



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جیلالی بونعام خمیس ملیانة

Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana

کلیة وم الطبیعة والحیة وعلوم الأرض

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre

Département des Sciences de la Terre

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Filière : Géotechnique

Option : Géotechnique

Thème

Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara

Présenté par :

) **Bali Omar**
) **Boukeras Abderrahmane**

Devant le jury :

Mme. Filali.M

Mme. Debiche. F

M. Sadoune.A

M. Yamani.M

Mme. Belhadj FZ

Promotrice

C. Promotrice

Président

Examineur (1)

Examineur (2)

Juillet 2018

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. PHILIPPONAT.G etHubert. B (1998). Fondation et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris, 546p.
- [2]. BOUAFIA.A (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.
- [3]. BENYAHIA. M et DJILALI BEN FERDJ.S (2010). Analyse et modélisation d'un glissement de terrain.
- [4]. 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.
- [5]. CHERGUI Youcef,2011. Etude de glissement de terrain de l'extension de la capacité de la RN1 PK 82+700 (Médéa) avec proposition de solution de stabilisation, projet fin d'étude. École national supérieure des travaux publics.
- [6].DURVILLE.J-LetSEVE.(1996).Stabilitédespentes,Glissement en terrain meuble. Editions Techniques de l'ingénieur, réf. C254, 16p.
- [7]. SLIMANI Mohamed Salah Eddine ; BOUHALIT Ettahir, 2016. Etude d'un glissement de terrain en zone urbain à Skikda, mémoire pour diplôme d'ingénieur d'état. Ecole national supérieure des travaux publics.
- [8]. LARIBI Abdellah, 2015. Approche pluridisciplinaire pour l'étude et la modélisation des versants instables -cas de glissement d'el biar, Alger,thèse de doctorat, faculté génie civil. Ecole national polytechnique.
- [9]. FARIK. A et BOUDJEMA. I (2009). Stabilité des remblais de grande hauteur renforcée par géosynthétiques, 117p.
- [10]. BENKIAR.T et MEKIRIDI. K (2009). Glissement de terrain au pôle urbain de Médéa. Mémoire pour obtenir le diplôme de Licence en Génie Civil, option. Géotechnique, Université Dr. Yahia Fares de Médéa.
- [11]. 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 Internationale des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.
- [12]. BLONDEAU F,1979. La stabilité des pentes, cours de mécanique des sols, enseignement spécialisé. ENPC
- [13]. <https://Fr.climate-data.org>
- [14]. RPA99/VERSION 2003, règles parasismique algériennes, centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Ministère de l'habitat
- [15]. GUIDE TECHNIQUE. Stabilisation des glissements de terrain, technique et méthode de LCPC, ISSN 1151-1516, 91p.
- [16]. AHMED SEDDIKI ; " analyse de la stabilité des pentes sous séisme" ; mémoire demagister ; Promotion : 2007/2008.université de M'sila.alger ; Page (29), (33), (35), (39) ; Alger.
- [17]. DJAMEL EDDINE BENOUIS ; "étude d'un glissement de terrain par différente méthodes" ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industriell2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).
- [18].laboratoire de la Mitidja Des Travaux Publics et Bâtiments (**L.M.T.P.B**)

Liste des symboles

- C: Cohésion (KPa)
C': Cohésion effective (KPa)
 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)
e : Le refus (pénétration moyenne par coup)
 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)
 I_p : Indice de plasticité (%)
L: Largeur de nappe (m)
q: La surcharge routière (KPa)
 R_p : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)
S: Surface (m^2)
W: Poids propre (KN/ml)
 ω_n : Teneur en eau
Z: La profondeur (m)
 α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale
 β : L'angle du talus (°)
 γ : Poids volumique (KN/m^3)
 γ_d : Poids volumique sec (KN/m^3)
 γ_{ht} : Poids volumique humide (KN/m^3)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (KN/m³)

ψ_a : L'angle de dilatance(°)

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 (°)

ρ_{eff} : 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 (°)

ϕ' : L'angle de frottement interne effective (°)

ϕ_r : L'angle de frottement du remblai (°)

ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé(°)

β : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)

CTTP: Organisme national du contrôle technique des travaux publics.

PDL: Pénétration dynamique lourds

RPA:Règlement parasismique Algérien

SC: Sondages carottés

Résumé

Sommaire

Liste de figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction.....	1
2. Description des mouvements des terrains	1
3. le glissement de terrain.....	2
3.1. classification de glissement.....	2
3.2. Causes des glissements de terrain.....	3
3.2.1. Les facteurs permanents.....	3
3.2.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement.....	4
4. Différentes formes d'instabilité d'une pente.....	5
4.1. Description des principales formes d'instabilité.....	5
4.1.1. Le glissement	6
4.1.2. L'écroulement	7
4.1.3. Les chutes de blocs.....	8
4.1.4. Eboulement	8
4.1.5. Le fluage	9
4.1.6. La coulée boueuse	10
4.1.7. Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles.....	11
4.1.8. Talus en remblai sur sols compressibles.....	11
4.1.9. Stabilité sous les soutènements	11
5. Reconnaissance du site.....	11
5.1. Géologie et géomorphologie.....	11
5.2. Hydrogéologie.....	12
5.3. Reconnaissance géotechnique	12
5.4. L'étude cinématique.....	12
6. Exemples réels des glissements des terrains.....	12
6.1. Glissements de terrain survenus en Algérie	12
6.2. Glissements de terrain survenus dans le monde.....	13
7. Conclusion.....	16

Chapitre II : LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

1.Introduction.....	17
2.Notion de coefficient de sécurité.....	17
2.1Rechercheducoefficientdesécuritédotalus.....	18
2.2. Caractéristiquesmécaniquesàprendreencompte.....	18
2.3. Choix delavaleurducoefficientdesécurité.....	18
2.4. Méthodesdecalcul.....	19
2.4.1 Calcul à la rupture.....	19
2.4.1.1. Rupture plane.....	19
2.4.1.2. Rupture circulaire.....	19
2.4.2. Méthode analytique.....	20
2.4.2.1. Méthode de Taylor.....	20
2.4.2.2. Méthode de Caquot ou de Biarez.....	20
2.4.2.3. Méthode des tranches.....	20
2.4.2.4. Méthode de Fellenius.....	21
2.4.2.5. Méthode de Bishop.....	21
2.4.2.6. Méthode de perturbation.....	22
2.4.2.7. Méthode des éléments finis.....	22
3 Conclusion.....	22

Chapitre III : LES METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1. Introduction.....	23
2. Système de parades	23
2.1. Approche douce.....	24
2.1.1. Terrassement.....	24
2.1.2.Drainage.....	24
2.1.3. Boisement et végétation.....	25
2.2. Approche dure.....	25
2.2.1. Soutènement.....	25
2.2.2. Renforcement.....	27
2.2.3. Durcissement.....	31
3.Choixd'un systèmedeparade.....	31
3.1. Conditions techniques.....	31
3.2. Contraintes économiques.....	32
3.3.Constraintessociopolitiques.....	32

3.4. Environnement et esthétique.....	32
4. Conclusion.....	33

Chapitre IV : PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction.....	34
2. Présentation de la région.....	34
2.1. Géologie de la région.....	35
2.2. Hydrogéologie de la région.....	36
2.3. Climat de la région	37
2.4. Sismicité de la région	38
3. Présentation du site.....	38
3.1. Lagéologiedusite.....	40
3.2. L'Hydrologie du site	40
4. Conclusion.....	41

Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE

1. Introduction.....	42
2. Synthèse des désordres observés.....	42
2.1. Glissement 1 PK8+200.....	42
2.2. Glissement 2 PK19+500.....	43
2.3. Glissement 3 Pk43+100	44
2.4. Les causes probables de ces désordres	46
3. Reconnaissance géotechnique.....	46
3.1. Essai in-situ	47
3.1.1. Sondages carottés (SC).....	47
3.1.2. Sondages pressiométriques (SP).....	50
3.1.3. Essai pénétromètre dynamique lourd (PDL)	54
3.2. Essais géotechniques au laboratoire.....	57
3.2.1. Essai d'identification physique.....	57
3.2.1.1. Teneur en eau naturelle.....	57
3.2.1.2. Limite d'Atterberg.....	58
3.2.2. Essais mécaniques.....	59
3.2.2.1. Compressibilité a l'odomètre.....	59
3.2.2.2. La résistance au cisaillement.....	61
4. Conclusion.....	63

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITE DU TALUS

1. Introduction.....	64
2. Présentation de logiciel.....	64
2.1. Logiciel Plaxis2D	64
2.2. Eude de stabilité et simulation numérique	65
3. Modélisation des glissements étudiés par PLAXIS.....	65
3.1. Interprétation des résultats	71
4. Conclusion.....	71

Chapitre VII : METHODE DE CONFORTEMENT

1. Introduction.....	72
2. Proposition d'ouvrages de confortement.....	72
2.1. Soutènement par rideaux de palplanches	72
2.2. Soutènement par gabionnage	72
2.3. Soutènement par un pieux.....	73
2.4. Renforcement par mur de soutènement	73
2.5. Renforcement du sol par terre armé	73
2.6. Renforcement par géogridle.....	73
2.6.1. Justification de choix de la méthode.....	74
3. Etude de confortement du site étudié.....	74
3.1. Le système de drainage.....	75
3.2. Domaine d'utilisation.....	76
3.3. Caractéristiques du système de renforcement.....	76
3.4. Dimension du massif renforce	76
3.4.1-Géométrie et caractéristiques du massif renforcé par géogridles	76
3.4.2. Stabilité globale	77
4.Modélisation des confortements par plaxis2d	77
5.Conclusion.....	79

Conclusion générale

Références bibliographies

Annexe

Liste des figures

Chapitre I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1. Un glissement plan.....	05
Figure 2. Le glissement rotationnel simple.....	06
Figure 3. Le glissement rotationnel complexe.....	06
Figure 4. Glissement rotationnel complexe.....	07
Figure 5. Aspect de l'écroulement.....	07
Figure 6. Chute pierres et de blocs.....	08
Figure 7. Éboulement sur un village construit au pied de falaise.....	08
Figure 8. Aspect de fluage.....	09
Figure.9. Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.....	10
Figure 10. Deux formes de coulées.....	11
Figure 11. Principaux sites de glissements à Constantine Ville.....	13
Figure 12. Route affectée par le glissement.....	13
Figure.13. Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France. [16]	14
Figure 14. Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz [16]	15

Chapitre II :LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

Figure 1. Méthode des tranches.....	21
--	----

Chapitre III. LES METHODES DESTABILISATION DES GLISSEMENTS DETERRAIN

Figure .1. Système de parades.....	23
Figure 2. Système de parade par approche douce.....	24
Figure 3. Système de parade par approche dure.....	25
Figure 4. Différents types de mur en poids.....	26
Figure 5. Différents types de mur en encastements.....	27
Figure 6. Renforcement par géo synthétique.....	27
Figure 7. Typologie des géotextiles.....	28
Figure 8. Exemple de structure de la géo composite de drainage.....	30
Figure 9. Exemple de géogrille biaxiale.....	31

Chapitre IV : PRESENTATION DU PROJET

Figure 1. La région de mascara.....	34
Figure 2. les zones de wilaya de mascara.....	35

Figure 3. Extrait de la carte géologique du mascara.....	36
Figure 4. Diagramme climatique etcourbe de températurede Mascara.....	37
Figure 5. Les zones de sismicité algérienne (situation sismique de Mascara)	38
Figure 6. Présentation du Route National N6.....	39
Figure 7. Les endroits effectués par glissement de RN6.....	39
Figure 8. Présentation de la route nationale N17.....	39
Figure 9. Les endroits effectués par glissement de RN17.....	40

Chapitre V : ETUDES GEOTECHNIQUES

Figure1. Escarpementauniveaude l'accotement.....	42
Figure 2. Partie des gabions.....	43
Figure 3. Glissement de terrain (tranchée)	43
Figure 4. Rupture caractéristique au niveau de la chaussée.....	44
Figure 5. Partie des gabions effondrés.....	44
Figure 6. Rupture caractéristique qui affecte, la demi-chaussée suivi d'un affaissement.....	45
Importante recharge par la suite	
Figure 7. Partie des gabions et soutènement.....	45
Figure 8. Sondage en en aval de La chaussée	48
Figure 9. Etalage de caisses à sondage.....	48
Figure 10. Etalage des caisses du sondage carottéentre 0.00-5.00m(SC1).....	49
Figure 11. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 15.00-20.00m (SC1)	49
Figure 12. Etalage des caisses du sondage carotté 2 entre20.00-25.00m (SC2)	49
Figure 13. Etalage des caisses du sondage carotté 2 entre 15.00-20.00m (SC2)	49
Figure 14. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 00.00-06.50 m.....	50
Figure 15. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 06.50-12.50 m	50
Figure 16. Principe de l'essai pressiométriques.....	51
Figure 17. La coupe lithologique et le module pressiométrique (glissement 2).....	52
Figure 18. La coupe lithologique et le module pressiométrique (glissement 3)	53
Figure 19. Photo de pénétromètre dynamique Lourde.....	55
Figure 20. Schéma général d'un pénétromètre dynamique.....	55
Figure 21. Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.....	57
Figure 22. Limites d'Atterberg.....	58
Figure 23. Principe de l'odomètre.....	59
Figure 24. La courbe œdométrique de glissement 1.....	60
Figure 25. La courbe œdométrique de glissement 3.....	60
Figure 26. Essai de cisaillement.....	61

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITE DU TALUS

Figure 1. Modalisation des glissements sur plaxis.....	66
Figure 2. Présentation de la nappe phréatique	67
Figure 3. Maillage fin pour ce glissement.....	67
Figure 4. Facteur de sécurité obtenue.....	67
Figure 5. Le cercle de rupture de la déformation.....	68
Figure 6. Modalisation des glissements sur plaxis.....	68
Figure 7. Présentation de la nappe phréatique	69
Figure 8. Maillage fin pour ce glissement	70
Figure 9. Facteur de sécurité obtenue.....	70
Figure 10. Le cercle de rupture de la déformation.....	70

Chapitre VII : METHODE DE CONFORTEMENT

Figure 1. Renforcement de remblai par géogridde	74
Figure 2. La mise en place des nappes de géogridde	74
Figure 3. Tranchée drainante.....	76
Figure 4. Modélisation de confortement de glissement 01.....	77
Figure 5. Le déplacement de sol après confortement.....	77
Figure 6. Facteur de sécurité du glissement 01.....	78
Figure 7. Modélisation de glissement 02 par PLAXIS.....	78
Figure 8. Le déplacement de sol dans le glissement 02.....	78
Figure 9. Facteur de sécurité après confortement.....	79

Liste de tableaux

Chapitre I :ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

- Tableau 1.** Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de.....02
L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009) [20]
- Tableau 2.** Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement)03

Chapitre II : LES METHODES D'ANALISE DE LA STABILITE DES PENTES

- Tableau 1.** Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage..... 19

Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE

- Tableau 1.** Présentation des essais (in situ, laboratoire) 47
- Tableau 2.** Résultat de essais de pressiométrique (E, PL, PF), G1.....52
- Tableau 3.** Résultat des essais de pressiométrique (E, PL, PF),2 points de sondage, G2.....53
- Tableau 4.** Résultat de essais de pressiométrique (E, PL, PF), G3.....54
- Tableau 5.** Les différentes profondeurs des refus.....56
- Tableau 6.** Résultat d'essai de la teneur en eau.....57
- Tableau 7.** Résultat d'essai de Limite d'Atterberg.....58
- Tableau 8.** Classification des sols selon l'indice de plasticité.....59
- Tableau 9.** Résultats d'essai de compressibilité à l'odomètre.....61
- Tableau 10.**Résultats d'essai de la résistance au cisaillement rectiligne.....62

Chapitre VI : ETUDE DE STABILITE DU TALUS

- Tableau 1.** Caractéristiques de glissement 01 utilisées sur plaxis.....66
- Tableau 2.** Caractéristiques de glissement 02 utilisées sur plaxis.....69

Un glissement de terrain est un mouvement ou un déplacement plus ou moins brutal du sol et/ou du sous-sol (masse de sol ou de roche), le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité.

En relation aux conséquences de ce phénomène naturel, il est considéré comme une catastrophe naturelle pouvant provoquer des pertes humaines et des dégâts matériels considérables. L'étude de l'effet de ces phénomènes relève de la mécanique des sols et constitue une des préoccupations majeures que l'ingénieur géotechnicien fera face dans sa pratique professionnelle.

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 cadre et propose l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenu le long du chemin de Wilaya CW 43 du PK 8+200, PK 19+500 et PK 42+100 dans la Wilaya de Mascara. 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 plan de travail classique initié par la reconnaissance du site et l'analyse des données disponibles. Cette reconnaissance géotechnique permettra d'identifier et de caractériser les couches du sol de notre site. Elle sera suivie par la proposition et le développement détaillé des solutions de confortement les plus appropriés. Les calculs de la stabilité seront exécutés en utilisant le logiciel PLAXIS(2D). La dernière étape concerne une analyse multicritère, tenant compte de l'aspect technique et économique des solutions analysées dont l'objectif est de justifier le meilleur comportement adapté.

Dans le cadre de notre présent mémoire de master, nous proposons d'organiser son contenu en plusieurs chapitres regroupés sous deux parties principales ; à savoir une première partie théorique et une deuxième partie pratique.

La partie théorique composée de trois chapitres permettant de cerner les notions de base et concepts liés à la problématique des glissements de terrain, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés. Il s'agit d'une revue de littérature résumée et appropriée au sujet traité.

La partie pratique, contenant quatre chapitres, 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 PLAXIS(2D), ce qui a permis de dégager les options des solutions possibles. Est choisie le massif renforcé par géogrille comme solution de confortement à la problématique du sujet.

1. Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande masse pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, cycle gel/dégel, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

La forme des surfaces de rupture dépend beaucoup des caractéristiques du matériau. Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité, dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture sont une combinaison de surfaces circulaires et planaires, comme elles peuvent être d'une forme quelconque mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris, donc on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sols déstabilisés.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de glissements de terrain (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différents cas pathologiques observés et les informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis de son intensité.

2. Description des mouvements des terrains

Le déclenchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible, toute fois il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse.

Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site, par exemple : l'éboulement d'une falaise dont le pied est par la mer.

Un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme. Certains travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture sur un site auparavant stable. C'est le cas notamment de l'ouverture de fouilles superficielles ou profondes, de la modification du régime des eaux souterraine, de la mise en place de surcharge et de l'usage d'explosifs...etc.

En première analyse, on peut dire qu'une masse de terrain se met en mouvement sous l'action de pesanteur lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée. Il peut s'agir :

- De la résistance à la traction (éboulement rocheux).
- De la résistance à la compression simple écrasement de piliers de mines.
- De la résistance au cisaillement (glissement).
- Du frottement roche sur roche pour les glissements de bancs rocheux sur un joint sec.
- De la limite de fluage (certain glissement en milieu argileux)
- De la limite de liquidité d'Atterberg (écoulements viscoplastiques ou fluide).

2.1. Classification de glissement

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement :

a. Profondeur de glissement :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Tableau 1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009) [17]

Glissement	Surface de glissement
Superficial	0-2m
Semi-profonde	2-10m
Profonde	10-30m
Trèsprofonde	10-30m

b. Vitesse moyenne de glissement de terrain

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau 2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [17]

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

2.2. 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. [4].

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.

2.2.1. 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 [11].

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 [4].

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

2.2.2. Les facteurs dynamiques et de 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. 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.

4. Différentes formes d'instabilité d'une pente

Lors d'une étude de stabilité de glissement, on est en présence de terrains naturels en pente et de talus artificiel (réalisés par l'homme) [10].

a) Pentes naturelles :

L'instabilité d'une pente naturelle se manifeste sous plusieurs aspects, notamment :

- Le glissement :
 -) Glissement plan ;
 -) Glissement rotationnel simple ;
 -) Glissement rotationnel complexe.
- Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres)
- Le fluage et la solifluxion ;
- La coulée boueuse ;

b) Talus artificiels :

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On constate :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Ouvrage de soutènement.

4.1. Description des principales formes d'instabilité

4.1.1. Le glissement

Les glissements de terrain se produisent dans des circonstances très variées. Ils affectent des ouvrages construits par l'homme (déblai ou remblai) ou des pentes naturelles ; ils se produisent généralement lentement et dans certain cas, ils peuvent se produire brutalement.

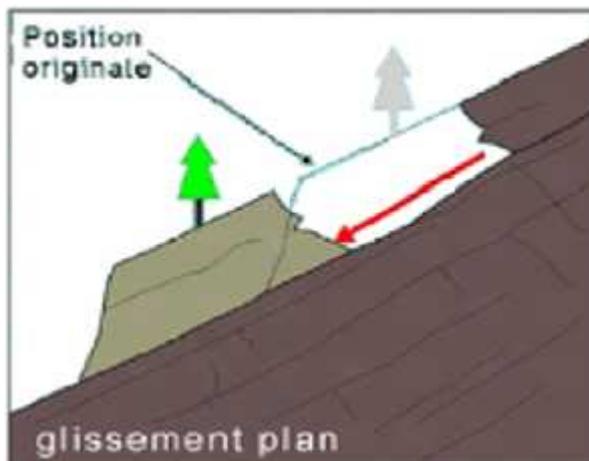
Il est caractérisé par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements, il se produit lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les facteurs déclenchants sont :

-)] Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc....) ;
-)] Les terrassements ;
-)] L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ;
-)] Les accélérations produites par des séismes. [15]

On observe des glissements de formes variées, notamment :

a) Le glissement plan

Où la surface de glissement est plane (voir figure 1). Il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance. [2] Appeler « couche de savon ».



(a) : Mécanisme de glissement plan (b) : Exemple d'un glissement plan, Ténès, Algérie

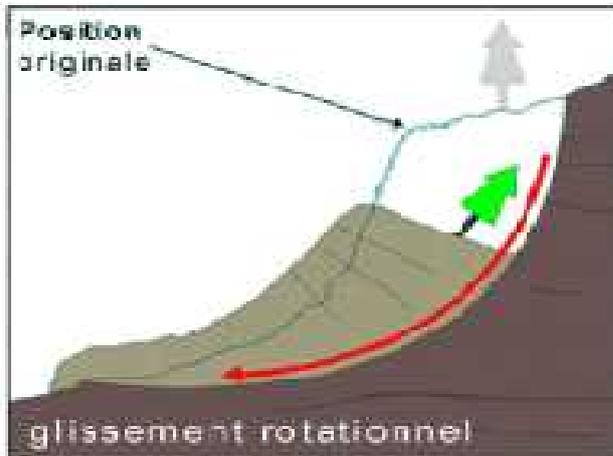
Figure 1 : Un glissement plan.[5]

b) Le glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- En tête des fissures de traction,

- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.



(a) : Mécanisme de glissement rotationnel simple (b) : Exemple sur RN 11, Damous, Algérie.
Figure 2 : Le glissement rotationnel simple.

c) Le glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.



(a) : Mécanisme d'un glissement Rotationnel (b) : Exemple d'un glissement rotationnel multiple En bordure de la rivière Chicoutimi. Complexe.
Figure 3 : Le glissement rotationnel complexe.

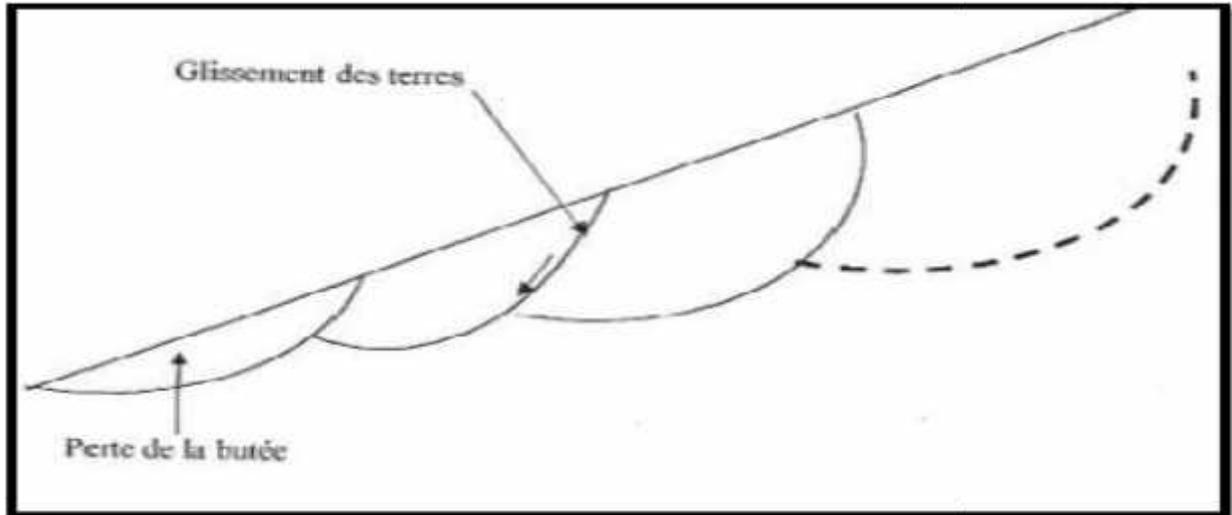


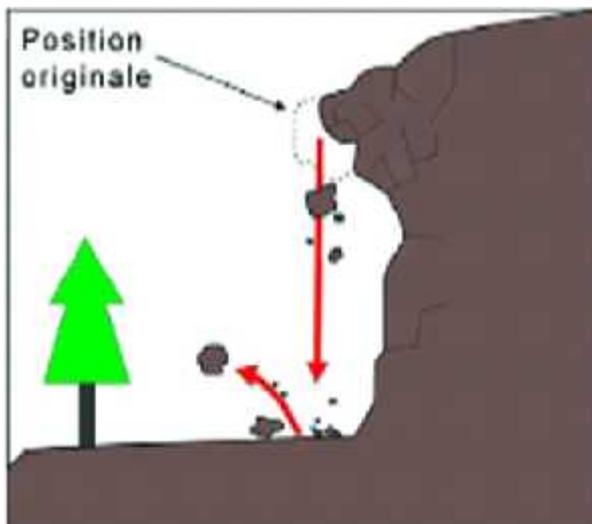
Figure 4 : Glissement rotationnel complexe [5]

4.1.2. 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. [2]

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 composantes de la masse éroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure (1.5). [3].



(a) : le mécanisme de l'éroulement

(b) : Eroulement (RN 11, Damous, Algérie)

Figure 5 : Aspect de l'éroulement [5]

4.1.3. Les chute de blocs

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc : $\emptyset > 50\text{cm}$), depuis un sommet ou une pente avec l'air pour milieu principal de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente (voir figure 6).

Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche (voir figure 6).

Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les mouvements tendent en général à s'arrêter.



Figure 6 : Chute de pierres et de blocs. [10]

4.1.4. Eboulement :

Lors d'un éboulement (voir figure 7), un volume de roche important se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 10000 m³ par événement.



Figure 7 : Éboulement sur un village construit au pied de falaise.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

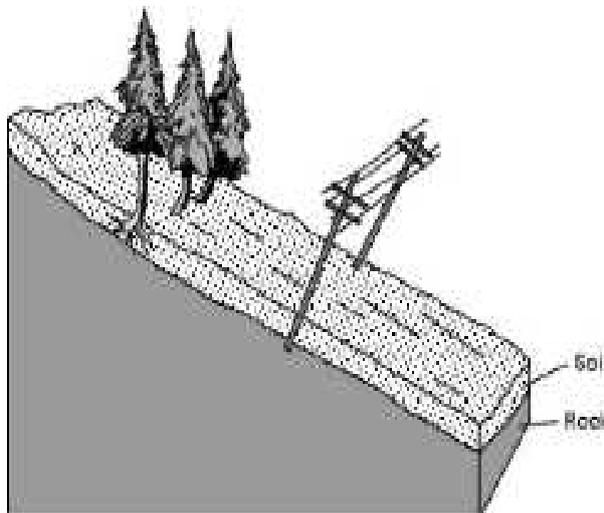
4.1.5. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait, le matériau plus est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- la déformation volumique ;
- la déformation de cisaillement.

Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotopique. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette inter granulaire. Le fluage au cisaillement, quant à lui, est provoqué par la partie déviatorique du tenseur de contraintes. Théoriquement la pression interstitielle est nulle alors le squelette inter-granulaire supporte les contraintes appliquées tout seul. La déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial, de la boîte de cisaillement homogène, ou de la boîte de cisaillement plan. [17]



(a) : le mécanisme de fluage

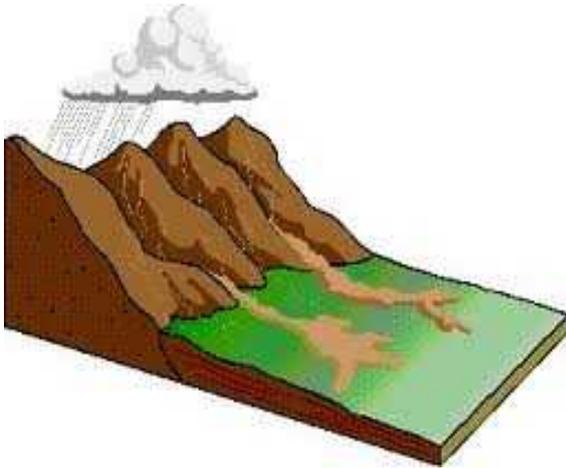


(b) : fluage (RN 11, Cherchell, Algérie)

Figure 8. Aspect de fluage.

4.1.6. 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. [1].



boue a Houaïlou

(a) : le mécanisme de coulée de boue (b) : coulée de

Figure 9 : Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des sols, des roches décomposées ou des éboulis fins. L'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissellement. Lors d'un phénomène de coulée boueuse :

- Le degré de remaniement de la masse en mouvement est total.
- La vitesse et la distance parcourue par une coulée boueuse sont très variables, dépendant de nombreux facteurs comme la nature des matériaux, la quantité d'eau, la viscosité du mélange eau/matériau, la topographie, la saturation en eau des sols sur lesquels se déplace la coulée.

Le phénomène de coulée boueuse montre presque toujours :

- **Une zone supérieure élargie** : (rassemblement de matériaux par exemple au pied d'un glissement, zone de départ de la coulée),
- **Un chenal d'écoulement** : beaucoup plus étroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert),
- **Un lobe terminal** : (zone d'accumulation) élargi en une sorte de cône de déjection mais de profil convexe.

D'un point de vue rhéologique, Les coulées boueuses se comportent comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui a besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler. La figure (10) schématise deux formes de coulées.

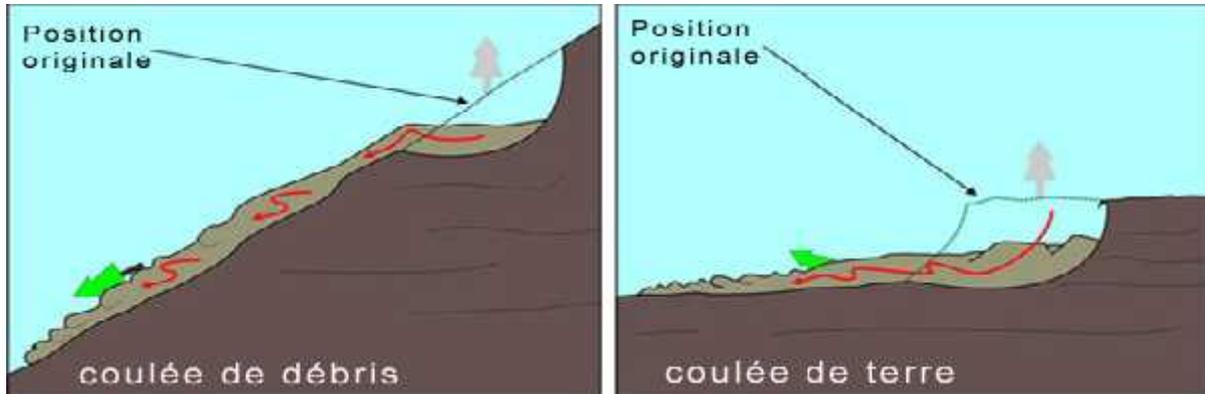


Figure 10. Deux formes de coulées.

4.1.7. Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles

D'une façon générale, les ruptures ont l'allure de glissements circulaires parmi lesquels sont distingués : Les cercles de pied, Les cercles de talus, Les cercles profonds.

Les cercles de pied, sont les plus courants dans les talus. Les cercles débouchant sur la surface du talus apparaissent dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante. Les cercles profonds ne se produisent que lorsque le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité. [1]

4.1.8. Talus en remblai sur sols compressibles

Un talus en remblai sur sol compressible, tel que l'argile molle ou organique, risque de glisser selon un cercle profond tangent à la base de la couche compressible, si elle est homogène. [2]

4.1.9. Stabilité sous les soutènements

Pour ce type d'ouvrage, le glissement se manifeste parfois selon un cercle profond, englobant l'ouvrage de soutènement.

5. 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.

5.1. 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 :

- J Levés morphologique et géologique du terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- J Photo-interprétation : géologie, géomorphologie, etc. ;
- J Géophysique : fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction);
- J Sondages : destructifs ou carottés et diagraphies [6].

5.2. 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.

5.3. 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 et c_u , mesurables au laboratoire [2].

5.4. 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.

6. Exemples réels des glissements des terrains

6. 1. Glissements de terrain survenus en Algérie

a) Le glissement de Constantine :

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Kaidi Abdellah, Bellevue, CILOC, Boussouf, Zaouch, Boudraa Salah, Bencherghi, Bardo, Place Krikri, chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri), soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15 000 habitations abritant une population estimée à 100 000 habitants. Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques. L'urbanisation parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement à la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable est à l'origine du phénomène.

ainsi naissance au lac en même temps qu'il engloutissait des habitations, dont les ruines sont visibles en s'approchant du lac.

- Le 4 mai 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay[2].
- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.
- 15 décembre 1999, Venezuela : tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas avec un lourd bilan d'au moins 15.000morts.
- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du Pays faisant 1106morts.
- 6 septembre 2008 : Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans un bidon ville à l'est du Caire fait 69morts.
- 8 août 2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine.

a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France :

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650 mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure 13).

L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants.



Figure 13 : Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France. [16]

b) Glissement Au sud du Mexique

Un glissement a provoqué la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons Le mardi 28-09-2010 dans le sud-est du Mexique. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipités à l'aube sur la localité de Santa Maria Tlahuitoltepec. Un pan de colline s'est effondré, sur une largeur de 200 mètres, a déclaré à la télévision le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz



Figure 14 : glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz [16]

7. Conclusion

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : les séismes, la pluviométrie très forte et la nature du sol...etc. ou anthropique comme le Déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

1. Introduction

Dans l'étude de ce phénomène, l'objectif des méthodes de calculs utilisées consiste en la vérification de la stabilité des terrains contre la somme des forces qui tendent à provoquer le renversement du talus.

L'ensemble de ces méthodes sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses et considérations initiales, et repose dans leurs calculs sur les valeurs et caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques des couches de terrain composant le talus sujet d'analyse : la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente... etc.

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

2. Notion de coefficient de sécurité

Le calcul de stabilité des talus consiste à déterminer un coefficient (facteur) de sécurité F par lequel il apprécie la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante : [5]

$$FS = Q_{\max}/Q$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au assif (force H , force V et moment M).

Q_{\max} : valeur maximale de Q

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité :

$$) F = \frac{I_m}{I} = \frac{\text{résistance a ci}}{\text{a ci}} \frac{\sigma}{\text{néc a l'e}} \quad (\text{définition de bishop})$$

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

$$) F = \frac{e}{e} \frac{\text{résistant}}{m}$$

Cette définition suppose la surface testée est planaire.

$$) F = \frac{m}{\text{moment } m} \frac{r}{m} \quad (\text{définition de frohlich})$$

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

$$) F = \frac{H_c}{H} = \frac{H}{H} \frac{c}{r_{ée}}$$

Cependant, on distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité :

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

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

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

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

2.1 Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous allons d'écrire dans les paragraphes qui suit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface de glissement. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire défini à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels (Talren par exemple) permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre le plus défavorable. Certaines méthodes sont basées sur une extension des méthodes de tranches 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

2.2 Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU (caractéristiques c' et ϕ'). Le rôle de l'eau est donc essentiellement dans la stabilité (ou l'instabilité des talus).

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u). [12]

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

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

Tableau 1. Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que FS= 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

2.4 Méthodes de calcul

2.4.1 Calcul à la rupture:

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Le calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique. Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb). Cette étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, il y a donc lieu de distinguer deux plans de rupture [7].

2.4.1.1 Rupture plan:

La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. Donc on peut admettre que les forces externes horizontales et verticales s'équilibrent de part et d'autre la résultante = 0. Donc le facteur de sécurité :

$$F = \frac{2 c'}{\sin 2\beta\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \tan\beta} \tan\phi$$

La valeur limite β , qui correspond à $F_s = 1$, et donc ϕ' .

NB : dans tous les cas, F_s est directement proportionnel aux caractéristiques mécaniques des sols.

2.4.1.2. Rupture circulaire:

Dans ce cas, le coefficient de sécurité F est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices.

2.4.2. Méthode analytique:

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et F_s du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez).

2.4.2.1. Méthode de Taylor:

L'hypothèse dans cette méthode c'est que le sol est homogène et qu'il n'existe aucune circulation d'eau, son principe est basé sur le cercle de rupture et l'analyse d'équilibre des forces.

2.4.2.2 .Méthode de Caquot ou de Biarez:

L'hypothèse dans cette méthode c'est aussi que le sol est homogène mais avec la Présence de la pression interstitielle. Son principe et fait pour une rupture circulaire, pour Caquot il vérifie l'équilibre des moments et pour Biarez c'est la vérification de l'équilibre des polygones (résultante) des forces.

Ces deux méthodes sont graphiques basées sur les abaques.

- Ils convergent vers la méthode de Taylor dans le cas d'un sol sans circulation d'eau.

2.4.2.3. Méthode des tranches:

Dans ce type d'analyse le talus est divisé en tranches verticales de largeur (b). La base de chaque tranche est supposée être une ligne droite inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal. La hauteur de chaque tranche ' h ' est mesurée sur la ligne centrale. Chaque tranche est soumise aux forces suivantes:

- Les forces normales et les forces de cisaillements dues aux tranches voisines.
 - Le poids propre de tranche
- $$W = \gamma \cdot b \cdot h$$
- La réaction à la base divisée en 2 composantes : la force normale et force de

Cisaillement. [7]

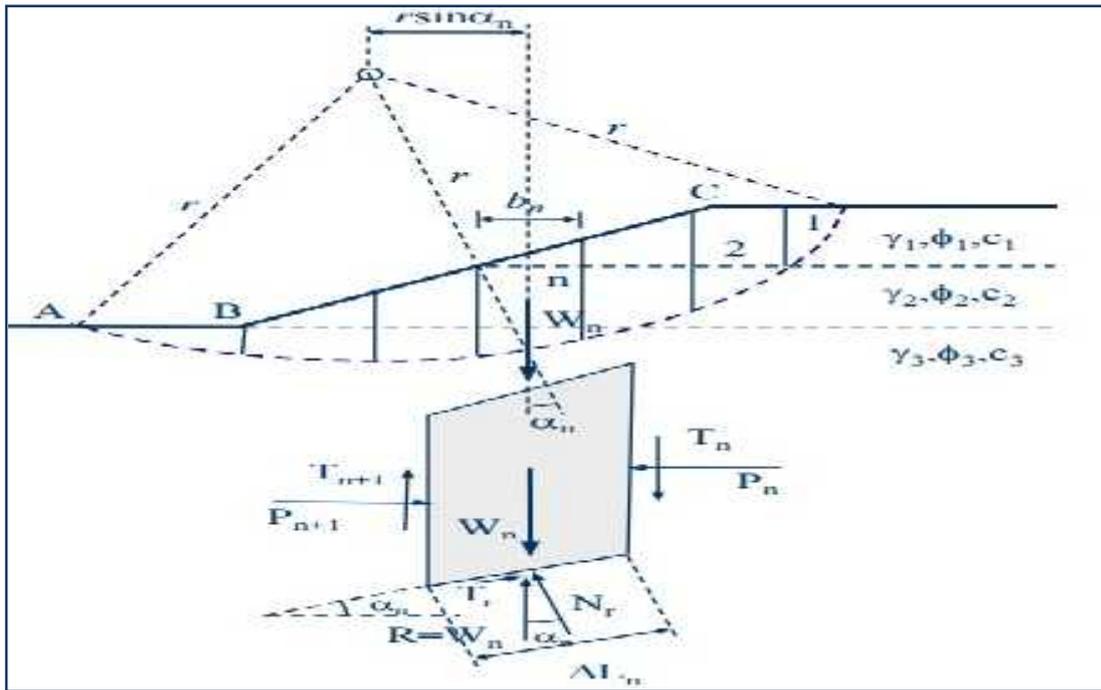


Figure 1 méthode destranches

2.4.2.4. Méthode de Fellenius:

Il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro. Et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (N_n) et l'autre tangentielle (T_n).

Le coefficient de sécurité F_S est défini comme le rapport des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches sur les moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c'l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W \sin \theta}$$

c : Désigne la cohésion du sol à la base de la tranche considérée.

2.4.2.5. Méthode de Bishop

Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces Externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c' + (W - u) \tan \phi] \frac{1}{c \theta + \frac{s \theta c}{F}}}{\sum_{i=1}^n W \theta}$$

Le F_S est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{S0} , le coefficient de sécurité est obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité. [8]

2.4.2.6. Méthode de perturbation

Cette méthode utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, Elle suppose que la contrainte normale à la surface de rupture potentielle, en un point M de celle-ci, peut être écrite sous la forme : $\sigma = \sigma_0 + \mu \tan \alpha$, avec $\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$ qui est la contrainte obtenue par Fellenius.

- α : L'angle en M , de la surface de rupture avec l'horizontale, et μ , deux coefficients réels.

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équation (équilibres des effort horizontaux, des effort verticaux et moment) à trois inconnues (σ , μ , F).

2.4.2.7. Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de -sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que lePlaxis, [8].

3. Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons exposé les grands traits de l'étude de la stabilité des talus, à savoir le principe de calcul, le sens du facteur de sécurité ainsi que les principales méthodes utilisées.

Au plan théorique, il existe différentes méthodes se distinguant par les hypothèses considérées et la finesse et fiabilité des résultats recherchées.

Dans la pratique courante de l'ingénieur géotechnicien, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles. L'exécution de ces méthodes est habituellement développée par des outils ou logiciels appropriés à ce genre d'analyse : PLAXIS, TALREN, GSLOPE, qui offrent une assistance et aide considérable garantie par la richesse des options de choix des méthodes de calculs intégrées.

1. Introduction

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de Parade ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par (Élimination de la masse instable (Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage) Augmentation des efforts résistants (Confortement, etc.), 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.

2. Système de parades

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

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

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches douce et dure (figure 1).[5]



Figure 1. Système de parades

2.1. Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure 2.

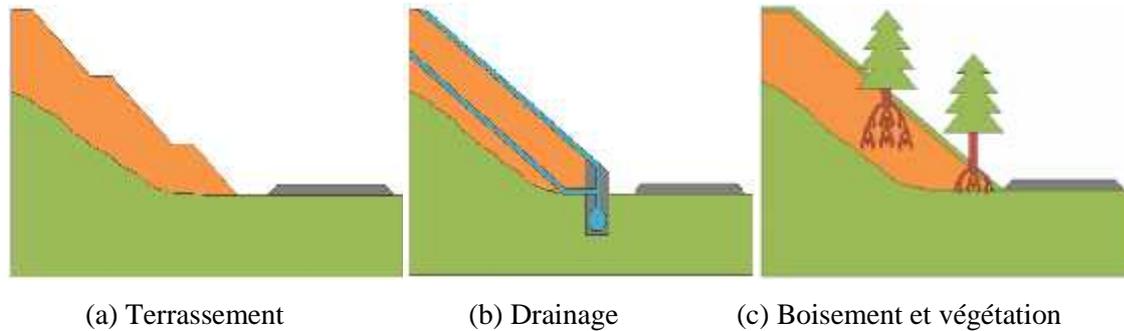


Figure 2. Système de parade par approche douce

2.1.1. Terrassement

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

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

2.1.2. 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. On cite les différents types de drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Tranchées drainantes
- Masques et éperons drainants
- Drains verticaux
- Drains subhorizontaux

2.1.3. 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.

2.2. Approche dure

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant d'une manière directe, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la figure 3.

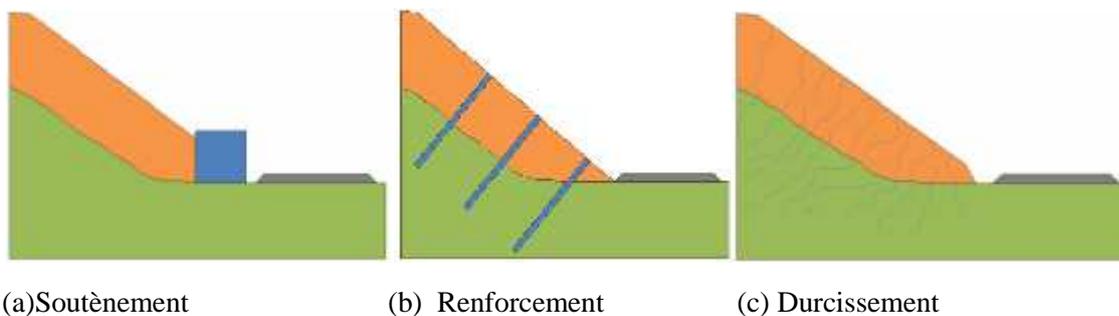


Figure 3. Système de parade par approche dure

2.2.1. 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, rideaux de palplanches...etc., Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids ou par encastrement. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, 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.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des talus, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement du talus. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique consiste à

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.

Classification de soutènement

- Selon la rigidité relative mur/sol.
- Selon le mode de fonctionnement.

a) Selon la rigidité relative mur/sol

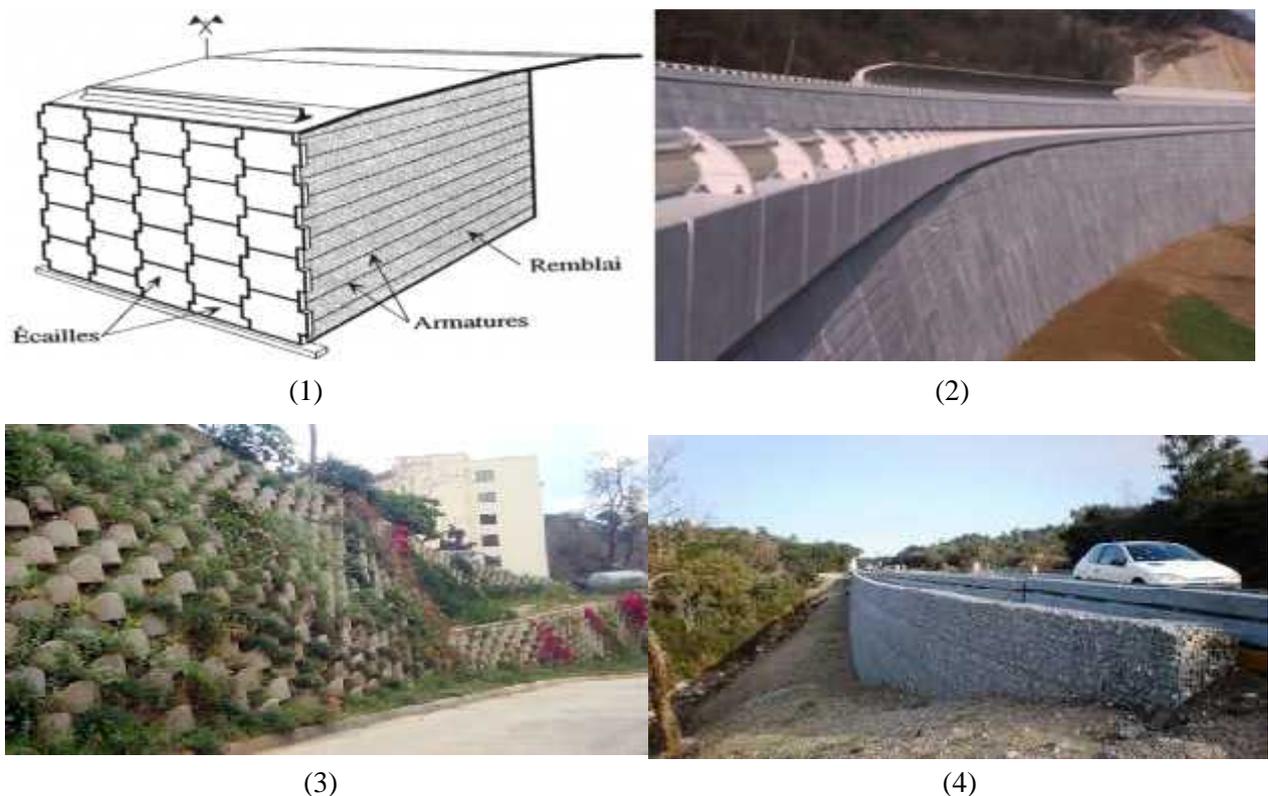
-)] **Mur souple** : On dit qu'un mur est flexible si sa surface de contact avec le sol est déformable (ex : paroi moulé, rideaux de palplanche, gabion, etc.) ;
-)] **Mur rigide** : Un mur est rigide si sa surface de contact avec le sol reste indéformable (reste plane après le chargement);

A cette catégorie appartiennent les murs courant en béton armé (cantilever, contrefort, etc.).

b) Selon le mode de fonctionnement

)] Fonctionnement par le poids

Ce type de mur assure la stabilité du système mur /sol par son poids propre .le poids de mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière (Figure 4)



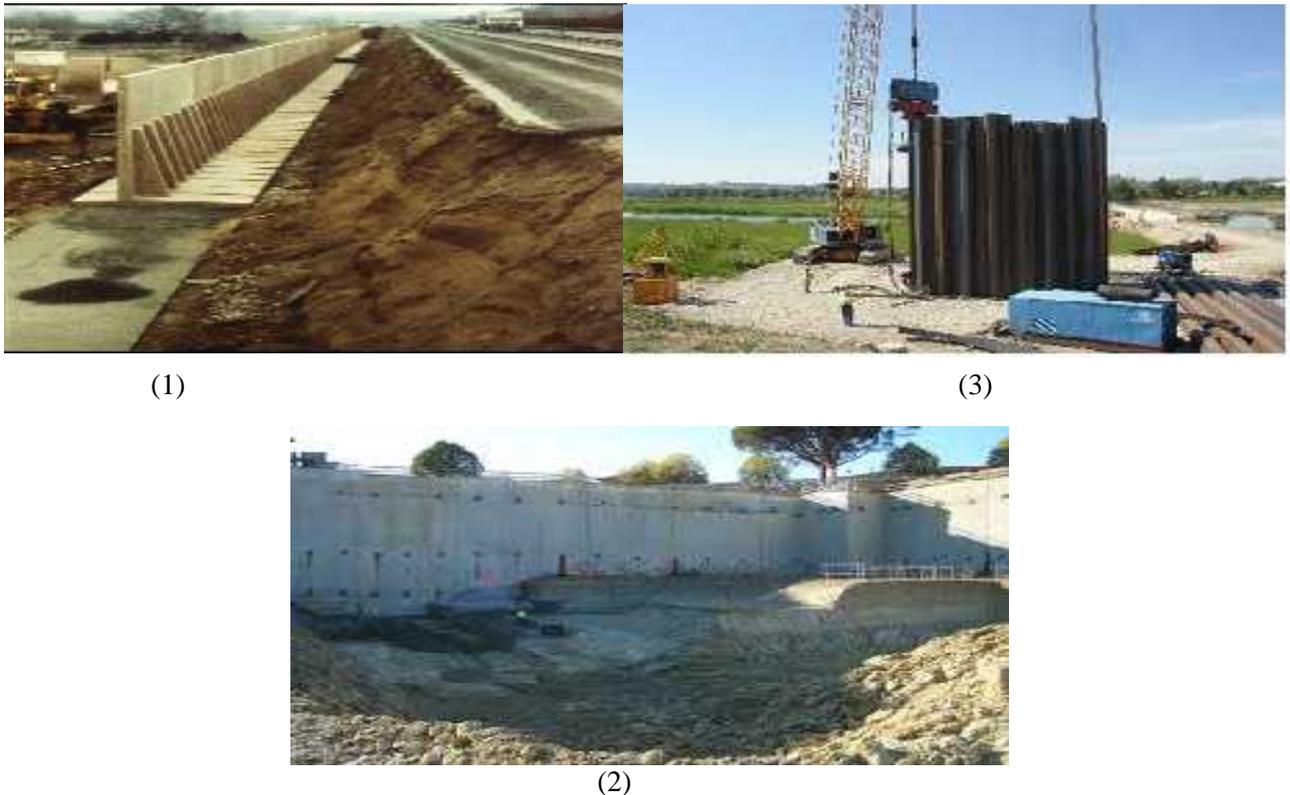
(1+2).mur en terre armé;(3).mur en caisson;(4).mur en gabion

Figure 4. Différents types de mur en poids

J Fonctionnement par encastrement

Ce type de mur assure la stabilité de système mur/sol par l'encastrement de sa semelle. La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc.).

Les rideaux de palplanches, les parois moulées fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du mur dans le sol. (Figure 5)



(1) mur en béton armé ; (2) paroi moulé ; (3) rideaux de palplanches en acier (non ancrés)

Figure 5. Différents types de mur en encastrement

2.2.2. Renforcement

○ Renforcement par géo-synthétique

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 géo-synthétiques géogrille, géotextile ou géo-composite. Les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.



Figure 6. Renforcement par géo synthétique

Les géo-synthétiques 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 pistes d'aviation, etc.

Les géo-synthétiques 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 au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.
-) **Géo tricotée** : Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.
-) **Géo tissée** : 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

Géotextile tissé de mono filament

Figure 7. Typologie des géotextiles

- Utilisation

Le géotextile apporte une solution pour la protection des terrains car il permet de renforcer et de 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 différente granulométrie 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 géocomposite

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 ce ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique.

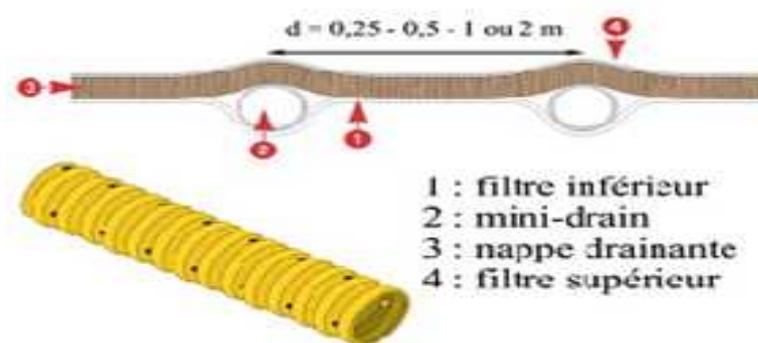


Figure 8 :Exemple de structure du géocomposite de drainage

C- Renforcement par géogrille

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

- Présentation du matériau

Une géogrille bi-axiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogrille, 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 géogrille, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction.

Les géogrilles 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 géogrilles 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 géogrilles 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 géogrilles 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 9.Exemple de géogrille biaxiale

2.2.3. Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade.

Parmi ces techniques on cite, la congélation et les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage. [9]

3. Choix d'un système de parade

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 [5].

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 d'entreprise se spécialisent pour maîtriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

3.2. Contraintes économiques

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : capacité financière ou disponibilité des budgets nécessaires, le coût de l'exécution de la solution, 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. 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 diplomatique avec l'ensemble des acteurs impliqués. 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.

3.4. Environnement et esthétique

L'approche douce est nettement plus appropriée vis-à-vis de l'environnement ; en effet l'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'aspect esthétique de la solution retenue doit aussi être pris en considération.

4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet.

Cependant, Les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptibles d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines ou économiques.

Le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possible en tenant compte des critères :

- Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.
- Politique : la solution doit être adaptée à l'importance stratégique du problème et de ses impacts sur la population et l'économie du pays. L'avis des décideurs constitue un aspect volontariste à respecter dans la plupart des cas ;
- Economique : coût raisonnable de la solution retenue vis à vis la complexité du problème et de la capacité financière de l'état ;
- Sociale : solution acceptée par la société (la population) ;
- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.

1. Introduction

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve sur la route nationale RN6 et RN17 dans la wilaya de Mascara.

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaître les causes de ce glissement.

2. Présentation de la région

La Wilaya de Mascara est limitée à l'Est par les wilayat de Tiaret et Relizane, à l'Ouest par la wilaya de Sidi Bel Abbès, au Nord par les wilayat d'Oran et de Mostaganem et au Sud par la Wilaya de Saida. Elle s'étend sur un territoire d'une superficie de 5.135 Km².



Figure1. La région de mascara [18]

Administrativement la Wilaya est subdivisée en 47 communes réparties sur 16 Dairate. Au plan de l'espace physique, la Wilaya recouvre quatre zones homogènes :

- Zone 1** : les plaines de Sig et de Habra au Nord
- Zone 2** : Les monts des Beni-chougrane, en amont
- Zone 3** : les hautes plaines, au Centre
- Zone 4** : les monts de Saida, au Sud



Figure 2. les zones de wilaya de mascara[18]

- ZONE 1 : PLAINE DE HABRA ET SIG

Cette zone occupe 10 communes pour une population de 278.807 habitants et une superficie totale de 1.306 Km² soit 25 % du Territoire de la Wilaya Elle se caractérise par un climat semi-aride et aride tempéré avec une pluviométrie inférieure à 300 mm/an.

Au niveau de cette zone la remontée des sels a influé sur le patrimoine agricole (agrumes-oliviers) dû à la dégradation des réseaux d'irrigation et de drainage des périmètres irrigués.

- ZONE 2 : LES MONTS BENI-CHOUGRANE

C'est une chaîne continue de montagnes situées entre les plaines de Habra-Sig au Nord et la haute plaine de Ghriss au Sud. Elle couvre 18 pour une population de 292.685 habitants et une superficie totale 1.618 Km² soit 32% de la superficie de Wilaya.

- Les sols sont pauvres et la pluviométrie varie de 30mn à 350mn par an.
- L'érosion est intense et ses effets sont visibles à l'envasement des barrages.
- Le relief est accidenté et présente une forte sensibilité à l'érosion.

2.1. Géologie de la région

- **Quaternaire** : (Alluvion)
- **Pliocène Continental** : (Grés et calcaire)
- **Miocène inférieur** :(marne)
- **Eocène inférieur** : (Grés et marne)
- **Crétacé inférieur** :(calcaire gréseux)
- **Jurassique supérieur** : (calcaire dolomitique)

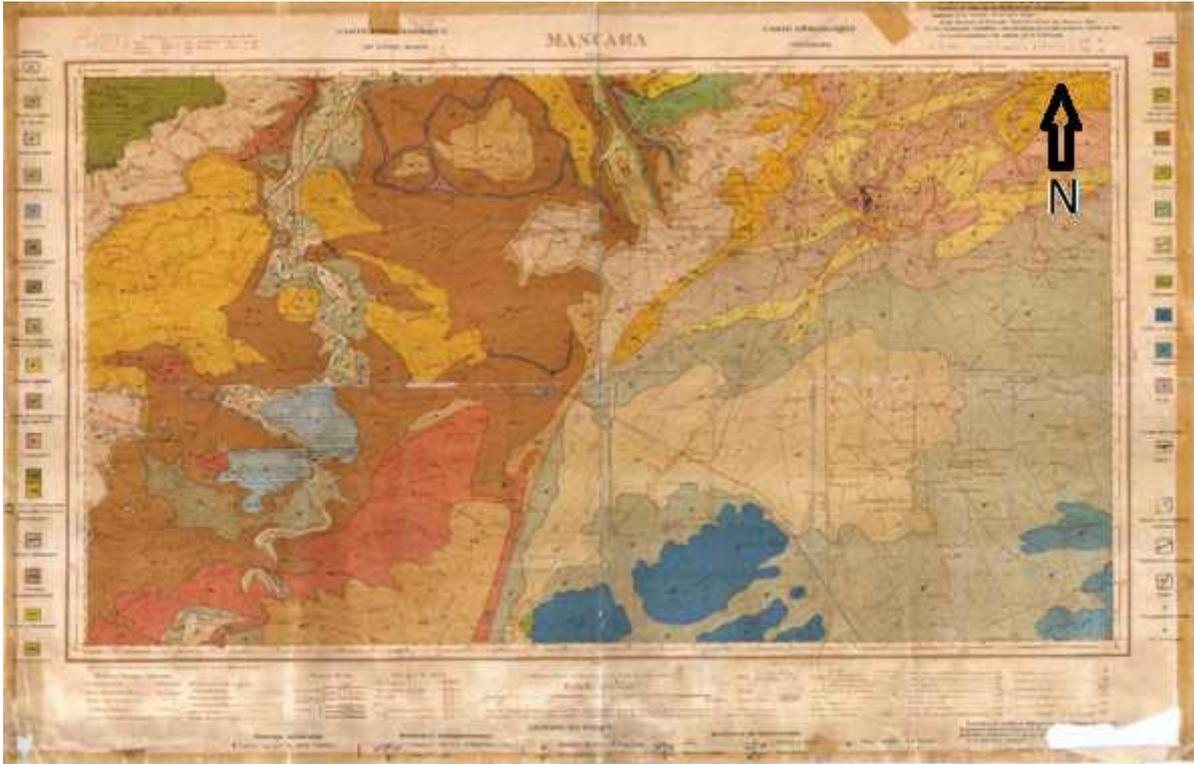


Figure 3. Extrait de la carte géologique du mascara[18]

- Cadre géologique

Au Nord et au Nord-Ouest de Mascara se trouvent les versants Sud des monts Beni Chougrane formés de terrains très plissés possédant une ossature crétacée et un recouvrement tertiaire très épais. Le Crétacé marneux et marno-calcaires à semelle de Trias gypseux et salifère recouvre les terrains du Miocène. Le Nummulitique (Eocène et Oligocène), marneux et gréseux, est en contact soit avec le Crétacé ou le Miocène.

Au Nord-Est, et plus précisément à l'Est de la ville de Tighennif, la surélévation des formations marneuses et argileuses de l'Oligocène et du Miocène.

La bordure Sud, est formée par les Monts de Saïda. Ces derniers sont constitués par des formations karstiques, qui ont subies une intense tectonique cassante, et dont subsistent quelques témoins (horsts des Djebel Emfouss et Bourradou).

Le centre, est une cuvette d'effondrement où se sont déposés des calcaires lacustres (notamment au Nord de cette cuvette), des argiles rouges et des graviers roulés détritiques ainsi que des sables fins et des graviers d'âge quaternaire.

2.2. Hydrogéologie de la région

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et le type d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

a) Aquifères exploités :

Les études entreprises sur la région ont permis d'identifier trois aquifères régionaux:

b) Aquifère Plio-Quaternaire :

Cet aquifère libre, constitué d'alluvions, de calcaires blancs altérés poreux et fissurés, de sables de désagrégation, de grès et de calcaires lacustres.

c) Aquifère des calcaires et grès du Pliocène :

Cet aquifère de calcaires lacustres du Pliocène affleure dans les monts de Béni Chougrane au-dessus des grès de l'Astien avec lesquels ils forment une même entité hydrogéologique.

d) Aquifère des calcaires dolomitiques du Jurassique :

C'est un aquifère de type karstique relativement évolué. Les calcaires et dolomies du Jurassique affleurent sur les monts de Saida ainsi que sur les Djebels Emfous et Bouradou.

2.3. Climat de la région

a) Les précipitations

Le climat est chaud et tempéré. à Mascara, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. La température moyenne annuelle est de 16.6 °C à Mascara. Les précipitations annuelles moyennes sont de 487 mm

b) Les températures

Les précipitations varient de 75 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. La température moyenne au court de l'année varie de 18.7 °C. Au mois de Aout, la température moyenne est de 27.0 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Avec une température moyenne de 8.3 °C, le mois de Janvier est le plus froid de l'année. Les précipitations varient de 75 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. La température moyenne au court de l'année varie de 18.7 °C. [13]

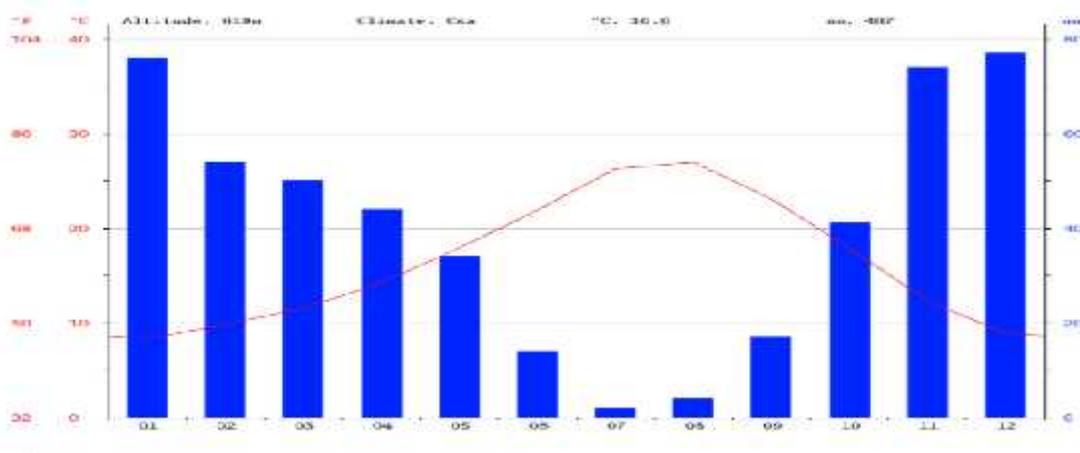


Figure 4. Diagramme climatique et courbe de température de Mascara

Remarque 1 : Des précipitations moyennes de 3 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Avec une moyenne de 78 mm, c'est le mois de Décembre qui enregistre le plus haut taux de précipitations.

Remarque 2 : Le mois le plus chaud de l'année est celui de Juillet avec une température moyenne de 26.6 °C. Avec une température moyenne de 8.4 °C, le mois de Janvier est le plus froid de l'année.

2.4 Sismicité de la région

Il est bien que les séismes soient l'une des causes des éboulements, des glissements de terrain et (ou) de leur réactivation. De ce fait, il nous semble utile de donner un bref aperçu sur la sismicité de la région de Mascara. [14]

La région de Mascara a laquelle appartient le site d'étude fait partie du tell. Ce dernier fait partie de la zone de sismicité (II a), établie par le centre national de recherche en génie parasismique du Ministère de l'Habitat et de l'urbanisme, il est l'une des régions où les déformations sont actives et où les séismes moyennés dus à la convergence se manifestent fréquemment. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (figure 4.3), soit :

-) **Zone 0** : Sismicité négligeable
-) **Zone I** : Sismicité faible
-) **Zone II a et II b** : Sismicité moyenne
-) **Zone III** : Sismicité élevée

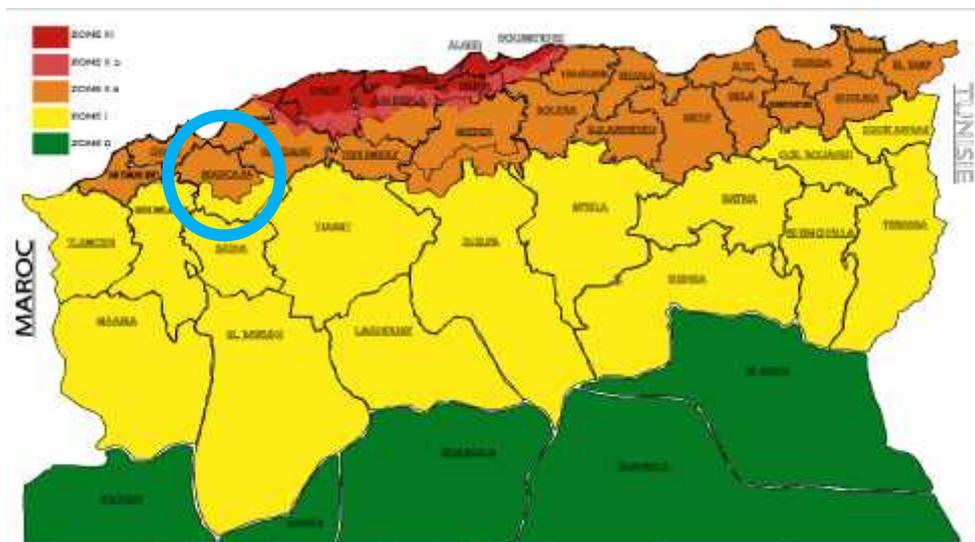


Figure 5. Les zones de sismicité algérienne (situation sismique de Mascara)

3. Présentation du site

La zone affectée concernée par l'étude se situe au nord-ouest de la wilaya de Mascara, RN6 entre (Mascara et Sig) de 41.5 Km, RN17 entre (Hocine et Mohammadia) de 21.2 Km, il constitue 3 points de glissement d'une importance majeure, vu sa position par rapport au relief, et la cinématique constante de l'assise de route en cet endroit.

) **Lot N°01 :**

RN 6 au PK 8 + 200 et au PK 19 + 500 (Entre Mascara et Sig).

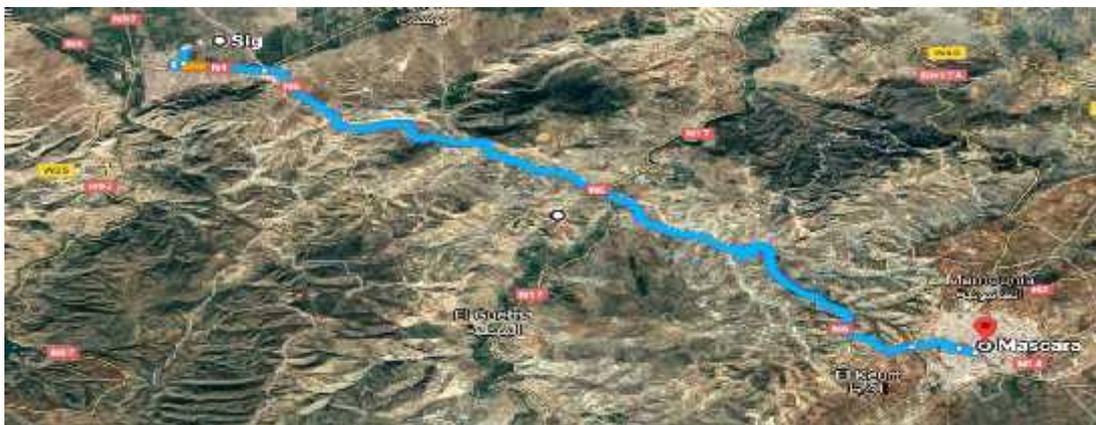


Figure 6. Présentation du Route National N6



Figure 7. Les endroits effectués par glissement de RN6

) **Lot N°02 :**

RN 17 entre PK 53 + 000 (Entre Hacine et Mohammadia)

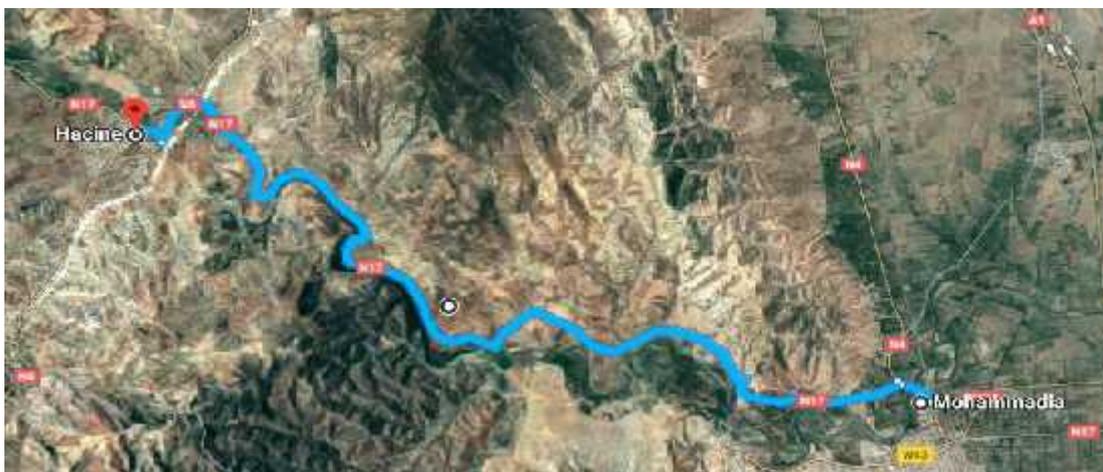


Figure 8.Présentation de la route nationale RN17



Figure 9. Les endroits effectués par glissement de RN17

3.1. La géologie du site :

Ce site est occupé par des formations de crétacé relativement compactes, avec un passage de formation miocène meuble, ce que provoque facilement le déséquilibre des terrains, en présence d'eaux, ce passage est considéré à l'origine de la cinématique des terrains en place. Les formations crétacées sont constituées d'une succession de marne argileuse et grés, elles sont recoupées par sillon occupé par les dépôts miocènes, ce sillon s'est mis en place sous les effets tectoniques, le miocène est constitué d'argiles peu conglomératique, en effets cela va directement en faveur du glissement du terrain, surtout en période pluviale.

3.2. L'Hydrologie du site :

Le site est contenu de roches compactes et relativement perméables par rapport aux formations au passage de la route, ce qui favorise le déplacement des eaux pluviales vers le bas, ou elles seront au contact des argiles de l'assise de chaussée.

Le secteur d'étude une zone montagneuse occupée en majorité par les forêts, on rencontre quelquefois des parcelles de terrains exploitées par des ruraux habitant la zone qui présente un relief vallonné avec des pentes douces est accidenté.

4. Conclusion

Le glissement étudié est situé à la Wilaya de mascara, sur la route N6, N17, Suite à la marche conclue avec la **DTP de Mascara**, et laboratoire de la Mitidja Des Travaux Publics et Bâtiments (**L.M.T.P.B**), a exécuté les travaux de reconnaissance géologique et géotechnique.

Le diagnostic préliminaire établi sur la base de la visite de site et des informations disponibles sur la région montrent que ce glissement est probablement causé par la présence d'eau en ruissèlement sans présence de dispositifs adaptés, combinée avec la morphologie et peut-être les caractéristiques des formations de sol de faible portance.

La reconnaissance géotechnique à engager sur terrain 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 solution convenables.

1. Introduction

Le glissement de Mascara, spécialement de la route RN6 et N17, constitue depuis longtemps, un véritable danger potentiel vis-à-vis des infrastructures existantes (habitations, route, etc.) et cela, malgré les travaux de confortement déjà réalisés.

Dans ce chapitre, on présentera la localisation géographique, l'aperçu géologique ainsi que les données climatiques du site d'étude et les caractéristiques géométriques du glissement de terrain, et enfin une synthèse des observations des désordres faites à ce sujet.

2. Synthèse des désordres observés

Les observations de terrain ont mis en évidence trois glissements, ils affectent les route national 6,17 entre le PK 8 + 200 et au PK 19 + 500 (Entre Mascara et Sig) et PK 42 +100 (Entre Hacine et Mohammadia). Les désordres observés affectant la chaussée, les versants et le système d'évacuation des eaux.

2.1. Glissement 1 PK8+200

Le glissement G1 se produit par cisaillement et par translation sur un plan incliné, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture

➤ **Désordres affectant la chaussée :**

- Escarpement de 2.20m à 2.50m, fissures affectant le bord de la chaussée sur une longueur de 10m, il a été observé que le glissement est peu actif.

➤ **Désordres affectant les gabions aval :**

- Le mur en gabions servant de butée pour le remblai routier a été endommagé. Le mur en Gabions de hauteur importante repose sur un sol argileux,
- Absence de drainage derrière les murs en gabions.
- Présence d'une tranchée



Figure 1. Escarpement au niveau de l'accotement



Figure2. Partie des gabions



Figure 3. Glissement de terrain (tranchée)

2.2. Glissement 2 PK19+500

➤ Désordres affectant la chaussée :

- Fissures, suivies d'un affaissement moyen de la chaussée.
- Les désordres affectent la demi-chaussée sur une longueur de 19m. Glissement peu actif.

➤ Désordres affectant le gabion de soutènement aval :

- Le mur de soutènement en gabions a subi une légère inclinaison, suites aux mouvements de terrains effondré.
- Absence de drainage derrière les murs en gabions.

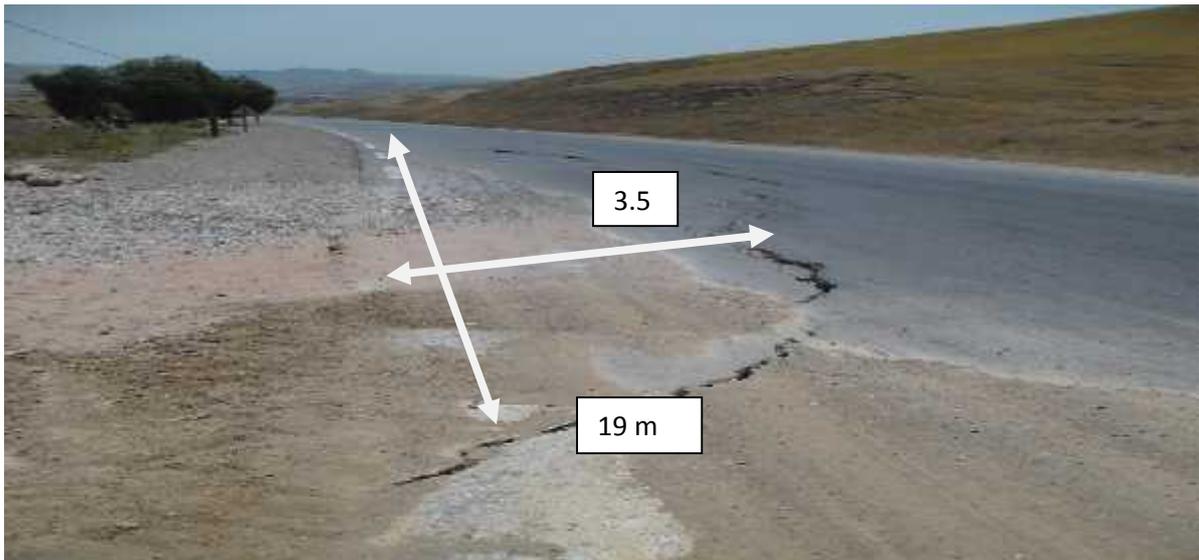


Figure 4. Rupture caractéristique au niveau de la chaussée



Figure 5. Partie des gabions effondrés

2.3. Glissement 3 Pk43+100

➤ **Désordres affectant la chaussée :**

- La chaussée dégradée a subi un rechargement.
- Un Escarpement dépassant les 0.50m,
- Rupture affectant la demi-chaussée avale sur une longueur de 20m.
- Glissement actif.

➤ **Désordres affectant le versant aval :**

- Résurgences au pied du mur en gabions,
- Versant présentant des signes d'instabilités : présences de ruptures à mi-pentes, bourrelets, replats.
- Nappe affleurant en hiver.



Figure 6. Rupture caractéristique qui affecte, la demi-chaussée suivi d'un affaissement importante recharge par la suite



Figure 7. Partie des gabions et soutènement.

➤ **Commentaire :**

Nous avons constaté que le soutènement réalisé a subi beaucoup de désordres qui sont probablement dues à :

- Mauvaise assise du soutènement justifiée par la déformation continue du sol;
- Fiche insuffisante dans le bon sol ;
- Augmentation des forces motrices due à la mauvaise installation du gabion supérieur, justifiée par l'affaissement, et le poissonnement de ce dernier.

En récapitulatif de ces raisons, nous pouvons dire que le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement était non adéquat pour pouvoir donner la butée nécessaire permettant de supporter les charges horizontales dues au poids des terres.

2.4. Les causes probables de ces désordres

Selon les premières observations on peut constater que les causes probables de ces désordres liées aux facteurs naturels sont :

- **La pente** : c'est l'un des facteurs majeurs des glissements de terrain ; les trois tronçons du site sont caractérisés par des pentes importantes.
- **L'eau** : c'est le facteur déclenchant des mouvements de terrains ; les fortes précipitations en période hivernale (pluies torrentielles) favorisent les infiltrations qui provoquent l'oxydation et l'altération des formations superficielles, ainsi l'eau diminue la résistance mécanique des sols et génère des pressions interstitielles comme les eaux s'infiltrent, saturent les matériaux, les pressions interstitielles se développent et le phénomène se déclenche.
- Le facteur géologique et géométrique du site

➤ **Remarque**

Compte tenu des dégâts créés au niveau de ces tronçons routier, ils sont faits appel à un laboratoire de géotechnique pour procéder a des investigations détaillées soit du point de vue géologique, géotechnique ou hydrologique.

3. Reconnaissance géotechnique

Dans le domaine des instabilités de terrain, l'étude géotechnique vise essentiellement a élucider les causes et le mécanismes des mouvements, d'analyser la stabilité du site en question, et enfin a définir les travaux de confortement adéquats en tenant compte de l'aspect technico-économique de l'opération de stabilisation.

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs, il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

-) Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ...)
-) Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

Cette reconnaissance géotechnique doit donner des indications qualitatives (paramètre mécanique de résistance et de rhéologique), et quantitatives (compacité, perméabilité) sur la Nature des terrains rencontrés.

Tableu1. Présentation des essais (in situ, laboratoire)

	Type d'essai	Noms de l'essai	Nombre d'essai		
			Glissement 1	Glissement2	Glissement3
Essais in situ	Essais mécanique	Sondage carottés	01	03	01
		Sondage pressiométrique	01	03	01
		Essai pénétromètre	07	10	07
Essais laboratoire	Essai physique	Analyse granulométrique et sédiment métrique	03	01	03
		Limites d'Atterberg	03	01	03
		Teneur en eau	04	01	03
	Essai mécanique	Compressibilité à l'œdomètre	01	01	01
		Cisaillement à la boîte de casagnarde	02	01	03

3.1. Essai in-situ :

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ :

- Les sondages carottés ;
- Les essais pressiométrique.
- Essais pénétrométriques poussés jusqu'aux refus.

3.1.1. Sondages carottés (SC) : [voir Annexe 1]

Il s'agit d'une reconnaissance profonde, qui consiste à réaliser un trou ponctuel dans le sol au moyen d'un outil d'attaque fixé à un train de tiges.

Ces forages servent aux prélèvements d'échantillons intacts et remaniés à travers les couches traversées du terrain, ces derniers serviront par la suite à la détermination en laboratoire des caractéristiques physico – mécaniques et chimiques.

➤ But de sondage

Les sondages ont pour but de :

- Compléter la connaissance géotechnique du sous-sol ;
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches ;
- Déterminer la nature du sous- sol ;
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

a) Glissement 1 (PK8+200):

- Sondages carottés de 25 m de profondeur.



Figure 8. Sondage en aval de **Figure 9.** Etalage de caisses à sondage
La chaussée [18]

➤ **Description du sondage carotté :**

0.0-1.5m ; terre végétale

1.5-06m : Argiles peux limoneuses jaunâtres a rougeâtre

06-10m : Argile bariolées avec des passage gypseux millimétrique avec des taches en matière organique

10-11.5m : argiles marneuses brunâtres

11.5-20m : argiles marneuses peux gypseuses brunâtres a grisâtres

20-25m : marnes bariolées compactes

➤ **Commentaire:**

On peut-on tirer des résultats du sondage carotté que la nature principale du sol est une variabilité de différents types de marne et d'argiles.

b) Glissement 2 (PK19+500)

Deux sondages carottés de 25m ont été effectués, SC1 au niveau de la chaussée et SC2 en aval de la chaussée.

➤ Sondage 1 (SC1):



Figure 10. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 0.00-5.00m (SC1)



Figure 11. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 15.00-20.00m (SC1)

Description du sondage N°01 :

0.0-0.5m : Terre végétale

0.5-03m : Argiles peu limoneuses brunâtres légèrement altérées

03-07m : Argile brunâtres à jaunâtres avec quelques inclusions gypseuses

07-10m : Argiles marneuses jaunâtres à brunâtres avec quelques passages gypseux

10-17m : marnes peu argileuses jaunâtres à brunâtres compactes

17-25m : Marnes grises compactes

Sondage 2 (SC2):

Figure 12. Etalage des caisses du sondage carotté 2 entre 20.00-25.00m (SC2)



Figure 13. Etalage des caisses du sondage carotté 2 entre 15.00-20.00m (SC2)

Description du sondage N°02 :

0.0-0.5m : Terre végétale

0.5-04m : Argiles peu limoneuses brunâtres à jaunâtres altérées avec des passages gypseux

04-13m : Argile marneuses brunâtres à jaunâtres avec des inclusions gypseuses

13-14.5m : marnes peux argileuses brunâtres

14.5-25m : Marnes grises compactes

➤ **Commentaire:**

On peut-on tirer des résultats des sondages carottés que la nature principale du sol est une variabilité de différents types de argiles et marnes.

c) Glissement 3 (PK42+100)

➤ **Sondage 1**



Figure 14. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 00.00-06.50 m

Figure 15. Etalage des caisses du sondage carotté 1 entre 06.50-12.50 m

➤ **Description du sondage**

0.0-3.4m : remblais de corps de chaussée

3.4-4.5m : passage en calcaire peu gréseux blanchâtres à grisâtres

4.5-7.8m : marnes grise compactes à passage argileux centimétrique

07.8-08m : passages des marno-calcaires

08-11m : marnes grise compacte à passage gréseux centimétrique

11-15m : Marnes argileuses brunâtres à grisâtres

15-25m : marne grise compacte

3.1.2. Sondages pressiométriques (SP) : [Voir Annexe 02]

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane. 3 caractéristiques du sol sont ainsi déduites : (E, PL, PF).

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place. L'essai consiste à introduire dans un avant-trou et à la profondeur désirée, la sonde tri cellulaire et à solliciter le terrain latéralement par sa dilatation.

La dilatation de la cellule est obtenue par injection d'eau sous-pression alors que les cellules de garde, destinées à assurer une répartition uniforme des contraintes et déformations au droit de la cellule centrale, sont mises sous-pression à l'aide d'un gaz.

L'objectif est de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol à savoir :

- Pression limite de rupture en bar, occasionnant un poinçonnement généralisé du sol (**PL**).
- Module de déformation en bar, caractérisant la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai correspondant à un champ de contrainte déviatorique (**E**).
- Pression de fluage (PF)

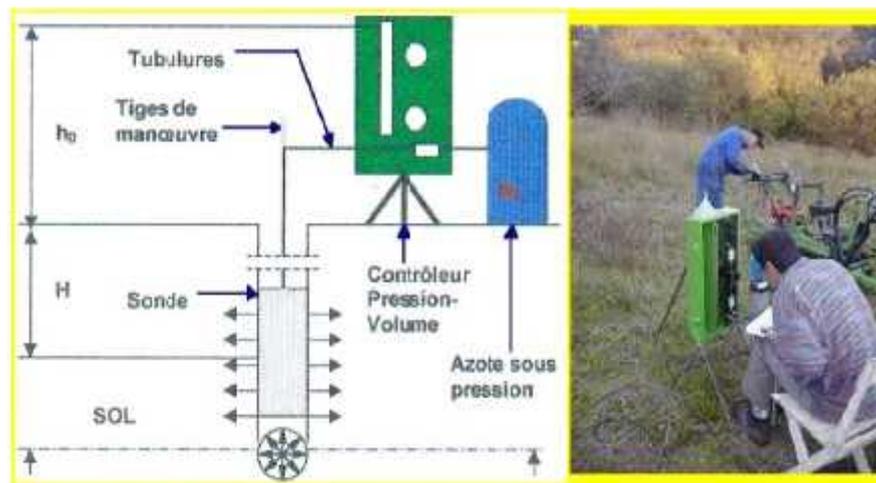


Figure 16. Principe de l'essai pressiométrique

Cet appareil placé en surface auprès du forage permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression déformation correspondante. Dans un CPV on distingue les organes essentiels suivants :

- une bouteille de gaz sous pression et un Mano-détecteur.
- un indicateur de volume permettant d'apprécier au moins le cm³.
- une série de manomètres dont la gamme de mesure est adaptée aux pressions à mesurer.

a) Glissement 1 (PK8+200)

Tableau 2. Résultat de essais de pressiométrie (E, PL, PF) G1

Profondeur de Sondage (m)	Pression Limite (PL) (bars)	Module Pressiométrique (E) (bars)	Pression de Fluage (PF) (bars)
2	5.13	120.41	3.13
4	8.75	209.98	3.90
6	9.95	209.23	5.68
8	15.18	303.10	9.45
10	10.63	250.37	8.14
12	17.94	285.44	11.63
14	20.05	323.75	12.73
16	26.25	467.61	17.08
18	30.12	389.80	22.99
20	24.30	456.19	14.68
22	30.65	526.52	19.47
24	26.94	549.84	18.48

b) Glissement 2 (PK19+500)

➤ Présentation de module pressiométrique

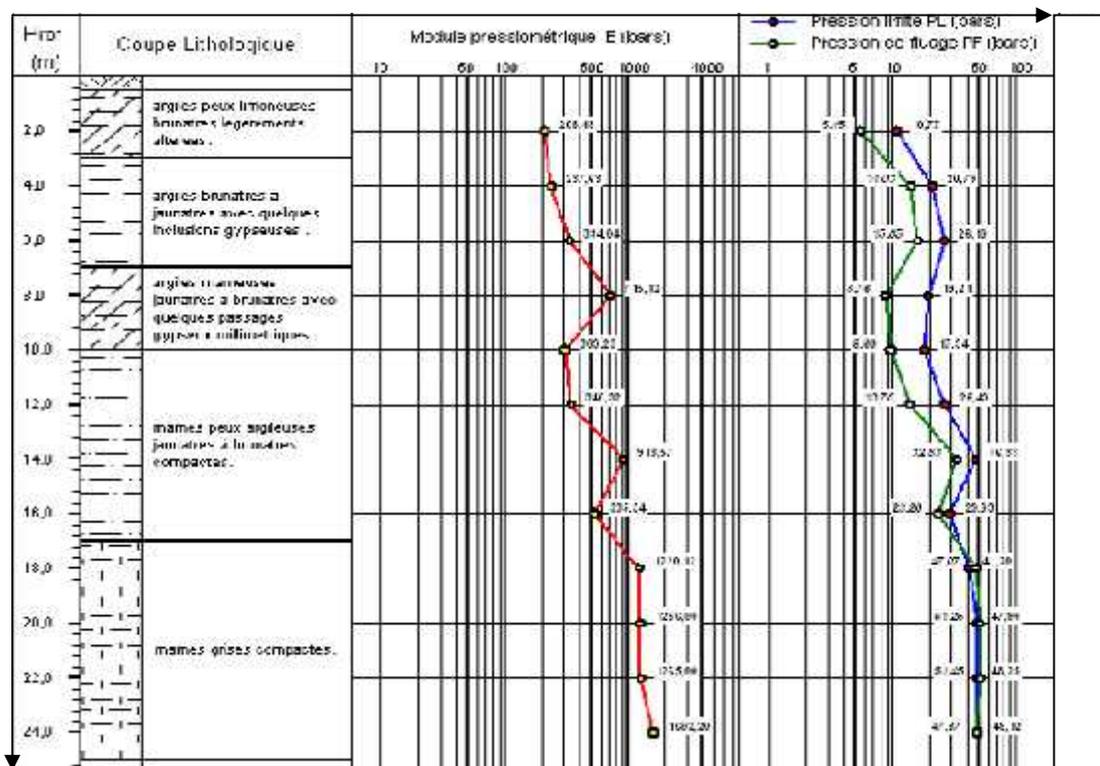


Figure 17. La coupe lithologique et le module pressiométrique (glissement 2)

- Deux essais pressiométriques ont été effectués, SC1 au niveau de la chaussée et SC2 en aval de la chaussée.

Tableau 3. Résultat des essais de pressiométrie (E, PL, PF), 2 points de sondage G2

Profondeur(m)	PL(bar)		E (bar)		PF (bar)	
	SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
2	10.77	5.77	208.48	102.97	5.45	2.32
4	20.79	13.96	237.63	257	14.03	7.32
6	26.10	18.82	234.04	786.66	15.85	16.78
8	19.21	19.21	715.12	715.12	08.76	8.76
10	17.94	26.49	309.23	309.23	09.66	10.03
12	26.49	29.45	340.32	340.32	13.78	13.78
14	46.33	29.03	913.57	881.02	32.83	25.31
16	29.03	47.01	535.54	535.54	23.26	23.26
18	41.20	48.10	1220.12	1076.62	41.20	47.01
20	47.90	47.15	1256.00	1200	47.90	48.10
22	48.25	47.67	1256.00	998.14	48.25	47.15
24	49.12	47.68	1602.20	1592.04	49.12	47.67

c) Glissement 3 (PK42+100)

➤ Présentation de module pressiométrique

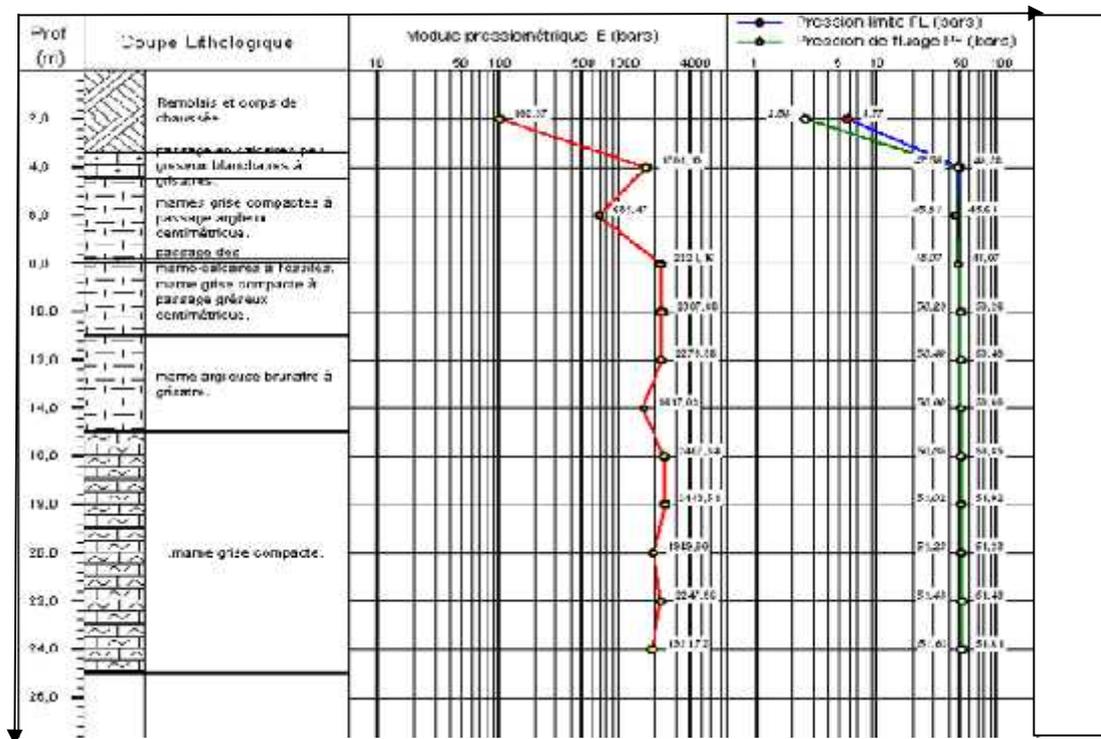


Figure 18. La coupe lithologique et le module pressiométrique (glissement 3)

Tableau 4. Résultat de essais de pressiométrique (E, PL, PF) G3

Profondeur de Sondage (m)	Pression Limite (PL) (bars)	Module Pressiométrique (bars)	Pression de Fluage (PF) (bars)
2	5.77	102.97	2.58
4	49.58	1703.19	47.59
6	45.61	685.47	45.61
8	48.07	2221.19	48.07
10	50.26	2307.68	50.26
12	50.49	2273.38	50.49
14	50.60	1617.09	50.60
16	50.85	2407.84	51.85
18	51.02	2443.51	51.02
20	51.23	1949.00	51.23
22	51.43	2247.96	51.43
24	51.61	1921.72	51.61

Remarque :La méthode de forage dépend de la nature des formations géologiques, de l'hydrogéologie ainsi que du but recherché (mesure, prélèvement, équipement).

3.1.3. Essai pénétromètre dynamique lourd (PDL) :

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

L'opération à la pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le terrain un train de tiges solidaires d'une pointe conique par battage, grâce à un mouton de masse M tombant répétitivement d'une hauteur constante H. on enregistre alors le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm dans le sol. Ces essais sont menés jusqu'à l'obtention des refus ($R_d > 300$ bars).

Grâce à l'analogie avec le battage des pieux, on peut appliquer la formule de battage dite des Hollandais pour déduire la résistance dynamique de la pointe R_d en fonction de la profondeur.

$$R_d = \frac{n \cdot (M^2 \cdot H) \cdot 1}{L \cdot (P + M) \cdot A}$$



Figure 19. Photo de pénétrömètre dynamique Lourdynamique

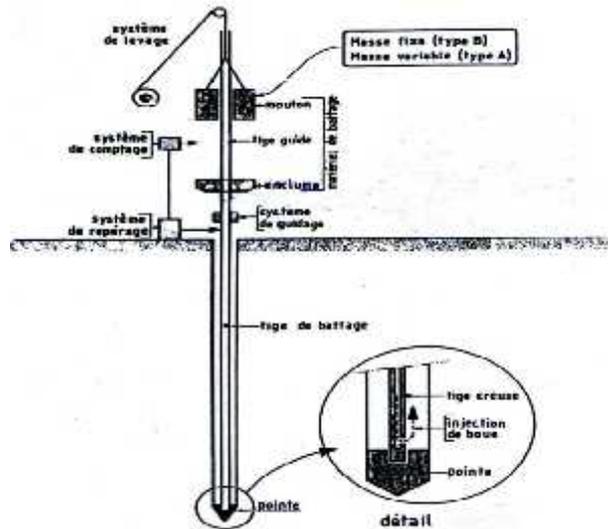


Figure20. Schéma général d'un pénétrömètre

On a réalisé :[Voir Annexe 03]

- Glissement 1 (PK8+200) : 7points
- Glissement 2 (PK19+500) : 10points
- Glissement 3 (PK42+100) : 10points

Les résultats sont alors portés sur un graphique qui exprime la résistance de la pointe R_p , en kg/cm^2 , en fonction de la profondeur en mètre. Les essais exécutés, ont été réalisés à l'aide du pénétrömètre dynamique lourd et dont les caractéristiques principales sont :

Masse (M) = 63.5 kg

Hauteur de chute (H) = 0.50 m.

➤ Profondeurs des refus:

Tableau 5. Les différentes profondeurs des refus

Glissement N°	Les pénétromètres	Refus à (m):
Glissement 1 PK8+200	P1	9.2
	P2	9.4
	P3	9.8
	P4	10
	P5	9.8
	P6	10
	P7	9.4arrêt de l'essai
Glissement 2 PK19+500	P1	2.4
	P2	1.8
	P3	2
	P4	1.4
	P5	9
	P6	7.8
	P7	8.2
	P8	5.6
	P9	5
	P10	4.6 arrêt de l'essai
Glissement 3 PK43+100	P1	2.2
	P2	1.4
	P3	1.6
	P4	1.4
	P5	1.2
	P6	1.6
	P7	1.6
	P8	1.4
	P9	1.6
	P10	1.6arrêt de l'essai

N.B : Les courbes pénétrométriques qui représentent la variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur sont données en annexe 3.

- **Remarque** : Ces refus signalés à différentes profondeurs et emplacements nous informent sur la présence d'un bon sol à une profondeur qui ne dépasse pas les **10m** dans G1 et une profondeur maximum de **8.2m** dans G2 et profondeur max dans le 3eme glissement d **2.2m**.

3.2. Essais géotechniques au laboratoire

Sur les échantillons paraffinés et remaniés prélevés à différentes profondeurs, ont été déterminées les caractéristiques physiques et mécaniques par procédés expérimentaux conformes aux normes en vigueur.

3.2.1. Essai d'identification physique [voir Annexe 4]

3.2.1.1. Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.



Figure 21. Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle

a) Densité et teneur en eau

Tableau 6. Résultat d'essai de la teneur en eau

Sondage (PK)	Profondeur (m)	W (%)	d(T/M ³)	h(T/M ³)
PK8+200	01.70-02.00	14.04	01.83	02.09
	09.00-09.50	18.19	01.81	02.14
	12.80-13.00	16.12	01.77	02.05
	21.70-22.00	13.00	01.93	02.18
	02.30-02.50	15.58	01.97	02.28
PK19+500	05.70-06.00	07.88	01.95	02.10
	11.20-11.50	08.81	01.92	02.09
	05.06-05.43	16.81	01.83	02.14
PK42+100	09.37-09.58	12.14	01.99	02.23
	13.80-14.05	18.33	01.82	02.15

➤ **Commentaire :**

Ces résultats indiquent qu'on est en présence de sols et roches de caractéristiques mécaniques et pondérales très variables. Ainsi, dans la majorité des échantillons de sols analysés, les densités sèches sont dans l'ensemble supérieures à 1.77 (densités moyennes élevées), détrempe à saturés. Un état hydrique moyen avec des teneurs en eau variant de 7.88 à 18.33%.

3.2.1.2. Limite d'Atterberg

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.

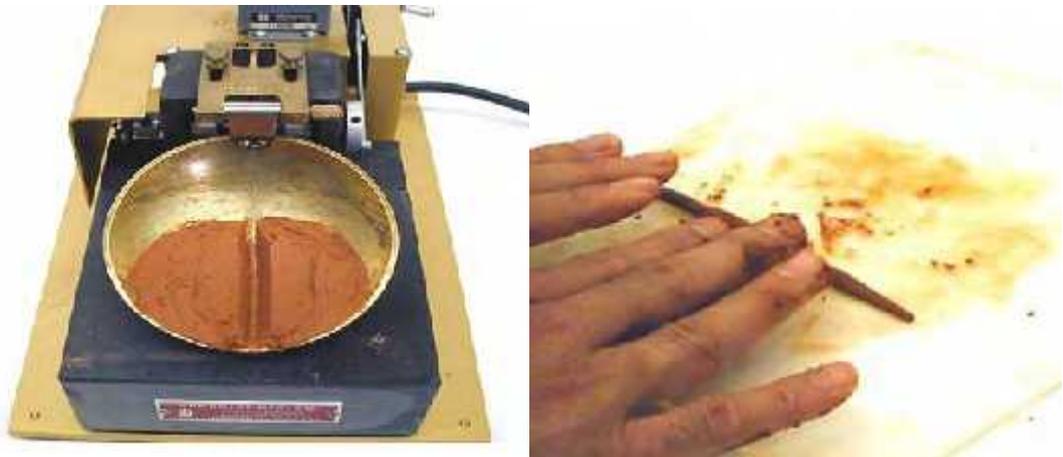


Figure 22. Limites d'Atterberg

➤ **Présentation des résultats**

Tableau 7. Résultat d'essai de Limite d'Atterberg

PK	Profondeur	Granulométrie <0.08mm (%)	Limite (%) d'Atterberg		
			LL	LP	IP
PK8+200	01.70-02.00	64.84	36.67	20.24	16.55
	09.00-09.50	58.66	45.01	22.40	22.61
	12.80-13.00	55.69	40.79	23.42	17.37
PK19+500	02.30-02.50	44.26	34.92	21.38	13.54
	05.70-06.00	50.63	40.13	22.51	17.62
	05.60-05.43	99.78	49.10	25.27	23.83
PK42+100	09.37-09.58	97.29	26.98	18.77	08.21
	13.80-14.05	99.49	43.27	21.42	21.85

➤ Interprétation

Le sol change de consistance selon la teneur en eau, il peut se trouver en sous trois état : liquide, plastique ou solide. Le passage d'un état a un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états son les limites d'Atterberg, Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme suit :

Tableau 8. Classification des sols selon l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

3.2.2. Essais mécaniques [voir Annexe 4]

3.2.2.1. Compressibilité a l'odomètre

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

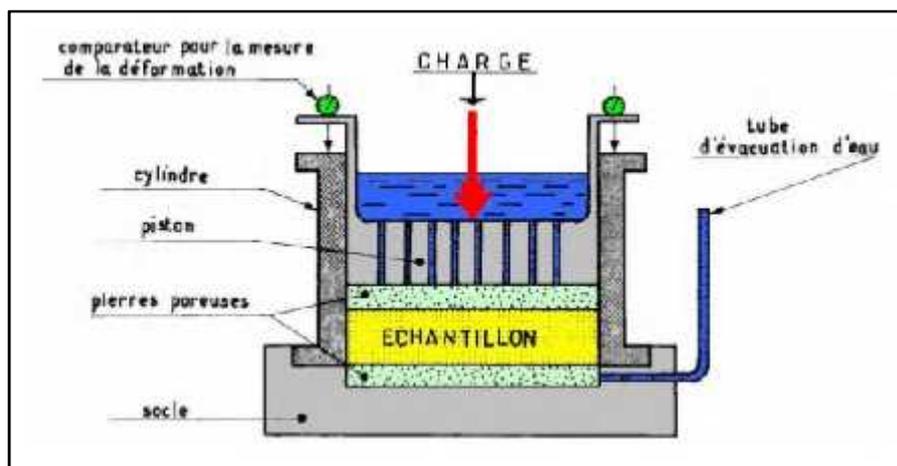


Figure 23. Principe de l'odomètre

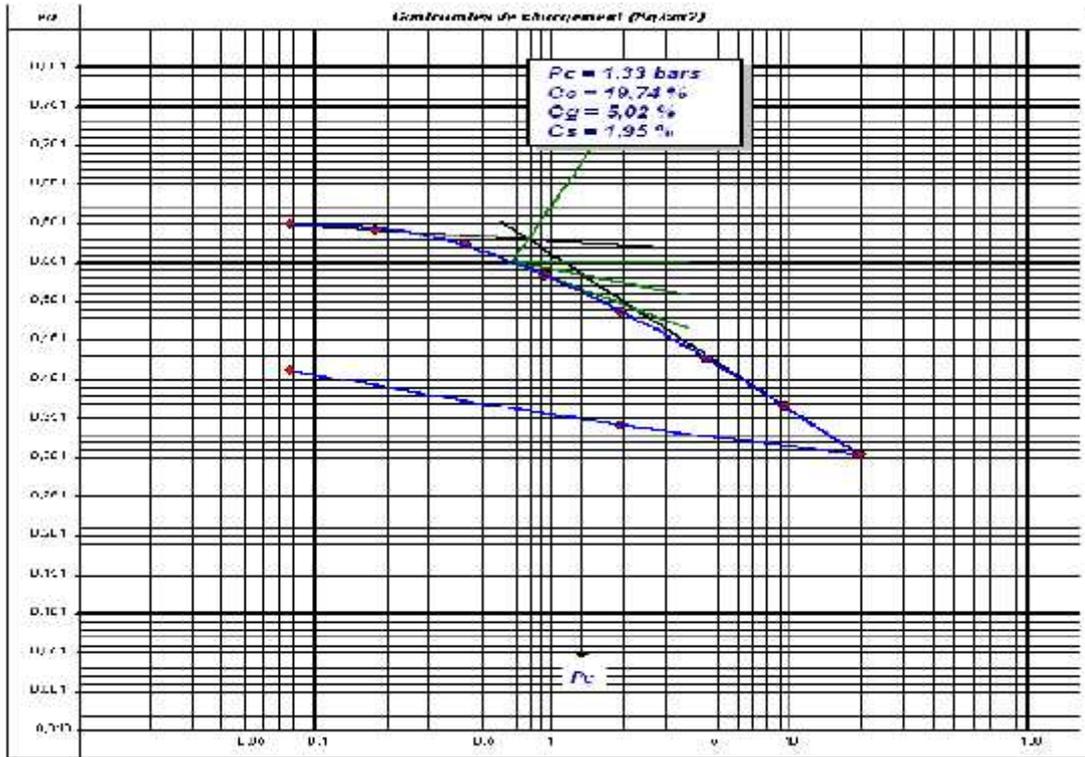


Figure 24. La courbe œdométrique de glissement 1

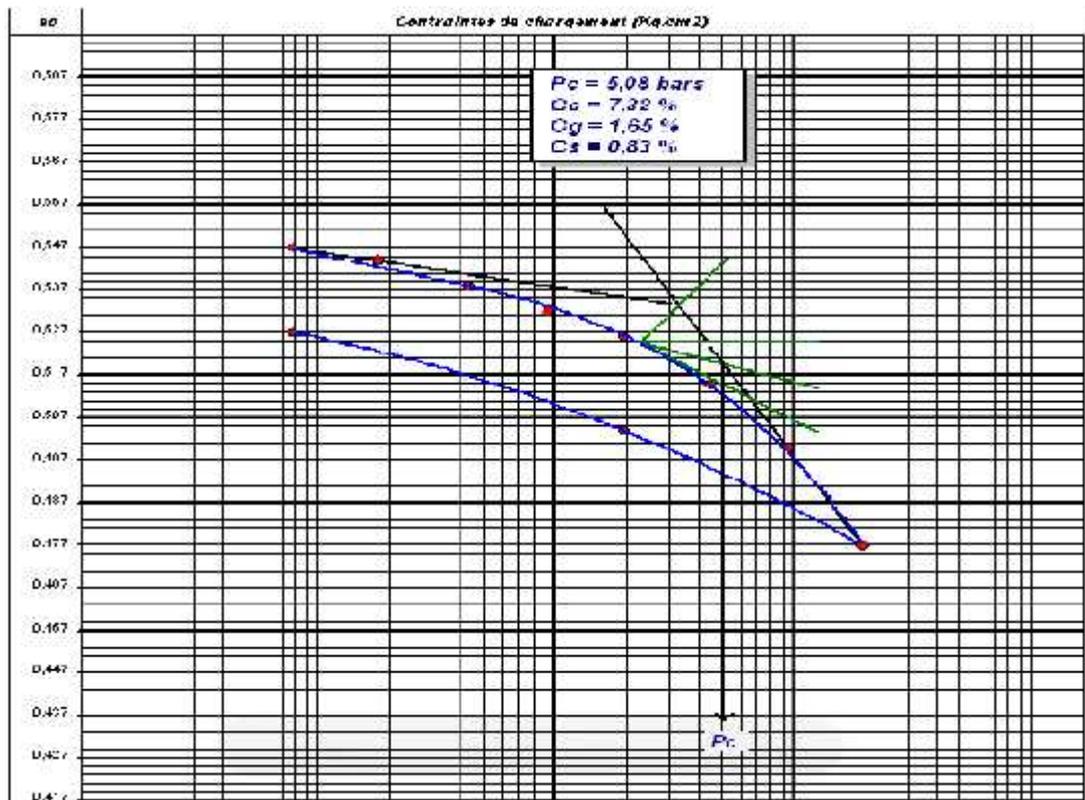


Figure 25. La courbe œdométrique de glissement 3

➤ **Présentation des résultats**

Tableau 9. Résultats d'essai de compressibilité à l'odomètre

PK	Profondeur (m)	c (bars)	Cc %	Cg%	Cs %
PK8+200	21.70-22.00	01.33	19.74	05.02	01.95
PK19+500	05.70-06.00	00.56	28.29	03.68	01.98
	11.20-11.50	02.58	33.70	02.91	01.32
PK42+100	05.06-05.43	05.08	07.32	01.65	00.83

➤ **Commentaire :**

Pour les valeurs des caractéristiques de compressibilité, elles varient également pour l'argile marno limoneuse, l'argile limoneuse à compacte ainsi:

$$c = 0.56 \text{ à } 5.08 \text{ bars ; } Cc = 7.32 \text{ à } 33.70\% ; Cg = 1.65 \text{ à } 5.02\% ; Cs = 0.83 \text{ à } 1.98\% .$$

Selon la norme géotechnique, les sols analysés peuvent être qualifiés de sol normalement à sur-consolidés ($c > z$), moyennement à assez fortement compressibles ($10 < Cc < 40\%$) avec faible tendance au gonflement au contact avec l'eau.

3.2.2.2. La résistance au cisaillement

La boîte de Casa-grande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture. L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain. [12]



Figure 26. Essai de cisaillement

➤ **Présentation des résultats****Tableau 10.**Résultats d'essai de la résistance au cisaillement rectiligne

Pk	SC N°	Profondeur(m)	u (degrés)	Cohésion (bars)
PK8+200	1	09.00-09.50	12.02	00.33
	1	12.80-13.00	09.70	00.29
PK19+500	1	05.06-05.43	21.22	00.06
	1	09.37-09.58	24.96	00.20
	1	13.80-14.05	15.80	00.16
PK42+100	1	02.30-03.25	08.01	00.12
	1	04.23-07.22	18.98	00.19
	1	08.30-11.55	42.05	00.10

➤ **Commentaire:**

Dans les essais de cisaillement effectués sur les échantillons de nature argileuse et marneuse, nous avons noté les points suivants :

- Une cohésion élevée dans les argiles et les marnes (0.29 à 0.33 bars), moyenne dans les argile limoneuses (0.29 bars), élevé dans les argile jaunâtre (0.33 bars) ainsi dans les argiles marneuse (0.16à 0.20).Et très élevé dans la marne (0.45).
- Un angle de frottement interne moyen dans les argiles et l'argile limoneuse (10°à15°), élevé dans les argile limoneuses (20°) et très élevé dans la marne (40).

Ils montrent donc une très forte hétérogénéité dans les termes de cohésion et d'angle de frottement. Les angles de frottement moyennement élevés sont dus à la texture des argiles indurées qui se comporte, lors du cisaillement, comme un sol constitué de grumeaux durs.

4. Conclusion

Il en ressort de cette présentation que le glissement de mascara est un glissement très ancien évoluant dans un contexte routier et un encadrement régional caractérisé par une sismicité moyenne.

L'historique des mouvements dont on connaît la date de leur survenue indique qu'ils se sont produits tous en hiver ; ce qui montre, entre autres, l'importance de l'accroissement des pressions interstitielles sur l'instabilité du site d'étude.

Enfin, les fissures et les affaissements, qui affectent fréquemment les différents boulevards situés dans la région instable, témoignent que les mouvements sont toujours actifs et cela malgré les études faites et les travaux de drainage déjà réalisés.

Par conséquent, le problème de l'instabilité du site reste posé, ce qui nécessite donc la poursuite et l'approfondissement des études, selon une approche pluridisciplinaire à démarche transversale, afin de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation du site.

1. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement. Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

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

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydrauliques, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et de choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, et cela principalement pour des fins de disponibilité des licences logicielles ainsi que des soucis de maîtrise. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages dont celui d'établir des calculs en introduisant les paramètres du dispositif de confortement.

2. Présentation de logiciel

➤ Données de base

Les profils géologiques ont été réalisés en utilisant les programmes AUTOCAD, COVADIS

2.1. Présentation de logiciel Plaxis2D

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité

et du terrain étudié. L'interprétation de ces résultats obtenus permettra de proposer la solution et le choix du confortement le plus approprié.

➤ **Hypothèse générale**

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec **PLAXIS** sont la suivante :

- Le sol est supposé être milieu continu
- Les déformations sont considérées planes
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB
- Le poids volumique de l'eau utilisée est de 10 KN/m³
- Le régime hydraulique est statique
- Le terrain modélisé est considéré étant saturé d'eau

NB : les charges de l'habitation et de la route sont prises égales à 15 KN/m².

2.2. Etude de stabilité et simulation numérique :

En l'absence des caractéristiques géotechniques du profil étudié, on fait recours à la méthode de l'analyse inverse (back-analyses) qui consiste à déterminer les paramètres géo mécaniques résiduelles moyennes le long de la surface de rupture qui correspondent à l'état de l'équilibre limite du massif, et ce pour un facteur de sécurité égal à l'unité. Cette méthode est la plus envisagée à ce type de problèmes vu qu'il est très difficile de prélever des échantillons intacts de la zone glissée.

Donc on cherche ; compte tenu de ($F_s = 1$) ; le jeu des paramètres de cisaillement (C, φ) qui assurent un coefficient de sécurité $F_s = F(C, \varphi)$ égal à l'unité. On admet à priori que les valeurs de l'angle de frottement (φ) mesurés en laboratoire sont généralement comprises dans une fourchette ($\varphi_{\min} < \varphi < \varphi_{\max}$) sont représentatifs.

3. Modélisation des glissements étudiés par Plaxis(2D)

a) Glissement 01 : PK19+500

Glissement 01 est un profil qui situe sur une longueur de 25 m avec une pente de 10m, le profil est constitué de 4 couche sont : argile limoneuse, argile marneuse, marne peu argileuse, et substratum.

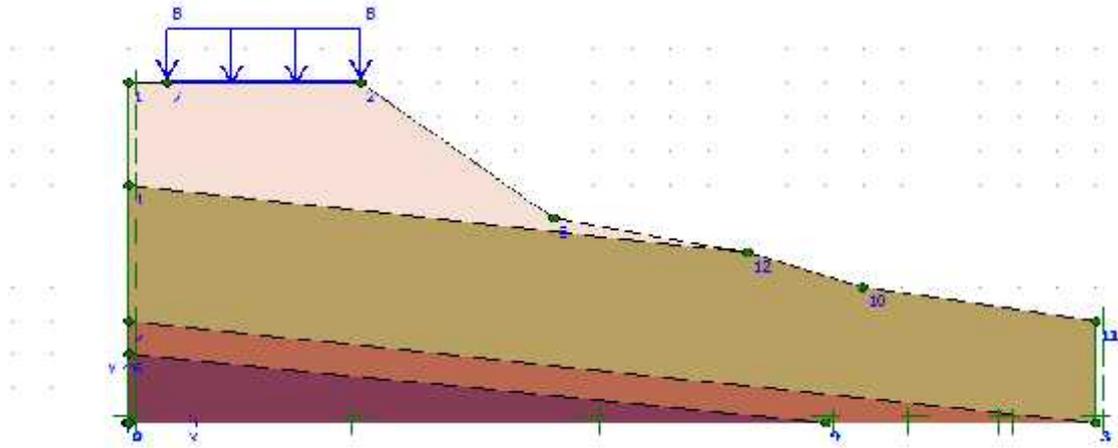


Figure 1. Modalisation des glissements sur plaxis

- Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil :

Tableau 1. Caractéristiques de glissement 01 utilisées sur plaxis

SOL	Argile limoneuse	Argile marneuse	Marne	Substratum
Matériau model	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb
Type de matériau	Drainé	Non drainé	Non drainé	Non drainé
d (KN/m ³)	19.7	19.5	19.2	20
sat (KN/m ³)	22.8	21	20.9	20
C (KN/m ²)	6	20	16	200
φ (°)	21	25	16	14
ψ (°)	0	0	0	0
E_r (KN/m ²)	1⁴	1⁴	3*1⁶	8*1⁶
ν	0.3	0.3	0.3	0.3
K_x/k_y (m/day)	0	0	0	0

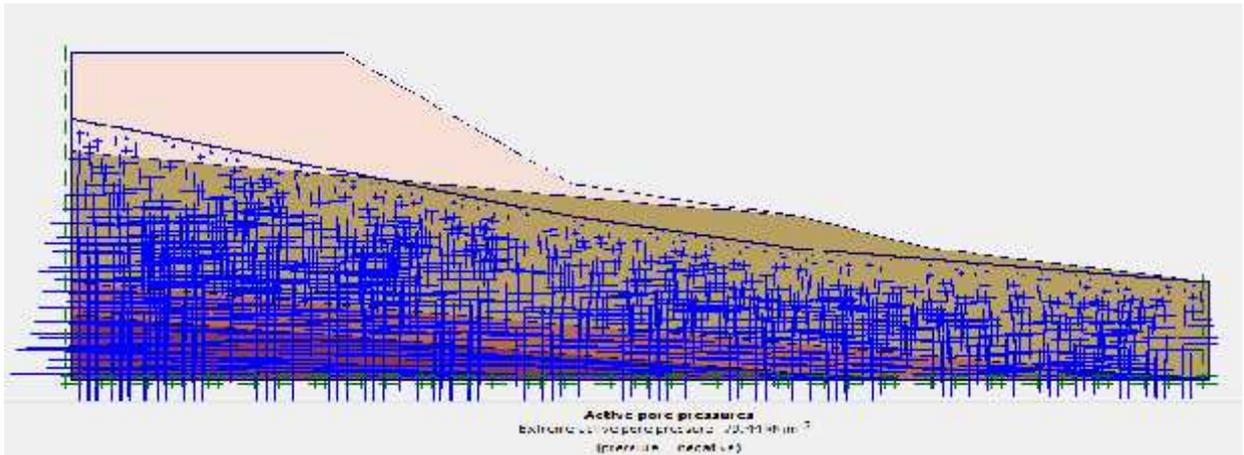


Figure 2. Présentation de la nappe phréatique

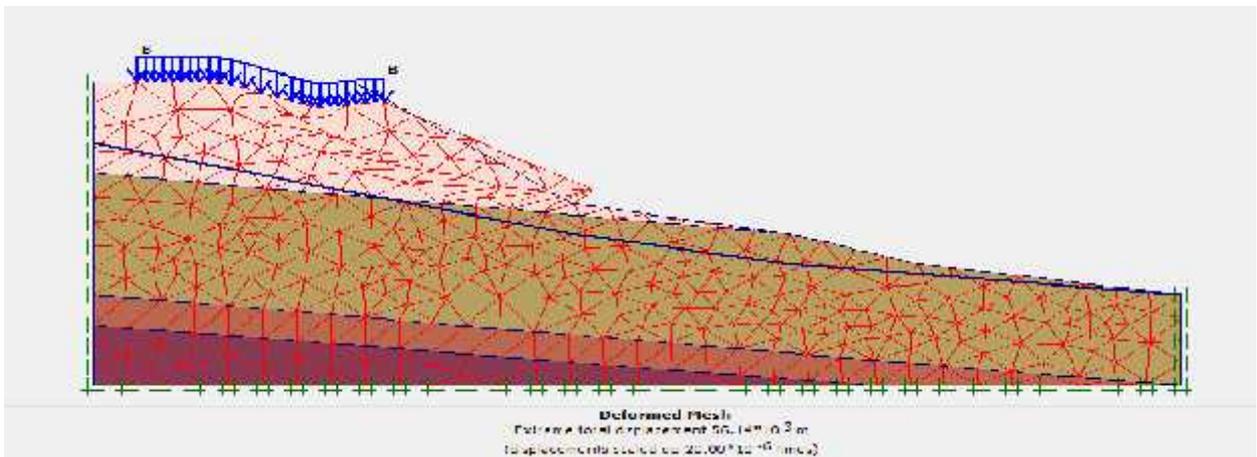


Figure 3. Maillage fin pour ce glissement

- Le maillage de notre modèle est présente sur la figure ci-dessus est un maillage très fin pour assurer un calcul très précis.

Calculation information

Multipliers: | Additional Info | Step Info |

Step Info		Step Info	
Step	202 of 202	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	111111

Multipliers:				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements:	Mdispl:	111111	Σ -Mdispl:	1.000
Load system A	MloadA:	111111	Σ -MloadA:	1.000
Load system U	MloadU:	0.000	Σ -MloadU:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	0.000
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4. Facteur de sécurité obtenue

- Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 0,964$) donc la pente est instable.

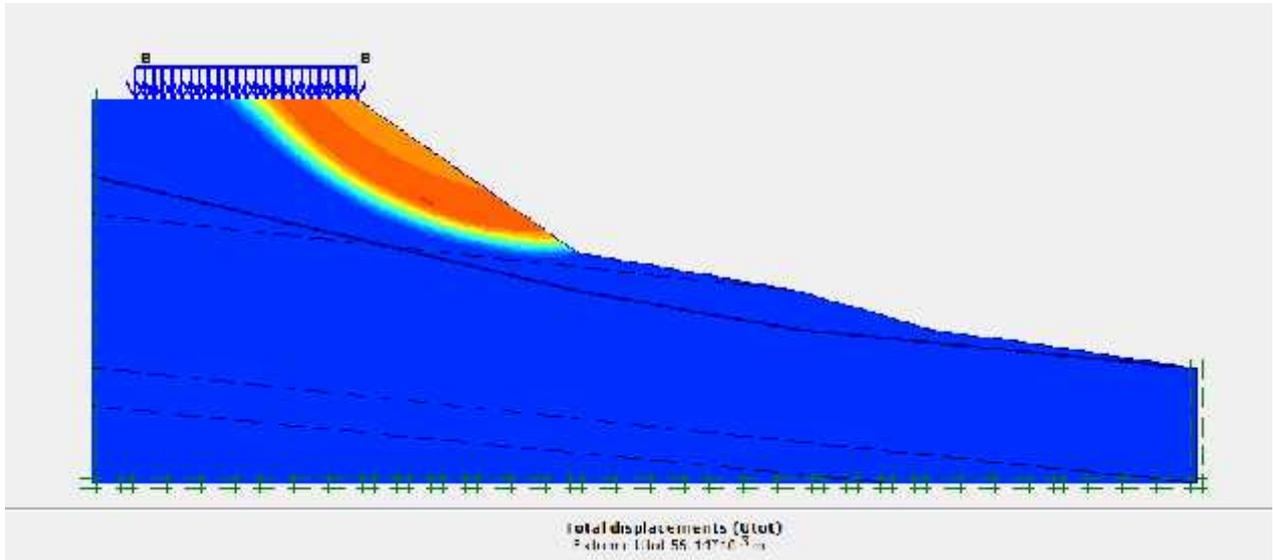


Figure 5. Le cercle de rupture de la déformation

Glissement 02 : PK42+100

Glissement 02 est un profil qui situe sur une longueur de 30 m avec une pente de 12m, le profil est constitué de 3 couche sont : remblais, marne argileuse et marne gris.

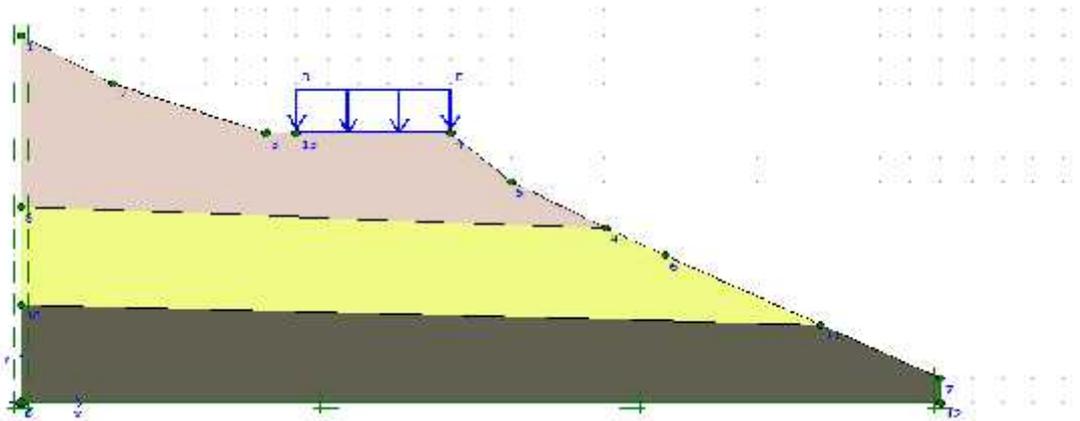


Figure 6. Modalisation des glissements sur plaxis

- Les différentes caractéristiques du glissement 02 utilisé dans plaxis sont représentés comme suit :

- Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil :

Tableau 2 : caractéristiques de glissement 02 utilisées sur plaxis

sol	Remblais	Marne argileux	Marne grise
Matériau model	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb
Type de matériau	Drainé	Non drainé	Non drainé
d (KN/m ³)	18.3	19.9	18.2
sat (KN/m ³)	21.4	22.3	21.5
C (KN/m ²)	8	19	42
φ (°)	12	19	10
Ψ (°)	0	0	0
E_r (KN/m ²)	$1.8 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$
ν	0.3	0.3	0.3
Kx/ky	0	0	0

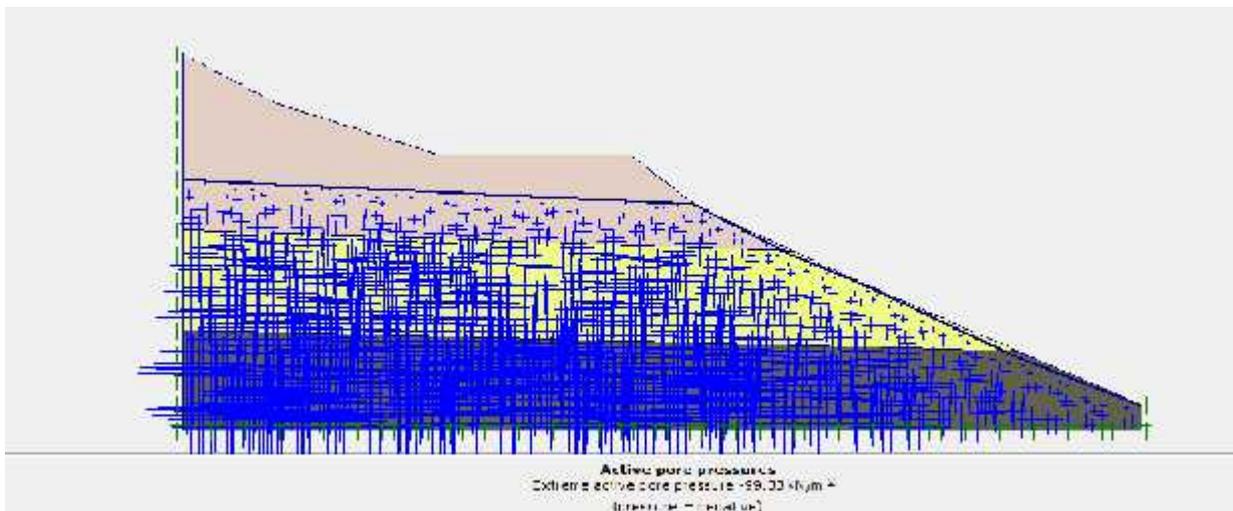


Figure 7.Présentation de la nappe phréatique

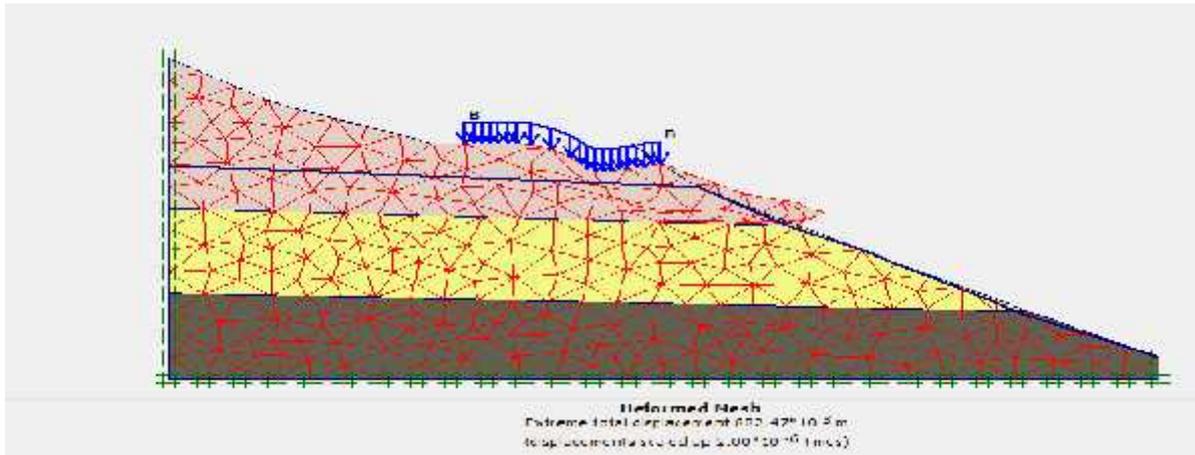


Figure 8. Maillage fin pour ce glissement

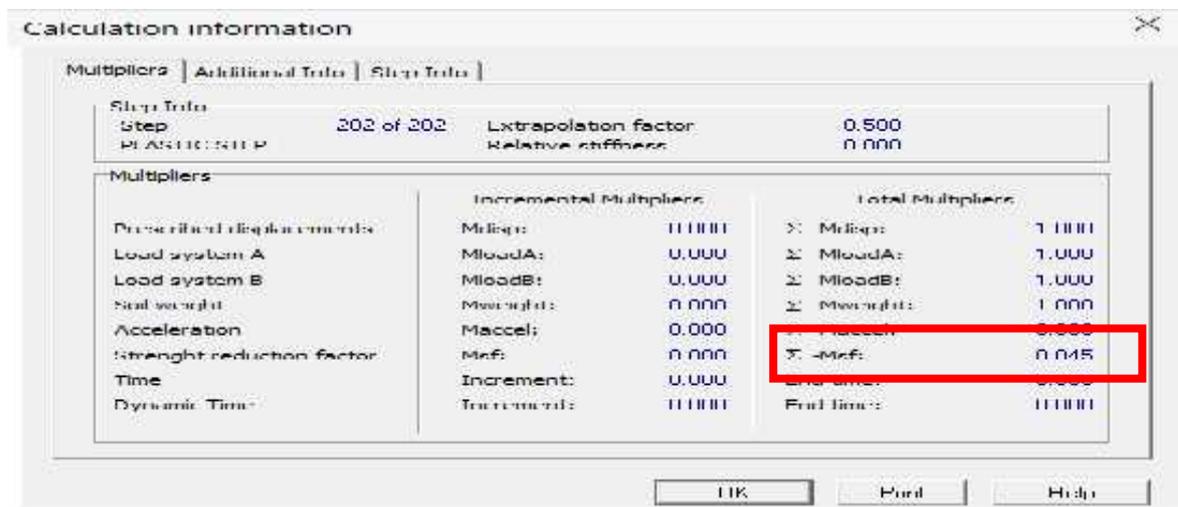


Figure 9. Facteur de sécurité obtenue

- Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 0,845$) donc la pente est instable.

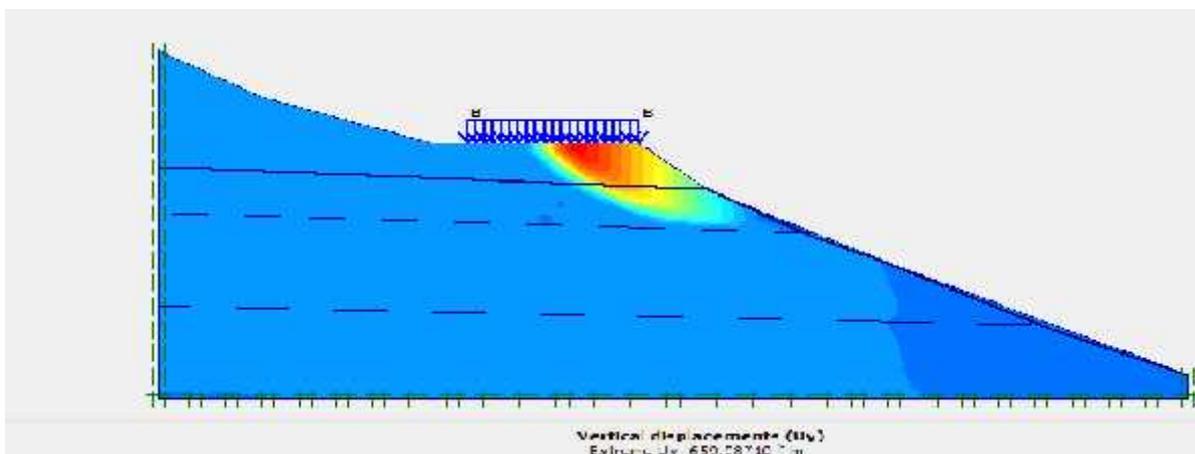


Figure 10. Le cercle de rupture de la déformation

3.1. Interprétation des résultats

- D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.
- 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.
- Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe a un effet direct sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité).

4. Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous sommes passés à une étape d'exploitation des données synthétisées dans les deux chapitres précédents ; à savoir la présentation de la géométrie du site et les résultats géotechniques de la reconnaissance effectuée. Ce qui nous a permis de construire un modèle fiable du problème étudié en utilisant le logiciel PLAXIS.

L'analyse de la stabilité dans les conditions actuelles, en utilisant la méthodes (des éléments finis) confirme l'instabilité du site. Par la suite, la réflexion portée sur les solutions possibles les mieux adaptées au traitement de ce problème nous a orienté à sélectionner par une conception, de massif renforcer par géogridde.

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 sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode de confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

2. Proposition d'ouvrages de confortement

2.1. Soutènement par rideaux de palplanches

➤ Cette technique est très mal adaptée à un environnement sensible, la mise en place des palplanches génère des nuisances sonores sur le site de battage et des vibrations importantes. C'est pourquoi on ne trouve presque jamais de palplanches en ville.

➤ En fonction des matériaux utilisés, des altérations se produisent :

- Métalliques : elles rouillent ; bois : elles pourrissent ; béton : elles se détériorent à cause des mouvements de l'eau, sont fragiles et lourds ; PVC : elles supportent assez mal les ultraviolets.

C'est pourquoi la durée de vie d'un rideau de palplanches est de l'ordre de 30 à 40 ans. Passé ce délai, il est nécessaire de changer les profilés.

En plus, le sol du site qui a dégagé une mauvaise résistance pénétrométrique, risque de donner une faible butée. En effet, en exécutant les rideaux de palplanches par battage, on rencontre souvent le problème de refus dû soit à la limitation de l'outil de battage soit à l'existence d'un horizon géologique dur.

2.2. Soutènement par gabionnage

Cette solution, déjà réalisée dans quelque site de notre projet au PK 8+200 et au PK 19+500 mais ces murs en gabion n'ont pas donné de bons résultats ce qui en fait une solution inadaptée à notre site.

Bien que les murs de gabions offrent un choix économique pour la plupart des applications, ils restent plus coûteux à installer que des pentes ou des enrochements naturels de végétation.

2.3. Soutènement par un pieux

Ces pieux doivent être ancrés dans la couche considérée comme substratum. Après décaissement du sol, le mur sera exécuté puis le sol reconstitué par couches successives et bien compactées.

Cette technique est fréquemment préjudiciable pour les constructions voisines, elle est souvent interdite en environnement sensible. La qualité du béton est difficile à contrôler sur site car des particules du sol peuvent se mélanger à sa composition ce qui le rendra de moins bonne qualité ; le ferrailage sur toute la hauteur est parfois impossible et le temps d'attente est important avant de poursuivre la construction.

2.4. Renforcement par mur de soutènement

C'est un dispositif permettant de contenir les terres, il répond à de multiples besoins et est couramment utilisé dans la construction.

Cette solution est déjà réalisée dans notre projet au PK42+100 ; un mur de soutènement réalisé en pierres et supportant beaucoup de contraintes.

Les murs de soutènement réalisés ont vu l'apparition de fissures verticales dues principalement à un dysfonctionnement des tranchées de drainage à cause du bouchage des réseaux, conduisant à une augmentation importante des pressions exercées sur les parois dues à ces pressions interstitielles non prises en compte dans l'étude.

2.5. Renforcement du sol par terre armé

Les structures en terre armée associent un remblai granulaire sélectionné et contrôlé, des armatures résistantes en acier ou synthétiques et un système de parement modulaire généralement constitué de panneaux en béton préfabriqué, de treillis soudé ou de panneaux en acier. Elle crée une structure de soutènement gravitaire durable à condition que la base des nappes repose sur le bon sol.

2.6. Renforcement par géogrid

Tel que défini au Chapitre 3 (2.2.2), en quelques années, l'emploi des géogrids s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.

Une bonne analyse de ce problème a permis de conforter le talus par du massif renforcé par géogridbiaxiale en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogrid 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 géogrid reprend les charges dynamiques de courte durée notamment pendant la phase de construction.

2.6.1. Justification de choix de la méthode

Une bonne analyse de ce problème, permet de conforter le talus par du massif renforcé par géogrilles, car il est :

- Flexible ;
- La souplesse qui permet de réaliser des ouvrages fondés sur des sols compressibles ;
- La rapidité d'exécution grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués ;
- Un meilleur rapport qualité prix par rapport à d'autres procédés.
- Une résistance à la traction élevée avec un faible allongement ;
- Comportement exceptionnel dans la durée grâce à un faible fluage.

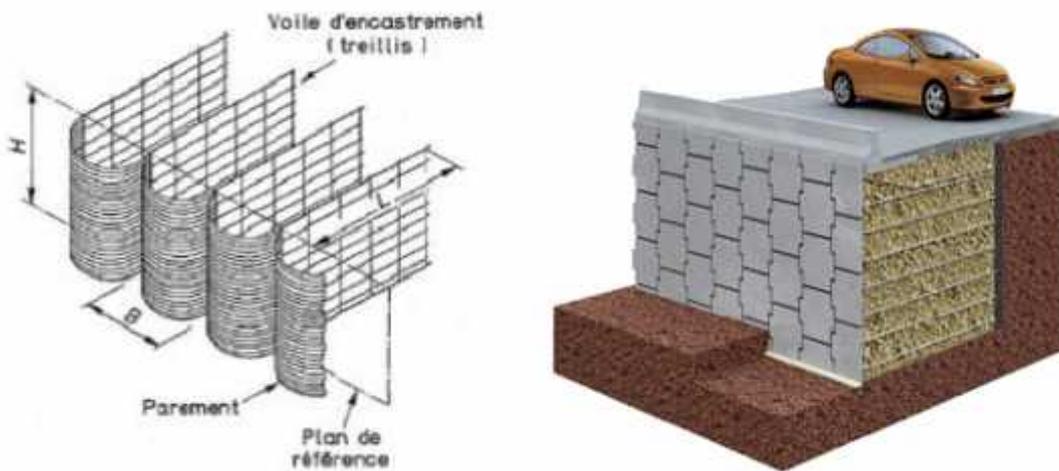


Figure 1.Renforcement de remblai par géogrille



Figure 2.La mise en place des nappes de géogrille

3.Étude de confortement du site étudié

Nous avons constaté que les infiltrations des eaux, les surcharges routières et la forte pente du talus sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc les sites dans un état critique dans leur

section principale (suivant la variante qui présente l'état actuel du site) qui a déjà subi une rupture du gabion.

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable et adaptée d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et d'autre part avec en tenant compte de l'aspect économique et de l'importance du tronçon, nous avons pris en considération le système de drainage et la pente du talus existants.

3.1. 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 d'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...etc.

➤ La tranches drainante

La tranchée drainante est de structure allongée, disposée, perpendiculairement à l'écoulement. Elle a une profondeur de 1 m, placée à une profondeur de 9 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m). [9].

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. [8].

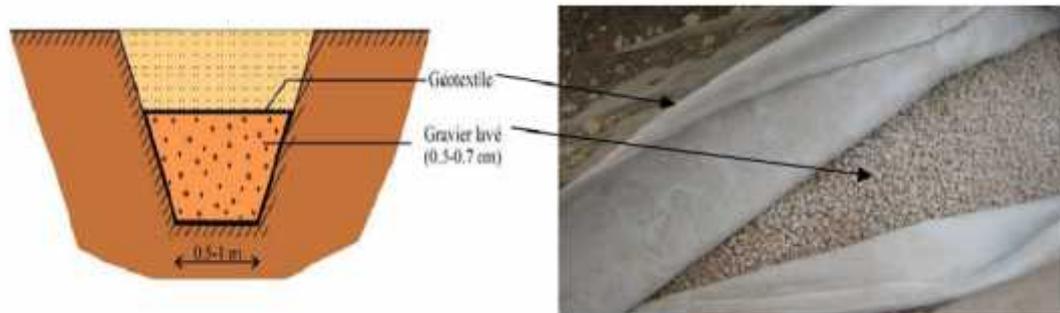


Figure 3. Tranchée drainante

3.2. Domaine d'utilisation

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés :

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement ;
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les tranchées drainantes : sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Un système de drainage doit être effectué dans la partie amont du tronçon en utilisant une tranchée drainante.

3.3. Caractéristiques du système de renforcement

- Le massif de géogrille utilisée doit assurer une résistance à la traction de 113 KN/m. 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 les armatures ont disposées d'une façon qu'on assure un point d'intersection avec le contour du cercle de glissement.
- Le remblai utilisé doit assurer un angle de frottement $\phi = 30^\circ$ et une cohésion négligeable.
- Un film de géo composite est mis en place comme une paroi drainante qui assure le drainage et des eaux qui viennent du remblai renforcer par géotextile et du terrain naturel,

3.4. Dimension du massif renforcé

3.4.1. Géométrie et caractéristiques du massif renforcé par géogrilles

Le principe de cette solution est de réaliser un massif de sol renforcé par des GGR ; des éperons drainants sont disposés tous les 10 m afin d'assurer le drainage de l'eau. La pente de talus du massif renforcé est de 65° .

Nous avons considéré un massif renforcé par 10 nappes de 6 m de longueur d'ancrage espacées de 0.5 m.

3.4.2. Stabilité globale

La stabilité externe globale du talus a été vérifiée en utilisant logiciels PLAXIS 2D (pour l'étude du massif renforcé par géogrille), les calculs par éléments finis (PLAXIS 2D) l'approche utilisée est la méthode "PHI/C réduction" qui consiste à réduire graduellement les paramètres de résistance au cisaillement (C et PHI), au niveau de la surface correspondant où la résistance au cisaillement est la plus faible, jusqu'à Zéro et calculer le coefficient de sécurité correspondant.

Les résultats des calculs montrent que la stabilité externe globale du massif est vérifiée. Le coefficient de sécurité minimal obtenu est supérieur à 1.5.

4. Modélisation des confortements par PLAXIS2D :

a) Glissement 01 :

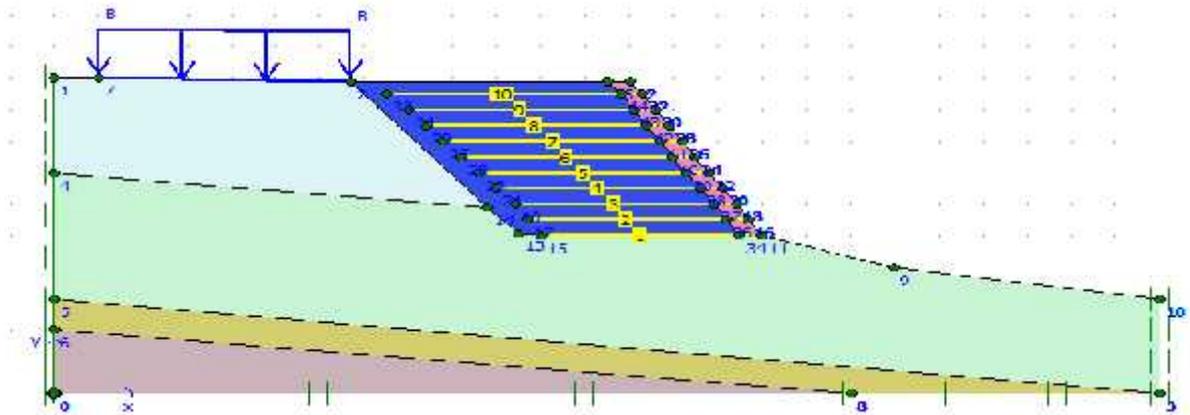


Figure 4. Modélisation de confortement de glissement 01

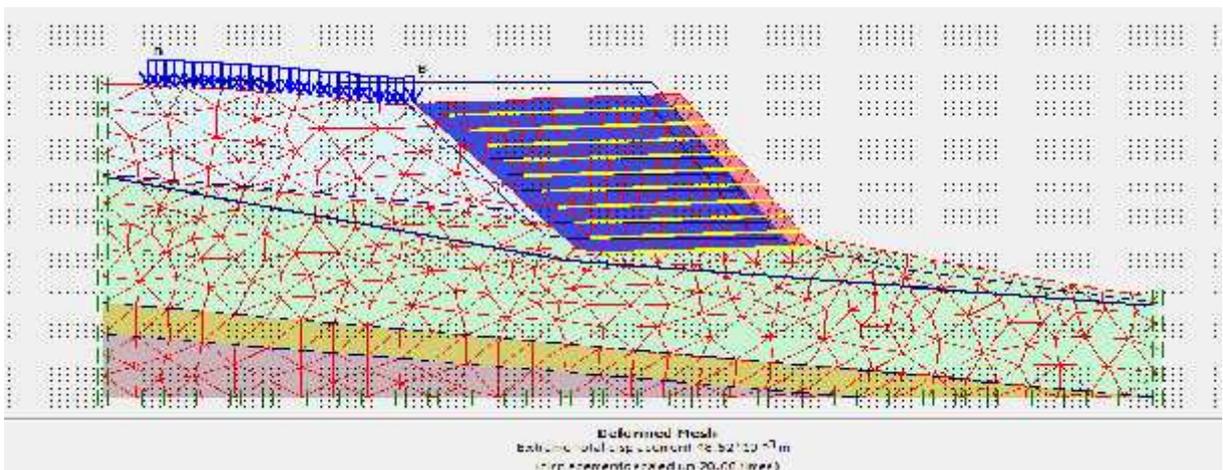


Figure 5. Le déplacement de sol après confortement

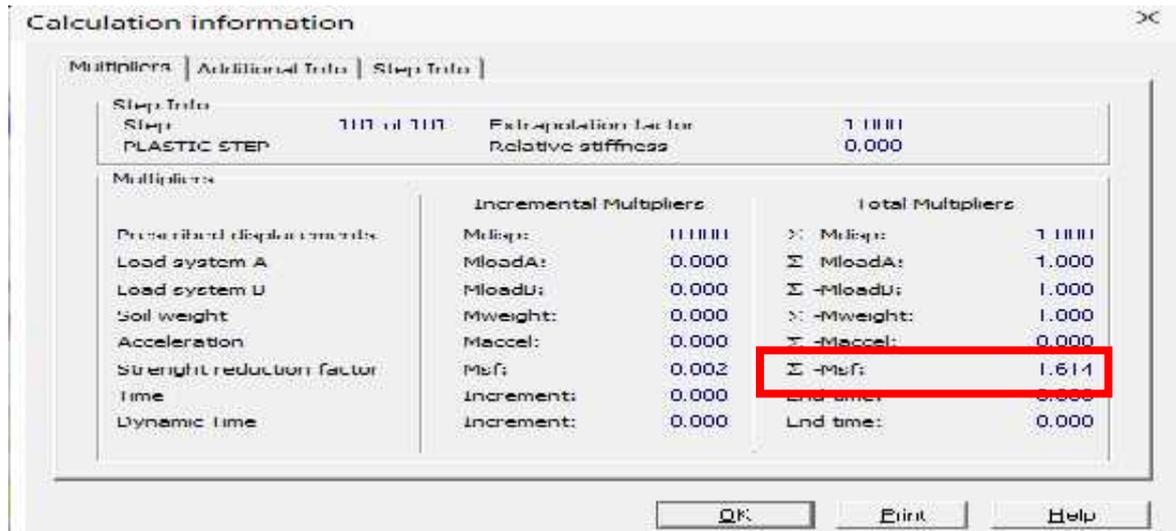


Figure 6. Facteur de sécurité du glissement 01

b) Glissement 02 :

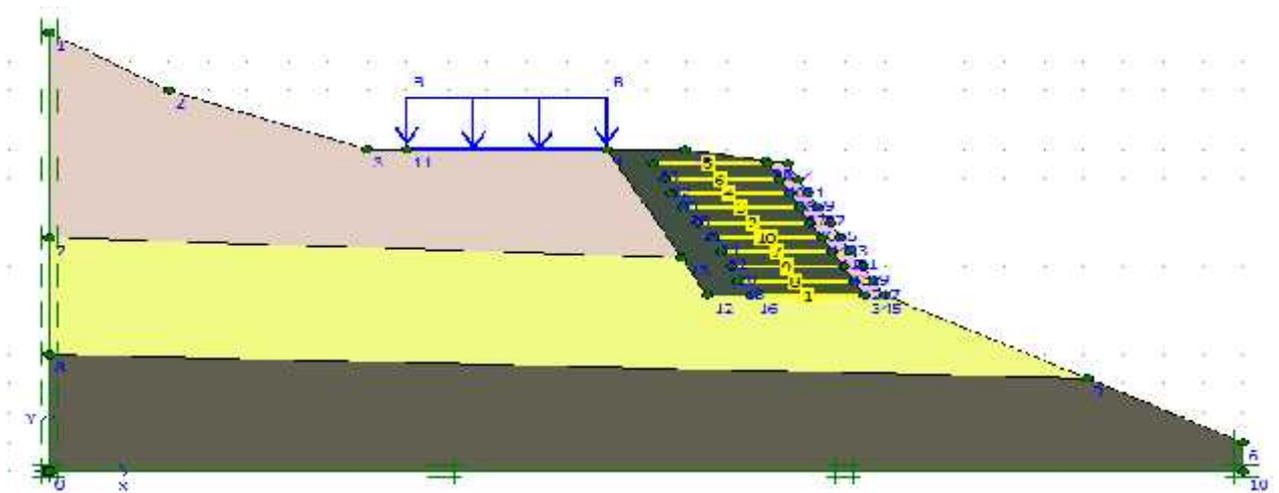


Figure 7. Modélisation de glissement 02 par PLAXIS

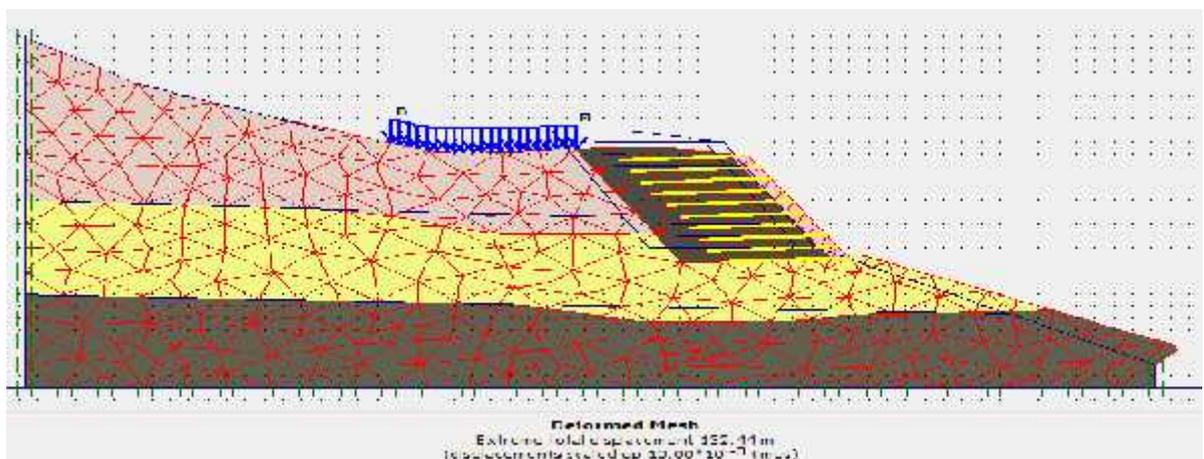


Figure 8. Le déplacement de sol dans le glissement 02

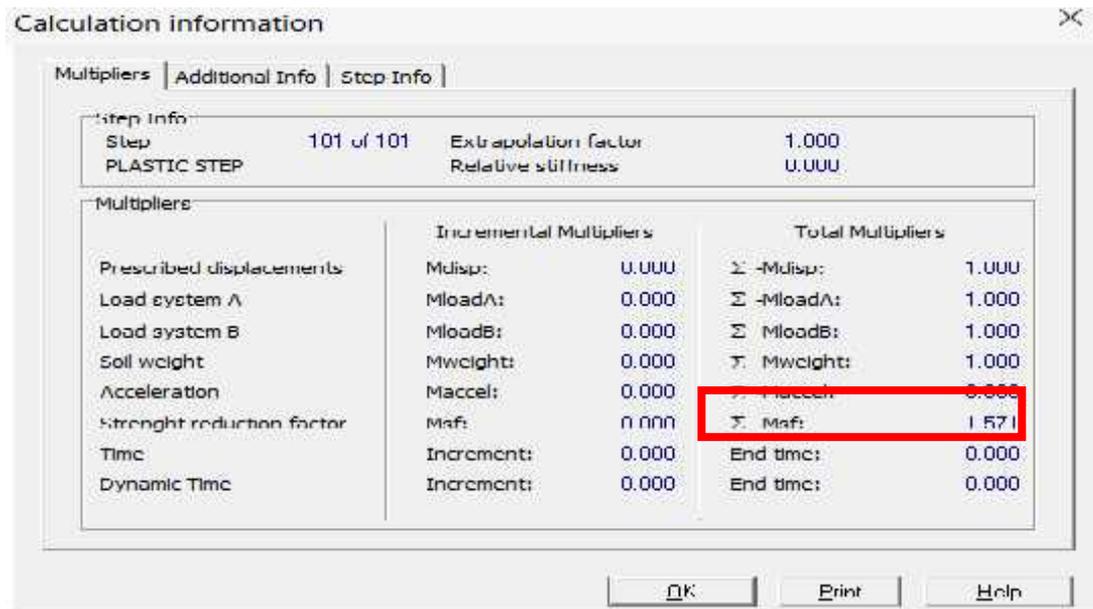


Figure9.Facteur de sécurité après confortement

5. Conclusion

Les résultats obtenus montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus même dans le cas sismique.

Compte tenu de la stabilité relative de notre site (coefficient de sécurité inférieur à 1), il a été nécessaire de procéder à des confortements plus efficaces.

A cet effet, nous avons procédé à des systèmes de confortement avec la mise en place des massifs de largeur et hauteur variable renforcé par géogridde.

Donc l'efficacité du système de confortement proposé et les résultats de ce chapitre nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-) La stabilisation des massifs renforcés par géogridde augmente le coefficient de sécurité et minimise les déplacements de sol.
-) L'espace entre les nappes de géogridde de 1m donne une stabilité satisfaisante et en même temps une solution plus économique.
-) Le coefficient de sécurité augmente avec la diminution de la longueur de la surcharge.

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise de logiciel pour d'adopter un confortement à la série des glissements de terrain sur la route CW43 (PK8+200 ; PK19+500 ; PK42+100) a Mascara.

En premier lieu nous avons analysé les glissements pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel qui a permis de localiser la surface du glissement.

En proposant une solution la plus adéquate, nous avons pu en tirer un système de confortement efficace pour résoudre le problème avec la proposition de massif renforcé par géogrille.

L'analyse des variantes a été faite par un logiciel(PLAXIS2D), un programme qui travail par la méthode des éléments finis pour faire une analyse de stabilité.

Enfin on pourra dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet : **ETUDE DE GLISSEMENT DU PK 10-500**
 Endroit : **EL HOUCINE**

Dossier IF: **292/JML/2011/11/15**
 Client : **DTP MASCARAS**

Date début : 21/07/2014
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 25
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GRS
 Y : 303 078181
 X : 1028012
 Z : 193

Deux de forage : **EAU CLAIR**
 Type forage : **ouvert**
 Surface : **ATCH SWITCH**

Car. des échantillons :
 état :  Remoisi :  Facilité :  Tache : 

Echelle (m)	Elevation (m) (Profondeur (m))	Réac. pénétrom	SPT (40+K)	RGT	Tubage	Cote for	Etat	Teneur en / Sable / or	Niveau d'eau	Lignes	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	15.00 10.00										TERRE VEGETALE	
50	5.00 0.00										Argiles pour limons bruns détrempés et détrempés	
45	1.00										Argiles brunes à jaunes avec quelques inclusions gypseuses.	
50	15.00 10.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
125	05.00 00.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
120	10.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
135	15.00 10.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
150	20.00 15.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
155	25.00 20.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
150	30.00 25.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
140	35.00 30.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
210	40.00 35.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
225	45.00 40.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	50.00 45.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	55.00 50.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	60.00 55.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	65.00 60.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	70.00 65.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	75.00 70.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	80.00 75.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	85.00 80.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	90.00 85.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	95.00 90.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	100.00 95.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	105.00 100.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	110.00 105.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	115.00 110.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	120.00 115.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	125.00 120.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	130.00 125.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	135.00 130.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	140.00 135.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	145.00 140.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	150.00 145.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	155.00 150.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	160.00 155.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	165.00 160.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	170.00 165.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	175.00 170.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	180.00 175.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	185.00 180.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	190.00 185.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	195.00 190.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	200.00 195.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	205.00 200.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	210.00 205.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	215.00 210.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	220.00 215.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	225.00 220.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	230.00 225.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	235.00 230.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	240.00 235.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	245.00 240.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	250.00 245.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	255.00 250.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	260.00 255.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	265.00 260.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	270.00 265.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	275.00 270.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	280.00 275.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	285.00 280.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	290.00 285.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	295.00 290.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	300.00 295.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	305.00 300.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	310.00 305.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	315.00 310.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	320.00 315.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	325.00 320.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	330.00 325.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	335.00 330.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	340.00 335.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	345.00 340.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	350.00 345.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	355.00 350.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	360.00 355.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	365.00 360.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	370.00 365.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	375.00 370.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	380.00 375.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	385.00 380.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	390.00 385.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	395.00 390.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	400.00 395.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	405.00 400.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	410.00 405.00										Argiles jaunes à jaunes brunâtres avec quelques caillottes gypseuses.	
	415.00 410.00			</								

Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DU PK 19-500

Dossier N°: 292/ML/2014-14-15

Endroit : EL HOCINE

Client : DTP MASCARAS

Date début : 26/07/2014

Coordonnées G76

Deux de forage : su. clare

Car. des échantillons :

Date fin :

X : 303 3770181

Type forage : carotté

Intact

Rémanié

Faiblement

Touche

Profondeur (m) : 29

Y : 3929812

Treuil : CITECH M7 011

Niveau d'eau (m) :

Z : 195

Echelle (0) à 2500	Le niveau de la sonde (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00	0.00									TERRE VEGETALES	
1.50										ARGILES PEUX LIMONEUSES BRUNATRES A JUNIATRES ALTERNES AVEC DES PASSAGES GYPSEUX	
3.00											
4.50											
6.00										ARGILES MARNIEUSES BRUNATRES A JUNIATRES AVEC DES INCLUSIONS GYPSEUSES	
7.50											
9.00											
10.50											
12.00											
13.50											
15.00										MARNES PEUX ARGILEUSES BRUNATRES	
16.50											
18.00											
19.50											
21.00											
22.50											
24.00										MARNES CRISES CONTACTES	
25.00											
										Fin du forage à une profondeur de 20 m.	
REMARQUES										TYPE CAROTTIER : CP : Carottier TV : Tube Spécialisé AS : Tube à pression CR : Tube carotté	
										AERATIONS : AS : Air sous pression D : Déballonnage ... : : : : ...	
										CIP : ... TR : : : : ...	

D. Bouass 2014

Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet : **ETUDE DE GLISSEMENT DU PK 10+500**

Dossier N° : 202.ML.2014.11.15

Endroit : **EL HOCHE**

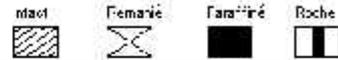
Client : **DIP MASCARAS**

Date Rév : 24/07/14
 Date RT :
 Profondeur forée (m) : 25
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées NTS
 N : 00 0770191
 Y : 320812
 Z : 105

Région de forage : HAUT D'ALGER
 Type forage : caroté
 Emprise : 110x110 x H

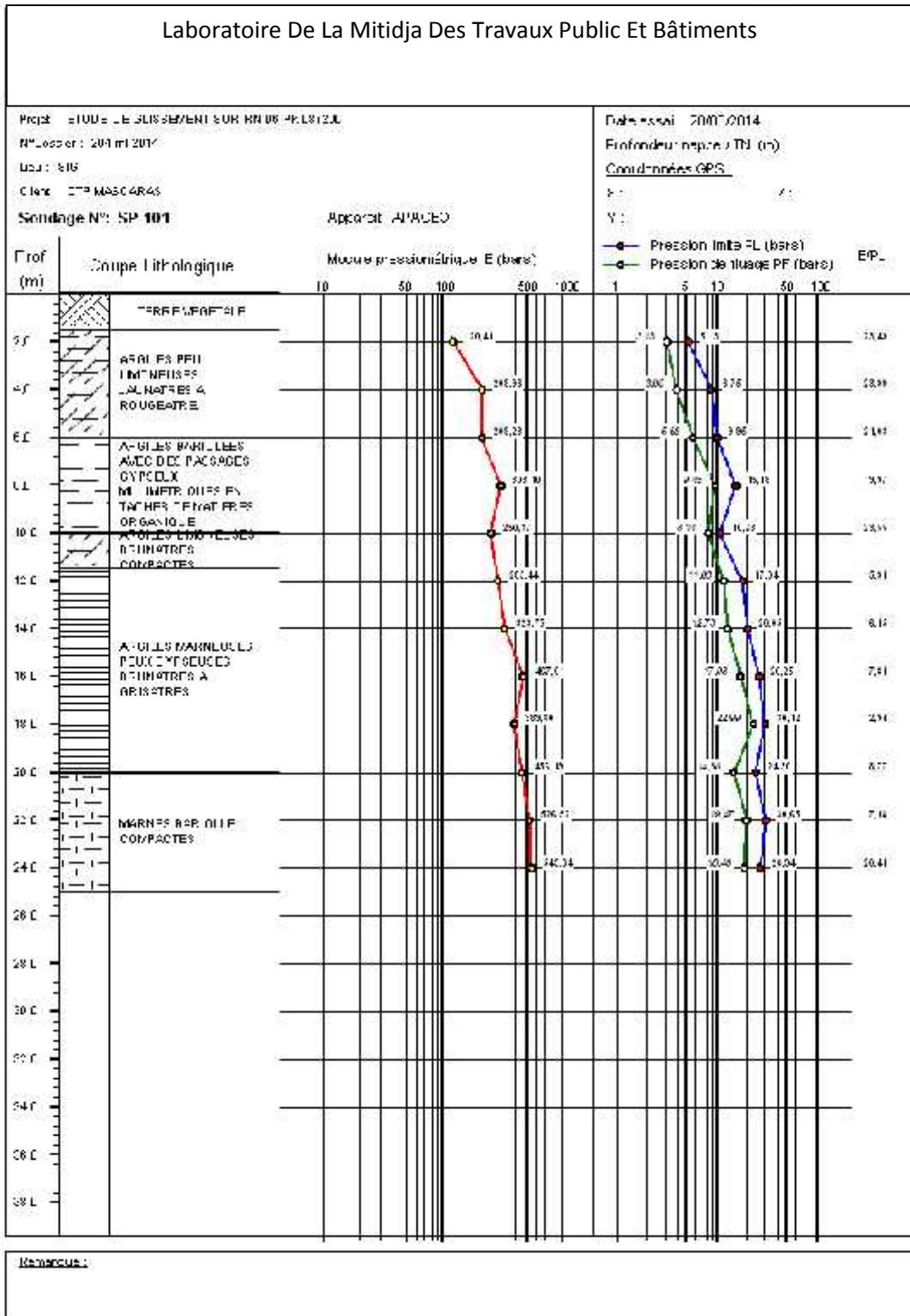
Etat des échantillons



Echelle (m)	Elevéation (m) Profondeur (m)	Réf. pénétration 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD Tulage	Caroté	Etat	Profondeur Echantillon	Région de forage	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
0.00	16.50									TERRE VEGETALE		
0.50	16.00									ARGILES PELTONIQUES BRUNATRES A JAUNATRES PEU ALTERES AVEC QUELQUES PASCAGES CYCLOPS MILIMETRIQUES		
1.00	15.50									ARGILES MARRONNES BRUNATRES A JAUNATRES AVEC DES INCLUSIONS GYPSIBUSES		
1.50	15.00											
2.00	14.50											
2.50	14.00									MARNES BLANCHES ARGILEUSES BRUNATRES		
3.00	13.50											
3.50	13.00											
4.00	12.50											
4.50	12.00											
5.00	11.50											
5.50	11.00											
6.00	10.50											
6.50	10.00											
7.00	9.50											
7.50	9.00											
8.00	8.50											
8.50	8.00											
9.00	7.50											
9.50	7.00											
10.00	6.50											
10.50	6.00											
11.00	5.50											
11.50	5.00											
12.00	4.50											
12.50	4.00											
13.00	3.50											
13.50	3.00											
14.00	2.50											
14.50	2.00											
15.00	1.50											
15.50	1.00											
16.00	0.50											
16.50	0.00											
FIN DU FORAGE A UNE PROFONDEUR DE 25 m.												
REMARQUES :										TYPE CAROTIER : CF : Carotier à TV : Tube à piston PC : Tube à piston CP : ID 0200E	ABREVIATIONS : AN : Analyse granulométrique S : Scléromètre L : Jauge à l'échelle W : Test de cisaillement T : Test de compression A : Analyse chimique	TR : Traitement de l'eau TE : Essai de traction RC : Résistance à la compression OBR : Essai de résistance CL : Conductivité R : Test de perméabilité
FICHE (A)				SITE (A)				20/10/14		FOR : 1 B 1		

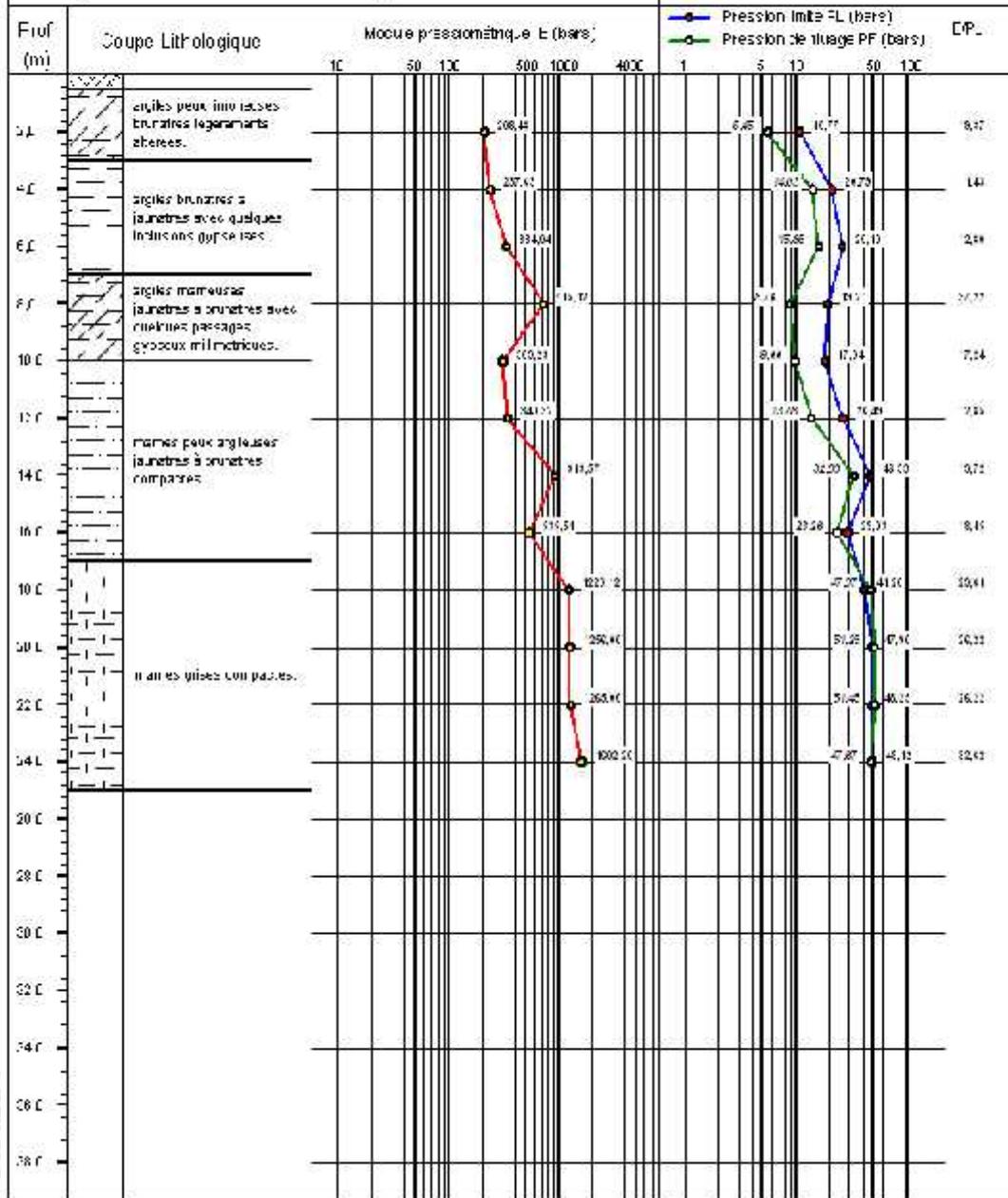
R. S. 11/03/14

Annexe N :2



Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet : ETUDE DE GLISSIEMENT DE PÉRIODE N° dossier : 2017/04/4-415 Lieu : EL HOUME Client : S.M.MAGCARAS Sondage N° : SP 01	Date essai : du 05/05/2014 Profondeur nappe / IN (m) Coordonnées GPS X : 31° S 0770191 7° 19' Y : 0925012
--	--



Remarques :

Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT D. PK 124500

N° Dossier : 202 ML2014-15

Lieu : EL HOUDINE

Client : MASBARAKAS

Sondage N° : sp 02

Appareil : APAGEO

Date de la ou : 15/05/2014

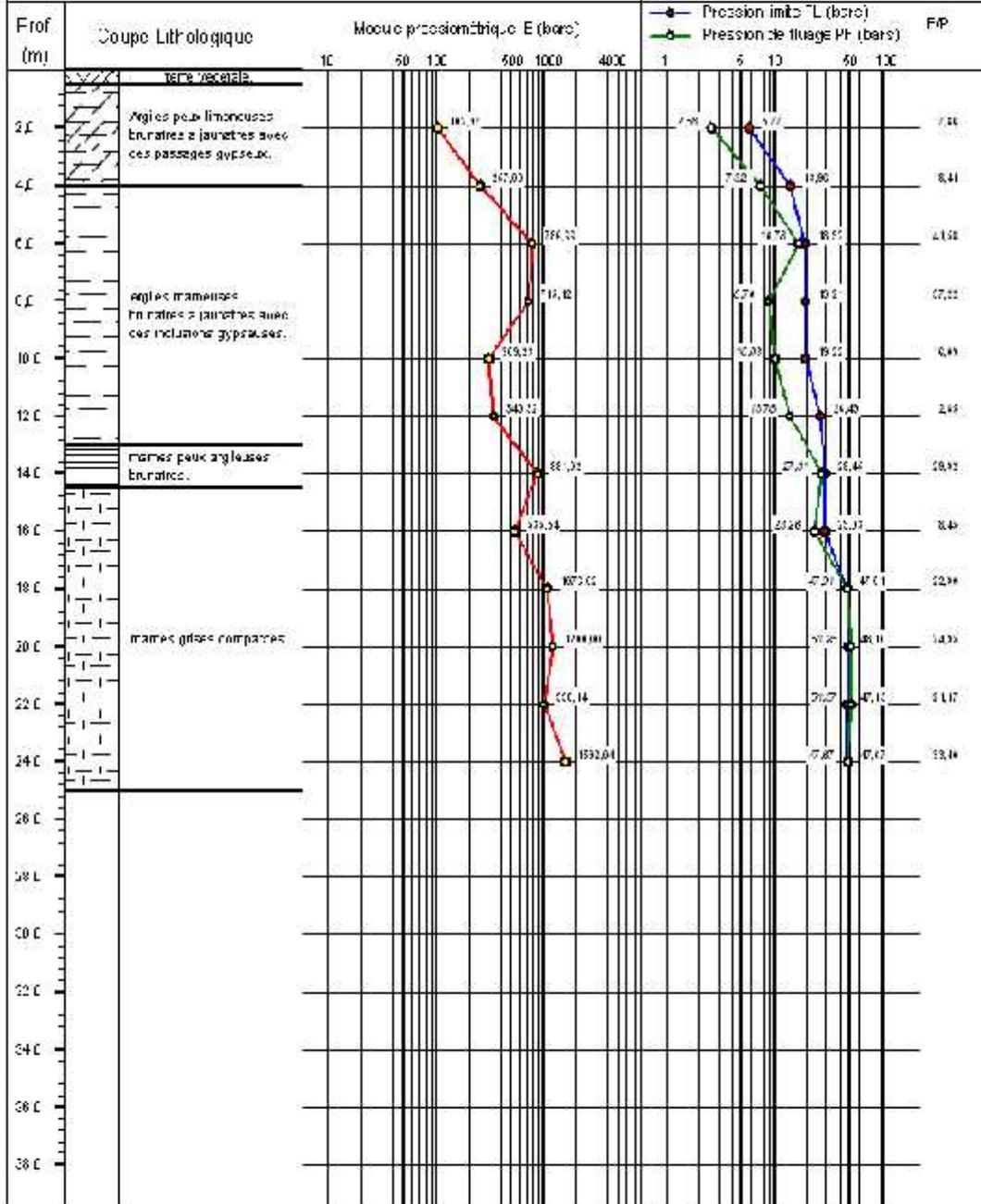
Profondeur totale : 714 m (0)

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :

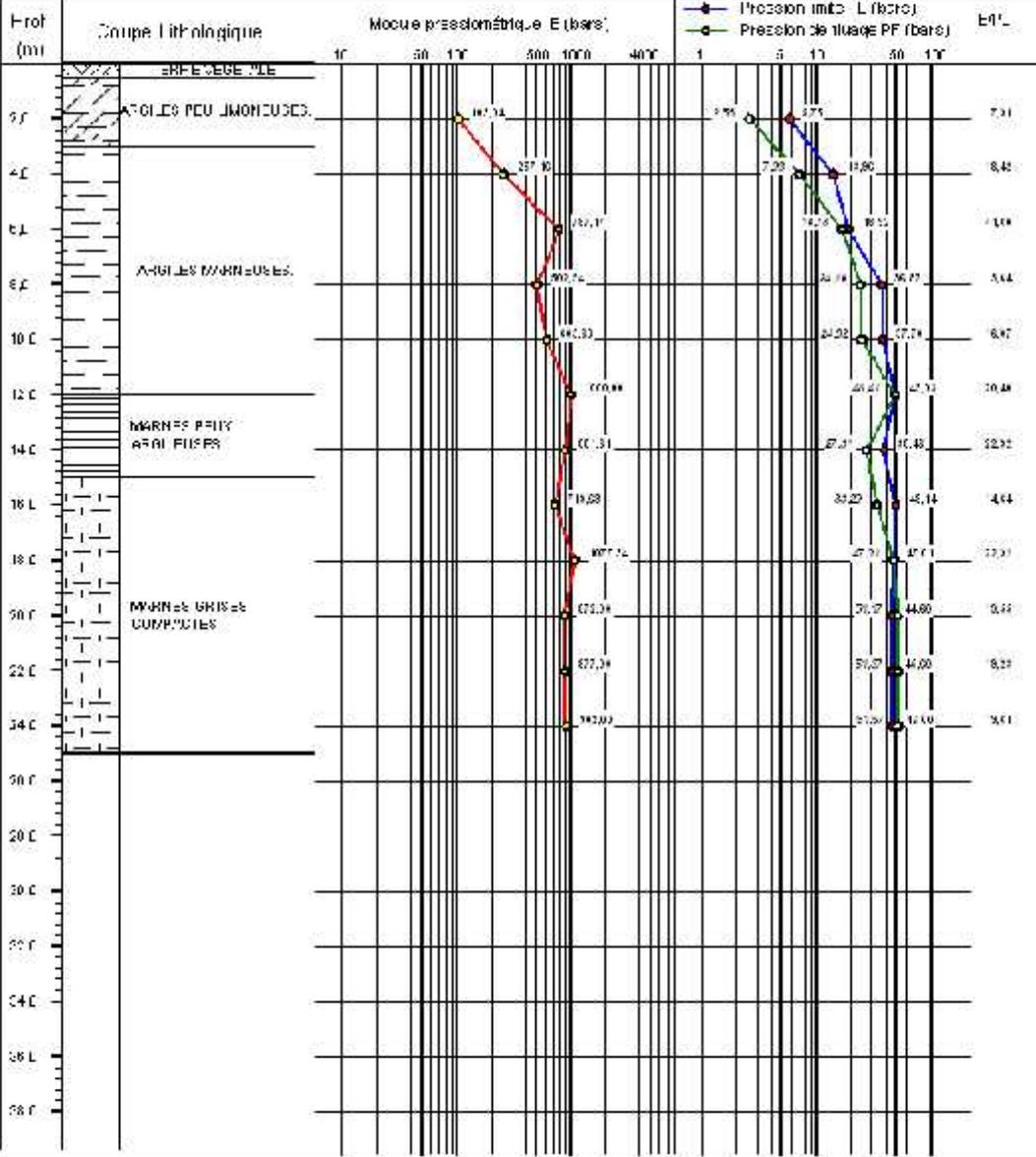


© S. Tebib 2013

Remarque :

Laboratoire De La Mitidja Des Travaux Public Et Bâtiments

Projet: ETUDE DE GLISSIEREMENT D. PK 12+200 N° Dossier: 2013/10/4/4/15 Usr: CLHOUMI Client: M. MACCARAS Sondage N°: SP03	Date: 03/01/2014 à 05/08/2014 Profondeur nappes / TM (m) Coordonnées GPS X: 325 0770191 Z: 195 Y: 0895012
--	--



Remarque:

RAPPORT DE BONDAGE

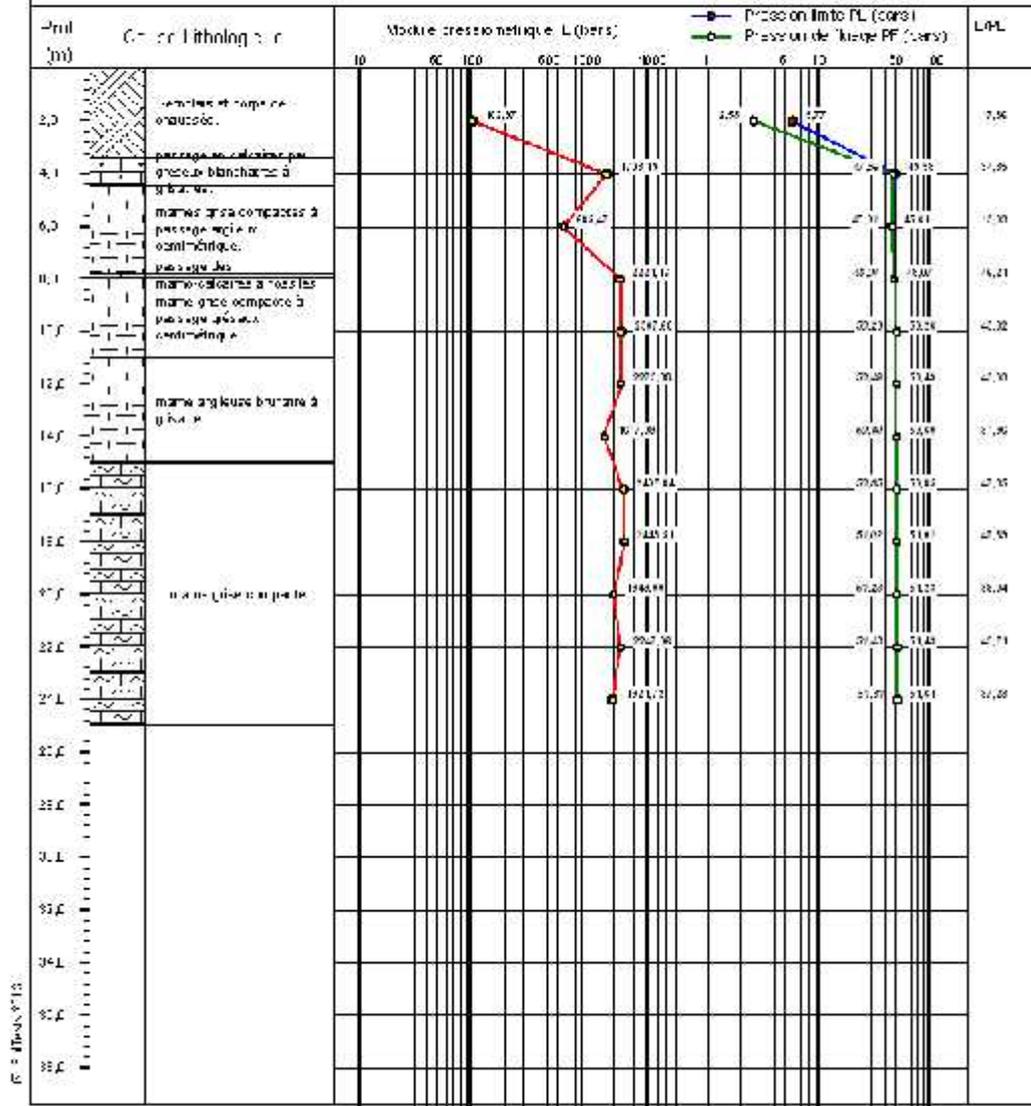
Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-10-1

Projet : ETUDE DE SÉCURISATION DES JUSSEMIEN - LE BERGON SUR L'ORRE IV
 N° Dossier : 84-M-2014
 Lieu : 5517 MASSARAS PK 45-400
 Client : I.M.A. - IMA
 Sondage N° : SP 01

Date essai :
 Intérod. à l'essai : 14/06/17
 Coordonnées GCS :
 X : Z
 Y :

Appareil : APARELO



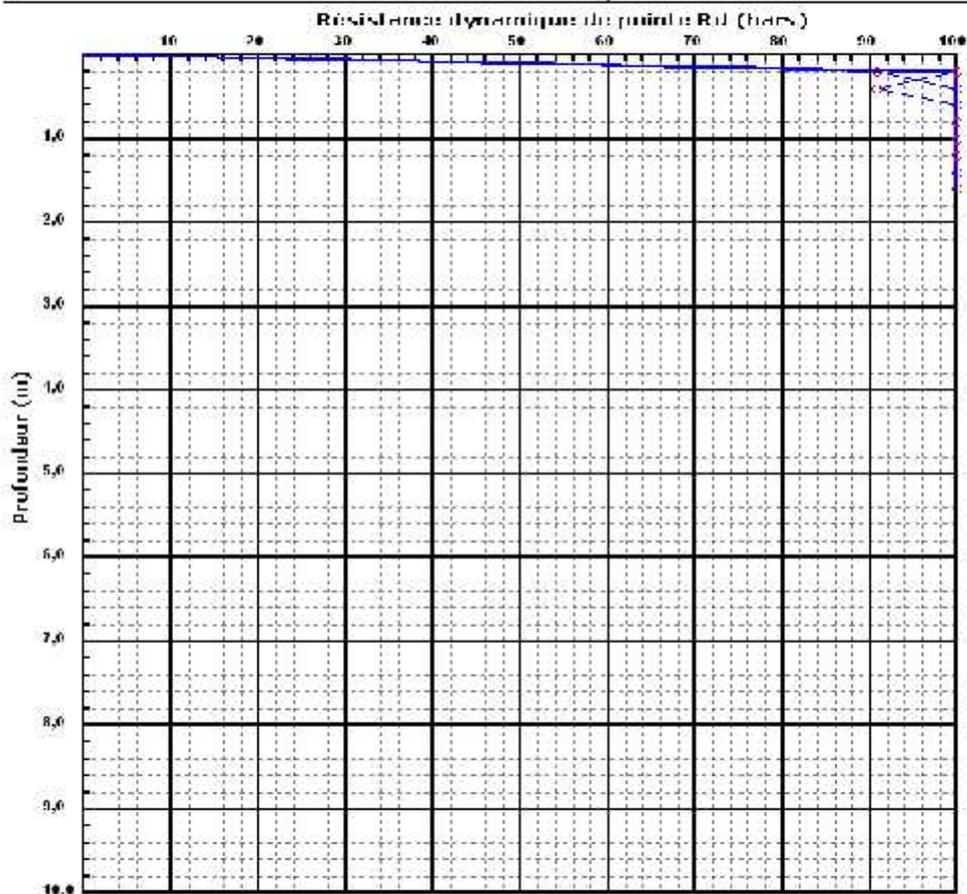
Remarque :

Annexe N :3

Essai de Penetration Dynamique

INTITULE : ETUDE DE STABILISATION DES GLISSEMENT DE TERRAIN
 N° DOSSIER : 884 MI 2714
 LIEU : RN17, MADAGASCAR, PK: 40+100
 CLIENT : DTE MADAGASCAR
 DATE LOGGAGE :

Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y :



Caractéristiques des pénètres utilisés dynamiques :

Masse en Jante + Colège Moulon (M) : 2 kg
 Masse du Mouton (m) : 53,5 kg
 Hauteur de chute (h) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 5 cm²

Longueur des Jantes : 1 m
 Masse du e tige (T) : 6,28 kg
 Renforcement (e) : 20 cm

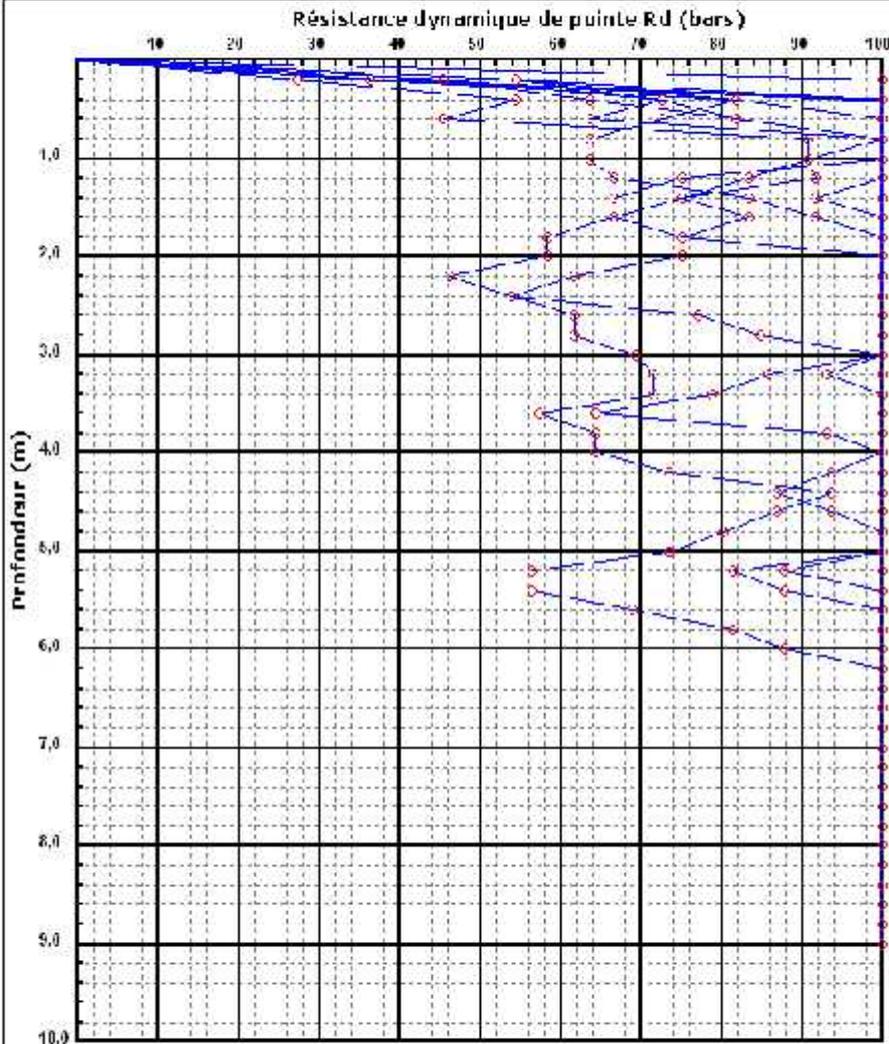
Formule de calcul :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{h} \times (m + \sum m')}$$

Essai de Penetration Dynamique

INTITULE : ETUDE DE GBRÉMENT DU PK 9+500
 N° DOSSIER : 222 ML2014-14-15
 LIEU : EL-DOKKI
 CLIENT : DIP M/SONH/13
 DATE DE TRAVAIL :

Référence essai : 11
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y :
 Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse ondule guidage (mouton) (m) : 3 kg	Longueur des tiges : 1 m
Masse du Mouton (m) : 63,3 kg	Masse d'une tige (m) : 6,28 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm	Enfoncement (e) : 20 cm
Area de la section circulaire de la pointe (A) : 15 cm ²	

Formule de calcul :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{H} \times (m + \sum m)}$$

Annexe N :4

RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg IF P 94-078																		
Client : DTP MASCARA Projet : Classement Mascara RN 06 PK 201 200 Endroit : RN 06 MASCARA PK 28+200	N° Projet : 355-MI -2014																	
Surface : 3001 Profondeur : 1.70 2.00 Nature :	Date essai : 30/10/2014																	
Limite de Liquidité (%) : WL = 36,79 Limite de Plasticité (%) : WP = 20,24 Indice de Plasticité (%) : IP = 16,55																		
Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 14,63																		
<p style="text-align: center;">limite de liquidité</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Essai N°</th> <th style="text-align: center;">Wp (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">21,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">19,38</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">19,67</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>		Limite de plasticité		Essai N°	Wp (%)	1	21,0	2	19,38	3	19,67						
Limite de plasticité																		
Essai N°	Wp (%)																	
1	21,0																	
2	19,38																	
3	19,67																	
<p style="text-align: center;">ABAJE DE CASAGRANDE</p>																		
Remarque :																		
Préparé par : BOULDJAN	Approuvé par :	Date :																

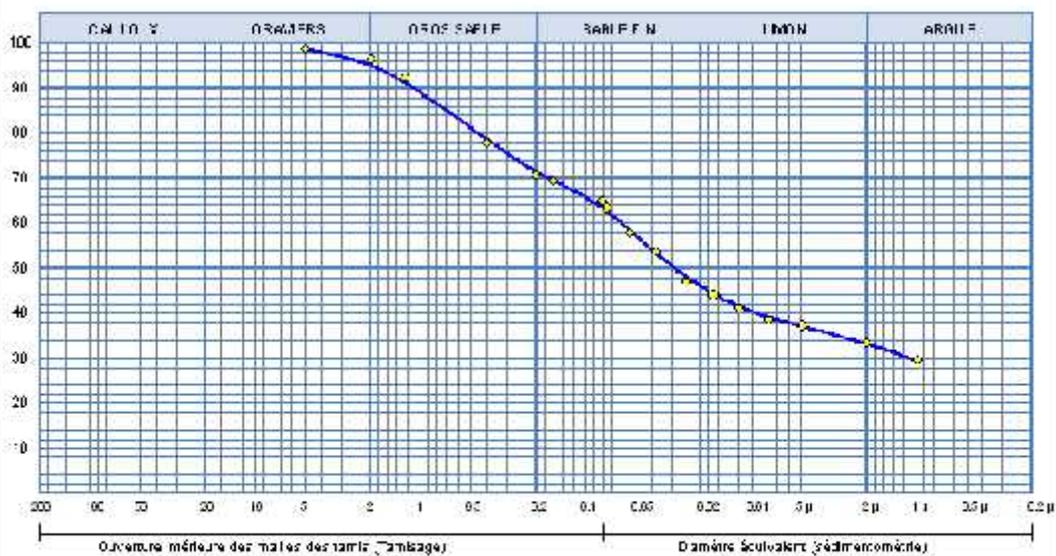
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE
 NF P 94-058 / NF P 94-057

Client : **DTP MASCARA**
 Projet : **LIGN DES GLISSEMENTS DE TERRAIN RN 06 201200**
 Endroit : **RN 06 MASCARA PK 28+200**

N° Projet : **355 ML 2014**

Sondage : **S001**
 profondeur : **1,70-2,10**
 Matériau :
 revêtement :
 Date essais : **30/10/2014**

—●— Sondage S001 - 1,70-2,10



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamizat (%)	Diamètre équivalent	Tamizat (%)
2,0	96,57	75,00 µm	83,40
2,5	96,71	65,00 µm	67,21
3,0	96,84	55,00 µm	53,30
4,0	77,25	25,00 µm	15,20
5,0	70,55	17,00 µm	44,13
6,0	64,84	12,00 µm	31,30
8,0	44,13	8,00 µm	33,73
		6,00 µm	27,21
		5,00 µm	33,36
		4,00 µm	23,50

Essai	V ₆₀ (%)	LIMITES D'ATTERAGE			Classifica.
		d _L (%)	w _L (%)	L (%)	
—●—	64,84 %	33,79 %	20,24 %	10,92 %	Ap

© softTeam 2013

Remarque :

Préparé par :
 FDR DCUI Ker SANCHEZ

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'ULDOMETRIE

XP P. 94.696-1

Client : DTP MASCARA

N° Projet : 355 ML 2014

Projet : LIGNES DE GLISSEMENTS DE TERRAIN (RN 06 201200)

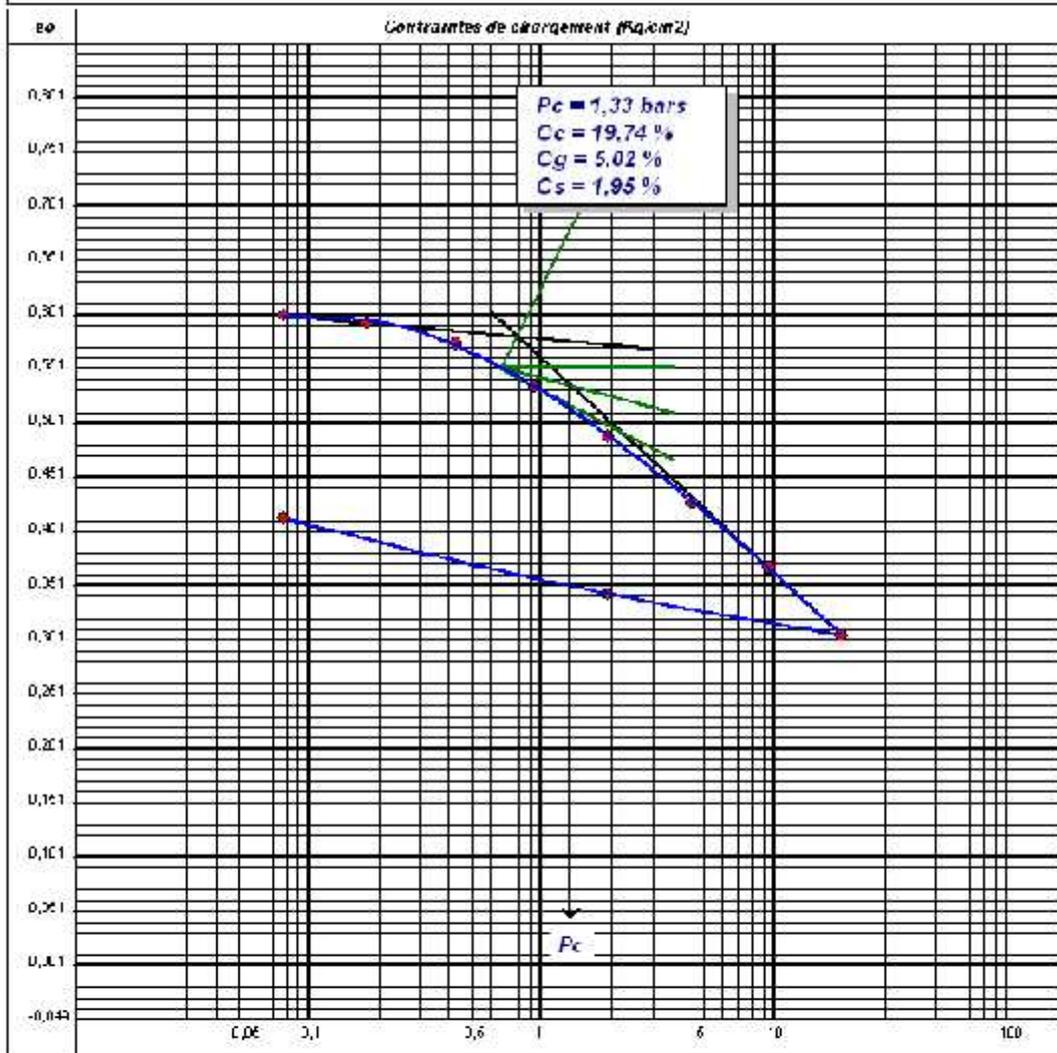
Endroit : RN 06 MASCARA PK 28+200

Sondeur n° : SC0

Profondeur : 2,72

Nature :

Date Essais : 20/10/2014



© Softears 2013

Remarque :

Préparé par : _____ Approuvé par : _____ Date : _____

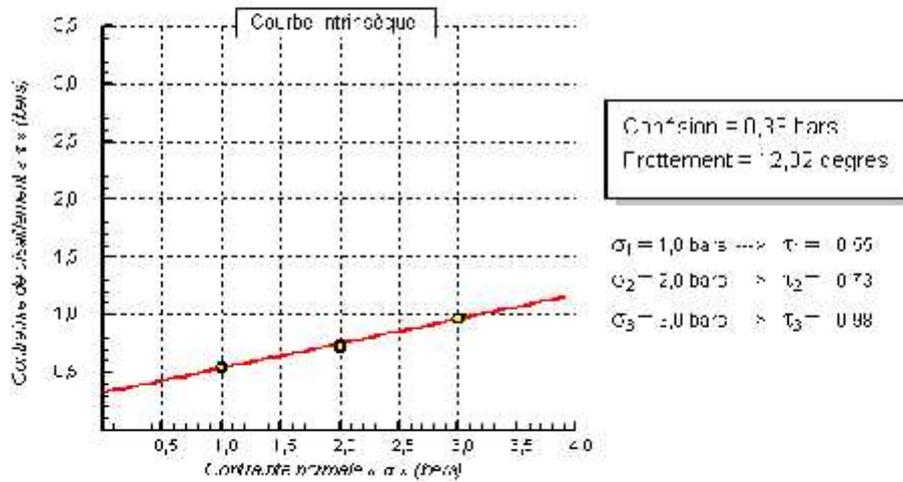
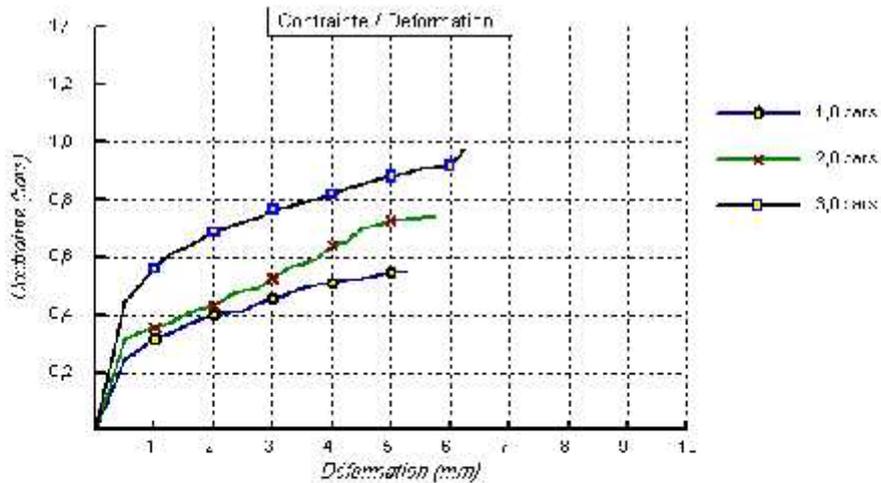
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARA
 Projet : ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN RN 06 20+200
 Endroit : RN 06 MASCARA PK 23+200

N° Projet : 355-ML-2014

Sur-dage : 1.5001
 Profondeur : 2.00-8.50
 Nature :
 Date essais : 10/11/2014

Type d'essai : CD
 Vitesse de déplacement : 0,03 mm/min



3 - Soils as XL3

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

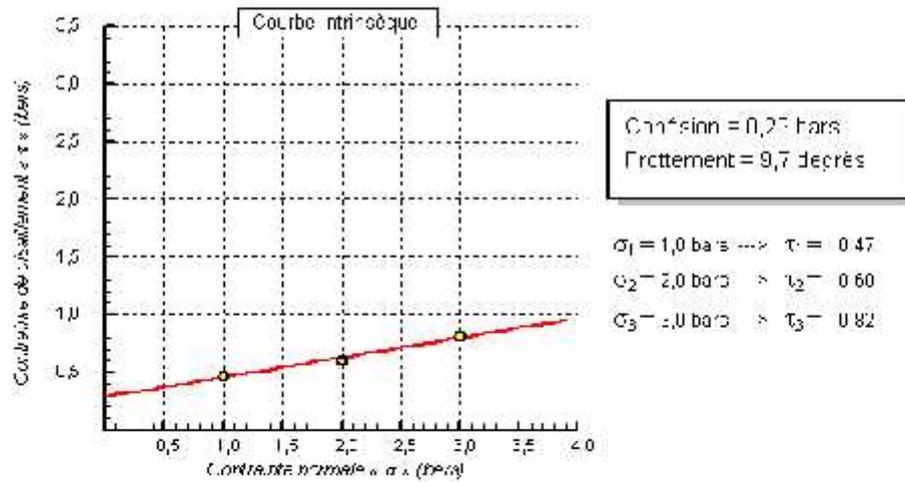
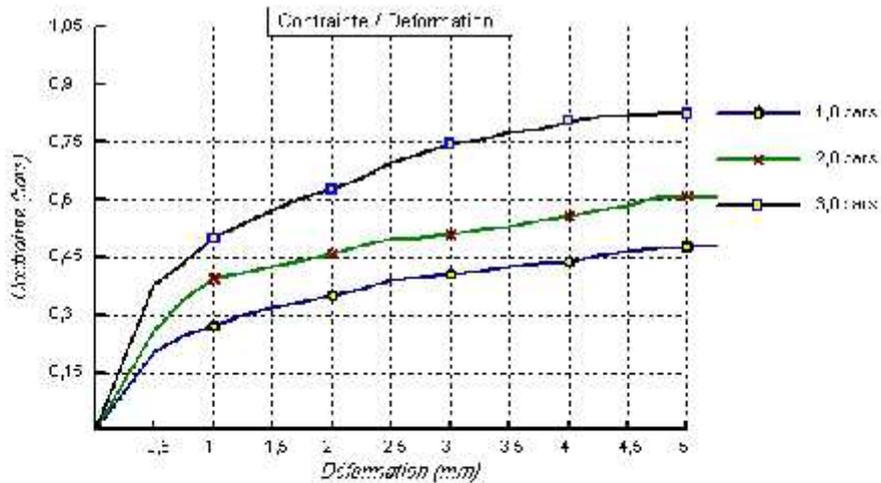
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARA
 Projet : ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN RN 06 20+200
 Endroit : RN 06 MASCARA PK 23+200

N° Projet : 355-ML-2014

Sur-dage : 1.3001
 Profondeur : 12.5-13
 Nature :
 Date essais : 28/10/2014

Type d'essai : CD
 Vitesse de déplacement : 1 mm/min



355-ML-2014

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
18/04/14

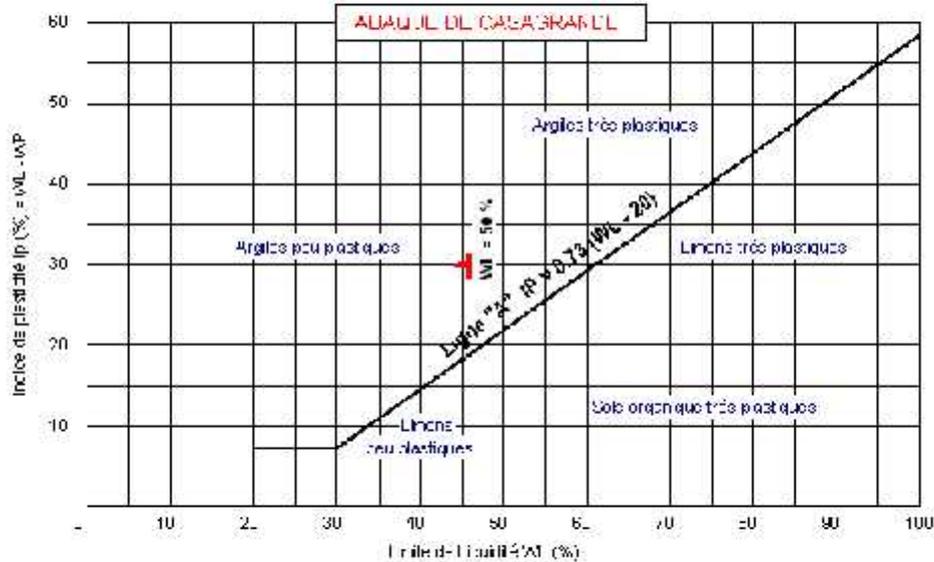
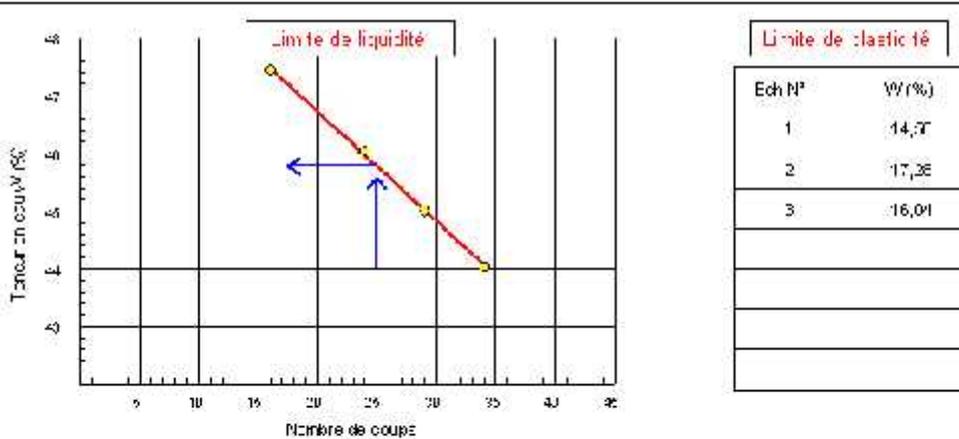
Client : DTP MASCARA
Projet : GLISSEMENTS DE TERRAIN SUR LA RN 06 PK 29+000
Endroit : RN 06 MASCARA PK 29+000
 Echantillon : C101
 Profondeur : 3-2,30
 Nature :

N° Projet : 306/MI -2014

Date essai(s) : 18/04/2014

Limite de Liquidité (%) : WL = 45,78
Limite de Plasticité (%) : WP = 15,94
Indice de Plasticité (%) : IP = 29,82

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 11,62



S04022013

Remarque :

Préparé par :
 BOULOUJA, N

Approuvé par :

Date :

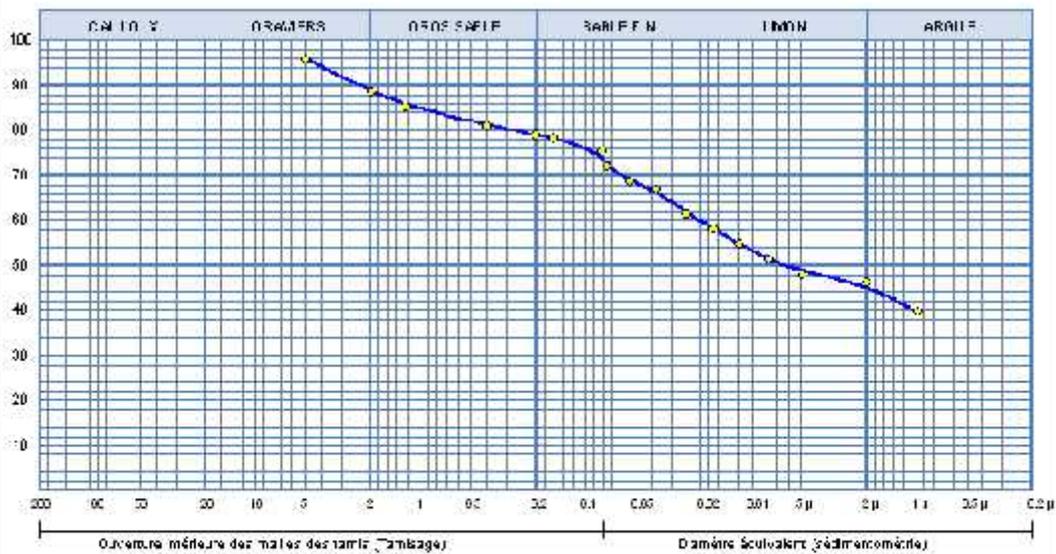
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE
 NF P 94-058 / NF P 94-057

Client : DTP MASCARA
 Projet : GISSI M NIS (H 11 BRIN SUR LA RN 06 PK 29+000)
 Endroit : RN 06 MASCARA PK 29+000

N° Projet : 366 ML 2014

Surdage : SC 01
 Profondeur : 2,00-2,00
 Matériau :
 Revanche :
 Date essais : 17/11/2014

◆ Sondage SC 01 : 2,00-2,00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
0,075	92,57	75,00 µm	72,37
0,150	88,71	60,00 µm	68,52
0,300	82,46	45,00 µm	61,30
0,600	81,11	30,00 µm	61,71
1,200	78,77	15,00 µm	58,29
2,500	75,71	7,50 µm	61,21
5,000	72,77	3,75 µm	61,41
10,000		1,88 µm	57,00
20,000		0,94 µm	47,49
40,000		0,47 µm	32,52

Essai	V (ml)	LIMITES D'ATTRACTION			Classifica.
		d ₇₅ (%)	d ₄₂ (%)	d ₂₀ (%)	
◆	75,62	45,78	15,26	32,52	Sp

© SOITECH 2013

Remarque :

Préparé par :
 FOUICUI Kéa SANCHELI

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'ULDOMETRIE

XP P 94-696-1

Client : DTP MASCARAS

N° Projet : 366 ML 2014

Projet : GISSI NI NIS (H) - BARRAIN SUR LA RN 06 - PK 29+000

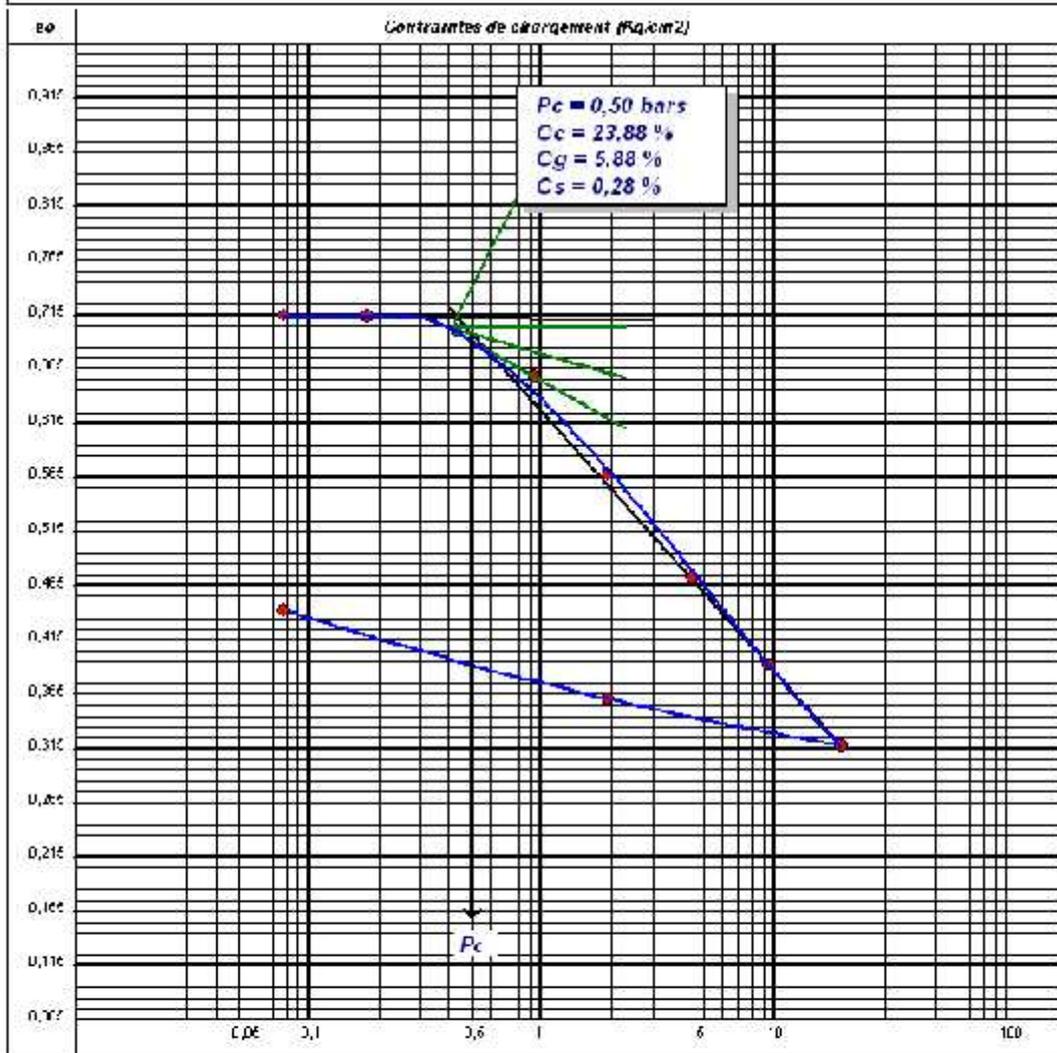
Endroit : RN 06 MASCARA PK 29+000

Sondeur n° : SC 01

Profondeur : 2,00E2 (cm)

Nature :

Date Essais : 12/07/2014



© Softears 2013

Remarque :

Préparé par

Approuvé par

Date :

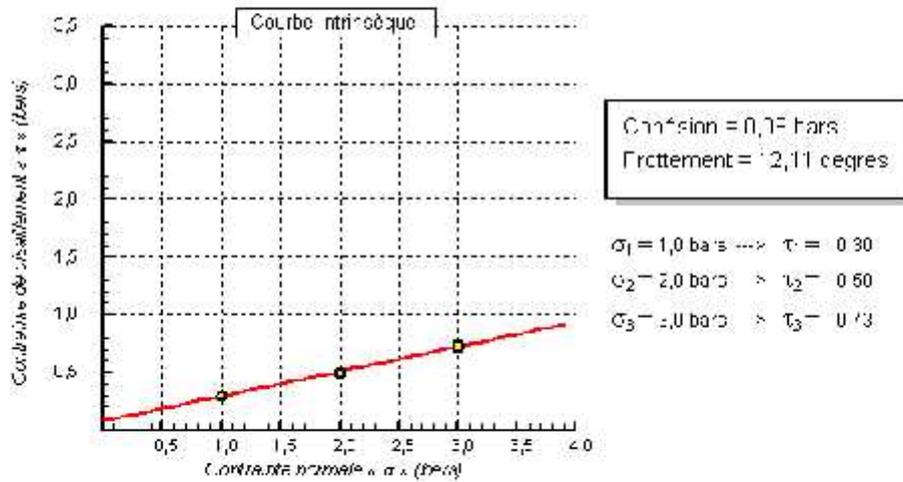
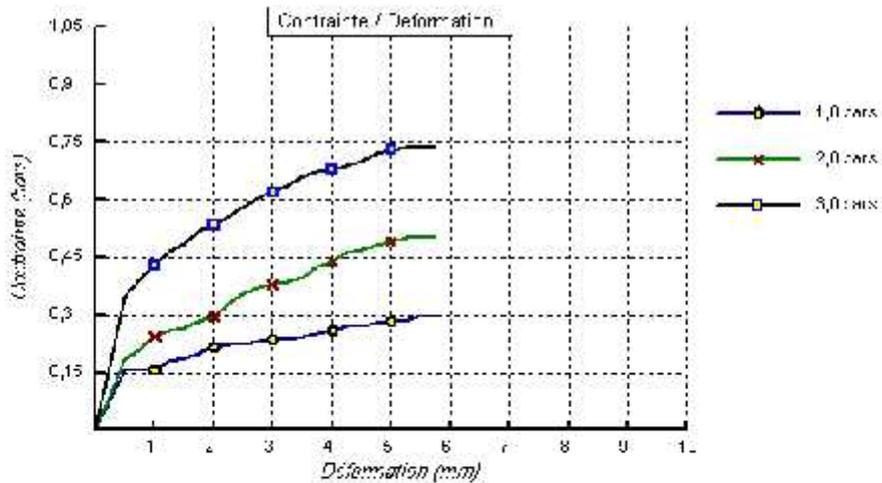
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARA
 Projet : GLISSIEMENT DE TERRAIN SUR LA RN 06 PK 20+400
 Endroit : RN 06 MASCARA PK 28+400

N° Projet : 358-ML-2014

Sur-dage : 1,50 01
 Profondeur : 5,7-5,00
 Nature :
 Date essais : 16/10/2014

Type d'essai : CD
 Vitesse de déplacement : 0,03 mm/min



D:\soft\as\13

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

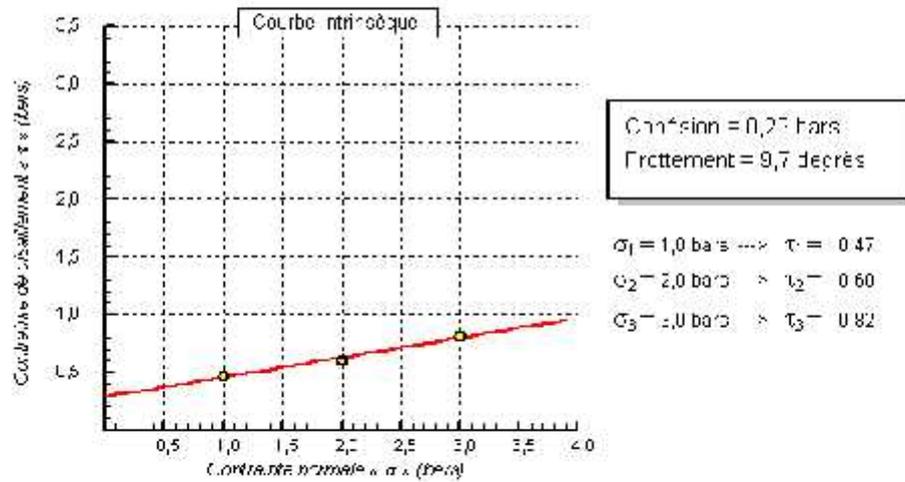
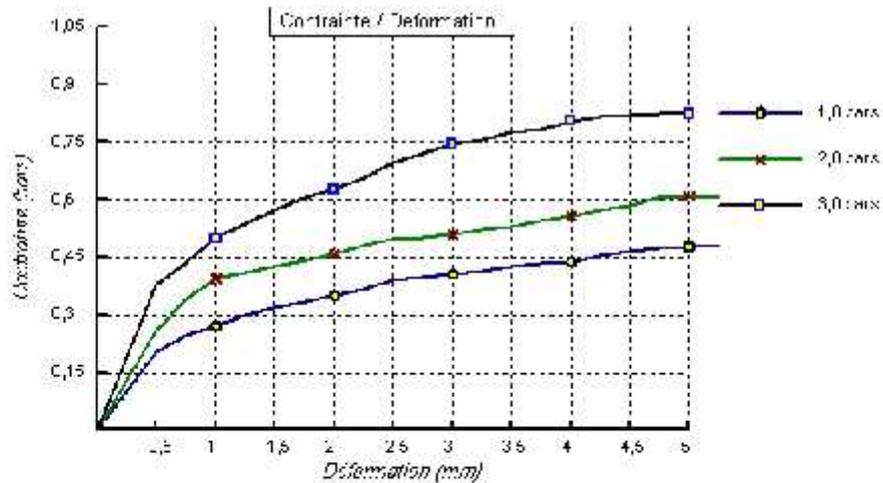
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARA
 Projet : ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN RN 06 20+200
 Endroit : RN 06 MASCARA PK 23+200

N° Projet : 355-ML-2014

Surcharge : 3001
 Profondeur : 12.5-13
 Nature :
 Date essais : 28/10/2014

Type d'essai : CD
 Vitesse de déplacement : 1 mm/min



355 ML 2014

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
IP 23,83

Client : DTP MASCARAS
Projet : Glissement de terrain sur la RN 17 AU PK42+100 (Mohamadia)
Endroit : RN 17 MASCARA PK 42+100

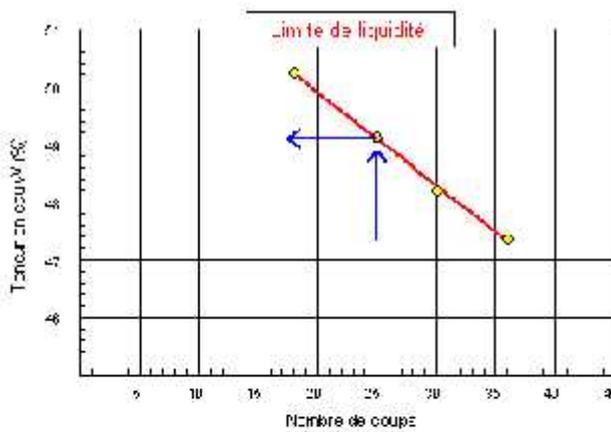
N° Projet : 304/MI -2014

Échelle : 1:1
 Profondeur : 5,05-5,13
 Nature :

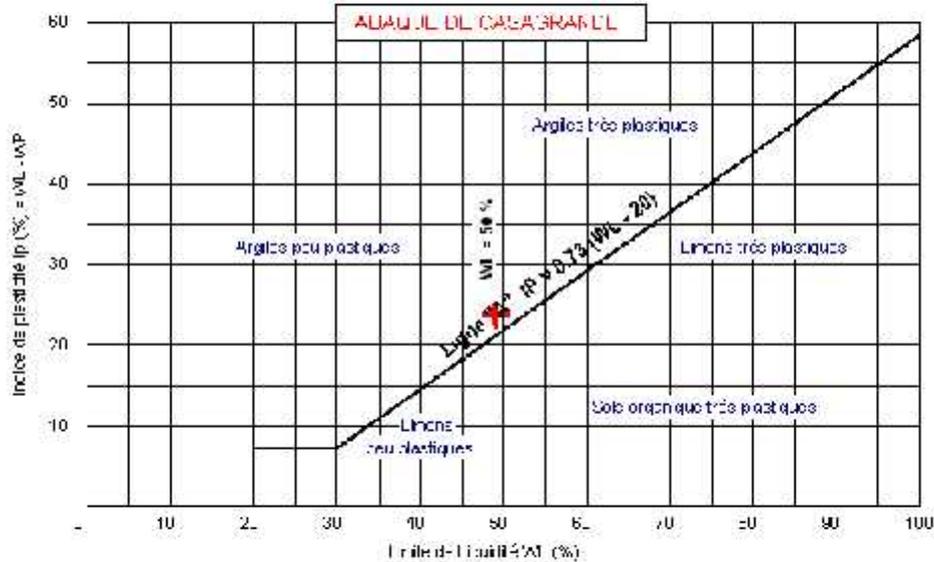
Date essai : 26/07/2014

Limite de Liquidité (%) : WL = 49,10
Limite de Plasticité (%) : WP = 25,27
Indice de Plasticité (%) : IP = 23,83

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,81



Limite de plasticité	
Ech N°	W (%)
1	26,54
2	25,06
3	24,23



SOLDES 2013

Remarque :

Préparé par :
 BOUDDJAJI

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
18-19-078

Client : DTP MASCARAS
Projet : Glissement de terrain sur la RN 17 AU PK42+100 (Mohamadia)
Endroit : RN 17 MASCARA PK 42+100

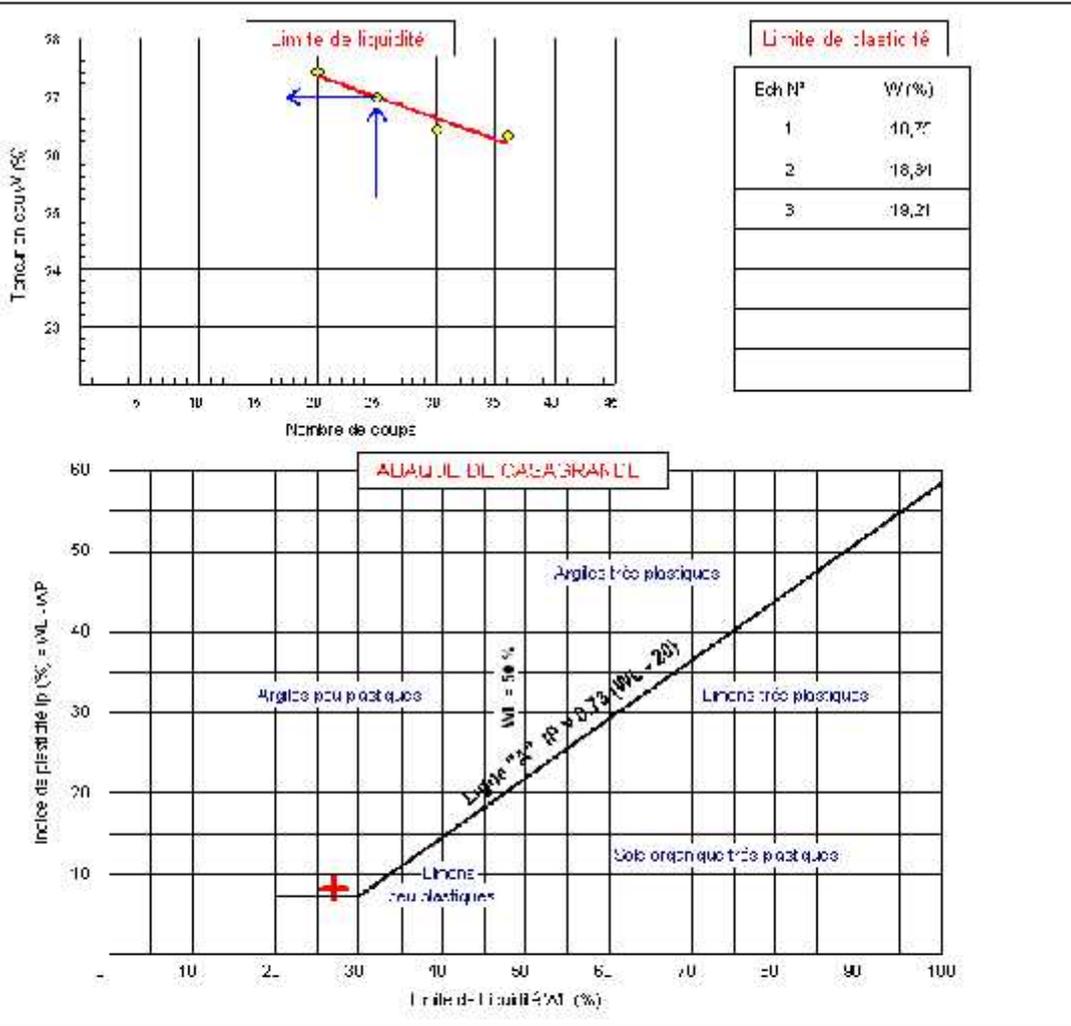
NF Projet : 304/MI -2014

Échelle : 1:1
 Profondeur : 2,37-8,58
 Nature :

Date Essais : 25/11/2014

Limite de Liquidité (%): **WL = 26,98**
 Limite de Plasticité (%): **WP = 18,77**
 Indice de Plasticité (%): **IP = 8,21**

Teneur en eau naturelle (%): **Wnat = 12,14**



SOLDES 2013

Remarque :

Préparé par : BOULOUJA, M Approuvé par : Date :

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
18/04/2014

Client : DTP MASCARAS
Projet : Glissement de terrain sur la RN 17 AU PK42+100 (Mohamadia)
Endroit : RN 17 MASCARA PK 42+100

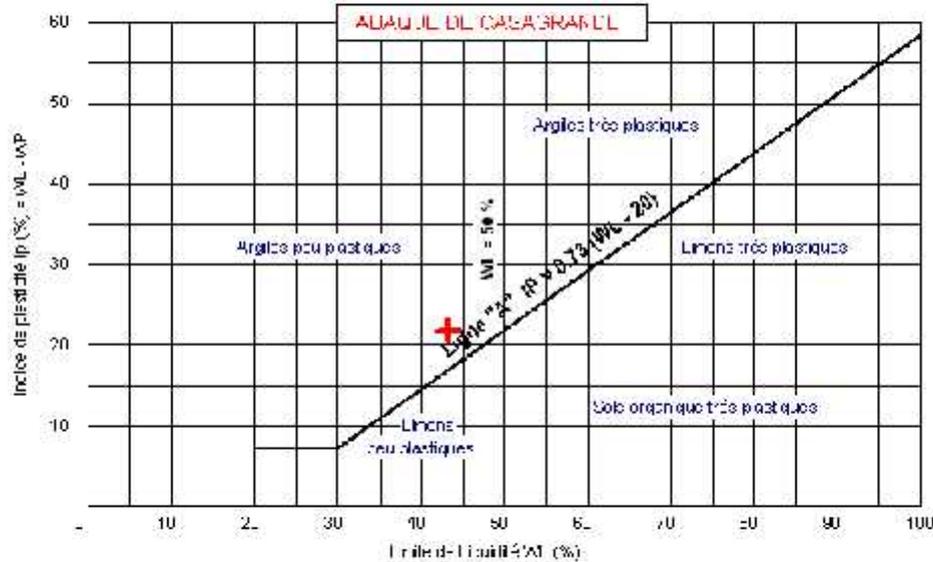
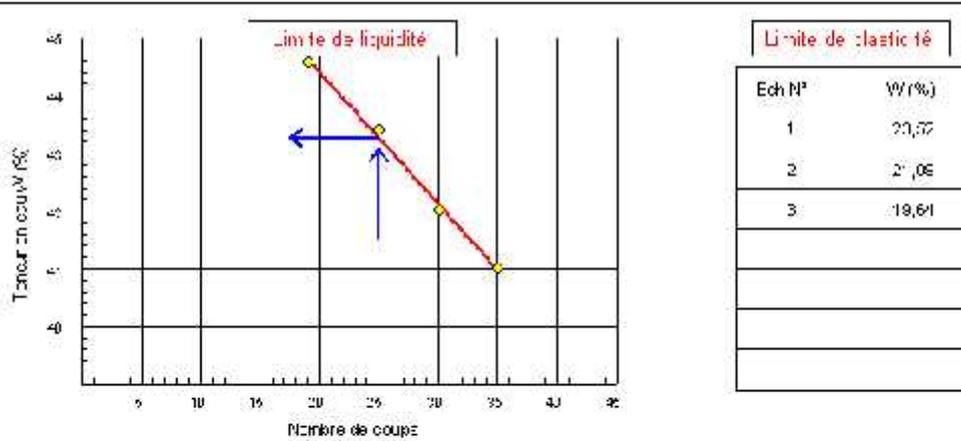
N° Projet : 304/MI -2014

Échelle : 1:1
 Profondeur : 13,50-14,50
 Nature :

Date essai : 26/04/2014

Limite de Liquidité (%) : **WL = 43,27**
 Limite de Plasticité (%) : **WP = 21,42**
 Indice de Plasticité (%) : **IP = 21,85**

Teneur en eau naturelle (%) : **Wnat = 19,33**



SOLDES 2013

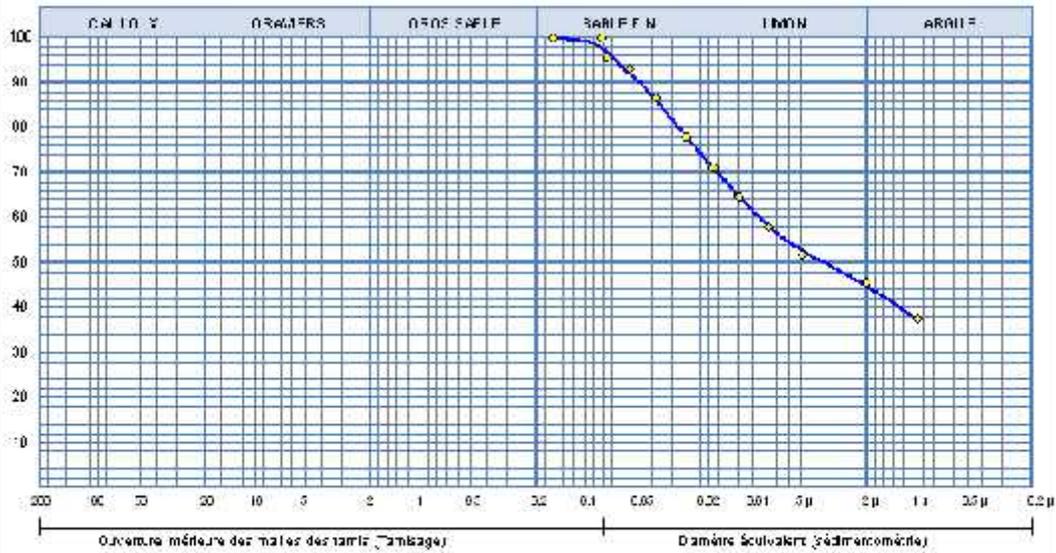
Remarque :

Préparé par : BOULDJAIN Approuvé par : Date :

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE
 NF P 94-058 / NF P 94-057

Client : DTP MASCARAS N° Projet : 361 ML 2014
 Projet : L'ÉTUDE DE STABILISATION DES GLISSISSEMENTS DE TERRAIN SUR LA RN 17
 Endroit : RN 17 MASCARA PK 12+100

Surdage : S001 —◆— Sondage : S001 : 5.07-5.47
 Foronduur : 5.16-5.43
 Matériau :
 Revanche :
 Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
0,10	99,55	75,00 µm	97,37
0,25	99,75	60,00 µm	93,17
		50,00 µm	87,90
		25,00 µm	77,76
		12,00 µm	71,15
		6,00 µm	67,23
		3,00 µm	61,38
		1,00 µm	47,55
		0,50 µm	37,30

Essai	V (ml)	LIMITES D'ATTFERRIT			Classifica.
		d ₁₀ (%)	d ₃₀ (%)	d ₆₀ (%)	
—◆—	59,78 ml	40,10 %	25,27 %	21,82 %	Sp

© SofTeas 2013

Remarque :

Préparé par :
 FOUICUI Kéa SANCHELI

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'ULDOMETRIE

XP P 94-696-1

Client : DTP MASCARAS

N° Projet : 361 ML 2014

Projet : LIGNE DE STABILISATION DES GLISSIEMENTS EN TERRAIN SUR LE RM 17

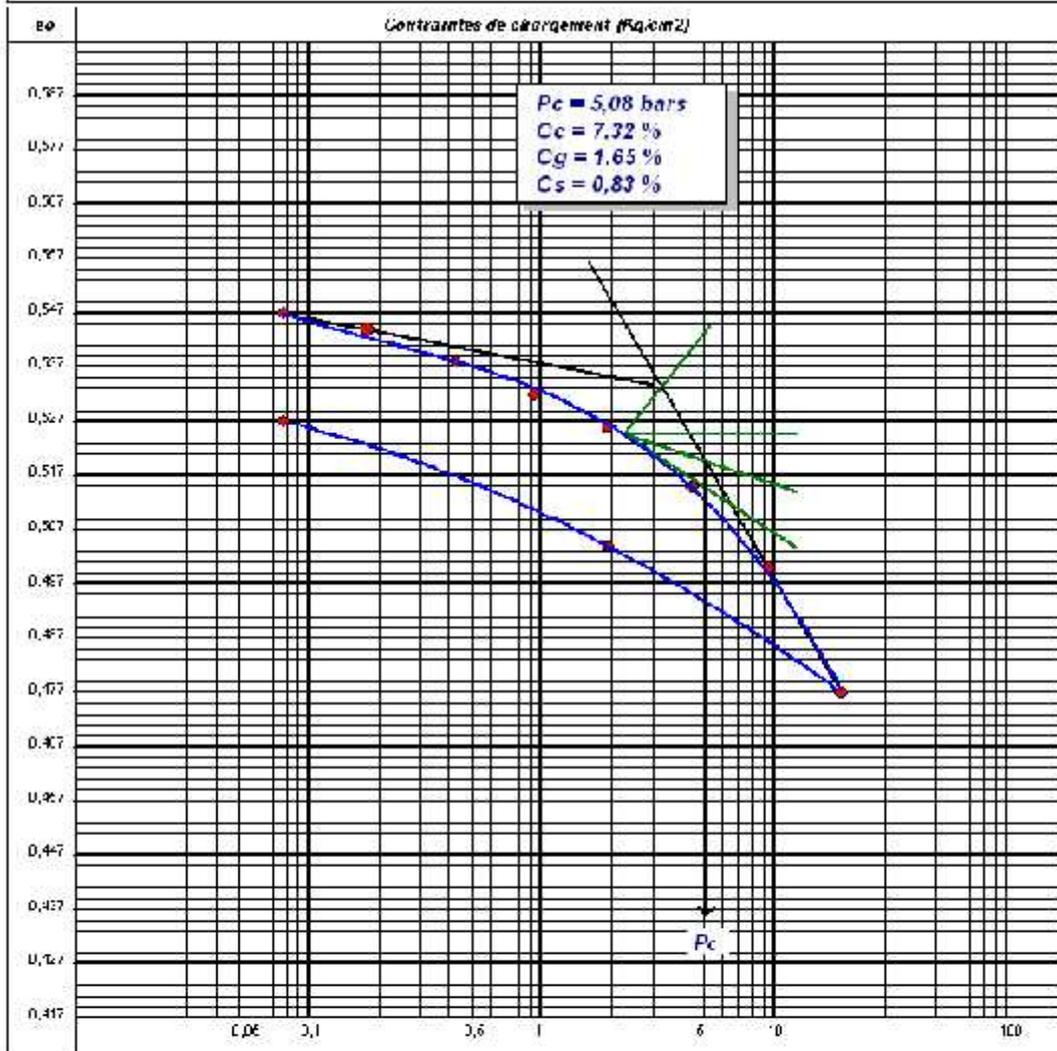
Endroit : RM 17 MASCARA PK 13+100

Sondeur n° : SC01

Profondeur : 5,06-5,43

Nature :

Date Essais : 10/07/2014



© Softears 2013

Remarque :

Préparé par
MEKSEM.H

Approuvé par

Date :

RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARAS

N° Projet : 384-ML-2014

Projet : ETUDE DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN SUR LA RN 17

Endroit : RN 17 MASCARA PK 45+100

Sur-dage : 1.3001

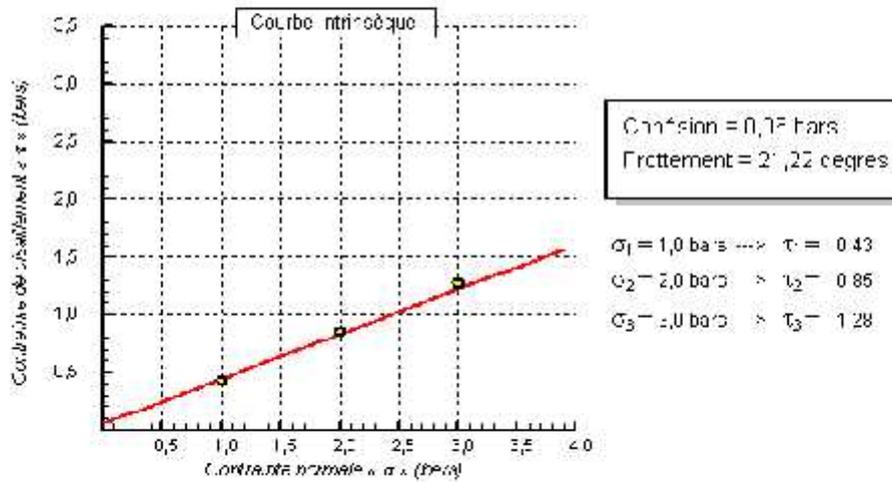
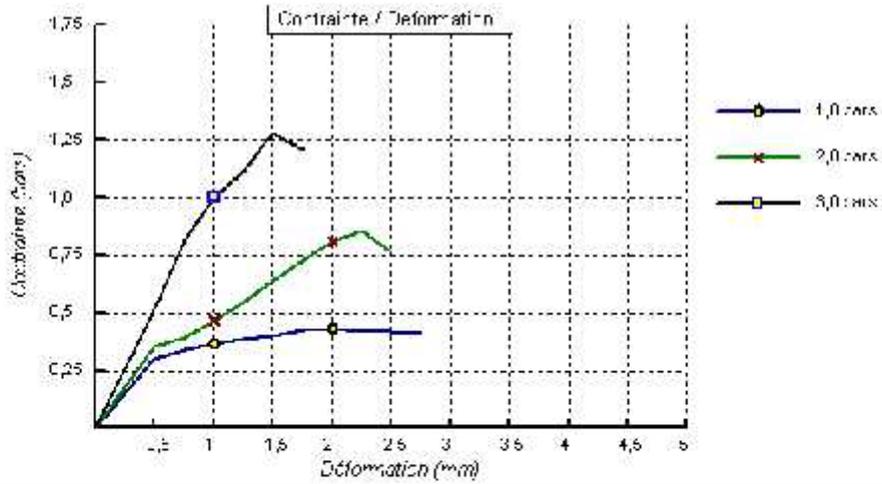
Type d'essai : CD

Profondeur : 5.03-5.13

Vitesse de déplacement : 0,03 mm/min

Nature :

Date essais : 16/11/2014



DTP MASCARA

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARA

N° Projet : 384-ML-2014

Projet : ETUDE DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN SUR LA RN 17

Endroit : RN 17 MASCARA PK 45+100

Sur-dage : 1,3001

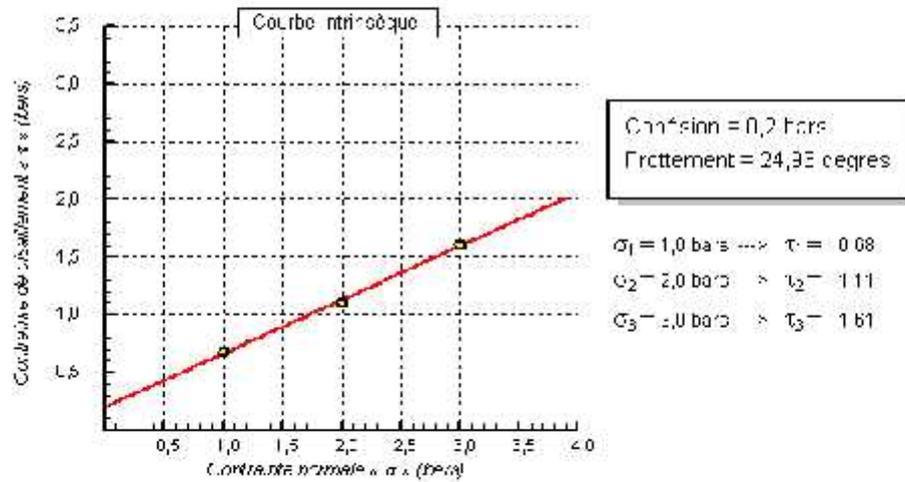
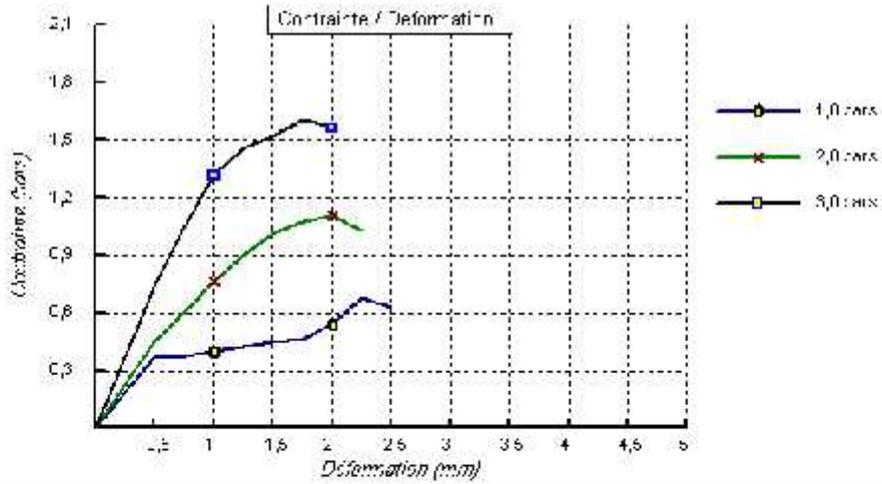
Type d'essai : CD

Profondeur : 2,37-9,38

Vitesse de déplacement : 0,03 mm/min

Nature :

Date essais : 24/11/2014



D:\soft\as\13

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF E 54-071-1

Client : DTP MASCARAS

N° Projet : 384-ML-2014

Projet : ETUDE DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN SUR LA RN 17

Endroit : RN 17 MASCARA PK 45+100

Sur-dage : 1.3001

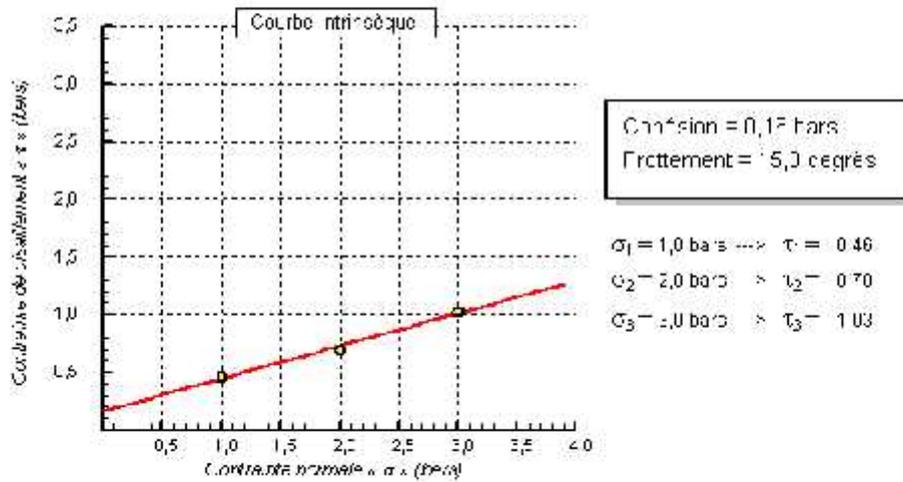
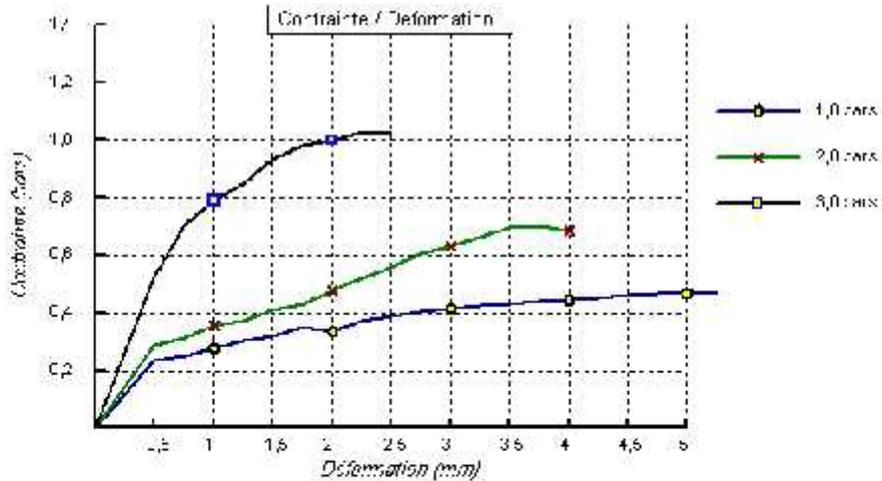
Type d'essai : CD

Profondeur : 13.5-14.05

Vitesse de déplacement : 0,03 mm/min

Nature :

Date essais : 17/12/2014



DTP MASCARA

Révisé par :

Préparé par :
 MERSEM I

Approuvé par :

Date :