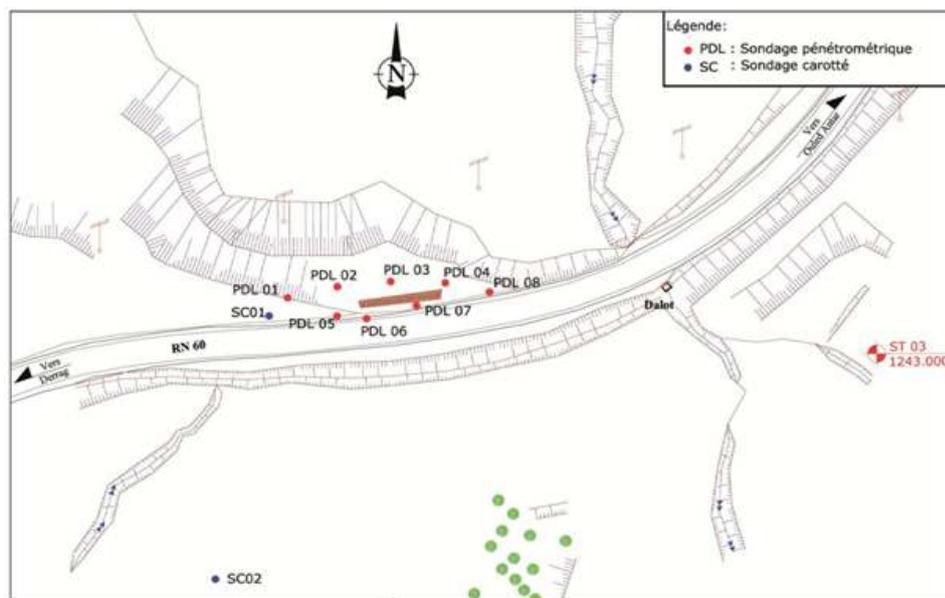


Figure 5.1: Plan d'implantation des essais in situ

Les essais in-situ sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau5.1: Les essais en place

Type	Essai	Nombre	Profondeur
Essais en place	Pénétromètres	08 SP	jusqu'au refus
	Sondages	SC 01	jusqu'à 16 m
		SC 02	jusqu'à 10 m

5.3. Les essais en laboratoire

Tous les échantillons prélevés des sondages réalisés, ont fait l'objet d'analyses en laboratoire conformément aux normes en vigueur, données dans le tableau ci-dessous, le programme réalisé a consisté à l'exécution des essais suivants :

Tableau5.2: Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site

N° sondage	N° et Profondeur échantillon	Nature échantillon	Type d'essais
SC 01	Echantillon 1 Pf : 3,75-4,0m	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Cisaillement rectiligne UU ; - Essai oedométrique (dont la valeur du module oedométriqueEoed).
	Echantillon 2 Pf : 4,00-4,40m	Remanié	-Granulométrie ; -Limites d'Atterberg.
	Echantillon 3 Pf : 11,40-11,60m	Intact	- Compression simple.
SC 02	Echantillon 1 Pf : 5,65-6,00m	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Cisaillement rectiligne UU ; - Essai oedométrique (dont la valeur du module oedométriqueEoed).
	Echantillon 2 Pf : 6,00-6,40	Remanié	-Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Analyse chimique du sol pour tester son agressivité vis-à-vis du béton ; -Teneur en CaCO ₃ .

5.4. Résultats des investigations géotechniques

5.4.1. Sondage carotté

Le principe du carottage consiste à descendre un carottier par rotation/translation dans le sol ou dans la roche et à remonter en surface des carottes de matériau correspondant au diamètre du carottier descendu. L'objectif principal étant d'identifier ou de caractériser mécaniquement le matériau tel qu'il se trouve en place.

L'analyse des carottes de sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologiques montrant la Lithologie des terrains traversés en profondeur ainsi que leurs épaisseurs, les coupes lithologiques des sondages carottés sont insérées dans l'appendice B.

Les coupes des sondages mettent en évidence à partir de la surface, les successions lithologiques suivantes:

SC1 :

SC2 :

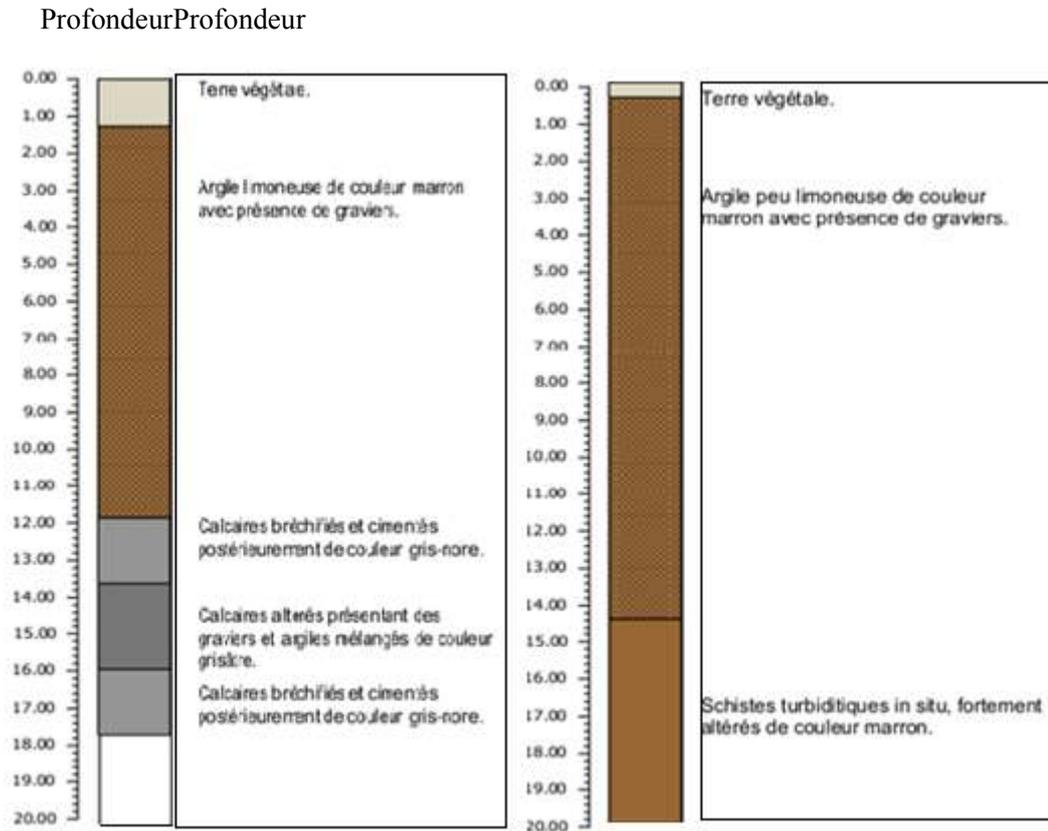


Figure 5.2: Description géologique des deux sondages carottés (SC)

5.4.2. Essais au pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique donne une indication qualitative sur la résistance du sol, à partir de la formule suivante (Formule des Hollandais) :

$$R_d = \frac{M^2 H}{Ae(M + P)} \quad (5.1)$$

Avec :

M = masse du mouton ;

H = hauteur de chute du mouton ;

e = refus (pénétration moyenne par coup) ;

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique ;

P = poids des tiges.



Figure 5.3: Schéma d'un pénétromètre dynamique dans plusieurs points.

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes (voir appendice C) qui montrent la variation de la résistance de pointe (R_p) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol.

A. Résistance dans la zone I

Les diagrammes pénétrométriques des quatre (04) sondages réalisés dans cette zone (SP01 jusqu'au SP04), montrent que :

- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;
- Une faible résistance en pointe R_p est enregistrée entre deux mètres vingt (2,20) et cinq mètres vingt (5,20) de profondeur; elle est moins de vingt (20) bars;
- A l'exception du sondage SP03, les autres essais ont manifesté des refus à différentes profondeurs.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_p (minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Tableau 5.3: Résistance en pointe en fonction de la profondeur

Z(m)	1,00-5,40	>5,40
R_p (bars)	20	30

B. Résistance dans la zone II

Les diagrammes pénétrométriques des quatre (04) sondages réalisés dans cette zone (SP05 jusqu'au SP08), montrent que :

- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;
- Une faible résistance en pointe R_p est enregistrée à partir de deux mètres vingt (2,20) de profondeur; sa valeur est en-deçà de vingt (20) bars;
- A l'exception du sondage SP05; les autres essais ont manifesté des refus à différentes profondeurs.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_p (minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Tableau 5.4: Résistance en pointe en fonction de la profondeur

Z(m)	1,00-8,80	>8,80
R_p (bars)	20	30

C. Capacité portante du sol

La charge limite du sol, notée q_L , est la pression au-delà de laquelle le sol rompt par cisaillement. La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} , donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = q_L / F \quad (5.2)$$

La valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = R_p / 20 \quad (5.3)$$

En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées, les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur, sont les suivantes :

- **Résistance sur la zone I**

Tableau 5.5: Résistance sur la zone 1

Z(m)	1,00-5,40	>5,40
q_{adm} (bars)	1,00	1,50

- **Résistance sur la zone II**

Tableau 5.6: Résistance sur la zone 2

Z(m)	1 ,00-8,80	>8,80
q_{adm} (bars)	1,00	1,50

5.4.3. Essais de laboratoire

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons desol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.

5.4.3.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μm et par sédimentométrie pour les grains les plus fins. Les résultats sont exprimés sous forme de courbes appelées "courbes granulométriques" qui donnent le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieur à chaque diamètre.

L'analyse granulométrique montre un pourcentage de passants au tamis 2mm entre 60% et 100%, des passants à 80 μm compris entre 45% et 60%, et les inférieurs à 2 μm compris entre 14% et 32%. Ces résultats montrent que les échantillons testés, font partie de la classe des sols fins argileux et graveleux argileux.

5.4.3.2. Limites d'Atterberg

Compte tenu de leur structure, les argiles (fraction fine) ont la propriété d'absorber l'eau ou se dessécher, ceci en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises, et passent ainsi d'un état à un autre. Les limites d'Atterberg, ont pour but de définir les teneurs en eau (exprimées en %) correspondant aux limites des différents états :

- Limite de liquidité: Sépare l'état liquide de l'état plastique (noté W_L).
- Limite de plasticité: Sépare l'état plastique de l'état solide (noté W_p).
- Indice de plasticité: Il permet de déterminer le degré de plasticité d'un matériau, il est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_L - W_p(5.4)$$

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction des inférieurs à 0.4 mm, ont donné des indices de plasticité « IP » variables entre 22% et 26.9% et des limites de liquidité entre 45.3% et 38.1%. Selon la norme NF P 94-011, les valeurs de plasticité « IP » obtenu montrent que le sol est peu plastique à plastique.

Tableau5.7: Qualificatif de la fraction du sol constitué d'éléments inférieurs à 400 μm en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité(%)	Qualificatif
$I_p \leq 12$ $12 < I_p \leq 25$ $25 < I_p \leq 40$ $I_p > 40$	non plastique peu plastique plastique très plastique

5.4.3.3. La consistance

L'indice de consistance « I_c » situe la teneur en eau W (en général, la teneur en eau naturelle W_{nat}) mesurée sur la même fraction granulométrique que les limites d'Atterberg, par rapport à l'indice de plasticité. Il permet d'indiquer l'état de consistance du sol à l'état naturel, Il est défini par la relation :

$$I_c = (W_L - W) / I_p(5.5)$$

Les indices de consistances « I_c » mesurés varient entre 0.80 à 0.89, ce qui indique que le sol est dans un état de consistance très ferme.

Tableau 5.8: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance

$I_c < 0$	0	0.25	0.5	0.75	$1 > 1$	
Consistance	Liquide	Très Molle	Molle	Ferme	Très Ferme	Dure

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9: Résultats de la classification des sols du site

Sondages	Prof(m)	% 80 μ m	% 2mm	C_U	C_C	W_L	I_P	Classe
SC 01	4,00-4,40	93	100	-	-	45,3	26,9	A_p : Argile peu plastique.
SC 02	6,00-6,40	45	60	-	-	38,1	22,0	G_a : Grave argileux.

D'après la classification du système LCPC, le premier échantillon est classé comme "argile peu plastique" de symbole **A_p**, et le second échantillon est classé comme "grave argileux" de symbole **G_a**.

5.4.3.4. La densité du sol

Les valeurs de la densité sèche « γ_d » obtenues varient entre 1.72 g/cm³ et 1.75g/cm³, traduisant un sol dans un état dense.

Tableau 5.10: Qualificatif du sol en fonction de sa masse volumique sèche

Etat	Masse Volumique ρ_d (Kg/m ³)
Peu dense	$\rho_d \leq 1600$
Dense	$1600 < \rho_d \leq 1800$
Très dense	$\rho_d > 1800$

5.4.3.5. Teneur en eau et saturation

Les valeurs de la teneur en eau (W_{nat}) mesurée varient entre 20.44 et 21.38%, les degrés de saturation (S_r) correspondant varient entre 96.6% et 100%, ce qui indique que le sol est humide, dans un état saturé à proche de la saturation.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11: Caractéristiques physiques

Sondage	Prof(m)	γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	W_{nat} (%)	S_r (%)
SC 01	3,75-4,00	21,20	17,49	21,38	100
SC 02	5,65-6,00	20,70	17,19	20,44	96,66

D'après les degrés de saturation obtenus, on peut conclure que le sol du site est totalement saturé.

Les résultats des essais physiques sont représentés dans l'appendice D.

5.4.3.6. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais de type non consolidés non drainés (UU), mesurés à la boîte de Casagrande, les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau 5.12: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site

Sondages	Prof(m)	Essais	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)
SC 01	03,75-04,00	UU	75	18,10
		CD	25	15
SC 02	05,65-06,00	UU	225	15,00

Ces résultats montrent que le sol est frottant, faiblement à moyennement consistant en surface et très consistant en profondeur (voir appendice E).

5.4.3.7. Compressibilité à l'Odomètre

Deux essais de compressibilité à l'oedomètre ont été réalisés, les résultats obtenus sont les suivants :

- Pression de consolidation : « P_c » entre 2.0 bars et 2.5 bars ;
- Coefficient de compressibilité : « C_c » entre 16% et 23% ;

- Coefficient de gonflement : « Cg » entre 4% et 7%.

Ces résultats montrent que le sol est surconsolidé, moyennement compressible et présente une tendance au gonflement (voir appendice E).

5.4.3.8. Essais d'analyse chimique

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un (02) échantillon de sol extrait du site "Glissement de terrain sur la RN 60/PK 77+000, KEB", dont les résultats sont donnés au tableau 5.13 suivant:

Tableau 5.13: Caractéristiques chimiques du sol du site

N°Echantillon	Profondeur (m)	Sulfates (%)	CaCO ₃ (%)
SC02	6,00-6,40	0,30	34,71

D'après la composition chimique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est faiblement agressif de classe A1; par conséquent, il n'est pas nécessaire d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (C.R.S.) dans la composition du béton de son infrastructure. En plus, la teneur en Ca CO₃ indique que le sol est de type "marne".

5.5. Etude de l'homogénéité des caractéristiques ϕ et C

➤ L'angle de frottement

A partir de deux sondages (SC01 et SC02)

$$\phi_{\text{moy}} = \frac{\sum \phi_i}{n} = \frac{15+18.10}{2} = 16.55^\circ$$

▪ L'écart type

$$SD = \sqrt{\frac{(18.10-16.55)^2 + (15-16.55)^2}{2}} = 1.55$$

▪ Le coefficient de variation

$$Cv = \frac{SD}{\phi_{\text{moy}}} = \frac{1.55}{16.55} = 0.0937; \quad 9.37 \% < 10 \%$$

Le sol n'est pas homogène vis-à-vis l'angle de frottement.

Donc : $\phi = 15^\circ$.

➤ La cohésion C

$$C_{moy} = \frac{\sum C_i}{n} = \frac{75+225}{2} = 150 \text{ KPa}$$

▪ **L'écart type**

$$SD = \sqrt{\frac{(75-150)^2 + (225-150)^2}{2}} = 75$$

▪ **Le coefficient de variation**

$$C_v = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{75}{150} = 0.5 ; 50 \% > 10 \%$$

Le sol est homogène vis-à-vis la cohésion.

Donc : C= 150 KPa.

5.6. Conclusion

La reconnaissance géotechnique exécutée a été basée sur la réalisation des essais in situ (pénétromètre et sondage) suivi par les essais d'identification et de résistance mécanique effectués sur les échantillons récupérés.

Cette reconnaissance nous a permis d'identifier les caractéristiques des formations composant le sol du site étudié. Il s'avère qu'il est composé de plusieurs couches :

- Argile limoneuse / et peu limoneuse de couleur marron avec présence des graviers.
- Présence partielle des couches de faible épaisseur des calcaires (calcaires bréchifiés cimentés et calcaires altérés avec présence des graviers).
- Une couche des schistes (turbiditiques de couleur marron).

6. ÉTUDE DE STABILITE DU TALUS

6.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de notre glissement, présenté avec le code de calcul TALREN 4V 2.0.3. A travers cela, nous visons à analyser la stabilité traduite en termes de coefficient de sécurité et de comprendre la cinématique du problème.

6.2. Présentation du logiciel TALREN4

TALREN4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement.

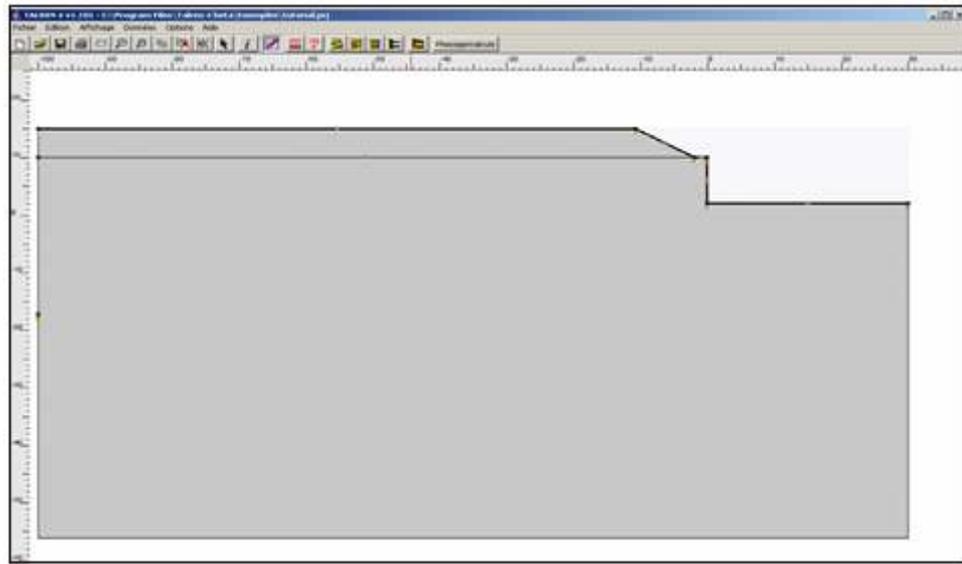


Figure 6.1: Interface du TALREN4 [7]

6.2.1. Les avantages de TALREN4

TALREN4 présente plusieurs avantages :

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- Assistance et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, choix de q_s) .

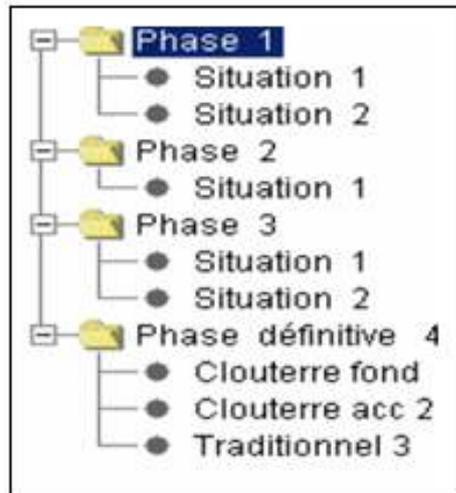


Figure 6.2: Gestion des phases et situation du projet

6.2.2. Les nouvelles fonctionnalités de calcul

Des nouvelles fonctionnalités ont été rajoutées à TALREN4 pour faciliter l'utilisation et pour améliorer les résultats de calcul (en comparant avec TALREN97) ; parmi ces améliorations on note qu'aucune limite sur le nombre d'élément saisis (point, couche, renforcement, etc.)

6.2.3. Le calcul en TALREN4

TALREN4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations ;
- Prise en compte des sollicitations hydriques ;
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ;
- Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement et flexion ;
- Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

6.3. Définition des données

- Les coupes choisies pour l'analyse du modèle sont représenté sur la figure 6.3 ;
- Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique.
- Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages carottés et les pénétrogrammes.

Parmi les trois coupes choisies nous allons considérer celle qui passe par la plus grande pente, où on trouve le maximum d'informations géologiques et géotechniques.

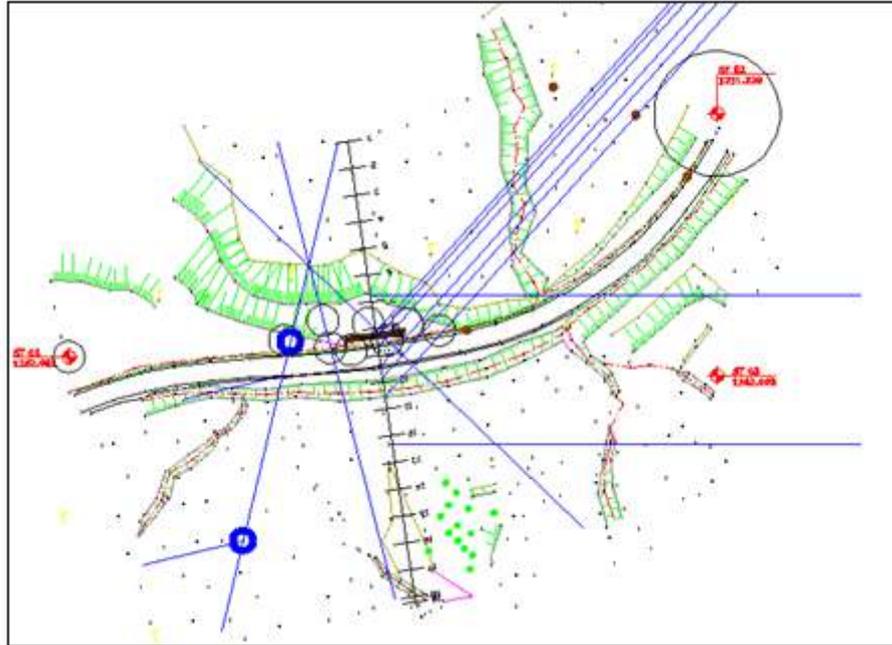


Figure 6.3: Levé topo présentant les coupes choisies pour l'analyse du modèle

6.4. Calcul et vérification (cas d'étude)

La vérification de la stabilité au glissement circulaire a été réalisée par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « TALREN4 version 2.0.3 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop et Fellenius. Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physiques des sols en places. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

6.4.1. Hypothèses de calcul

- Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement, on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétrométriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire et qui sont les suivants :

a- Remblai :

- Cohésion : $C = 10\text{KPa}$
- Angle de frottement : $\varphi = 15^\circ$
- Densité : $\gamma = 18\text{ KN/m}^3$

b- Argile limoneuse :

- Cohésion : $C = 25\text{ KPa}$
- Angle de frottement : $\varphi = 15^\circ$
- Densité : $\gamma = 21.20\text{ KN/m}^3$

- On a considéré une surcharge roulante de 20 Kpa, pour simuler le trafic routier ;
- D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de Médéa est classées en zone « II a » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne.

6.4.2. Méthodes de calcul utilisée

- la méthode utilisée est celle du calcul à la rupture circulaire de Bishop et Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime : $F_{\text{Bish}} = \text{moment résistant} / \text{moment moteur}$;
- les calculs se font selon la norme Eurocode 7-approche 3, qui utilise des facteurs de sécurité partiels (Γ) pour les états limites ultimes sur les actions, les paramètres du sol, les éléments de renforcements et les résistances géotechniques ;
- le coefficient de sécurité minimum (Γ_{min}) pour cette norme est égal à 1 donc Γ_{min} calculé par TALREN devra être ≥ 1 pour l'équilibre.

L'approche de calcul 3 est utilisée pour la vérification des états limites de stabilité générale, la combinaison des ensembles de facteurs partiels suivants (A_1 ou A_2) + M_2+R_3 , est illustrée par les tableaux 6.1 et 6.2.

Tableau 6.1: Facteurs partiels pour les actions

Action		Symbole	Ensemble	
			A ₁	A ₂
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1.35	1.0
	Favorable	γ_{Ginf}	1.0	1.0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1.5	1.3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

Tableau 6.2: Facteurs partiels pour les paramètres du sol

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M ₁	M ₂
Angle de frottement	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1.0	1.4
Poids volumique	γ_{γ}	1.0	1.0

6.4.3. Géométrie du modèle

Le profil à analyser est représenté par la figure suivante :

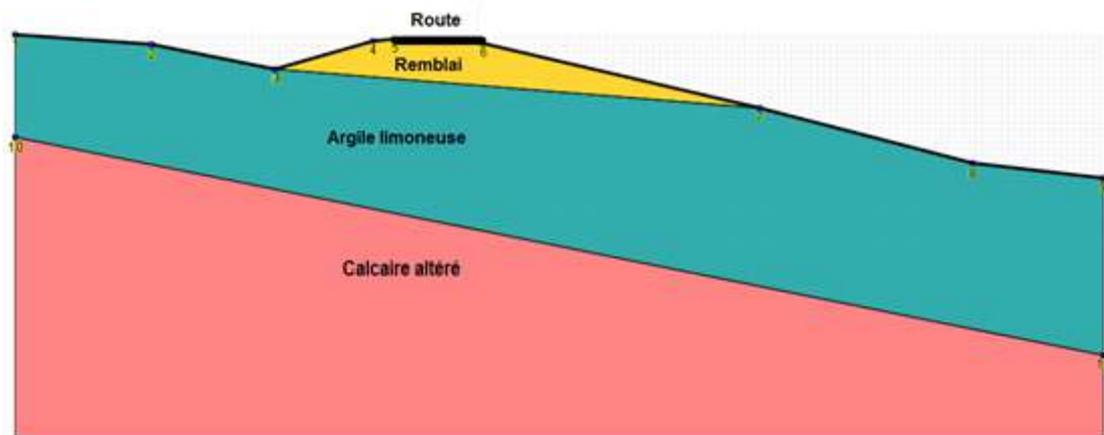


Figure 6.4: Domaine d'analyse

6.4.4. Calcul du facteur de sécurité

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes Fellenius(1927) et Bishop(1954) ; et suivants plusieurs variantes jouant sur la présence ou l'absence de la nappe ; la présence ou l'absence de l'effort sismique dont l'objectif est de présenter l'effet de ces derniers sur le facteur de sécurité.

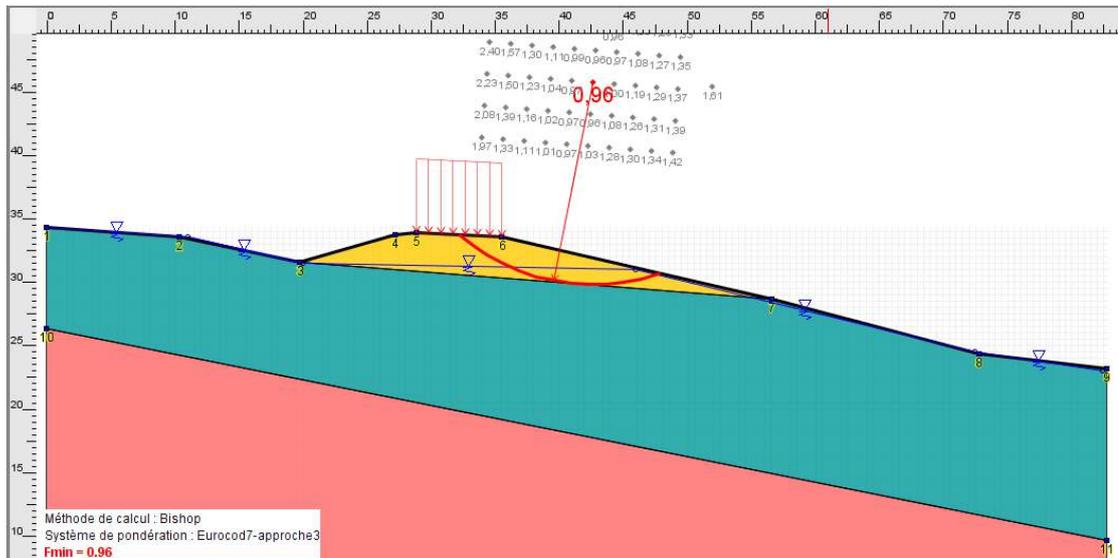


Figure 6.5: Analyse numérique du talus

A- Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité

L'augmentation du niveau de la nappe au-dessus de la surface de rupture, fait augmenter le poids volumique (force motrice), et diminue en même temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui induit à la diminution du coefficient de sécurité.

Tableau 6.3: Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité

Phase /Méthode	Fellenius	Bishop
Absence d'eau	1.34	1.42
Présence d'eau	0.90	0.96

Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe à un effet direct sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité).

B- Effet du séisme sur le coefficient de sécurité

L'incidence d'un séisme est traitée par la méthode « pseudopériodique ». La gravité est affectée d'un coefficient d'accélération horizontal c_{ah} et vertical c_{av} de sens quelconque. Pour calculer les coefficients sismiques, on utilise le RPA99/version 2003.

$$C_{ah}=0.5A \text{ (%g)},$$

$$C_{av}=0.3C_{ah}$$

Les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont cités dans le chapitre 4 paragraphe 4.2.3.

La zone sismique est dans la classe II a, de groupe d'usage 1A comme indiqué avant, donc le coefficient d'accélération de la zone est égal à 0.25 : Avec : $C_{ah}=0.125$ et $C_{av}=0.0375$.

Le tableau suivant montre l'influence de l'action sismique sur la stabilité du talus.

Tableau 6.4: Effet du séisme sur le coefficient de sécurité

Phase /Méthode	Fellenius	Bishop
Fondamentale	0.90	0.96
Accidentelle	0.83	0.86

D'après le tableau on distingue que la présence du séisme diminue le facteur de sécurité.

6.5. Choix de la méthode de confortement

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques ainsi que les calculs effectués pour déterminer le coefficient de sécurité F_s , confirme un mouvement de glissement de terrain orienté dans le sens de la plus grande pente. Cette instabilité a été provoquée en partie par la nature du sol, la géomorphologie du site et les infiltrations des eaux de surface.

Pour traiter ce glissement, les procédés de confortement techniquement et économiquement possibles sont :

6.5.1. Soutènement par gabionnage

Cette solution consiste en la réalisation d'un mur en gabion au pied du talus aval de la chaussée assurant un ancrage suffisant dans le sol avec la réalisation d'un système de drainage adéquat.

6.5.2. Renforcement du sol par géosynthétique

La deuxième solution à proposer pour résoudre ce problème de glissement est la technique de renforcement par géosynthétique qui assure la stabilité à condition que la base des nappes soit posée sur le bon sol.

6.6. Conclusion

L'analyse de la problématique de notre glissement nous oriente vers les options suivantes :

La première consiste à soutenir le sol par un mur en gabion assurant un ancrage suffisant dans le sol avec la réalisation d'un système de drainage adéquat, la deuxième solution propose de conforter le talus par des nappes de géogrilles. Ces deux variantes de solution seront étudiées en détail dans les deux chapitres suivants.

7. CONFORTEMENT PAR UN MUR EN GABION

7.1. 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 routier.

Dans ce chapitre, nous allons étudier la première solution de confortement du sol en proposant la solution « mur en gabion » avec la pose d'un géotextile de filtration, ainsi que la réalisation d'un système de drainage.

7.2. Définition d'un mur en gabion

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles.

7.3. Etude de confortement

Pour la stabilisation du glissement on propose, comme première solution, la mise en place d'un mur en gabion avec la pose d'un géotextile de filtration derrière le mur en gabion (en contact des terres). Et la seconde relative au drainage des eaux.

7.3.1. Stabilisation par un mur en gabion

Le confortement du sol se fait par un soutènement par gabionnage. Les gabions sont des paniers métalliques remplis de pierres, ils se comportent comme un bloc tout en conservant un certain caractère de flexibilité, les pierres et le grillage constitutif du gabion seront conformes aux exigences de la norme NF P 94-325-1.

Cette solution consiste en la réalisation d'un mur en gabion de 3 mètres de largeur à la base et 3 mètres de hauteur avec une longueur de 85 mètres, au pied du talus aval de la chaussée, avec un ancrage suffisant dans le bon sol.

- Les caractéristiques du mur en gabion sont :
 - Cohésion : $C = 100 \text{ KPa}$
 - Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
 - Densité : $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$

Pour éviter le problème des tassements différentiels à la base du mur en gabion, nous recommandons de réaliser le premier lit de gabion selon la figure ci-dessous, de plus pour diminuer

la pression interstitielle derrière le mur nous recommandons d'utiliser un géotextile de filtration derrière le mur gabion afin d'éviter la contamination de mur par les fines emportées par les eaux souterraines.

Tableau 7.1: Données du géotextile de filtration derrière le mur

Distance	Périmètre (m)	Longueur(m)	Surface (m ²)
Début axe gabion - Fin axe gabion	6	85	510

La surface du géotextile de filtration derrière le mur : $S_{\text{Géotextile total}} = 510 \text{ m}^2$

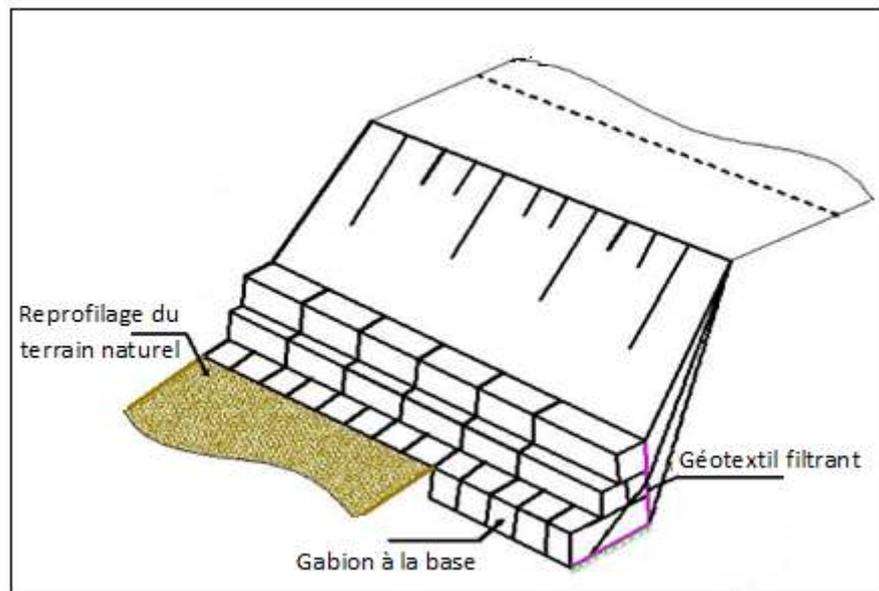


Figure 7.1: La pose du géotextile de filtration derrière le mur.

7.3.2. Drainage des eaux

Pour se prémunir de ce risque et garantir une stabilité du talus à long terme, il faut agir contre l'absence de butée, l'érosion et le ruissellement des eaux de pluies sur le sol du talus. Pour atteindre cet objectif nous recommandons ce qui suit :

- Un fossé bétonné au pied du talus aval, pour collecter les eaux de ruissellements en provenance des descentes d'eau du talus et les évacuer vers un exutoire. Le fossé est trapézoïdal en béton légèrement armé à la tête du gabion, dosé à 350 Kg/m^3 , de dimensions (1,50 m x 0,50 m x 0,50 m), est une longueur de 85,91 ml.

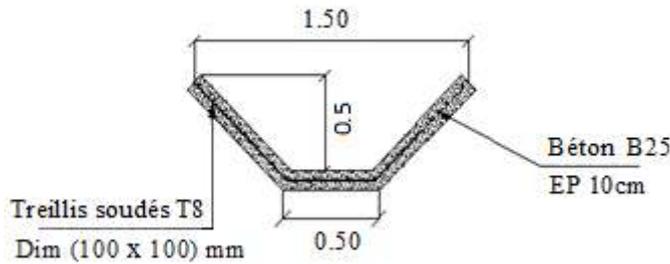


Figure 7.2: Dimensions du fossé existant au pied du talus aval

- > Un fossé bétonné trapézoïdal au pied du talus amont avec un dimensionnement assez suffisant pour collecter et drainer les eaux de ruissèlement vers l'exutoire le plus proche, ce fossé permet aussi d'éliminer les zones de stagnation des eaux du côté amont. le fossé trapézoïdal en béton légèrement armé dosé à 350Kg/m^3 de dimensions (2.60 m x 1.20m x 0.70m) et une longueur de 175,70ml.

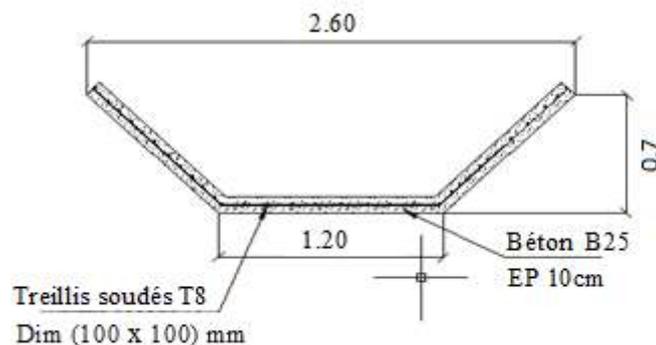


Figure 7.3: Dimensions du fossé existant au pied du talus amont

Dans notre calcul nous avons pris en considération les deux hypothèses suivantes :

- L'effet sismique, en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont $C_{ah}/g = \pm 0,125$ pour la composante horizontale et $C_{av}/g = \pm 0,0375$ pour la composante verticale.
- Une surcharge roulante de 20 KPa, pour simuler le trafic routier.

7.3.3. Géométrie du modèle

Sur la même coupe étudiée précédemment, on propose l'installation du mur en gabion déjà prédéfini, la figure ci-après représente la géométrie du modèle en question.

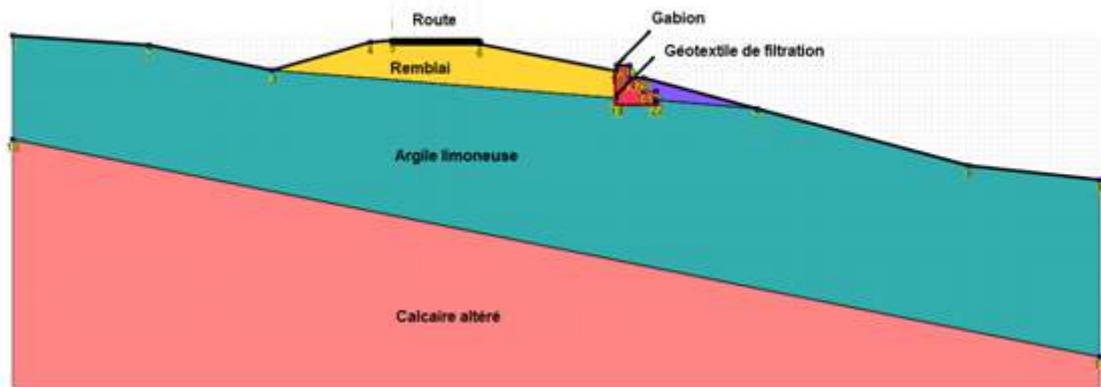


Figure 7.4: Géométrie du modèle

7.3.4. Stabilité externe du mur

La stabilité du mur est vérifiée si les trois critères sont vérifiés :

- Stabilité au renversement du mur ;
- Stabilité au glissement du mur ;
- Stabilité au poinçonnement.

A. Bilan des forces agissant sur le mur

- **Le poids propre du mur**

$$W = [(1 * 1) + (2 * 1) + (3 * 1)] * 24 = 144 \text{ KN/ml}$$

Le point d'application de la force due au poids propre du mur

$$X_w = (\sum w_i \cdot X_i) / W \quad (7.1)$$

$$X_w = \frac{24 * [(1 * 0.5) + (2 * 1.5) + (3 * 2.5)]}{144} = 1.16 \text{ m}$$

-La première couche épaisseur de 2m

- ❖ **La force due au poussé des terres**

$$F_A^\gamma = 0.5 \gamma' K_A^\gamma H^2 \quad (7.2)$$

$$K_A^\gamma = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (7.3)$$

D'où :

$$K_A^\gamma = 1 \text{ et } F_A^\gamma = 0.5 * 11 * 2^2 * 1 = 22 \text{ KN/ml}$$

La force F_a^γ inclinée de $\delta = \phi$, est appliquée à $H/3$ par rapport à la base de la couche.

Avec :

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec la verticale, égal à 0° ;

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal, égal à 15° .

❖ **La force due aux surcharges routières**

$$F_A^q = K_A^q * q * H \quad (7.4)$$

Avec :

K_A^q : est un coefficient de poussée en fonction de $(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$, extrait des tables de Caquot-Kérisel.

q : la surcharge routières égale à 20 KPa.

$$K_A^q = 0.469 \text{ et } F_A^q = 0,469 * 20 * 2 = 18.76 \text{ KN/ml.}$$

La force inclinée de δ , et appliquée à $H/2$ par rapport à la base de la couche.

❖ **La force représentant l'effet de la cohésion**

$$\text{Effet direct: } F_A^{cd} = \frac{c}{\text{tg}\varphi} * H = \frac{10}{\text{tg}15} * 2 = 74.62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Effet indirect : } F_A^{ci} = \frac{c}{\text{tg}25} * K_A^q * H = \frac{10}{\text{tg}15} * 0.469 * 2 = 35 \text{ kN/m.}$$

-La deuxième couche épaisseur de 0.5 m

❖ **La force due au poussé des terres**

$$K_A^\gamma = 1 \text{ et } F_A^{\gamma} = 0.5 * 20 * 0.5^2 * 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

❖ **La force due aux surcharges routières et la charge de la première couche**

$$F_A'^q = K_A'^q * q' * H' \quad (7.5)$$

$$q' = q + (\gamma * H) \quad (7.6)$$

$$q' = 20 + (20 * 2) = 60 \text{ KPa}$$

Avec :

$K_A'^q$: est un coefficient de poussée, et fonction de $(\lambda, \varphi', \beta, \delta')$. Extrait des tables de Caquot-Kérisel.

$$K_A'^q = 0.469 \text{ et } F_A'^q = 0,469 * 60 * 0.5 = 14.07 \text{ KN/ml.}$$

La force inclinée $F_A'^q$ de δ' , et appliquée à $H'/2$ par rapport à la base du mur

❖ **La force représentant l'effet de la cohésion**

$$\text{Effet direct: } F'_A{}^{cd} = \frac{C_r}{\text{tg}\varphi'} * H' = \frac{25}{\text{tg}15} * 0.5 = 46.64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Effet indirect : } F'_A{}^{ci} = \frac{C_r}{\text{tg}\varphi'} * K'_A{}^q * H' = \frac{25}{\text{tg}15} * 0.469 * 0.5 = 21.87 \text{ kN/m.}$$

❖ **La réaction R du sol sous la base du mur**

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est R. Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

$$R_H = -K'_A{}^y \cos \delta - F'_A{}^q \cos \delta + F'_A{}^{cd} - F'_A{}^{ci} \cos \delta - F'_A{}^y \cos \delta' - F'_A{}^q \cos \delta' + F'_A{}^{cd} - F'_A{}^{ci} \cos \delta' \quad (7.7)$$

$$R_V = -W - K'_A{}^y \sin \delta - F'_A{}^q \sin \delta - F'_A{}^{ci} \sin \delta - F'_A{}^y \sin \delta' - F'_A{}^q \sin \delta' - F'_A{}^{ci} \sin \delta' \quad (7.8)$$

$$R_H = 10.97 \text{ KN/ml}$$

$$R_V = -173.35 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Le point d'application de la réaction R du mur**

$$\begin{aligned} \Sigma M_o = & 144 * 1.16 + 2.5 \sin 15 * 3 + 14.07 \sin 15 * 3 + 21.87 \sin 15 * 3 + 22 \sin 15 * 3 + 18.76 \\ & \sin 15 * 3 + 35 \sin 15 * 3 - 2.5 \cos 15 * 0.16 - 14.07 \cos 15 * 0.25 - 21.85 \cos 15 * 0.25 - 22 \cos 15 * \\ & 0.66 - 18.76 \cos 15 * 1 - 35 \cos 15 * 1 - 74.62 - 46.64 * 0.25 + R_V * x = 0 \end{aligned}$$

$$X = 1.54 \text{ m.}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{|R_H|}{|R_V|} = \frac{|10.97|}{|-173.35|} \text{ donc : } \theta = 3.62^\circ$$

$$R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2} = 137.69 \text{ KN/ml.}$$

B. Stabilité au renversement

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments stabilisants}}{\sum \text{des moments renversants}} \geq 1.5 \quad (7.9)$$

$$\Sigma M_{\text{Stabilisants}} = 144 * 1.16 + 2.5 \sin 15 * 3 + 14.07 \sin 15 * 3 + 21.87 \sin 15 * 3 + 22 \sin 15 * 3 + 18.76 \sin 15 * 3 + 35 \sin 15 * 3$$

$$\Sigma M_{\text{Stabilisants}} = 256.29 \text{ KN m.}$$

$$\Sigma M_{\text{Renversants}} = 2.5 \cos 15 * 0.16 + 14.07 \cos 15 * 0.25 + 21.87 \cos 15 * 0.25 + 22 \cos 15 * 0.66 + 18.76 \cos 15 * 1 + 35 \cos 15 * 1 + 74.62 + 46.64 * 0.25$$

$$\Sigma M_{\text{Renversants}} = 161.27 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } F_s = \frac{256.29}{161.27} = 1.59.$$

La stabilité au renversement est assurée, d'où l'élimination du problème de basculement de gabions.

C. Stabilité au glissement

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur soit en deçà de la résistance à l'adhérence base/sol.

$$F_S = \frac{\text{tg}\omega}{\text{tg}\theta} = \frac{\text{tg}15}{\text{tg}3.62} = 4.46 .$$

Lastabilité au glissement à la base du mur est donc assurée, d'où la neutralisation du risque de glissement horizontal des gabions.

D. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement est assurée si la contrainte q sous la base du mur est inférieure à la contrainte admissible du sol, $q < q_{adm}$

$$q_1 = \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma i_\gamma + \gamma_1 D N_q i_q + C N_c i_c (7.10)$$

$$I_q = i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2, \theta \text{ étant exprimée en degrés.}$$

$$I_q = i_c = (1 - 3.62^\circ/90^\circ)^2 = 0.92.$$

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi)^2 = (1 - 15/15^\circ)^2 = 0.$$

$$B' = B - 2e = 3 - 2 * 0.38 = 2.24 \text{ m}$$

Pour un angle de frottement de 15° , les facteurs de portance N_γ , N_q et N_c sont respectivement de 2.33, 3.94 et 11.

$$q_1 = 0.5 * 20 * 1.88 * 2.33 * 0 + 0 + 25 * 11 * 0.92 = 253 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)}{3} = 0 + \frac{(253 - 0)}{3} = 84.33 \text{ KPa}$$

$$q = R_v/B' = 173.35/2.24 = 77.38 \text{ KPa.}$$

En conclusion : $q < q_{adm}$, donc la stabilité externe du mur est vérifiée.

7.4. Modélisation du système de confortement

La modélisation du système de confortement est effectuée à l'aide du Logiciel TALREN suivant la section principale (Figure 7.5).

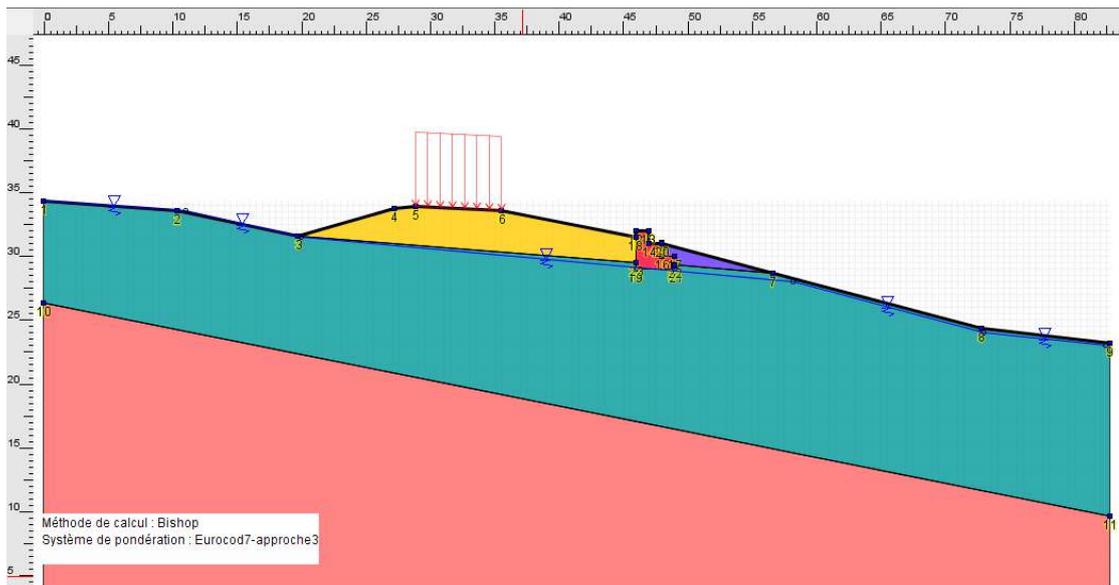


Figure 7.5: Modélisation du système de confortement (Mur en gabion)

Interprétation des résultats

L'analyse du profil critique à l'état initial donne un facteur de sécurité $F_S = 0,86$ avec la prise en compte de l'action sismique, ce qui conduit à chercher une solution de confortement pour stopper le glissement.

Après l'abaissement du niveau de la nappe et le positionnement du mur en gabion sur le côté aval, on obtient un facteur de sécurité $F_S = 1.17$ avec la prise en compte de l'action sismique.

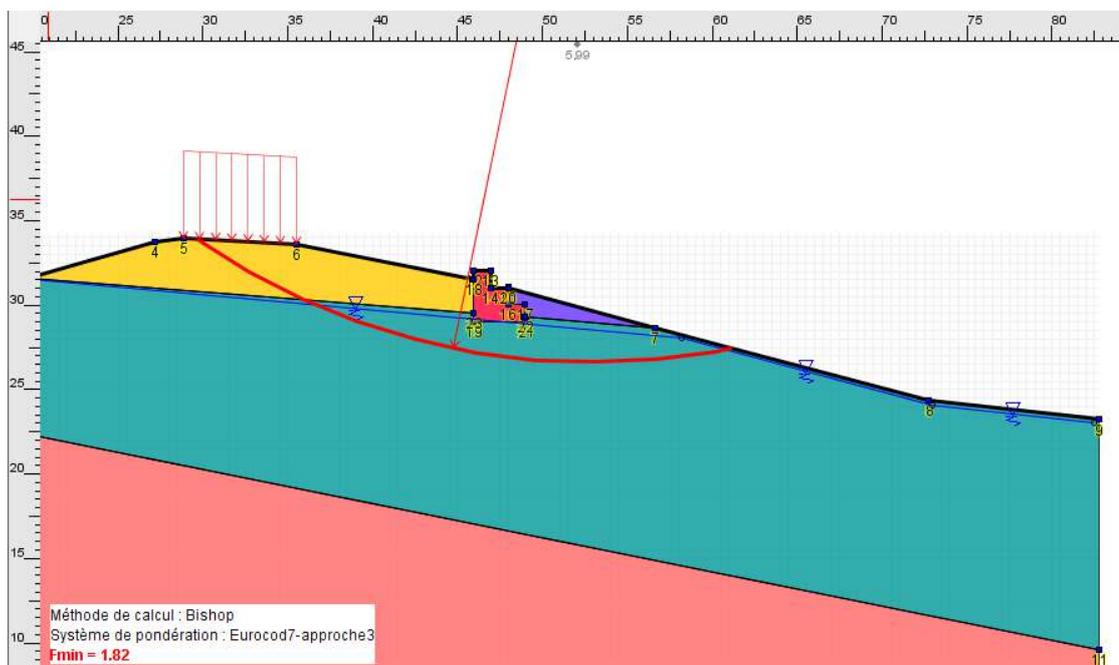


Figure 7.6: Coefficient de sécurité après confortement

Les coefficients de sécurité obtenus après le confortement du mur en gabion sont insérés dans le tableau suivant.

Tableau 7.2: Coefficients de sécurité obtenus après réalisation du confortement

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs		
	Avec renforcement	Sous sollicitation sismique	Travaux de terrassements
Bishop	1.82	1.17	1.12
Fellenius	1.78	1.15	1.12

7.5. Conclusion

Les résultats de calcul montrent clairement que la solution de confortement proposée donne un gain de sécurité appréciable, la solution se résume comme suit :

- Ouvrage de confortement : Réaliser un mur en gabion sur le côté aval ;
- Ouvrage de drainage souterrain : Prévoir une couche de géotextile drainante ;
- Ouvrage de drainage superficiel : Canaliser les eaux de ruissellement de surface par la réalisation des fossés bétonnés longitudinaux, Un fossé bétonné en amont du talus pour collecter les eaux provenant de la surface des terrains et l'autre sur le côté aval en longeant le mur en gabion.

8. CONFORTEMENT PAR GEOGRILLE

8.1. Introduction

Nous avons constaté que les infiltrations des eaux, la nature du sol et les surcharges routières sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité de 0.96 dans la section principale.

Afin de bien définir la deuxième méthode de confortement convenable ; nous avons considérés d'une part, les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et d'autre part, l'aspect économique (coûts raisonnable) vis-à-vis de l'importance du tronçon.

8.2. Etude de confortement

Pour la stabilisation du glissement on propose, comme deuxième solution, la mise en place d'un rideau en géogrille avec un film de géocomposite qui est mis en place comme paroi drainante, et la réalisation d'une tranchée drainante qui assure l'évacuation des eaux.

8.2.1. Caractéristiques du système de renforcement

- a. Les géogrilles utilisés doivent assurer une résistance à la traction de 80 KN/m, une longueur de 75m, Cette valeur de résistance à la traction est prise après plusieurs tests de cercles de glissement et de caractéristiques des systèmes de renforcement assurant que la nappe de géogrille est disposée d'une façon qu'on assure un point d'intersection avec le contour du cercle de glissement ;
- b. Le remblai renforcé doit assurer une densité de 19 KN/m³ et un angle de frottement $\phi=35^\circ$ avec une cohésion négligeable ;
- c. Un film de géocomposite est mis en place comme une paroi drainante qui assure le drainage des eaux qui viennent du remblai renforcé par géogrilles et du terrain naturel.

8.2.2. Le système de 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 pour améliorer la stabilité.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour les raisons suivantes:

- 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 ;
- Il protège le remblai contre l'érosion des eaux pluviales.

Un système de drainage doit être mis en place dans la partie amont du tronçon en utilisant une tranchée drainante. Pour éviter le problème d'érosion, nous recommandons de réaliser un géotextile anti érosion.

8.2.2.1. La tranchée drainante

La tranchée drainante est de structure allongée, disposée, perpendiculairement à l'écoulement. Elle a une longueur de 0.64 m et une largeur 0.38 m, placée à une profondeur de 5.5 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 placé dans sa partie supérieure est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par:

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines et 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.

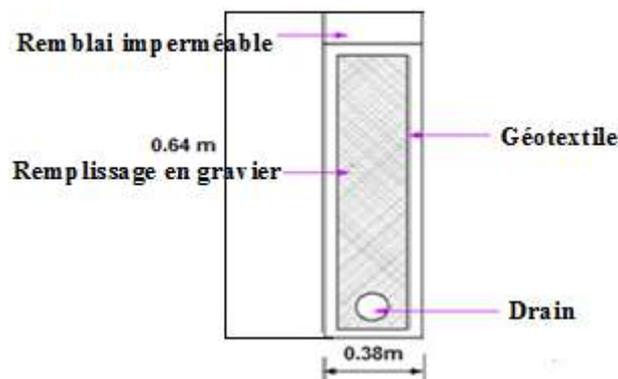


Figure 8.1: Tranchée drainante

8.2.2.2. Domaine d'utilisation

Les tranchées drainantes sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de 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.

8.2.3. Géométrie du modèle

Sur la même coupe considérée dans le chapitre étude de stabilité du talus, on propose l'installation des nappes en géogrilles, la figure ci-après représente la géométrie du modèle en question. Le système choisi consiste à bloquer la masse du sol instable par un mur en terre renforcé par géogrille et de mettre un remblai compacté sur chaque bande de géogrille.

Cette combinaison a pour but de construire un soutènement léger pour diminuer les déplacements du sol.

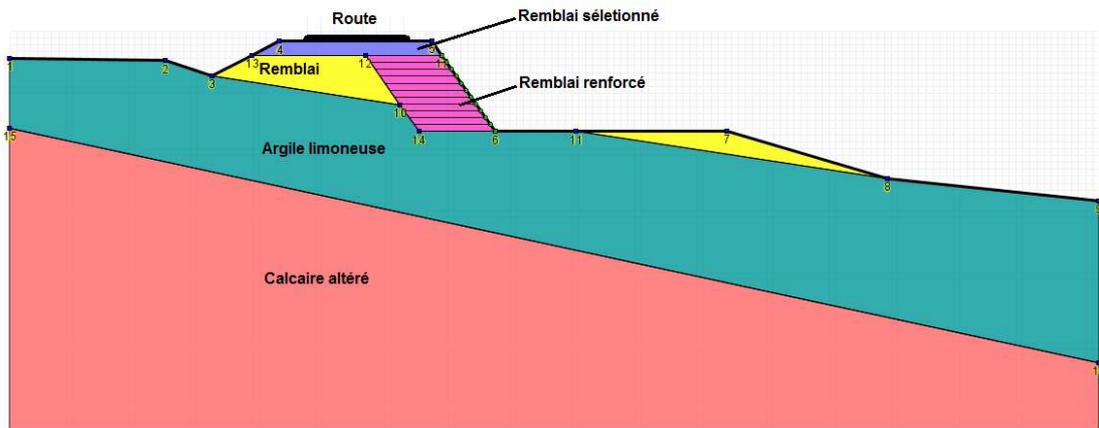


Figure 8.2: Géométrie du modèle

8.2.4. Stabilité externe du mur

Le dimensionnement externe d'un mur en terre repose sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs en poids en maçonnerie ou en béton.

- La largeur B de la base du mur est prise égale à $0.6H$,
- d'où $H = 5.5\text{m} \Rightarrow B \approx 3.5\text{m}$.

Où H est la hauteur total du mur, et B sa largeur.

La stabilité du mur est vérifiée si les trois critères sont vérifiés :

- Stabilité au renversement du mur ;
- Stabilité au glissement du mur ;
- Stabilité au poinçonnement.

A. Bilan des forces agissant sur le mur

❖ **Le poids propre du mur** $W = [(3.5 \cdot 5.5)] \cdot 19 = 365.75 \text{ KN/ml}$ point d'application de la force due au poids propre du mur

$$X_w = (\sum w_i \cdot X_i) / W \quad (8.1)$$

$$X_w = \frac{863.74}{365.75} = 2.36 \text{ m}$$

-La première couche épaisseur de 3.55 m

❖ **La force due au poussé des terres**

$$F_A^y = 0.5 \gamma' K_A^y H^2 \quad (8.2)$$

Avec :

$$H = \frac{h}{\cos \lambda} = \frac{3.55}{\cos 15} = 3.7 \text{ m}$$

K_A^γ : c'est le coefficient de poussée en fonction de l'inclinaison du mur λ , de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison β de la surface du remblai, et de l'angle de frottement δ entre le mur. Extrait des tables de Caquot-Kérisel.

D'où :

$$K_A^\gamma = 0.602 \text{ et } F_A^\gamma = 0.5 * 11 * 3.7^2 * 0.602 = 45.32 \text{ KN/ml}$$

La force F_A^γ inclinée de $\delta=2/3\varphi$, et appliquée à $H/3$ par rapport à la base de la couche.

Avec :

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical, égal à 15°

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal, égal à 10°

❖ La force due aux surcharges routières

$$F_A^q = K_A^q * q' * H \quad (8.3)$$

Avec :

K_A^q : c'est un coefficient de poussée en fonction de $(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$. Extrait des tables de Caquot-Kérisel.

q : la surcharge routières égale 20 KPa.

$$q' = q + (\gamma_0 * H_0) = 20 + (11 * 1) = 31 \text{ KPa}$$

$$K_A^q = 0.624 \text{ et } F_A^q = 0,624 * 31 * 3.7 = 71.57 \text{ KN/ml.}$$

La force inclinée F_A^q de δ , et appliquée à $H/2$ par rapport à la base de la couche.

❖ La force représentant l'effet de la cohésion

$$\text{Effet direct: } F_A^{cd} = \frac{C}{\text{tg}\varphi} * H = \frac{10}{\text{tg}15} * 3.7 = 138.08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Effet indirect : } F_A^{ci} = \frac{C}{\text{tg}\varphi} * K_A^q * H = \frac{10}{\text{tg}15} * 0.624 * 3.7 = 86.16 \text{ kN/m}$$

-La deuxième couche épaisseur de 1.95 m

❖ La force due au poussé des terres

$$H = \frac{h}{\cos \lambda} = \frac{1.95}{\cos 15} = 2 \text{ m}$$

$$K_A'^\gamma = 0.602$$

$$F_A'^\gamma = 0.5 * 20 * 2^2 * 0.602 = 24.08 \text{ KN/ml.}$$

La force $F_A'^\gamma$ inclinée de $\delta' = 2/3\varphi'$, et appliquée à $H'/3$ par rapport à la base du mur.

❖ La force due aux surcharges routières et la charge de la première couche

$$q'' = q' + (\gamma_1 * H_1) = 31 + (20 * 2) = 71 \text{ KPa}$$

$$F'_A{}^q = K'_A{}^q * q'' * H' \quad (8.4)$$

Avec :

$K'_A{}^q$: est un coefficient de poussée, est fonction de $(\lambda, \phi', \beta, \delta')$. Extrait des tables de Caquot-Kérisel.

$$K'_A{}^q = 0.624 \text{ et } F'_A{}^q = 0,624 * 71 * 2 = 88.6 \text{ KN/ml.}$$

La force inclinée $F'_A{}^q$ de δ' , et appliquée à $H'/2$ par rapport à la base du mur.

❖ La force représentant l'effet de la cohésion

$$\text{Effet direct: } F'_A{}^{cd} = \frac{C'}{\text{tg}\phi'} * H' = \frac{25}{\text{tg}15} * 2 = 186.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Effet indirect : } F'_A{}^{ci} = \frac{C'}{\text{tg}\phi'} * K'_A{}^q * H' = \frac{25}{\text{tg}15} * 0.624 * 2 = 116.44 \text{ kN/m}$$

❖ La réaction R du sol sous la base du mur

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est R. Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

$$R_H = -F'_A{}^y \cos(\delta + \lambda) - F'_A{}^q \cos(\delta + \lambda) + F'_A{}^{cd} - F'_A{}^{ci} \cos(\delta + \lambda) - F'_A{}^y \cos(\delta' + \lambda) - F'_A{}^q \cos(\delta' + \lambda) + F'_A{}^{cd} - F'_A{}^{ci} \cos(\delta' + \lambda) \quad (8.5)$$

$$R_V = -W - K'_A{}^y \sin(\delta + \lambda) - F'_A{}^q \sin(\delta + \lambda) - F'_A{}^{ci} \sin(\delta + \lambda) - F'_A{}^y \sin(\delta' + \lambda) - F'_A{}^q \sin(\delta' + \lambda) - F'_A{}^{ci} \sin(\delta' + \lambda) \quad (8.6)$$

$$R_H = 28.01 \text{ KN/ml}$$

$$R_V = -548.73 \text{ KN/ml}$$

❖ Le point d'application de la réaction R du mur

$$\begin{aligned} \Sigma M_{i_0} = & 365.75 * 2.36 + 45.32 \sin 25 * 3.5 + 71.57 \sin 25 * 3.5 + 86.16 \sin 25 * 3.5 + 24.08 \sin 25 * \\ & 3.5 + 88.6 \sin 25 * 3.5 + 116.44 \sin 25 * 3.5 - 45.32 \cos 25 * 1.23 - 71.57 \cos 25 * 1.85 - 86.16 \\ & \cos 25 * 1.85 - 24.08 \cos 25 * 0.66 - 88.6 \cos 25 * 1 - 116.44 \cos 25 * 1 - 138.08 * 1.85 - 186.6 + \\ & R_V * x = 0 \end{aligned}$$

$$X = 0.99 \text{ m.}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{|R_H|}{|R_V|} = \frac{|28.01|}{|-548.37|} \text{ donc : } \theta = 2.92^\circ$$

$$R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2} = 549.08 \text{ KN/ml.}$$

B. Stabilité au renversement

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments stabilisants}}{\sum \text{des moments renversants}} \geq 1.5 \quad (8.7)$$

$$\sum M_{\text{Stabilisants}} = 365.75 * 2.36 + 45.32 \sin 25 * 3.5 + 71.57 \sin 25 * 3.5 + 86.16 \sin 25 * 3.5 + 24.08 \sin 25 * 3.5 + 88.6 \sin 25 * 3.5 + 116.44 \sin 25 * 3.5$$

$$\sum M_{\text{Stabilisants}} = 1502.39 \text{ KN m.}$$

$$\sum M_{\text{Renversants}} = 45.32 \cos 25 * 1.23 + 71.57 \cos 25 * 1.85 + 86.16 \cos 25 * 1.85 + 24.08 \cos 25 * 0.66 + 88.6 \cos 25 * 1 + 116.44 \cos 25 * 1 + 186.6 + 138.08 * 1.85$$

$$\sum M_{\text{Renversants}} = 957.24 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } F_s = \frac{1502.39}{957.24} = 1.57.$$

La stabilité au renversement est assurée, donc pas de problème de basculement du mur.

C. Stabilité au glissement

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur soient en deçà de la résistance à l'adhérence base/sol.

$$F_s = \frac{\text{tg}\omega}{\text{tg}\theta} = \frac{\text{tg}10^\circ}{\text{tg}2.92^\circ} = 3.52.$$

$$\text{Avec : } \omega = 2/3\varphi$$

La stabilité au glissement à la base du mur est assurée, donc le mur ne subit pas de glissement horizontal.

D. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement est assurée si la contrainte q sous la base du mur doit être inférieure à celle admissible du sol, $q < q_{\text{adm}}$.

$$q_1 = \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma i_\gamma + \gamma_1 D N_q i_q + C N_c i_c \quad (8.8)$$

Avec :

$$I_q = i_c = (1 - \theta/90^\circ)^2, \theta \text{ étant exprimée en degrés.}$$

$$I_q = i_c = (1 - 2.92^\circ/90^\circ)^2 = 0.93.$$

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi)^2 = (1 - 10/15^\circ)^2 = 0.11.$$

$$e = |B/2 - X_G + X| = |1.75 - 2.36 + 0.99| \text{ Donc : } e = 0.38 \text{ m.}$$

$$B' = B - 2e = 3.5 - 2 * 0.38 = 2.74 \text{ m}$$

Pour un angle de frottement de 15° , les facteurs de portance N_γ , N_q et N_c sont respectivement de 2.33, 3.94 et 11.0.

$$q_1 = 0.5 * 20 * 0.11 * 2.33 * 2.74 + 0 + 25 * 11 * 0.93 = 774.27 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)}{3} = 0 + \frac{(774.27 - 0)}{3} = 258.09 \text{ KPa}$$

$$q = R_v/B' = 548.37/2.74 = 200.13 \text{ KPa.}$$

En conclusion : $q < q_{adm}$, donc la stabilité externe du mur est vérifiée.

E. Dimensionnement interne du mur

a) L'espaceur vertical entre deux nappes de géogrilles

Soit S_v l'espaceur vertical entre deux nappes de géogrille d'où:

$$S_v = \sigma_g / (\sigma_a \cdot F_s) \quad (8.9)$$

Avec:

σ_g : la résistance à la traction du géogrille choisie.

σ_a : la contrainte due au poids des terres.

F_s : coefficient de sécurité de la nappe de géogrille (de 1.3 à 1.5).

Donc, l'espaceur entre deux nappes à la profondeur $z = 5.5 \text{ m}$.

$$S_v = 80 / (19 \cdot 5.5 \cdot 1.5) = 0.51 \text{ m}$$

On prend un espaceur de 0.5 m.

b) largeur de chaque nappe

$$L = \frac{S_v \cdot F_s}{2 \cdot \text{tg} \Psi} + \frac{H - z}{\text{tg}(45 + \varphi/2)} \quad (8.10)$$

A la profondeur $z=0\text{m}$.

$$L = \frac{0.51 \cdot 1.5}{2 \cdot \text{tg} 23.3} + \frac{5.5 - 0}{\text{tg}(45 + 35/2)} \approx 3.5 \text{ m.}$$

Avec:

Ψ : l'angle de frottement sol/géogrille égal à $2\varphi/3$;

F_s : coefficient de sécurité variant entre 1.3 à 1.5.

Pour une largeur de 3 m de bande de géogrille, le mur individuel est largement stable.

c) largeur de chevauchement des nappes

La largeur de chevauchement est calculée comme suit:

$$L_1 = \frac{S_v \cdot F_s}{4 \cdot \text{tg} \Psi} \quad (8.11)$$

$$L_1 = \frac{0.5 \cdot 1.5}{4 \cdot \text{tg} 23.3} = 0.47 \text{ m}$$

Alors : on prend $L_1 = 0.5 \text{ m}$.

8.3. Modélisation du système de confortement

La modélisation du confortement est effectuée à l'aide du Logiciel TALREN suivant la section principale (Figure 8.3).

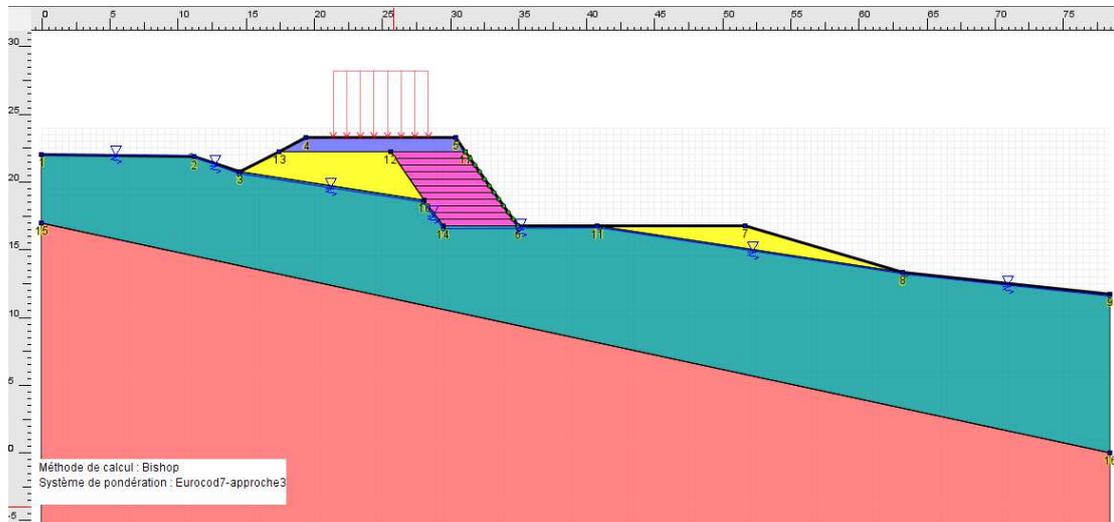


Figure 8.3: Modélisation du système de confortement par géogrille

Les résultats obtenus donnant les coefficients de sécurité calculés ainsi que le tracé du cercle de glissement le plus probable sont représentés dans la figure suivante.

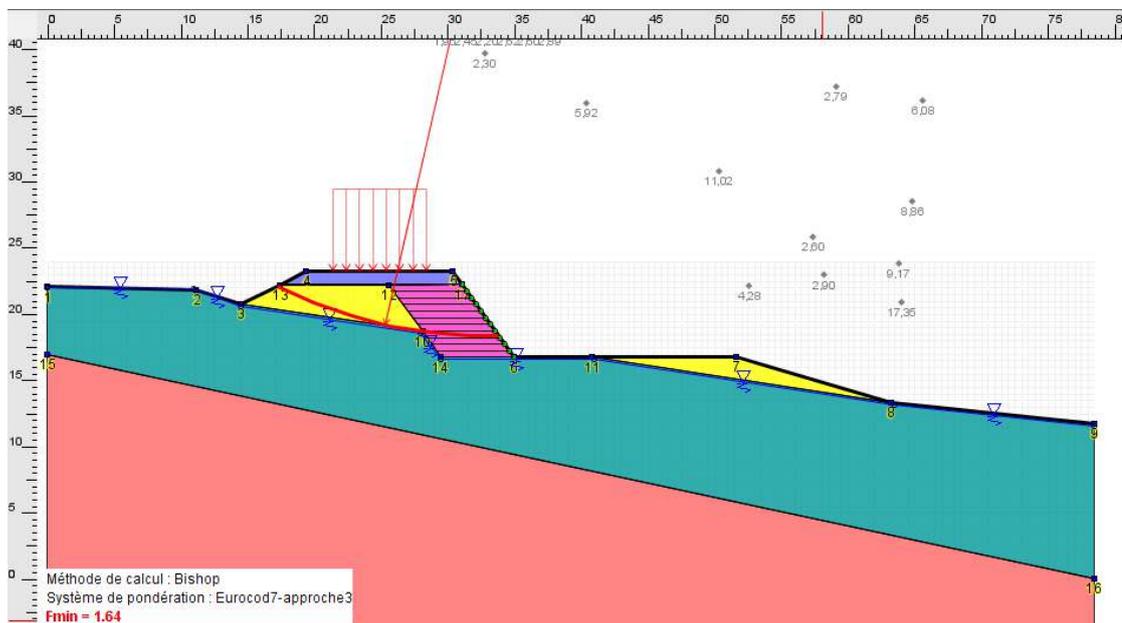


Figure 8.4: Coefficient de sécurité après confortement

Le tableau 8.1 donne les différents coefficients de sécurité après réalisation du confortement.

Tableau 8.1: Coefficients de sécurité obtenus après réalisation du confortement

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs	
	Avec renforcement	Sous sollicitation sismique
Bishop	1.64	1.09
Fellenius	1.63	1.08

8.4. Conclusion

Le recours à l'utilisation des géogrilles comme technique de renforcement est de plus en plus répondu dans notre pays avec l'apparition de certaines entreprises spécialisées maîtrisant cette technique. Ce procédé est utilisé avec succès dans le traitement de certains problèmes d'instabilités.

Pour notre projet, nous avons fait recours à cette technique de renforcement pour assurer la stabilité de notre site. L'exercice réalisé nous a permis de concevoir et de dimensionner les variables de cette solution. Le résultat obtenu rassure la vérification de la stabilité du site.

9. ETUDE COMPARATIVE

9.1. Introduction

Dans l'objectif de choisir la meilleure solution pour le problème de stabilité de notre site, nous allons effectuer une comparaison technico économique, proposant de tenir compte de manière globale de deux critères :

- aspect qualitatif : avantages et inconvénients de chaque solution.
- le coût de réalisation.

9.2. Comparaison entre les deux solutions

9.2.1. La première solution (renforcement par mur en gabion)

Avantages

- Exécution très facile et plus rapide, ne justifiant pas une main d'œuvre qualifiée;
- Utilisation des matériaux locaux;
- Economique (voir tableau 9.1) ;
- Masse stabilisatrice et drainante ;
- Grande adaptabilité aux mouvements éventuels du terrain naturel ;
- Esthétique.

Inconvénients

- Déconseillée pour les glissements profonds.

9.2.2. La deuxième solution (renforcement par géogrid)

Avantages

- Exécution facile mais avec assistance de technicien maîtrisant les exigences de la mise en œuvre;
- Utilisation des matériaux locaux;
- Représente une grande souplesse du massif renforcé;
- Le coût de réalisation moyennement raisonnable, dépend de la quantité et des exigences spécifiques du géogrid utilisé (voir tableau 9.2);
- Constructions naturelles et écologiques ;
- Résistance à des charges importantes ;
- Fiabilité sur le long terme ;
- Flexibilité dans le choix du parement ;
- Adoptée à toutes les hauteurs.

Inconvénients

- Dérangement de la circulation de la route pendant l'exécution des travaux;
- Les nappes de géogrid présentent une mauvaise résistance à la compression.

Tableau9.1: Devis quantitatif et estimatif de renforcement par gabion

N°	DESIGNATIONS DES TRAVAUX	U	QTE	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
1-LOT TERRASSEMENT					
1	Travaux de déblais, toutes natures de terrains confondues, y compris le dépôt et toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	2177.00	300.00	653100.00
2	Travaux de remblais, y compris l'étalage, l'arrosage et le compactage et toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	1333.00	800.00	1066400.00
2-LOT CONFORTEMENT					
1	Réalisation d'un fossé trapézoïdal en béton légèrement armé dosé à 350 Kg/m ³ (2,60 m x 1,20m x 0,70m), y compris toutes sujétions de bonne exécution.	MI	175.7	3000.00	527100.00
2	Réalisation d'un fossé trapézoïdal en béton légèrement armé à la tête du gabion, dosé à 350 Kg/m ³ (1,50 m x 0,50m x 0,50m), y compris toutes sujétions de bonne exécution.	MI	85.95	3000.00	257850.00
3	Fourniture et pose d'un géotextile de filtration pour la tranchée drainante derrière le mur en gabion (en contact des terres), y compris toutes sujétions de bonne exécution.	M ²	510	600.00	306000.00
4	Réalisation de mur en gabion, y compris fil, pierres et toutes sujétions de bonne exécution.	M ³	595	5000.00	2975000.00
				Prix total = 5515450.00DA	

Tableau 9.2: Devis quantitatif et estimatif de renforcement par géogridde

N°	DESIGNATIONS DES TRAVAUX	U	QTE	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
1-LOT TERRASSEMENT					
1	Déblai mis en dépôts	M ³	2350	300.00	705000.00
2	Remblai renforcé	M ³	1000	900.00	1039500.00
3	Remblai sélectionné	M ³	744	800.00	595200.00
2- LOT CONFORTEMENT					
1	Tranchée drainante	MI	128	2000.00	256000.00
2	Surface de géocomposite	M ²	900	1000.00	900000.00
3	Surface de géogridde	M ²	2350	600.00	3525000.00
				Prix total = 7078700.00 DA	

9.3. Conclusion

La comparaison entre les deux solutions étudiées a été développée en considérant l'aspect technique (sécurité, avantages et inconvénients de chaque solution) et le coût de réalisation de chaque solution.

Sur le plan économique, le coût de réalisation de la solution par géogridde est plus important (>28%) que la solution par gabionnage.

Sur le plan technique :

Les vérifications faites pour les deux solutions témoignent que le coefficient de sécurité pour le cas de gabionnage est plus élevé que le renforcement par géogridde.

Le délai d'exécution nécessaire pour le gabionnage est plus réduit que la solution par géogridde.

Une autre considération est importante à retenir, l'ancienne solution par gabionnage n'a pas résolu le problème pour deux raisons essentielles : le mauvais ancrage de la fondation du mur en gabion et l'absence du système de drainage pour la prise en charge des eaux souterraines (élimination des poussées de l'eau).

Au plan de la maîtrise des procédés d'exécution des deux solutions, le gabionnage est jugé plus facile à réaliser que la solution par géogridde.

En conclusion, nous recommandons la solution par gabionnage avec système de drainage.

CONCLUSIONS

Les glissements sont des phénomènes qui menacent la stabilité des terrains et constituent par conséquence un risque sur la vie humaine et les infrastructures. Dans la pratique, ils constituent l'une des préoccupations majeures des ingénieurs géotechniciens.

Le travail développé dans ce mémoire s'inscrit dans ce contexte et concerne l'étude de la stabilité du glissement de terrain survenu sur la RN60 au PK 77+000 à Kser El Boukhari (Wilaya de Médéa).

L'étude a été initiée par la reconnaissance du site avec l'exploitation des données disponibles concernant le contexte géologique, la lithologie, le climat, le relief et la présence de l'eau, ce qui a permis d'établir un constat préliminaire de la situation observée et de dégager les causes probables de ce déséquilibre du terrain. A ce niveau, les facteurs eau et nature du sol ont été notés comme causes probables. Il importe aussi de préciser que la solution déjà mise en place (mur en gabion) présente à vue d'œil un défaut d'ancrage des fondations.

Par la suite, la reconnaissance géotechnique exécuté à travers des essais in situ (sondages et essais pénétrométriques) suivi par les différents essais au laboratoire ont permis de caractériser les couches formant le sous-sol de notre site :

- En surface, Argile limoneuse / et peu limoneuse de couleur marron avec présence des graviers.
- Surmontant une présence partielle des couches de faible épaisseur des calcaires (calcaires bréchifiés cimentés et calcaires altérés avec présence des graviers).
- Plus profondément, une couche des schistes (turbiditiques de couleur marron).

La réflexion portée sur les solutions possibles les plus adaptées au problème analysé nous a conduits à l'étude et le développement de deux procédés de confortement possibles :

- Mur en gabion avec un système de drainage et un écran de géotextile.
- Soutènement et renforcement par les géogrilles.

Le dimensionnement adéquat de chaque solution suivi par les vérifications de stabilité a été effectué en utilisant le logiciel TALREN.

Pour le choix définitif d'un type de confortement, parmi ceux étudiés, nous avons complété notre étude par une analyse économique sommaire traduite par un devis quantitatif et estimatif mettant en évidence l'impact du coût du projet pour chacune des méthodes. En considérant en plus les avantages et inconvénients de point de vue technique, il s'avère que la solution mur en gabion avec système de drainage et un écran de géotextile est la plus appropriée.

APPENDICES

Appendice A: Liste des symboles

Appendice B: Logs de sondages carottés

Appendice C: Résultats des essais pénétrométriques dynamique

Appendice D : Résultats des essais physiques

Appendice E : Résultats des essais mécaniques

Appendice F : Résultats de l'étude de stabilité

Appendice G: Résultats de l'étude de confortement

A. Liste des symboles

- A: La section de la pointe du pénétromètre dynamique (m^2)
- A: Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g)
- b: Largeur de la tranche
- B: Largeur du mur (m)
- B': Largeur réduite de la semelle (m)
- C: Cohésion (KPa)
- C': Cohésion effective (KPa)
- C_{ah}: Coefficient d'accélération sismique horizontal
- C_{av}: Coefficient d'accélération sismique vertical
- c_c: Indice de compression
- c_g: Indice de gonflement
- C_r: Cohésion du remblai
- C_s: Cohésion du sol
- Cc: Coefficient de courbure
- Cv: Coefficient de variation
- Cu: Coefficient d'uniformité ou de Hazen
- C_u: Cohésion non drainée (KPa)
- D: Fiche d'une fondation (m)
- e: Le refus (pénétration moyenne par coup)
- F_A^γ: La force due au poussé des terres (KN/ml)
- F_A^{cd}: La force due à l'effet de la cohésion direct (KN/ml)
- F_A^{ci}: La force due à l'effet de la cohésion indirect (KN/ml)
- F_A^q: La force due aux surcharges routières (KN/ml)
- F_s: Facteur de sécurité
- g: Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- H: Composante horizontale de la force interne
- H: La Hauteur du mur (m)
- H: La hauteur de chute du mouton (m)
- Ic: Indice de consistance
- I_p: Indice de plasticité (%)
- K_A^γ, K_A^q: Les coefficients de poussée
- L: Largeur de nappe (m)
- L_i: Largeur de chevauchement des nappes (m)
- M: La masse du mouton (Kg)
- M^t: Moment

N : Résultante des composantes normales

N_γ, N_c, N_q : Les facteurs de portance, et ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol

P : Le poids des tiges (Kg)

P_c : Pression de consolidation

q : La surcharge routière (KPa)

q_{adm} : Contrainte admissible

q_L : Contrainte limite

R : Résultante des efforts (KN/ml)

R_p : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

R_H : Effort horizontal (KN/ml)

R_V : Effort vertical (KN/ml)

S : Surface (m^2)

S_r : Degré de saturation (%)

S_v : Espacement vertical entre deux nappes de géogridde (m)

T : Résultante des composantes tangentielles

U : Pression interstitielle

V : Composante verticale de la force interne

W : Force due aux poids des terres

W : Poids propre (KN/ml)

W : Teneur en eau

W_L : Limite de liquidité

W_p : Limite de plasticité

X_w : Centre de gravité (m)

$Y(H_i), Y(H_i')$: points de passage des forces

Z : La profondeur (m)

α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

β : L'angle du talus($^\circ$)

γ : Poids volumique (KN/m^3)

γ' : Poids volumique déjaugé (KN/m^3)

γ_d : Poids volumique sec (KN/m^3)

γ_H : Poids volumique humide (KN/m^3)

γ_r : poids volumique du remblai (KN/m^3)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (KN/m^3)

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal($^\circ$)

ψ_a : L'angle de dilatance($^\circ$)

θ : L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle ($^{\circ}$)

ρ_d : Masse Volumique(Kg /m³)

σ' : Contrainte normale effective(KPa)

σ_a : La contrainte due au poids des terres(KPa)

σ_g : La résistance à la traction du géogrille(KPa)

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal

φ : L'angle de frottement interne ($^{\circ}$)

φ' : L'angle de frottement interne effective ($^{\circ}$)

φ_r : L'angle de frottement du remblai ($^{\circ}$)

φ_u : L'angle de frottement interne non drainé($^{\circ}$)

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical ($^{\circ}$)

CD: Consolidé drainé

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

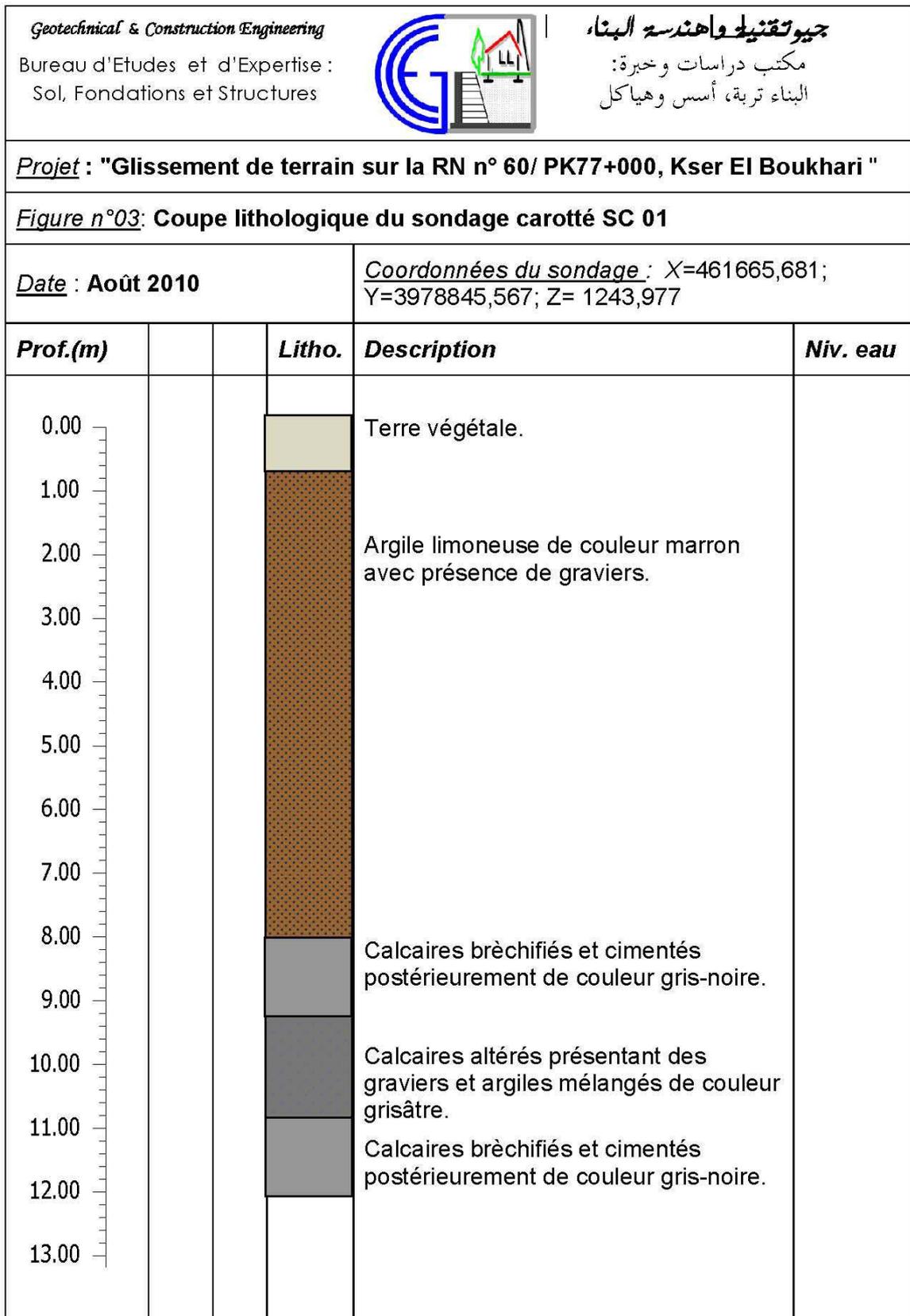
PDL: Pénétration dynamique lourds

RPA: Règlement parasismique Algérien

SC: Sondages carottés

UV:Ultra-violet

B.Coupes lithologique des sondages carottés



Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



جيوتقني واهندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Projet : "Glissement de terrain sur la RN n° 60/ PK77+000, Kser El Boukhari "

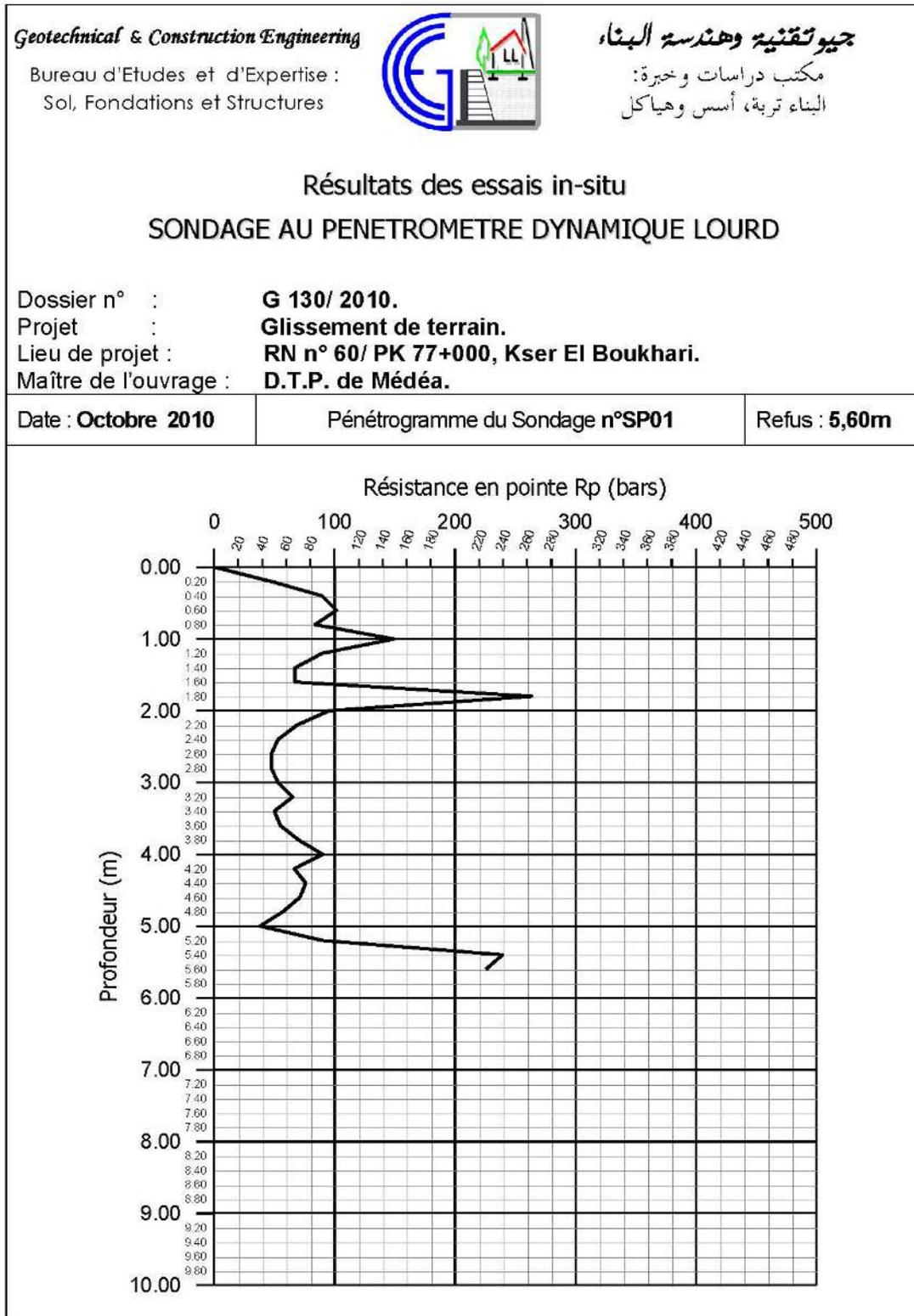
Figure n°04: Coupe lithologique du sondage carotté SC 02

Date : Août 2010

**Coordonnées du sondage : X=461648,302;
Y=3978772,121; Z= 1254,462**

Prof. (m)	Litho.	Description	Niv. eau
0.00		Terre végétale.	
1.00			
2.00			
3.00		Argile peu limoneuse de couleur marron avec présence de graviers.	
4.00			
5.00			
6.00			
7.00			
8.00			
9.00			
10.00			
11.00			
12.00			
13.00			
14.00			
15.00			
16.00		Schistes turbiditiques in situ, fortement altérés de couleur marron.	
17.00			
18.00			
19.00			
20.00			

C. Résultats des essais pénétrométriques



Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



جيوتقنيية وهندسة البناء،

مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ

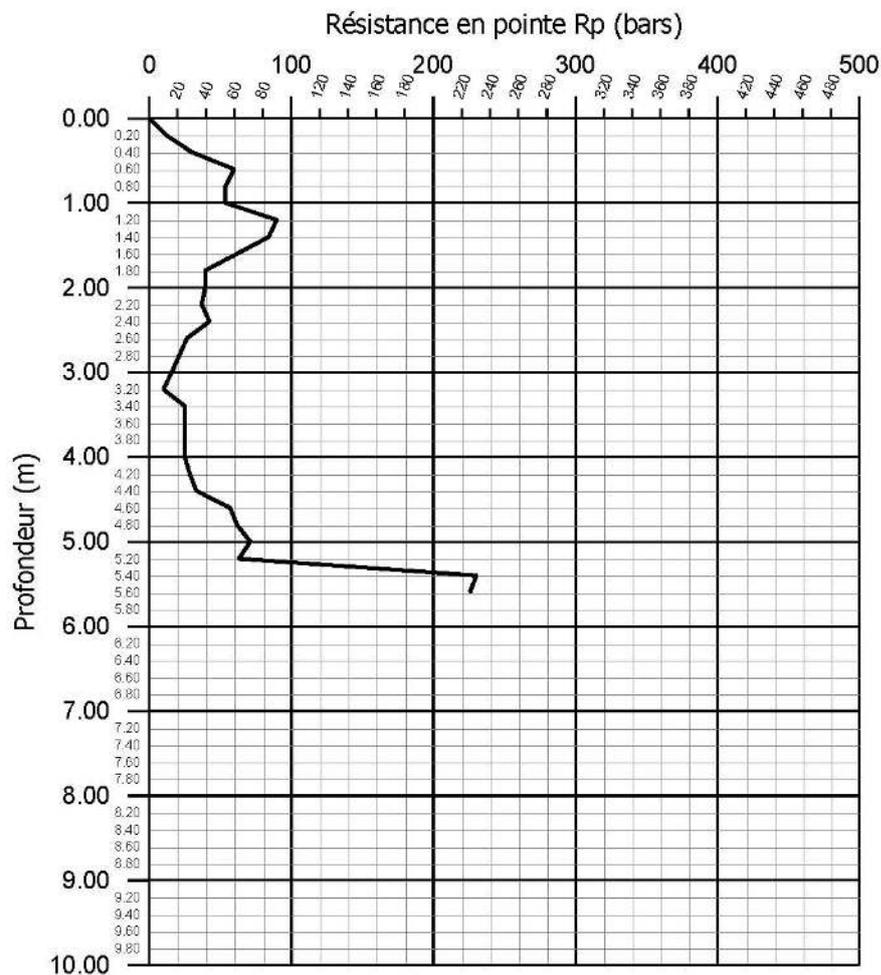
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 130/ 2010.**
Projet : **Glissement de terrain.**
Lieu de projet : **RN n° 60/ PK 77+000, Kser El Boukhari.**
Maître de l'ouvrage : **D.T.P. de Médéa.**

Date : **Octobre 2010**

Pénétrogramme du Sondage n°SP02

Refus : **5,60m**



Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيية وهندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
البناء، تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ

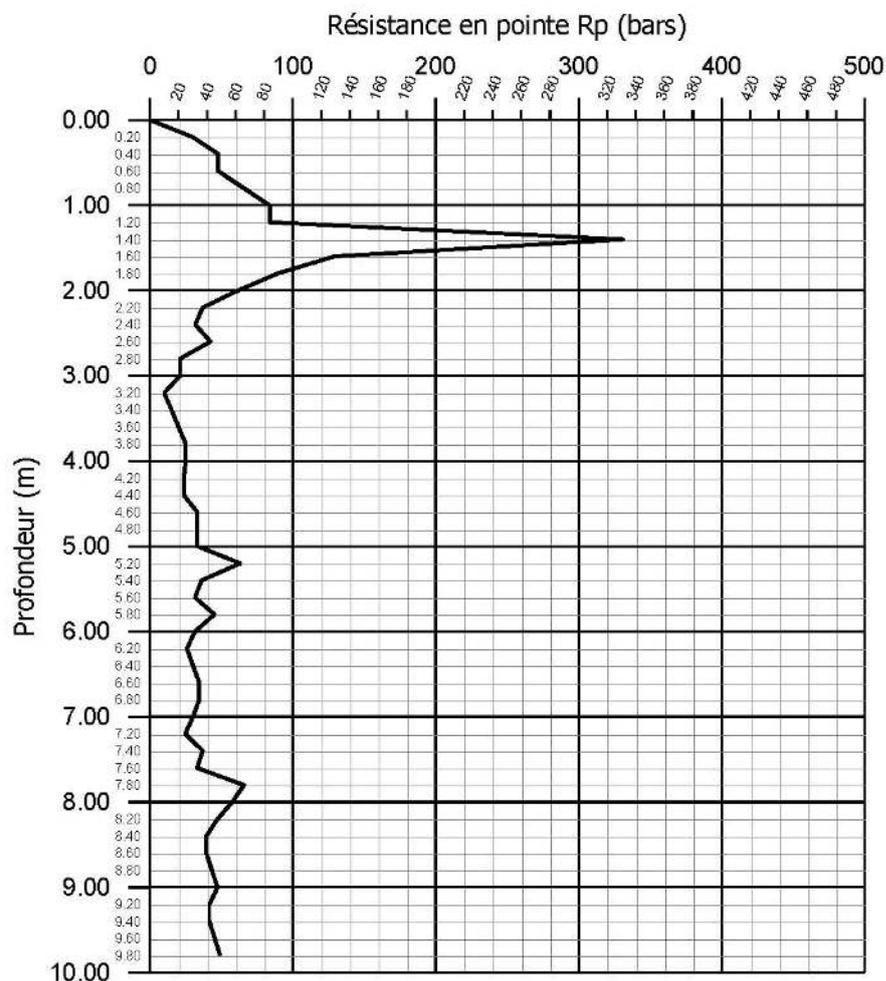
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 130/ 2010.**
 Projet : **Glissement de terrain.**
 Lieu de projet : **RN n° 60/ PK 77+000, Kser El Boukhari.**
 Maître de l'ouvrage : **D.T.P. de Médéa.**

Date : **Octobre 2010**

Pénétrogramme du Sondage n°SP03

Refus : /



Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



جيوتقنيية وهندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ

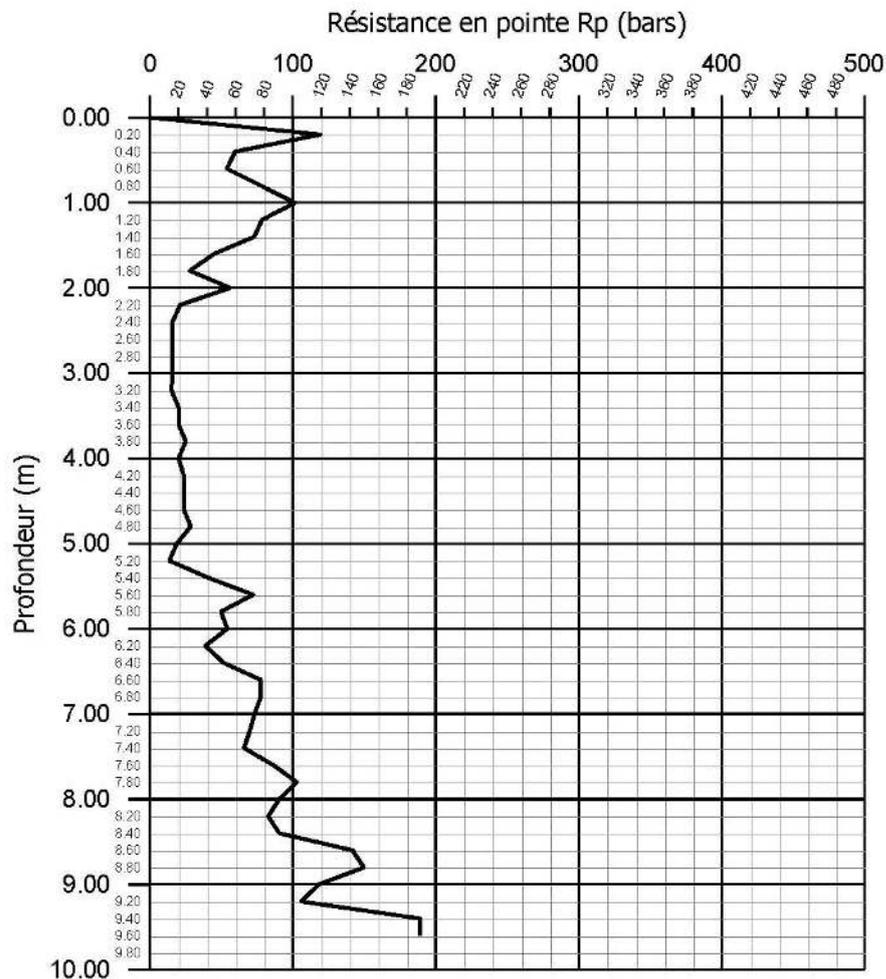
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

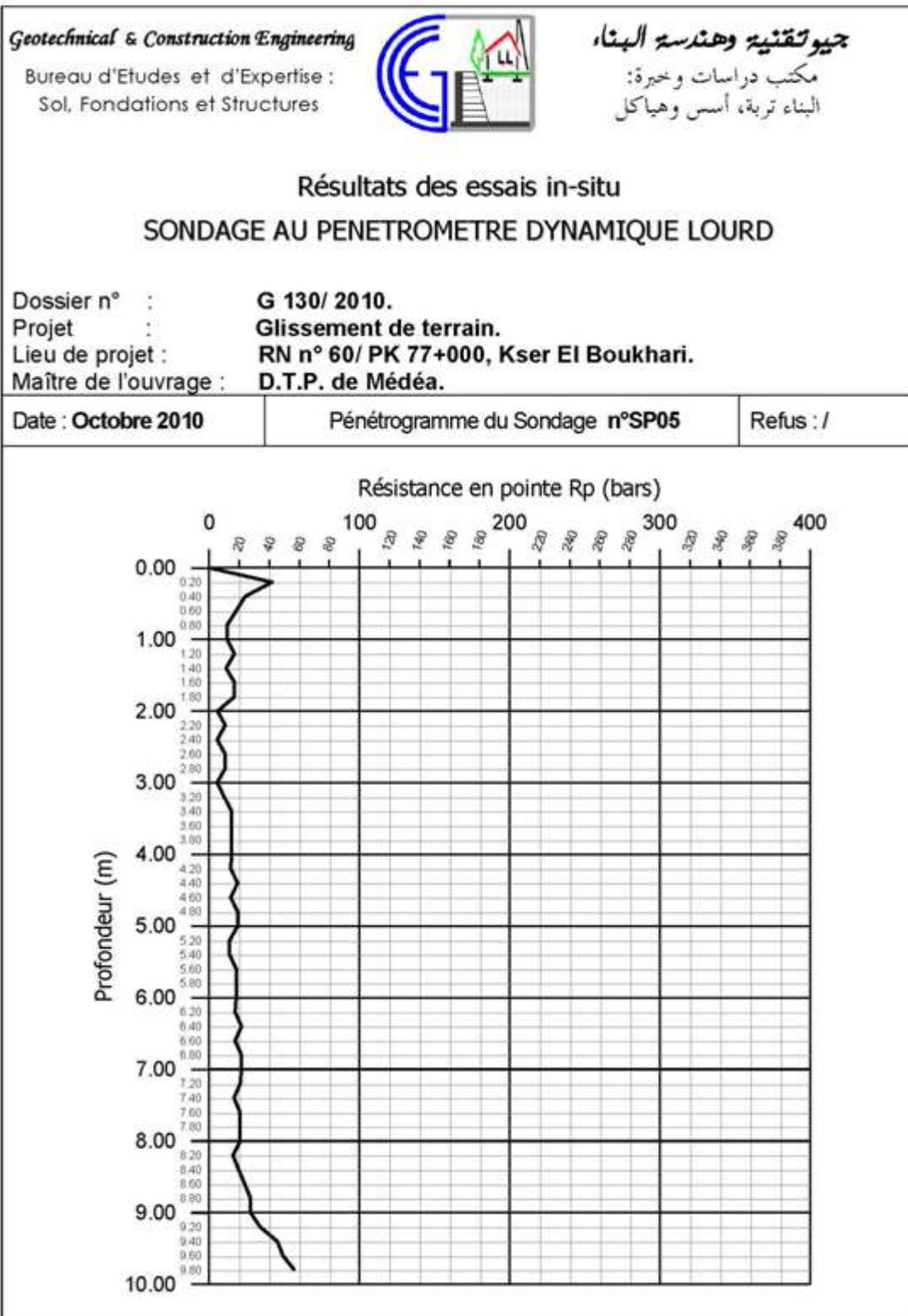
Dossier n° : **G 130/ 2010.**
Projet : **Glissement de terrain.**
Lieu de projet : **RN n° 60/ PK 77+000, Kser El Boukhari.**
Maître de l'ouvrage : **D.T.P. de Médéa.**

Date : **Octobre 2010**

Pénétrogramme du Sondage n°SP04

Refus : **9,60m**





Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



جيوتقنيية وهندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ

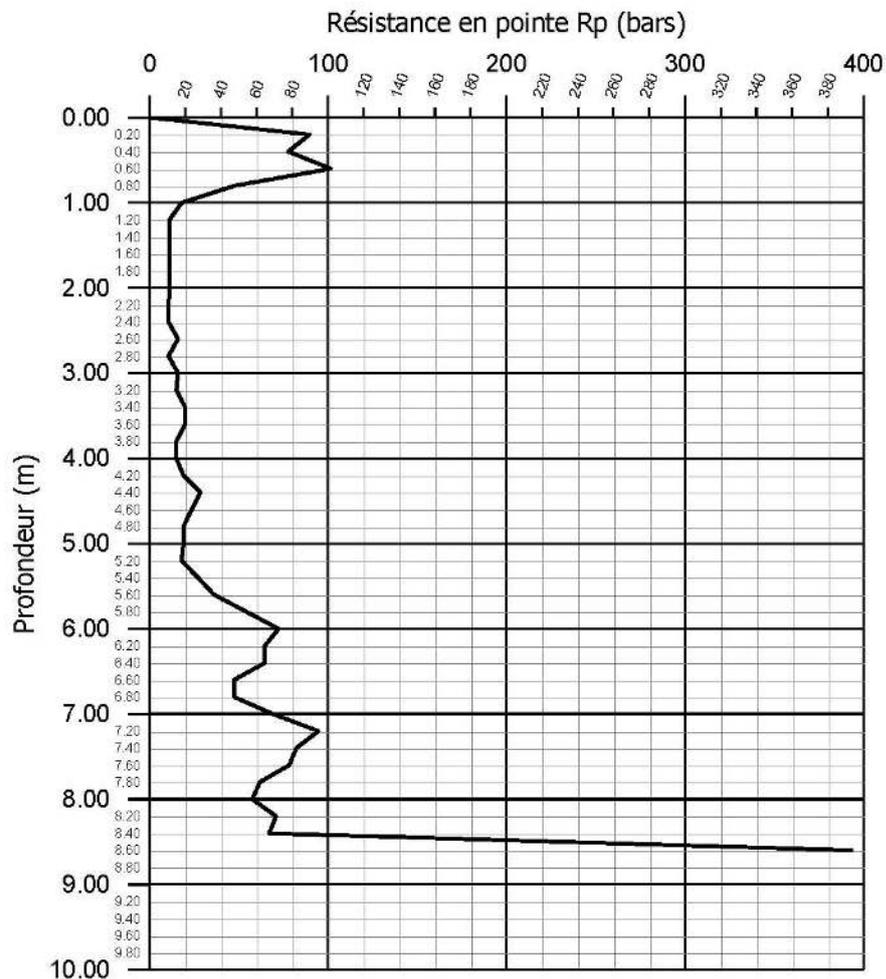
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 130/ 2010.**
Projet : **Glissement de terrain.**
Lieu de projet : **RN n° 60/ PK 77+000, Kser El Boukhari.**
Maître de l'ouvrage : **D.T.P. de Médéa.**

Date : **Octobre 2010**

Pénétrogramme du Sondage n°SP06

Refus : **8,60m**



Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنية وهندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

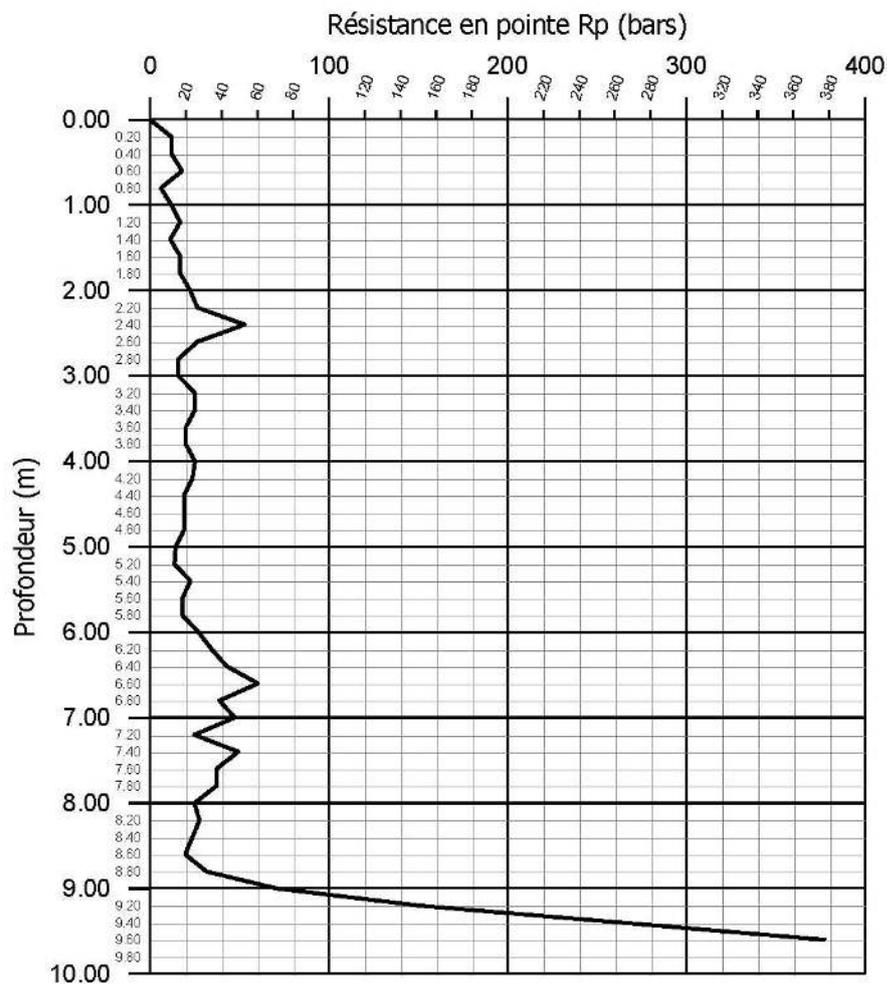
Résultats des essais in-situ

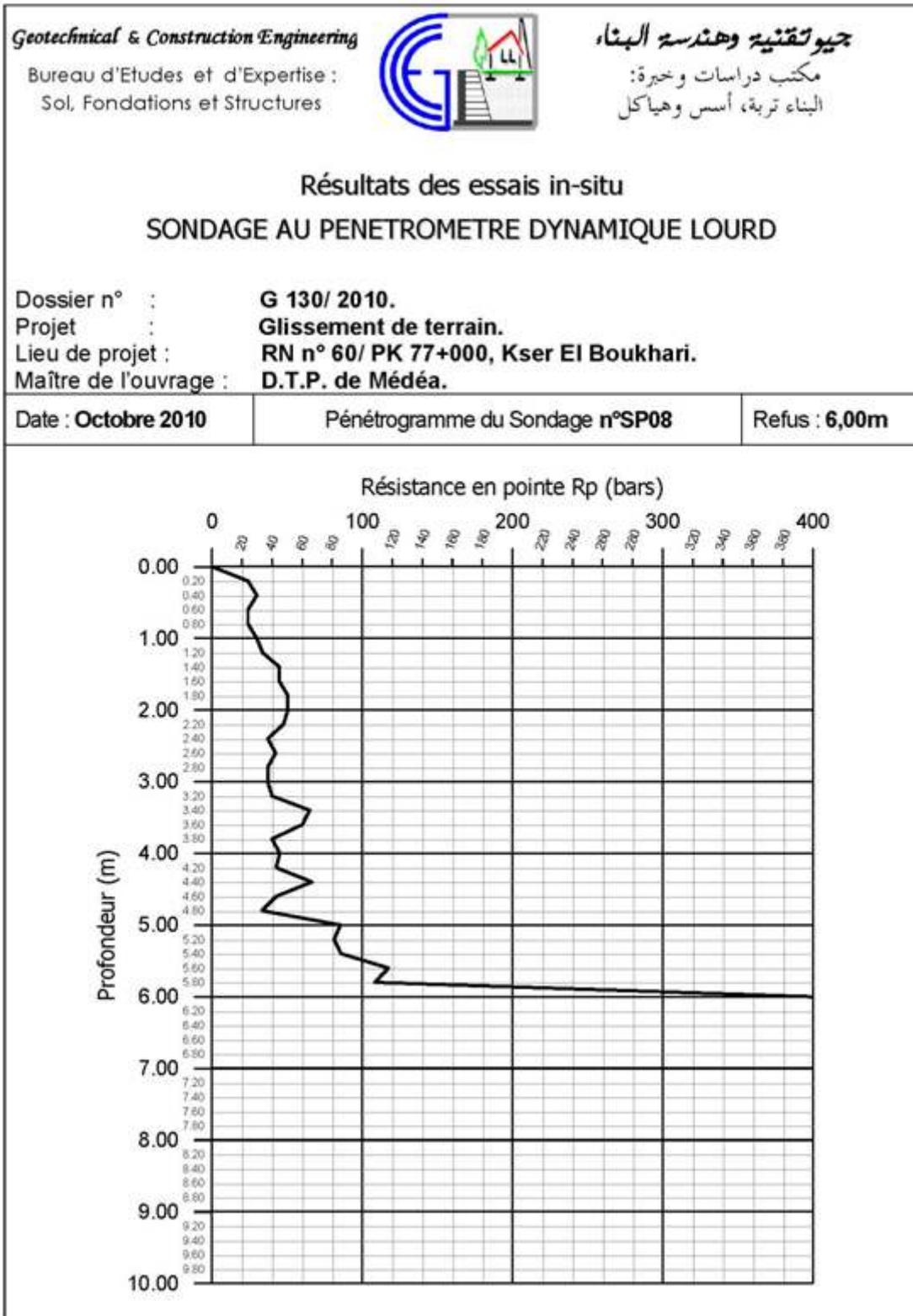
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 130/ 2010.**
 Projet : **Glissement de terrain.**
 Lieu de projet : **RN n° 60/ PK 77+000, Kser El Boukhari.**
 Maître de l'ouvrage : **D.T.P. de Médéa.**

Date : **Octobre 2010**

Pénétrogramme du Sondage n°SP07

Refus : **9,60m**



D.Résultats des essais physiques

*Geotechnical & Construction Engineering*Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيية و هندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire
POIDS VOLUMIQUE - TENEUR EN EAU

Dossier n° : G 130/ 2010.
Projet : Etude de sol du site "Glissement de terrain sur la RN n° 60/
 PK 77+000, Kser El Boukhari".
Date : Février 2011.

Sondage	Prof. (m)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_{nat} (%)	S_r (%)
SC 01	3,75 – 4,00	21,20	17,49	21,38	100
SC 02	5,65 – 6,00	20,70	17,19	20,44	96,66

Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



جيوتقنيية و هندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 130 / 2010**

Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain sur la RN n°60/
PK 77+000, Kser El Boukhari"**

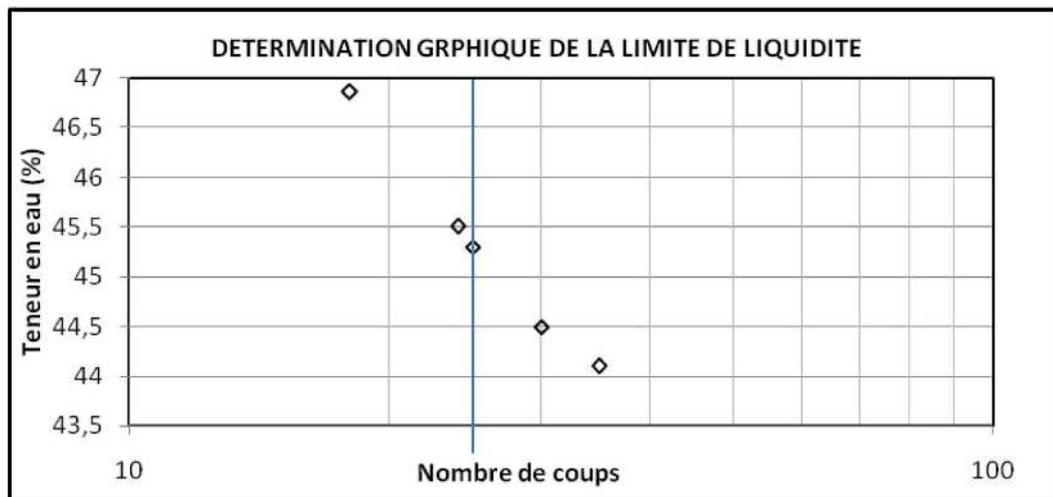
Date : **Février 2011.**

Sondage n° : **SC 01**

Profondeur : **4,00m – 4,40m**

LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	18	24	25	30	35
Teneur en eau en %	46,86	45,51	45,30	44,50	44,10



Teneur en eau de liquidité %	$W_L = 45,30$
Teneur en eau de plasticité %	$W_P = 18,40$
Indice de plasticité %	$I_P = 26,90$

Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيية وهندسة البناء

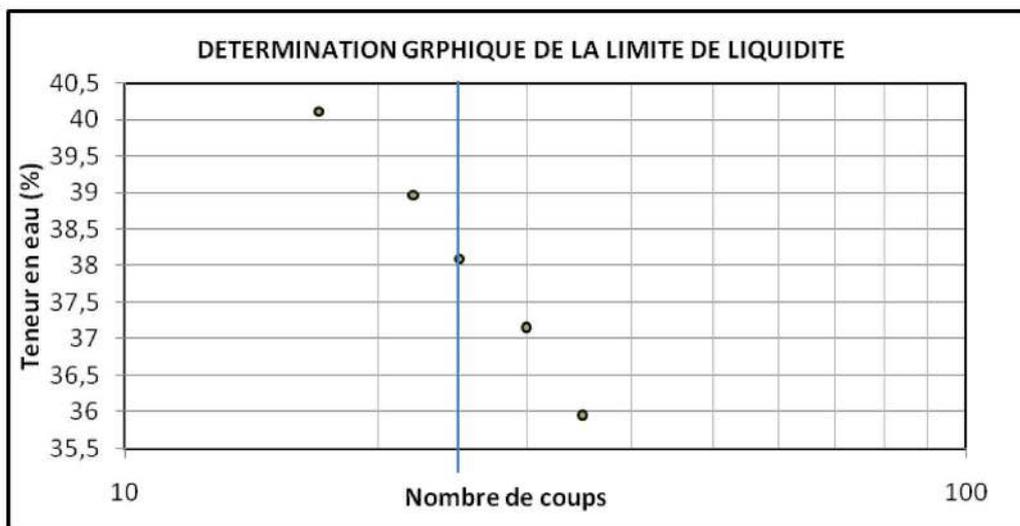
مكتب دراسات وخبرة:
ترية، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 130 / 2010**Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain sur la RN n°60/
PK 77+000, Kser El Boukhari"**Date : **Février 2011.**Sondage n° : **SC 02**Profondeur : **6,00m – 6,40m**

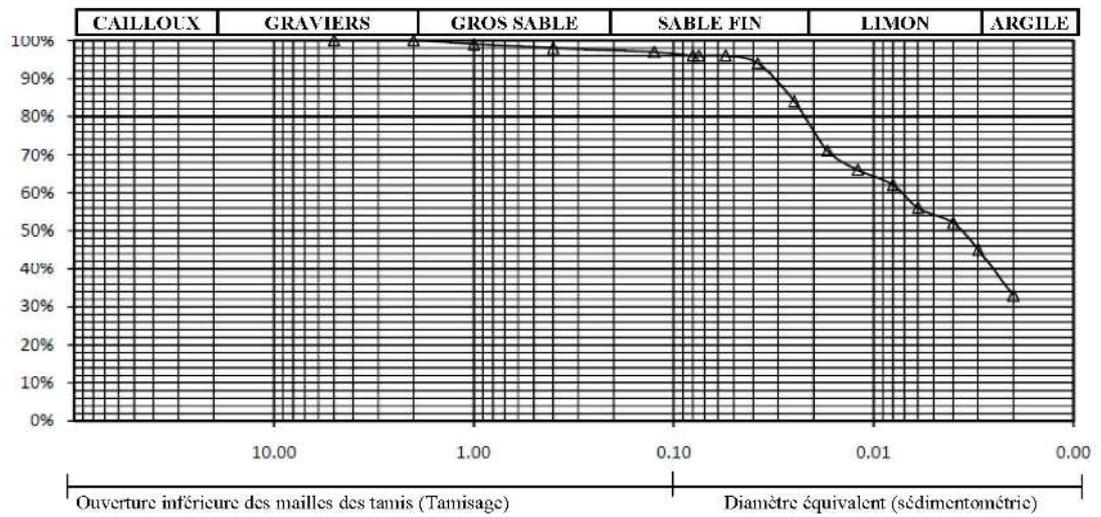
LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	17	22	25	30	35
Teneur en eau en %	40,12	38,97	38,10	37,16	35,96

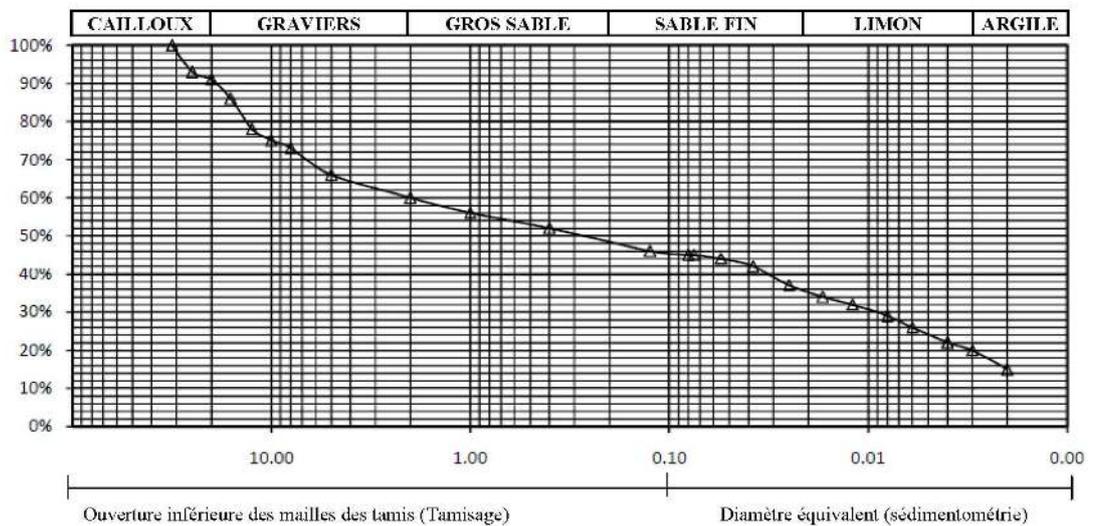


Teneur en eau de liquidité %	$W_L = 38,10$
Teneur en eau de plasticité %	$W_P = 15,10$
Indice de plasticité %	$I_P = 22,00$

	جيوتقنيية و هندسة البناء Geotechnical & Construction Engineering	Figure n°05 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE	
		Dos. n°: G 130/2010 Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 60/PK 77+000 Date : Février 2011 Echantillon1 : Sondage SC01 , Profondeur 04,00m – 04,40m.	



	جيوتقنيية و هندسة البناء Geotechnical & Construction Engineering	Figure n°06 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE	
		Dos. n°: G 130/2010 Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 60/PK 77+000 Date : Février 2011 Echantillon2 : Sondage SC02 Profondeur 06,00m – 06,40m.	



E. Résultats des essais mécaniques

Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

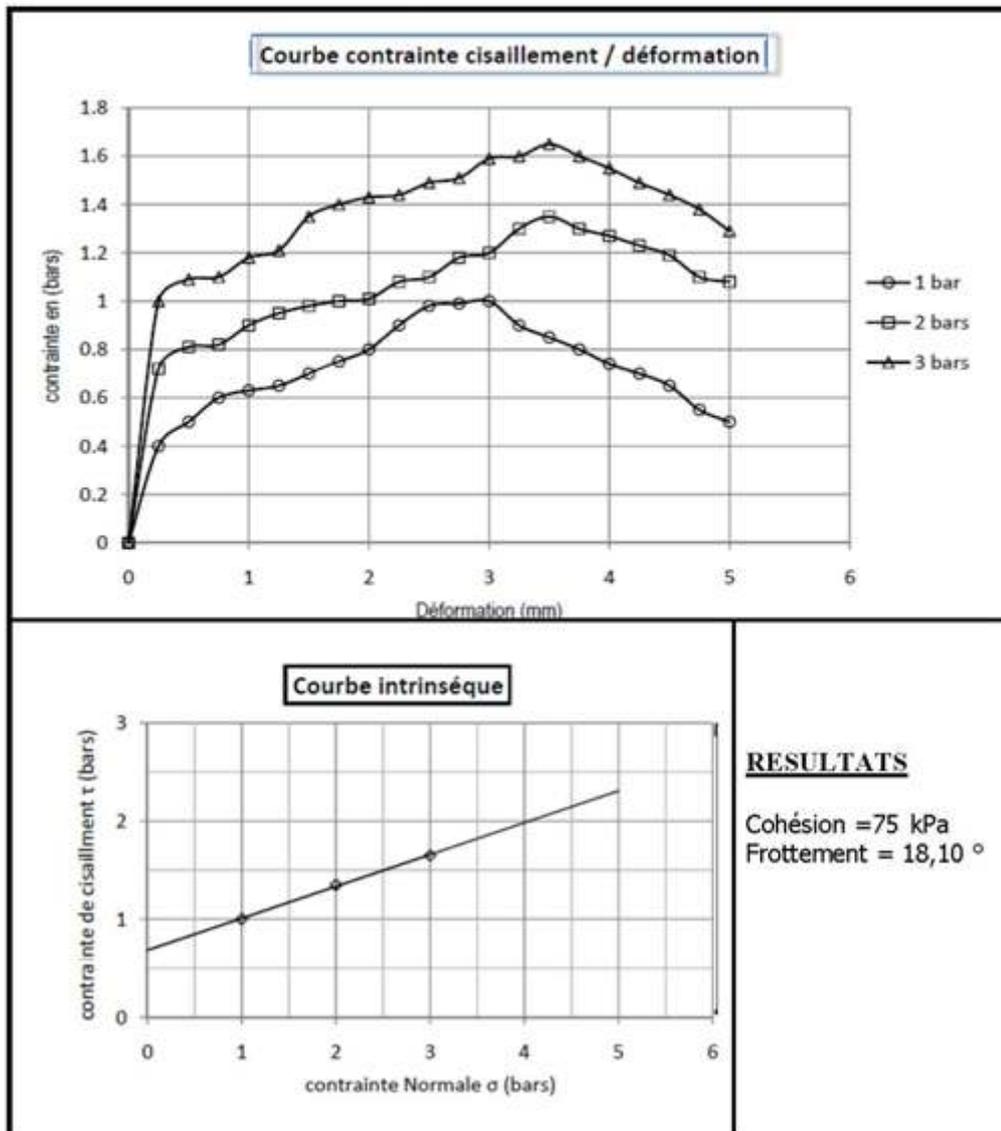
جيوتقنيية و هندسة البناء

مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais de laboratoire

Figure07 : Essai de cisaillement à la boîte

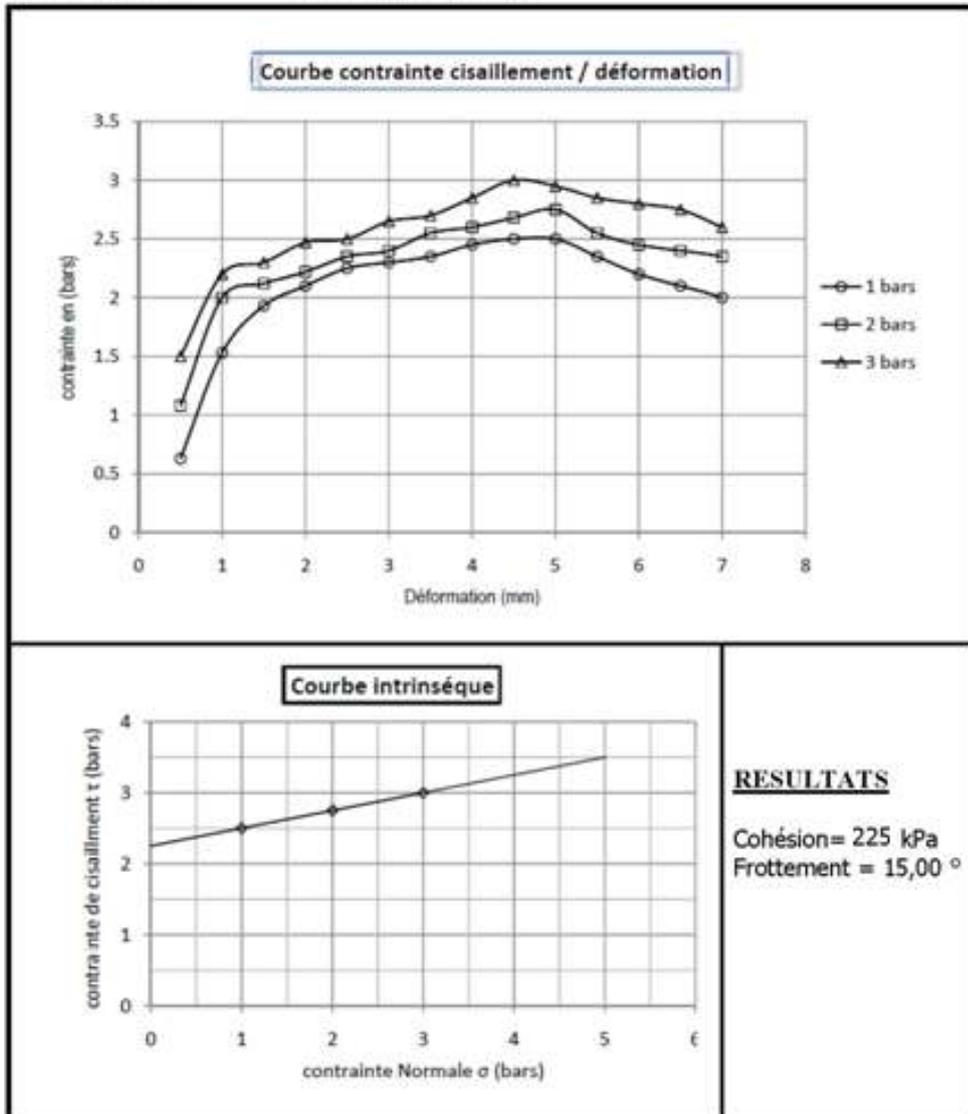
Dossier n° : G 130/ 2010 Date : Février 2011
 Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 60/ PK 77+000, KEB.
 Sondage n° : SC 01 Profondeur : 03,75m – 04,00m
 Type d'essai : UU Vitesse : 1,00 mm/mn





Résultats des essais de laboratoire
Figure08 : Essai de cisaillement à la boîte

Dossier n° : G 130/ 2010 Date : Février 2011
 Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 60/ PK 77+000, KEB.
 Sondage n° : SC 02 Profondeur : 5,65m – 6,00m
 Type d'essai : UU Vitesse : 1,00 mm/mn



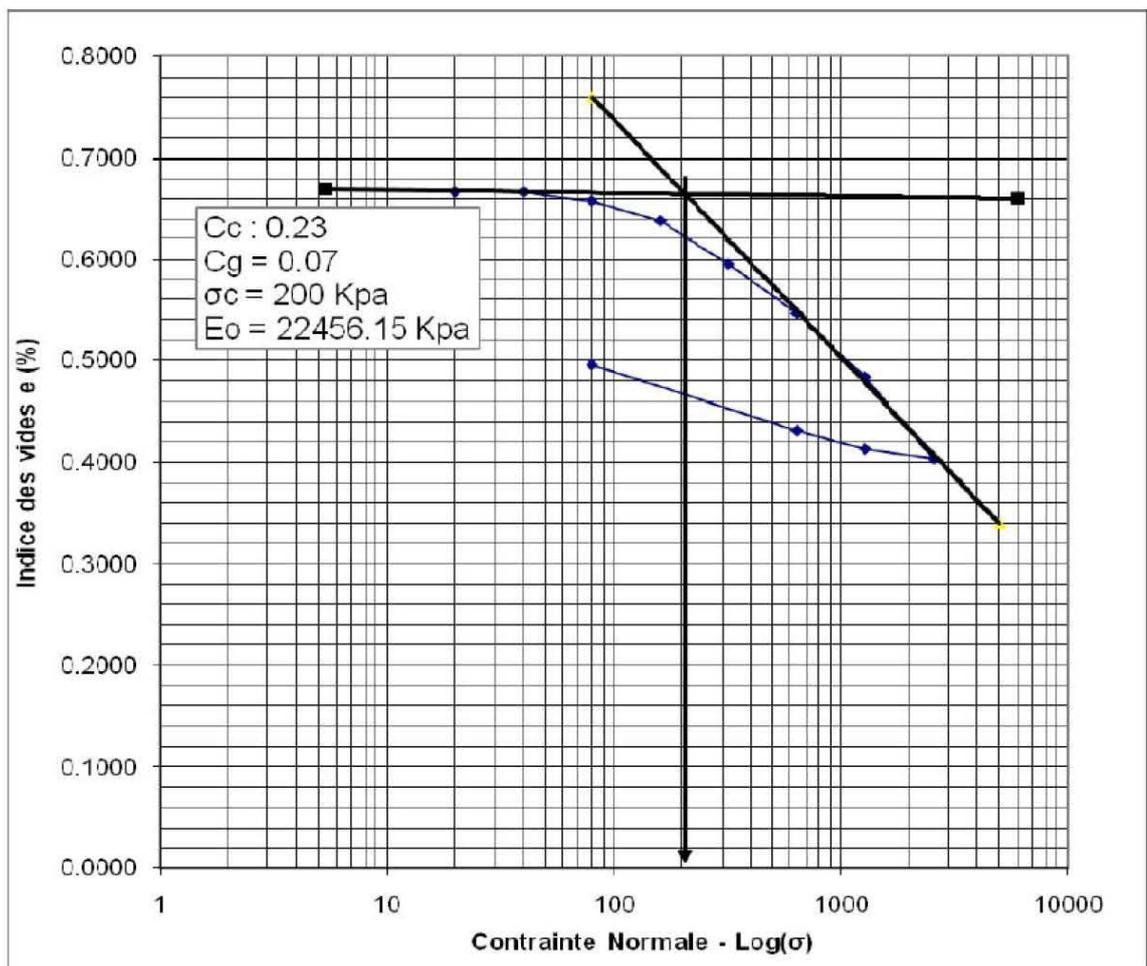


Résultats des essais de laboratoire

Figure n°09: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

Dossier n° : **G 130/ 2010** Date : **Février 2011**
 Projet : **Glissement de terrain sur la RN n° 60/ PK 77+000, KEB.**
 Sondage n° : **SC 01** Profondeur : **3,75 m – 4,00 m.**

COURBE DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE



Geotechnical & Construction Engineering

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



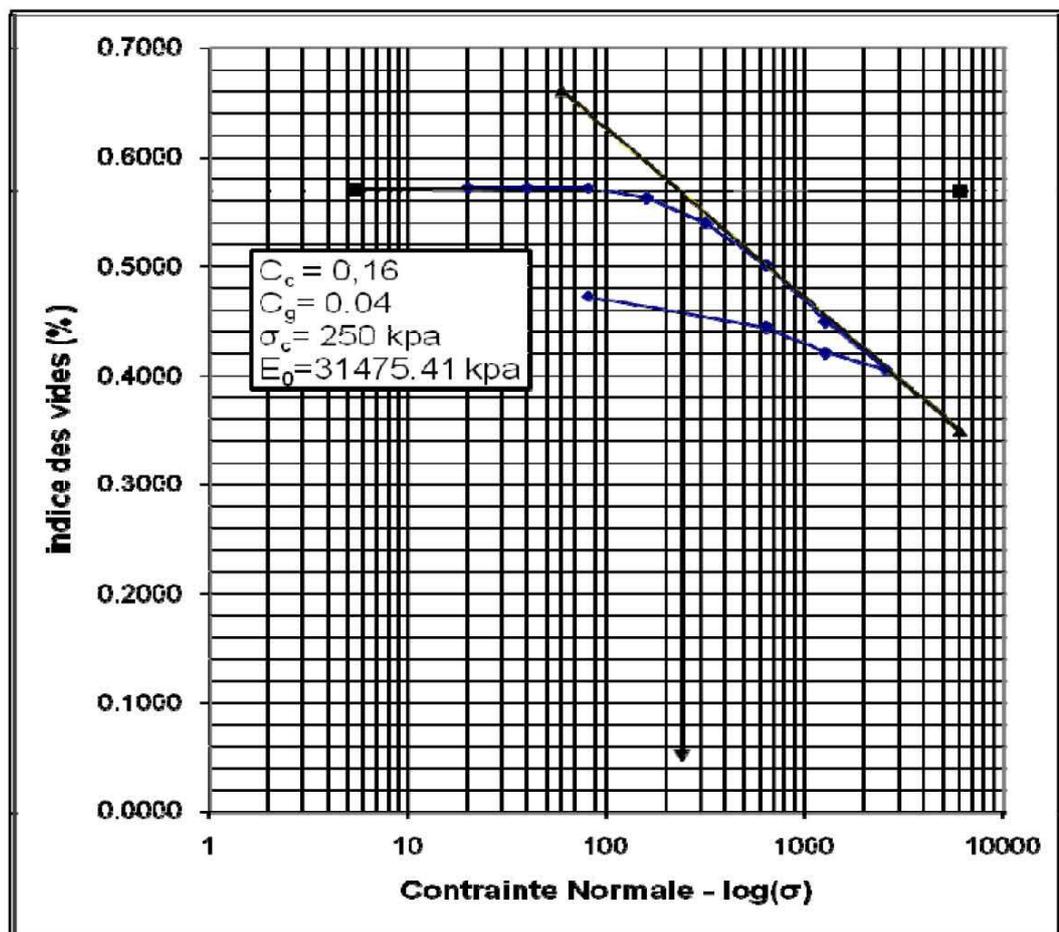
يوتقنيية و هندسة البناء

مكتب دراسات ونجيرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais de laboratoire
Figure n°10: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

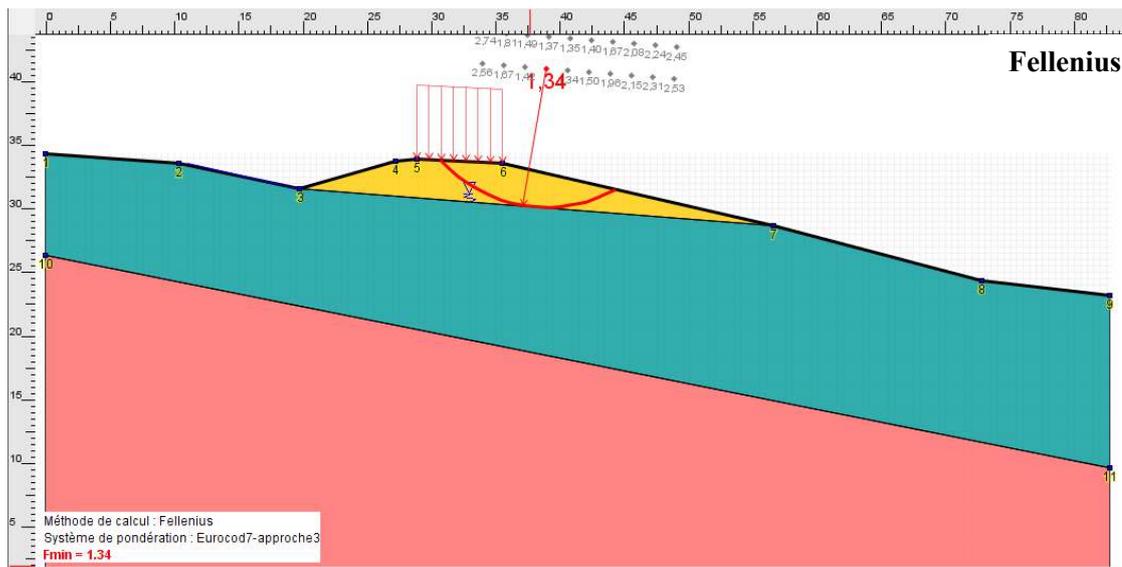
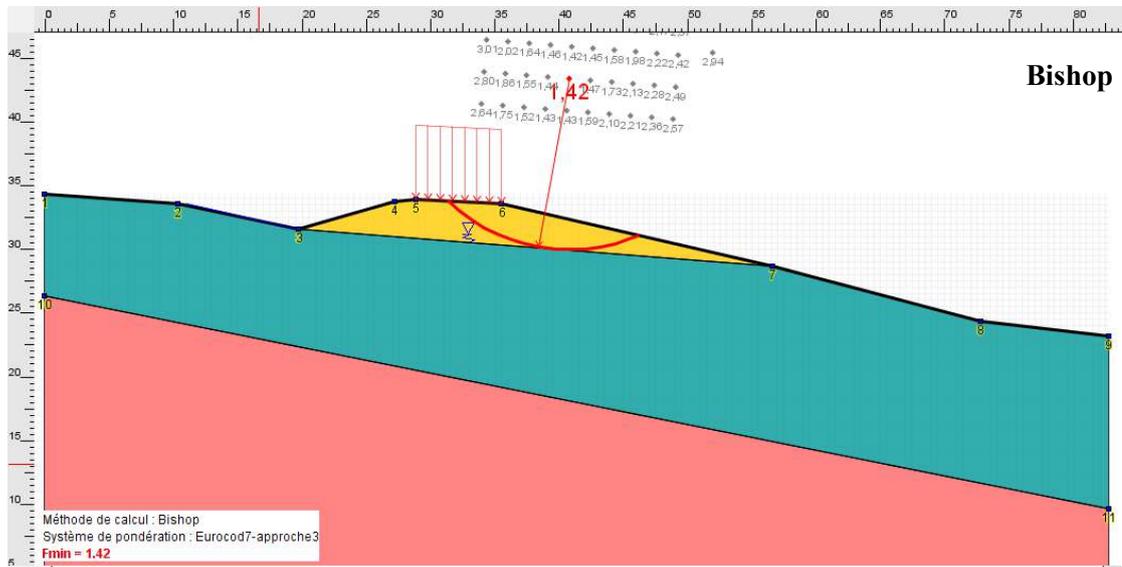
Dossier n° : G 130/ 2010 Date : Février 2011
Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 60/ PK 77+000, KEB.
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 5,65 m – 6,00 m.

COURBE DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

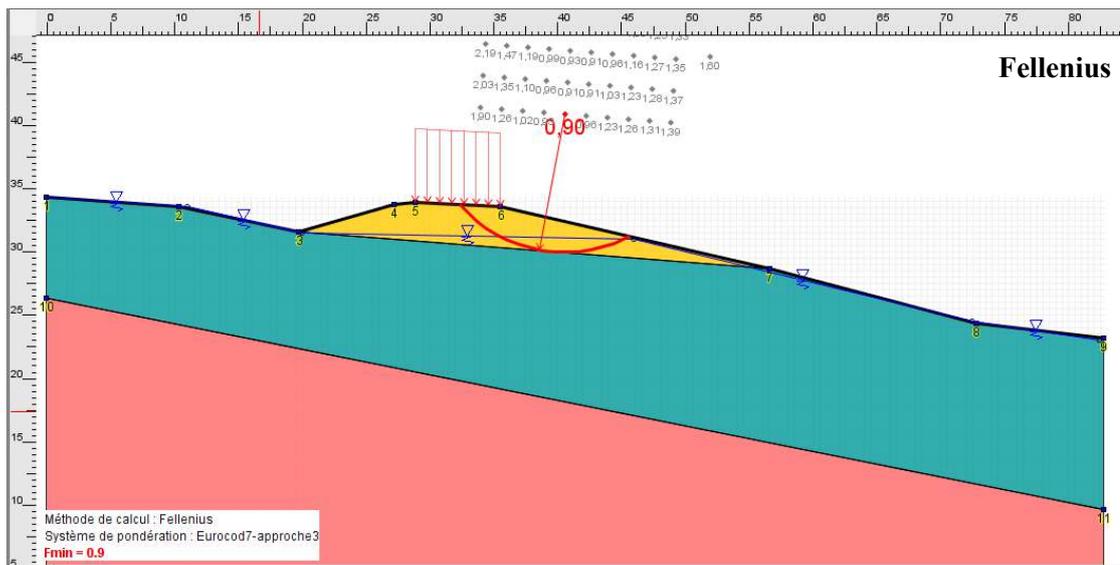


F.Résultats de l'étude de stabilité

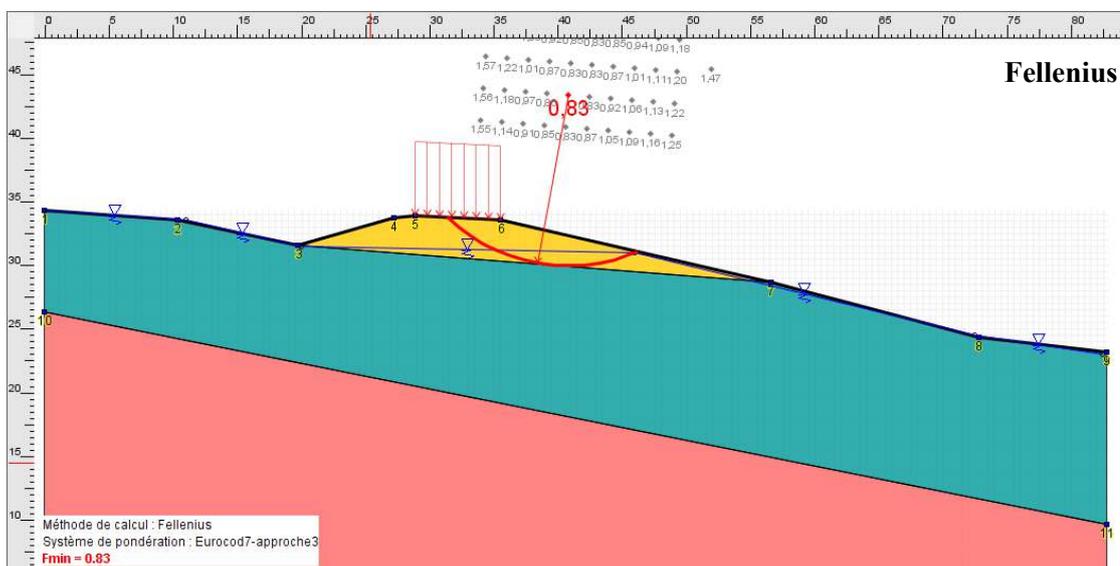
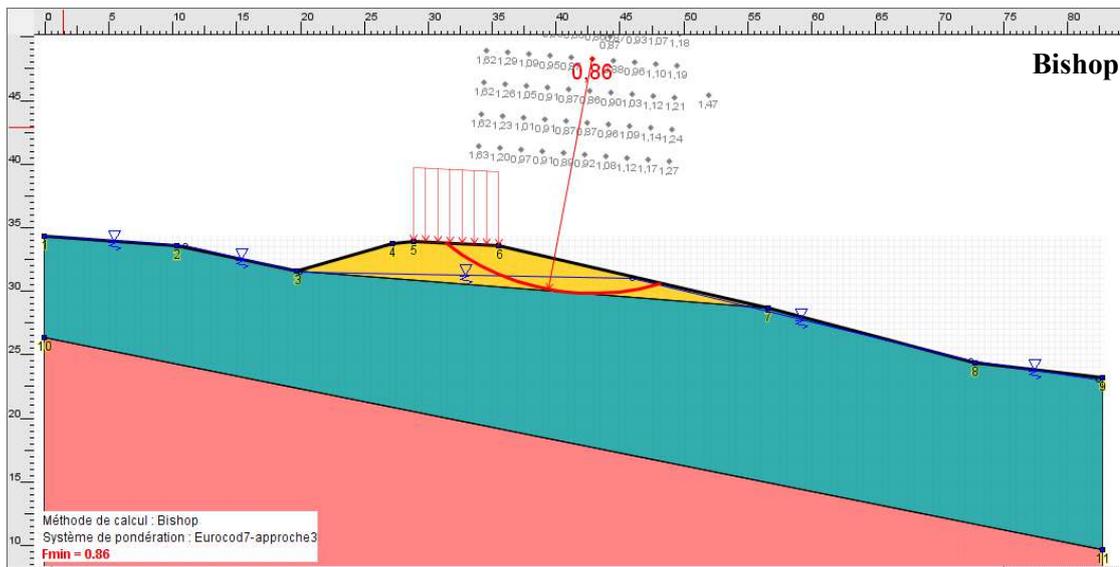
Sans nappe :



Avec nappe :



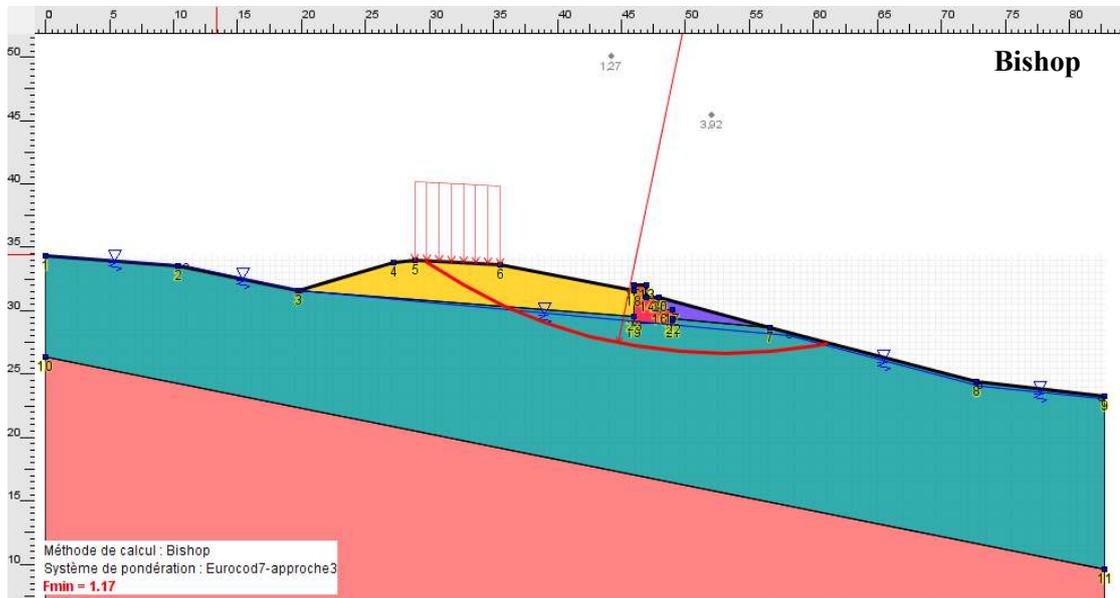
Avec séisme :



G.Résultats de l'étude de confortement

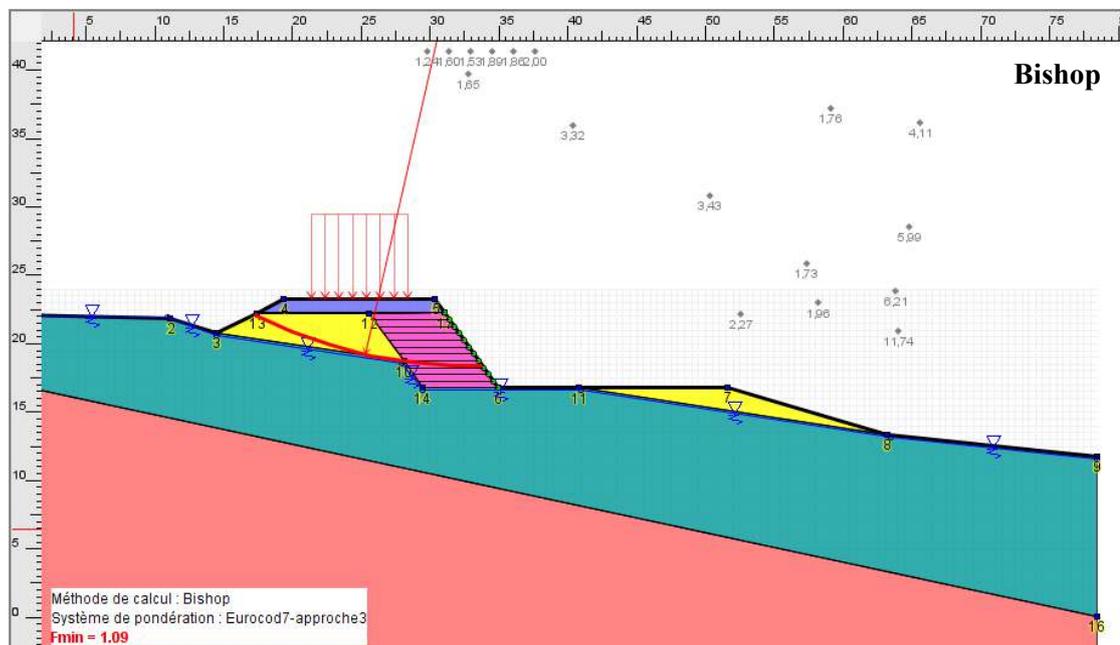
Confortement avec un mur en gabion

Avec séisme :



Confortement par géogridde

Avec séisme :



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. BENKIAR.T et ETMEKIRIDI. K (2009). *Glissement de terrain au pôle urbain de Médéa*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Licence en Génie Civil, option. Géotechnique, Université Dr.YahiaFaresde Médéa.
2. DJIDJELI N et HAFFAF M (2008). *Etude de stabilisation d'un glissement de terrain au niveau de la rocade sud d'Alger à l'aide des techniques géo synthétiques*. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état enTravauxPublics,Ecole Nationale des Travaux Publics.
3. LAGHOUAG.S et BOUKHARIA.A(2008). *Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8reliant la ville de Médéa à l'Université*. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état enTravaux Publics,Ecole Nationale des Travaux Publics.
4. BENKECHKACHE .I(2012). *Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère enarchitecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains,UniversitéMentouri de Constantine.
5. LATRAOUI.M et MOHAMED ELHADJ.T(2011). *L'étude et traitement de glissement de terrain extension de capacité sur la RN01 PK 82+700 MEDEA*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master génie civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb de Blida.
6. BOUAFIA.A (2009).*Conception et calcul des ouvrages géotechniques*. Edition pages bleus, Alger, pp (219-253) et 386 p.
7. TAOUNZA.S et BEZARI.I(2012). *Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb - Blida.
8. BERKACHE.K et MOSSAB.S (2013). *Etude de confortement d'un glissement de terrain survenu sur la RN 05, au PK35+800, BOUDOUAOU, BOUMERDES*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en génie civil, option : Géotechnique, Université SaadDahleb - Blida.
9. FECKER.P.G(2004). *Instrument de mesure géotechnique*. Chapitre 7 Mesures géotechniques aux pentes et talus, pp : 1-5, GIF.
10. SLIMI.A. (2008). *Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie)*. Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.
11. SEBASTIEN.G(2005). *Définition et typologie des mouvements de terrain*. Risque info N°16, pp : 4-5.
12. CHEDDAD.S (2009). *Apport de l'étude hydrogéologique dans l'étude et le traitement des glissements de terrains cas de site de Bougaa, Algérie Nord Orientale*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magister en Géologie, option : Ressource en eau et environnement, UniversitéMentouri de Constantine.

13. EL MIMOUNI.A, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B(2005). *Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc)*. 3ème Journées Internationales des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.
14. COSTET. J, SANGLERAT. G (1983). *Cours pratique de mécanique des sols*. Paris : Bordas, Tome 2, Calcul des ouvrages, pp: 265-337.
15. FAURE.R.M(2000). *L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes*. Partie I: Méthodes à la rupture. Revue française géotechnique N°92, 3^{ème} trimestre.
16. KHECHOUANE .Z(2003). *Etude rhéologique des matériaux à travers les propriétés des sols vis à vis du risque sismique* .Mémoire pour obtenir le diplôme de Magister.Université de sciences et de la technologie Houari Boumediene.
- 17.PHILIPPONAT.G(1985). *Fondation et ouvrages en terre*, éditionEyrolles, Paris, 149-198 p.
18. BRUNO.M-C(2005). *Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe)*. Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Bordeaux 1.