

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تيموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

## SOLS A PROBLEME

«Expertise de les deux cas de glissement de terrain à  
Ain Témouchent »

### Présenté Par :

- ✓ AMRIOU Asma.
- ✓ AISSA Samira.

### Devant le jury composé de :

- ✓ Mme BENDOUINA Khadidja CUBBAT (Ain Témouchent) Présidente.
- ✓ Mme ABDESSELAM Rabha CUBBAT (Ain Témouchent) Examinatrice.
- ✓ Mr HOUMADI Youcef CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur.

*Année universitaire*

*2018/2019*

## Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier le dieu miséricordieux de nous accorder par la santé et la volonté pour recueillir les fruits des années d'études et de persévérance.

Ce mémoire est l'aboutissement de cinq années d'étude et de recherche au centre universitaire Belhadj Bouchaib. Qu'il nous soit permis d'exprimer ici toute notre gratitude et reconnaissance envers toutes les personnes qui ont apporté leurs assistance et conseils tout au long de ce parcours.

Nous adressons de chaleureux remerciement à Dr HOUMADI Youcef, maître de conférences à CUBBAT, pour son mentorat, sa contribution et son encouragement afin de mener à ce projet de fin d'étude.

Nous sommes reconnaissantes envers le personnel de la direction des travaux publics d'Ain Témouchent et surtout M<sup>elle</sup> Belarbia et Mr Zenasni pour leur collaboration de qualité.

Nous désirons remercier particulièrement nos chers parents pour leur soutien, leur affection et leur confiance en nos capacités.

Nos remerciements s'adressent également aux membres de jury qui leur présence nous est la plus onéreuse, d'avoir accepté d'évaluer notre travail.



*Dédicace :*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on gratifie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute Notre existence.*

*A mon idole, mon ange gardien, la femme qui m'a remis au gout du jour pour devenir celle que je suis aujourd'hui, ma mère Rabea.*

*A l'âme protectrice, qui a toujours veillé pour mon bien, mon père*

*Abd el Hamid.*

*Aux prunelles de mes yeux, mes chères sœurs Hanane et Halima, et mon précieux frère Walid.*

*A mes oncles et tantes, et tous les membres des familles Amriou et Amamra.*

*A tous mes proches et fidèles amis, dont je cite Houda et Fatima*

*A ceux qui se sont sacrifiés, et se sont donnés pour les études et dont  
je rends un vibrant hommage.*

*Asma.*

## Dédicace

*À l'homme, mon précieux offre du dieu, à qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père Ahmed.*

*À la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, et qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère Houaria.*

*À mon très cher frère Walid et ma belle sœur Safae, Puissant Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite dans votre vie.*

*À mon cher, oncle Daifallah, Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles.*

*À mon fiancé Sofiane qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.*

*Sans oublier mon binôme Asmaa pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long ce projet.*

*À mes chères amies, Assia, Fatna, Hanane et Ubtissem pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.*

*À toute mes grandes familles AAAAA et SAAAA.*

*À tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.*

*Samira.*



# SOMMAIRE

---

## Sommaire

Remerciement.....	II
<i>ⴰⴷⴰⴳⴰⴷⴰ</i> : .....	III
Dédicace .....	III
Liste des figures .....	VII
Liste des tableaux .....	X
Liste des symboles .....	XI
Résumé .....	XIV
<i>ⴰⴷⴰⴳⴰⴷⴰ</i> .....	XIV
Abstract .....	XV
INTRODUCTION GÉNÉRAL .....	2
Chapitre I : GÉNÉRALITÉS.....	4
I. INTRODUCTION.....	4
II. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN .....	5
i. Les mouvements de terrain.....	7
III. LES GLISSEMENTS DE TERRAIN .....	18
i. Définition.....	18
ii. Les types de glissement de terrain .....	18
iii. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain .....	22
iv. Les causes principales d'un glissement de terrain .....	23
v. Les différentes phases des glissements .....	25
vi. Méthodes d'évaluation du risque de glissement de terrain : .....	25
IV. CONCLUSION .....	26
Chapitre II : LES MÉTHODES D'ANALYSE D'UN GLISSEMENT .....	29
I. INTRODUCTION.....	29
II. LE PRINCIPE D'EQUILIBRE LIMITE .....	29
vii. Notion de coefficient de sécurité .....	29
viii. Choix de la valeur du coefficient de sécurité.....	30
ix. Calcul du coefficient de sécurité.....	31
III. METHODES DE CALCUL DE STABILITE ET DE DEFORMATION DES TALUS	
34	
i. Le choix du type de méthode de calcul .....	35
ii. Méthodes d'équilibre limite.....	36
iii. METHODES NUMERIQUES.....	41

# SOMMAIRE

---

IV.	ANALYSE DES GLISSEMENTS PAR DES LOGICIELS.....	42
i.	Les différents logiciels utilisés .....	42
V.	CONCLUSION .....	45
Chapitre III : LES MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES PENTES. ....		47
I.	INTRODUCTION.....	47
II.	SYSTEME DE STABILISATION .....	47
III.	CLASSIFICATION DES METHODES DE CONFORTEMENT .....	48
ii.	Aspect préventif .....	48
iii.	Aspect curatif .....	49
iv.	Approche douce .....	50
v.	Approche dure.....	57
IV.	TECHNIQUES DE SURVEILLANCE .....	63
V.	LE CHOIX D'UN SYSTEME DE STABILISATION.....	64
i.	Conditions techniques.....	64
ii.	Contraintes économiques .....	65
iii.	Contraintes sociopolitiques .....	65
iv.	Environnement et esthétique.....	65
VI.	CONCLUSION .....	66
Chapitre IV : Etude de glissement RN35 au PK18+500 Ain Tolba à Ain Témouchent.....		68
I.	INTRODUCTION.....	68
II.	DESCRIPTION DU SITE.....	68
i.	Cadre Topographique .....	68
ii.	Cadre géographique .....	68
iii.	Cadre géomorphologique.....	69
iv.	Cadre hydrogéologique .....	71
v.	Cadre géologique .....	71
vi.	Cadre climatologique .....	72
vii.	Cadre sismique.....	73
III.	HISTORIQUE D'EVENEMENT .....	73
IV.	NATURE D'INSTABILITE ET INDICES DE MOUVEMENT.....	74
V.	FACTEURS DECLENCHEURS DU MOUVEMENT .....	75
VI.	ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	79
i.	Analyse granulométrique et sédimentométrie .....	79
ii.	Plasticité.....	79
iii.	Densité sèche degré de saturation et teneur en eau.....	80
iv.	Caractéristiques intrinsèques.....	80

# SOMMAIRE

---

v.	Caractéristiques pénétrométriques .....	81
vi.	Caractéristiques préssiométriques.....	81
VII.	ANALYSE DE LA STABILITE DU TALUS.....	81
i.	Evaluation et analyse du cas .....	82
ii.	Propositions de remède de l'aléa .....	83
Chapitre V : Etude de glissement RN101 au PK 24 et 25 H'Maina à Ain Témouchent. ....		87
I.	INTRODUCTION .....	87
II.	PRESENTATION DU SITE.....	87
i.	Contexte Géographique .....	87
ii.	Contexte Géologique .....	88
iii.	Contexte géomorphologie et hydrologie du site .....	90
iv.	Contexte sismique de la région .....	91
III.	SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT .....	92
IV.	LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE .....	95
i.	Travaux sur terrain.....	95
ii.	Les essais en laboratoire .....	98
V.	CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT (PK 24 et 25).....	103
VI.	SOLUTION DE CONFORTEMENT .....	104
i.	Norme de calcul utilisée .....	104
VII.	CONCLUSION .....	113
CONCLUSION GÉNÉRAL .....		115
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....		116
LES ANNEXES .....		120

## Liste des figures

Figure 1: Affaissement en cuvette ou en fontis. (Encyclopedia Universalis, 2019).	8
Figure 2: Schématisation du risque cavités souterraines (METL-MDDE, 2012)	9
Figure 3: Phénomène de tassement. (Comspec, 2013)	10
Figure 4: Représentation du phénomène retrait-gonflement (DDRM, 2008)	10
Figure 5: Le fluage du talus, (Stéphane.J, 2010)	11
Figure 6: Grandes loupes de solifluxion, versant est du Horlini, VS. (Morard.S, 2009)	12
Figure 7: Fauchage dans la vallée de la Jogne, (Morard.S, 2009)	12
Figure 8: reptation et Pieds de vaches (Fribourg), (Duhem.V, 2009)	13
Figure 9: érosion littoral, le littoral : zone tampon entre continent et océan. (Pierre et André, 2004)	14
Figure 10: Dynamique d'une chute du blocs et écroulement. (Hubert.B et Philipponnat.G, 1997)	15
Figure 11: Eboulement dans la route reliant Bab El Oued à Chevalley à Alger. (Le matin d'Algérie, 2018)	16
Figure 12: Chute des blocs au niveau de la falaise Sidi Boucif , Béni saf. (Mars 2019)	16
Figure 13: Coulée boueuse Tizi-Ouzou (Douici, 2012)	17
Figure 14: les types de glissement de terrain. (Plumelle.C, 2003)	18
Figure 15: Géométrie du glissement plan. (Desodt et al, 2017)	19
Figure 16: Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces. (SSGM, 2009)	20
Figure 17: Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (Durville et Sève, 1996)	21
Figure 18: Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (Durville et Sève, 1996)	21
Figure 19: Principaux éléments descriptifs d'un glissement de terrain. (Eden, 1973)	23
Figure 20: Glissement plan : équilibre d'un bloc, (Durville et Sève, 1996)	32
Figure 21: Glissement circulaire : méthode des tranches. (Durville et Sève, 1996)	33
Figure 22: Glissement à surface de rupture quelconque. (Durville et Sève, 1996)	34
Figure 23: exemple d'une rupture circulaire. (Masekanya, 2008; cité par Berthoumieux J.J, 2012)	37
Figure 24: Equilibre global du massif. (Costet et Sanglerat, 1981)	38
Figure 25: Cercle de glissement et description. (Peltier.Y et Macias.J.V, 2006)	39
Figure 26: Schématisation des divisions en tranche de la méthode de Fellenius. (Desodt.C et al, 2017)	39
Figure 28: Exemple de calcul du coefficient de sécurité à partir du Slope/W	43
Figure 29: Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques. (Durville et Sève, 1996)	48
Figure 30: Organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade	49
Figure 31: Système de parade par approche douce. (Bali et Boukeras, 2018)	50
Figure 32: Principe du remblai de pied. (Desodt et al, 2017)	51
Figure 33: Principe de l'allègement en tête. (Desodt et al, 2017)	51
Figure 34: Reprofilage. (Durville et Sève, 1996)	52
Figure 35: Purge totale. (Bengourain et Tounsi, 2018)	52
Figure 36: Substitution partielle. (Bengourain et Tounsi, 2018)	53
Figure 37: Drainage de talus par barbacanes. (Desodt et al, 2017)	53
Figure 38: Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau. (Bengourain et Tounsi, 2018)	54
Figure 39: Coupe type d'une tranchée drainante. (Durville et Sève, 1996)	55

## Liste des figures

---

Figure 40:Tranchées drainantes. (Bengourain et Tounsi, 2018) .....	55
Figure 41:Drains subhorizontaux. (Bengourain et Tounsi, 2018).....	56
Figure 42: Pente stabilisée à l'aide de Vétivers du monument de la Renaissance Africaine au Sénégal. (Desodt et al, 2017) .....	57
Figure 43: Système de parade par approche dure. (Bali et Boukeras, 2018) .....	57
Figure 44:Mur de soutènement à Chinon. (Desodt et al, 2017) .....	58
Figure 45: Principe du clouage. (Desodt et al, 2017).....	59
Figure 46:Renforcement par ancrage. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000).....	59
Figure 47:Renforcement par géotextiles. (Nemmiche et Ougherb, 2015) .....	60
Figure 48:Renforcement par Pneu-sol. (Nemmiche et Ougherb, 2015).....	61
Figure 49:Principe d'un massif en terre armé. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)..	62
Figure 50:Système de surveillance de glissement. (Durville et Sève, 1996) .....	64
Figure 51: Localisation du projet par rapport au réseau routier de la RN35. (SETS, 2018)....	69
Figure 52: Schéma morphologique selon MNT. (SETS, 2018).....	70
Figure 53: Localisation géographique du glissement (Extrait de la carte topographique de REMCHI à 1/50000eme. (SETS, 2018).....	71
Figure 54: Remblai récent. (SETS, 2018) .....	72
Figure 55: Marne argileuse. (SETS, 2018) .....	72
Figure 56:Schéma de la cinématique de glissement. (SETS, 2018).....	74
Figure 57:Point de l'eau apparu au pied de remblai. (SETS, 2018) .....	75
Figure 58: Drainage inopérant et insuffisant. (SETS, 2018).....	76
Figure 59: Solution provisoire d'un gabion en trois rangés. (SETS, 2018).....	77
Figure 60: Phénomène d'érosion par sous-tirage. (SETS, 2018) .....	77
Figure 61: Exemples d'affaissement en escalier à l'aval de l'arrachement principal.....	78
Figure 62: Niche d'arrachement et évolution sous l'effet du ravinement. ....	78
Figure 63: terrain en pente sur le coté amont. (Juin 2019).....	82
Figure 64: Drainage endommagé. (Juin 2019).....	83
Figure 65: Gabion non-intacte. (Juin 2019) .....	83
Figure 66: Localisation du point de glissement à partir de Google Earth. (Mai 2019).....	84
Figure 67 : Localisation géographique du site. (Google Maps) (Mai2019).....	88
Figure 68:Situation géologique. (CTTP, 2014).....	89
Figure 69:Vue générale sur la morphologie du site (glissement N°2 au PK 25+000). (CTTP, 2014).....	90
Figure 70:La présence d'eau. (CTTP, 2014).....	90
Figure 71:Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté amont.(CTTP, 2014).....	92
Figure 72:Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté aval (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014).....	93
Figure 73:Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014) .....	93
Figure 74:Les signes visibles du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014).....	94
Figure 75:Fissures traversant la chaussée (Glissement au PK 25+000). (CTTP, 2014) .....	94
Figure 76:Lit d'écoulement talus aval (Glissement au PK 25+000). (CTTP, 2014) .....	95
Figure 77:Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 24+000. (CTTP, 2014) .....	96
Figure 78:Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014) .....	96
Figure 79 : cercle de glissement PK 24. (CTTP, 2014) .....	107
Figure 80: Mur de soutènement sur pieux. (CTTP, 2014) .....	108
Figure 81: cercle de glissement PK 25. (CTTP, 2014) .....	109
Figure 82: Mur de soutènement sur pieux. (CTTP, 2014) .....	110

## Liste des figures

---

Figure 83: la solution adaptée au deux glissement (PK 24 et 25).( Février 2016)..... 112

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Classification des mouvements de terrain. (Sharpe, 1938). .....	5
Tableau 2: Classification des mouvements de terrain. (Lateltin.O, 1997). .....	17
Tableau 3: Valeurs de Fs données en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent. (Kabou et Merad, 2013).....	31
Tableau 4: Méthodes de calcul à utiliser. (Faure R.M, 2001). .....	36
Tableau 5: Résultats d'analyse granulométrique et sédimentométrie. (SETS, 2018).....	79
Tableau 6: Résultats d'essais de plasticité. (SETS, 2018) .....	79
Tableau 7: Résultats de la densité, degré de saturation et teneur en eau. (SETS, 2018).....	80
Tableau 8: Résultats d'essai de cisaillement rectiligne. (SETS, 2018).....	80
Tableau 9: Résultats d'essais de pénétrométriques. (SETS, 2018) .....	81
Tableau 10: Résultats d'essais de préssionmétriques. (SETS, 2018).....	81
Tableau 11: détermination des paramètres des couches de sol étudié. (SETS, 2018) .....	82
Tableau 12: les valeurs de coefficients d'accélération.(RPA99/VERSION 2003).....	92
Tableau 13: les résultats des essais en laboratoire. (LHCO, 2014).....	100
Tableau 14: qualification de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400 µm en fonction de l'indice de plasticité. Selon la norme NF P 94-011. ....	102
Tableau 15: Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche. (CTTP, 2014). ..	102
Tableau 16: Facteurs partiels pour les actions. (CTTP, 2014).....	105
Tableau 17: Facteurs partiels pour les paramètres du sol. (CTTP, 2014) .....	105
Tableau 18 : les solutions proposées pour le glissement PK 24 et 25. (CTTP, 2014) .....	106
Tableau 19: Caractéristiques des pieux. (CTTP, 2014) .....	108
Tableau 20:Caractéristiques des pieux. (CTTP, 2014) .....	111

## Liste des symboles

$F_S$ : Coefficient de sécurité.

$C$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: Cohésion totale.

$C'$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: Cohésion effective.

$C_U$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: cohésion non drainée.

$C'_{cr}$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: cohésion critique

$\Phi$  [Degré] : angle de frottement interne.

$\Phi'$  [Degré] : angle de frottement interne effectif.

$\Phi_U$  [Degré] : angle de frottement interne non-drainée.

$\Phi'_{cr}$  [Degré] : angle de frottement critique.

$\sigma'$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: contrainte normale.

$\sigma$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: contrainte effective.

$\sigma_n$  [ $\text{KN/m}^2$ ]: contrainte normale totale.

$Q_{max}$  [ $\text{KN/m}$ ] : force mobilisateur.

$Q$  [ $\text{KN/m}$ ] : force motrice

$\tau$  [ $\text{KN/m}^2$ ] : contrainte tangentielle.

$\tau_{max}$  [ $\text{KN/m}^2$ ] : résistance au cisaillement maximale mobilisable.

$\tau_c$  [ $\text{KN/m}^2$ ] : contrainte tangentielle critique.

$F_{local}$  [ $\text{KN}$ ] : force locale.

$M_{résistant}$  [ $\text{KN.m}$ ] : Moment résistant.

$M_{moteur}$  [ $\text{KN.m}$ ] : Moment moteur.

$\lambda$  : pente de plasticité.

$\mu$  [KN/m<sup>2</sup>] : module de cisaillement.

$\alpha$  [Degré] : inclinaison.

$\gamma_d$  [K N/m<sup>3</sup>]: Poids volumique sèche.

$\gamma_h$  [K N/m<sup>3</sup>]: Poids volumique humide.

$\gamma_{sat}$  [K N/m<sup>3</sup>]:Poids volumique saturé.

$I_p$  [%] : Indice de plasticité.

$W_n$  [%] : teneur en eau.

$S_r$  [%] : Degré de saturation.

$\phi_p'$  [Degré] : angle de frottement interne effectif de pic.

$C_p$  [KN/m<sup>2</sup>]: Cohésion effective de pic.

$\Phi_r'$  [Degré] : angle de frottement interne effectif résiduel.

$C_r$  [KN/m<sup>2</sup>]: Cohésion effective résiduelle.

$R_p$  Min [BAR] : résistance de pointe minimale.

$R_p$  Max [BAR] : résistance de pointe maximale.

$E_m$  [ Mpa] : module d'élasticité.

$M$  [Kg]: masse du mouton.

$H$  [m]: hauteur de chute du mouton.

$e$  [mm]: refus (pénétration moyenne par coup).

$A$  [m<sup>2</sup>]: section de la pointe du pénétromètre dynamique.

$P$  [Kg]: poids de tiges.

$W_L$  [%] : limite de liquidité.

$W_p$  [%] : limite de plasticité.

$I_c$  [%] : Indice de consistance.

$\rho_d$  [Kg/m<sup>3</sup>] : masse volumique.

$\Gamma$  : facteur de sécurité partiel.

## Résumé

Dans le cadre de la sensibilisation des effets aggravantes des mouvements de terrain, et la stabilisation des pentes, nous avons consacré une série de recherche bibliographique liée par une analyse et une expertise géotechniques des deux cas d'un glissement de terrain au niveau de la wilaya d'Ain Témouchent.

D'abord, nous avons présenté un bref aperçu sur la classification des différents mouvements de terrain, particulièrement le glissement de terrain, ses types principaux, et de ce fait les facteurs déclencheurs.

Par la suite, nous avons abordé les méthodes de calcul de rupture, aussi que les approches de confortement couramment utilisés pour la stabilisation.

Enfin, nous avons procédé une évaluation des deux cas, identifier les paramètres manquants pour en arriver à des solutions plus valorisantes et pratiques.

**Mots clés :** Mouvements de terrains, glissement, stabilisation des pentes, confortement.

## المخلص

في إطار التوعية للأثار المتفاقمة لتحركات الأرض و تثبيت المنحدرات جمعنا سلسلة من البحوث العلمية و التقارير الخاصة بالتحليل و التدريب الجيوتقني لحالتين من انزلاق التربة في ولاية عين تيموشنت.

في أول الأمر، تطرقنا إلى تعريفات موجزة لتقسيم أنواع تحركات التضاريس و بالتحديد انزلاقات التربة، أنواعها الرئيسية ، ثم العوامل المؤثرة و المحفزة لحدوث الانهيار.

بعد ذلك، قدمنا طرق كيفية حساب الشقوق الناجمة عن الانهيار، و أيضا مختلف طرق التعزيز المستخدمة لإعانة تحقيق الاستقرار و تقوية المنحدر.

أخيراً، قمنا بإجراء تقييمًا لكلتا الحالتين، و ذلك بإضافة بعض النواقص من الملاحظات و النتائج للحصول على حلول أكثر جدوى و عملية.

**الكلمات المفتاحية** تحركات الأرض-انزلاق-استقرار و تقوية المنحدر.

## **Abstract**

Within the Framework of consciousness for the impacts of soil movements, and slope stabilization, we have notified a series of biography research leaned on geotechnical analyses and expertise of two situations of landslides in the area of Ain Temouchent.

At first, we have established a brief presentation of the multiple soil movements' classification, more specifically the landslide, its major types, the setting factors.

On the other hand, we have elaborated breakage calculation methods, apprehended with the common strengthening and stabilization approaches.

At last, we have preceded an evaluation for two cases, and identified the missed parameters in order to fulfill more practical and useful solutions.

**Key words:** soil movements, landslide, slope, strengthening.

# INTRODUCTION GÉNÉRAL

# INTRODUCTION GÉNÉRAL

La géotechnique est née du besoin des humains d'ériger des ouvrages pour s'abriter des éléments naturels et se protéger des invasions ennemies. Avec l'évaluation des civilisations, les constructions sont devenues de plus en plus massives et on s'est mis à rechercher de bons sols de fondation. C'est pour cette recherche d'un sol porteur et stable que se résume la pratique de la géotechnique. (Robitaille et Tremblay, 1997)

Le terme de glissement désigne un phénomène géotechnique où une masse compacte est entraînée par gravité le long d'un plan de glissement plus ou moins continu et plus ou moins plan ou incurvé. La gravité d'une instabilité d'un terrain glissant vers l'aval, est très souvent imputée à la présence d'eau dans les matériaux mobilisés ou d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. La masse en mouvement conserve globalement sa consistance et sa physionomie au cours de son déplacement, cette caractéristique permettant de différencier les glissements de terrain des coulées de boue.

Dans ce travail, l'étude des mouvements de terrain qui peut être reliée à celle de la stabilité des pentes ont été traités. En premier lieu nous exposerons un historique des glissements de terrain, et les facteurs déclencheurs influençant sa stabilité, puis nous avons décrit succinctement les différentes méthodes d'équilibre limite de calcul de la stabilité en s'appliquant sur le coefficient de sécurité analytiquement choisi selon l'état d'instabilité évalué. Ensuite, nous montrerons les systèmes préliminaires de confortements, couramment utilisés afin de prévenir ou éliminer le péril. Enfin, des cas pathologiques qui ont eu lieu dans la wilaya d'Ain Témouchent ont été étudiés et expertisés en détails.

# Chapitre I :

# GÉNÉRALITÉS

## Chapitre I : GÉNÉRALITÉS

### I. INTRODUCTION

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. 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 (Reiffsteck, 2015).

Pour cela, il faut tenir compte de ces phénomènes et de leurs risques, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de glissements de terrain selon leur vitesse (les écoulements, les coulées boueuses, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture, et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et les facteurs induisant ce dernier.

## II. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Tableau 1 : Classification des mouvements de terrain. (Sharpe, 1938).

MOUVEMENT				TERRE ROCHE	ou			
TYPE	VITESSE		GLACE				EAU	
COULEE	Habituellement imperceptible	Glace dominant	Terre ou roche + glace	<i>Terre ou roche, sec ou peu d'eau</i>		Terre ou roche +eau SOLIFLUXION COULEE DE TERRE COULEE DE BOUE (mudflow) AVALANCHE DE DEBRIS	Eau dominant	
	Lent à rapide		Reptation du Rock-glacier					<i>REPTATION DE ROCHE</i>
	Perceptible		Solifluxion					<i>REPTATION D'EBOULIS</i>
	Rapide		AVALANCHE DE DEBRIS				<i>REPTATION DE SOLS</i>	
GLISSEMENT	Lent à rapide	TRANSPORT CALCAIRE						
	Perceptible							Glissement « rotationnel » Glissement de débris Eroulement de

				débris		
	très rapide			GLISSEMENT DE ROCHES ECROULEMENT		
Glissement ou coulée	Brusque ou lent			AFFAISSEMENT- EFFONDREMENT		

### *i. Les mouvements de terrain*

Les mouvements de terrain sont des déplacements gravifiques de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (y compris de sol). Ils comprennent principalement les processus d'éboulement (chute de pierres et de blocs, éboulement et écroulement), les glissements de terrain et les coulées de terre. Ils peuvent se produire de façon rapide et brutale (éboulements), ou se dérouler lentement et de façon continue (glissements de terrain.). L'origine, le déroulement et les effets des mouvements de terrain sont extrêmement hétérogènes. Par leur soudaineté, ils peuvent mettre les hommes en danger et détruire des bâtiments, des cultures et des forêts. Ils peuvent aussi induire, lentement mais de façon continue, des dégâts et des destructions de bâtiments, de cultures et de forêts. (Lateltin.O, 1997)

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique. De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. (Flageollet, 1989). D'où on peut citer :

#### *A. Les mouvements lents et continus*

Leur déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- Les affaissements consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels.
- Les **tassements par retrait-gonflement** de sols argileux en fonction de leur teneur en eau et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes) ;
- Le **fluage** de matériaux plastiques sur faible pente ;
- Les **glissements**, qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles).

(Henri de Choudens et al, 2014)

### a. Les affaissements

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture [voir figure 1]. (METL-MEDDE, 2012)

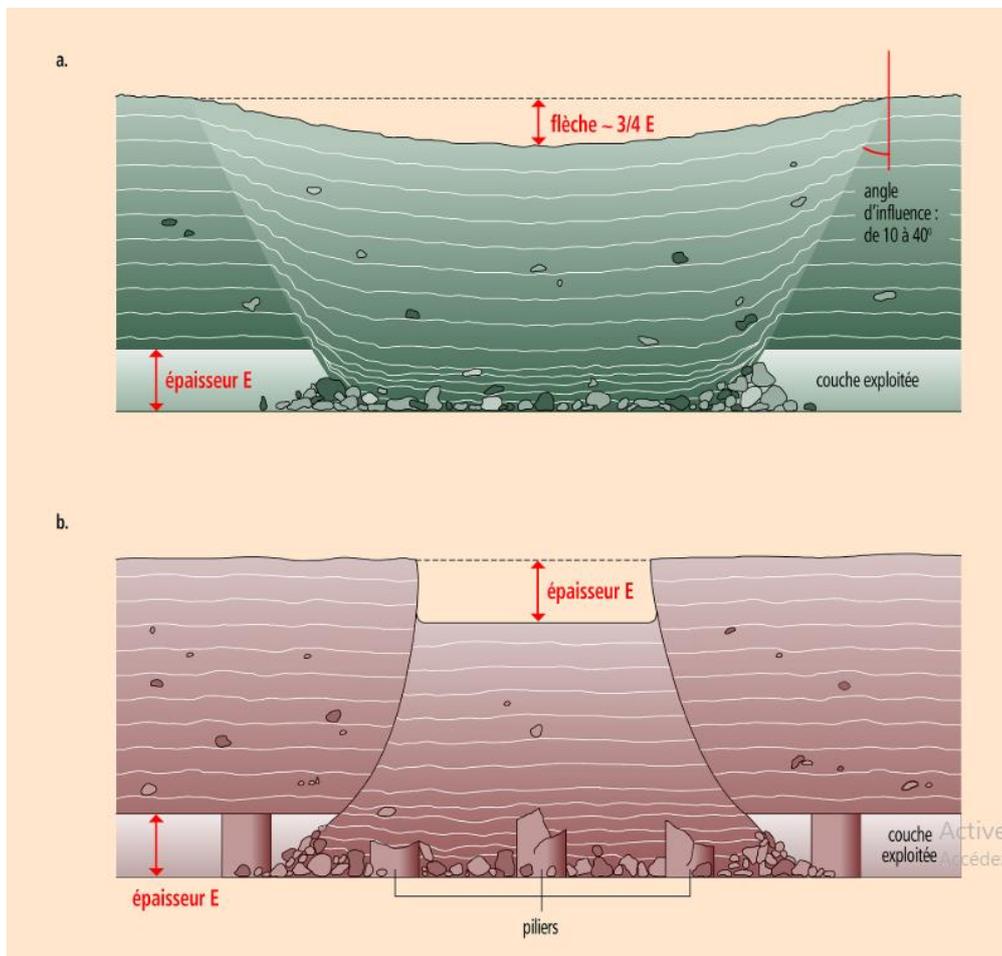


Figure 1: Affaissement en cuvette ou en fontis. (Encyclopedia Universalis, 2019).

### b. Les effondrements

Les effondrements résultent de la rupture des appuis ou de la partie supérieure d'une cavité souterraine. Cette rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale créant un fontis, excavation grossièrement cylindrique, dont le diamètre est généralement inférieur à une dizaine de mètres. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité et du mode de rupture. Dans quelques rares cas, l'effondrement en chaîne des appuis d'une cavité entraîne une

déformation de la surface sur plusieurs hectares. Il s'agit des phénomènes d'effondrement généralisé [voir figure 2]. (METL-MDDE, 2012).

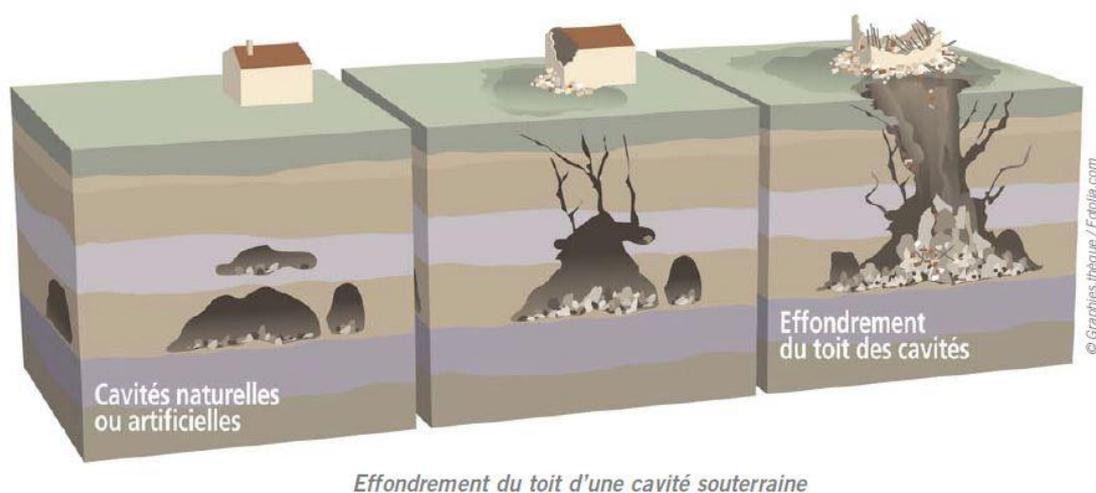


Figure 2: Schématisation du risque cavités souterraines (METL-MDDE, 2012)

### c. Les tassements

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. La consolidation est l'évolution du tassement dans le temps [voir figure 3]. (Degoutte et Royet, 2009)

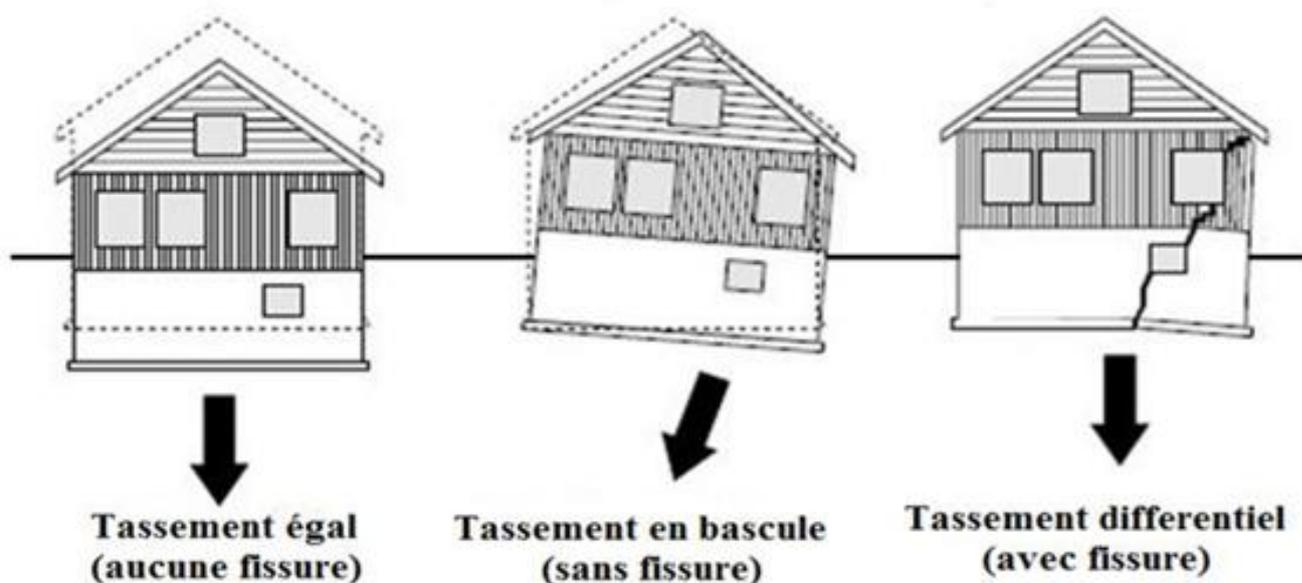


Figure 3: Phénomène de tassement. (Comspec, 2013)

**d.** Le retrait-gonflement

Les phénomènes de retrait-gonflement de certaines formations géologiques argileuses affleurantes provoquent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel. Selon des critères mécaniques, les variations de volume du sol ou des formations lithologiques sont dues, d'une part à l'interaction eau-solide, et d'autre part à la modification de l'état de la contrainte en présence d'eau. Ces variations peuvent s'exprimer soit par un gonflement (augmentation du volume), soit par un retrait (réduction de volume). Elles sont spécifiques de certains matériaux argileux [voir figure 4]. (Marc Vincent BRGM, 2003).

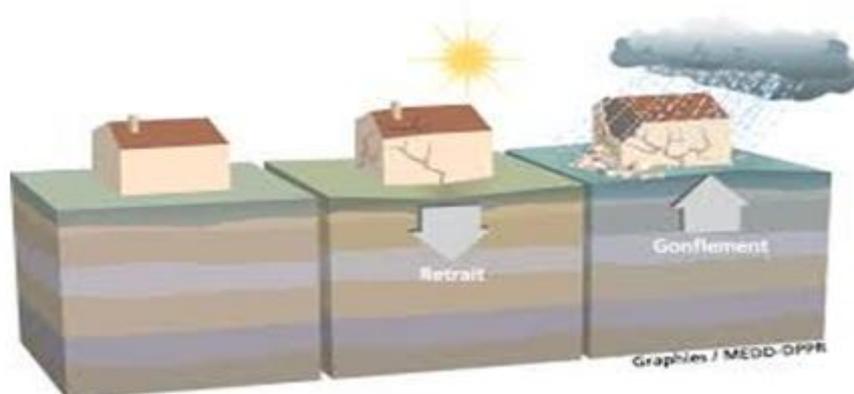


Figure 4: Représentation du phénomène retrait-gonflement (DDRM, 2008)

### e. Le fluage

Ce type de mouvement apparaît lorsqu'un sol malléable est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler.

Le fluage est souvent très visible, les troncs des arbres sont distordus et les poteaux électriques penchés. Installer des drains limite ce phénomène, souvent dévastateur pour les installations souterraines amenées à rupture. Une zone susceptible au fluage à long terme est souvent difficile à identifier, les vitesses d'évolutions sont en effet très lentes et la simple incorporation d'eau dans la terre meuble, diminuant sa résistance mécanique, peut entraîner une situation de fluage [voir figure 5]. (Desodt.C et al, 2017)

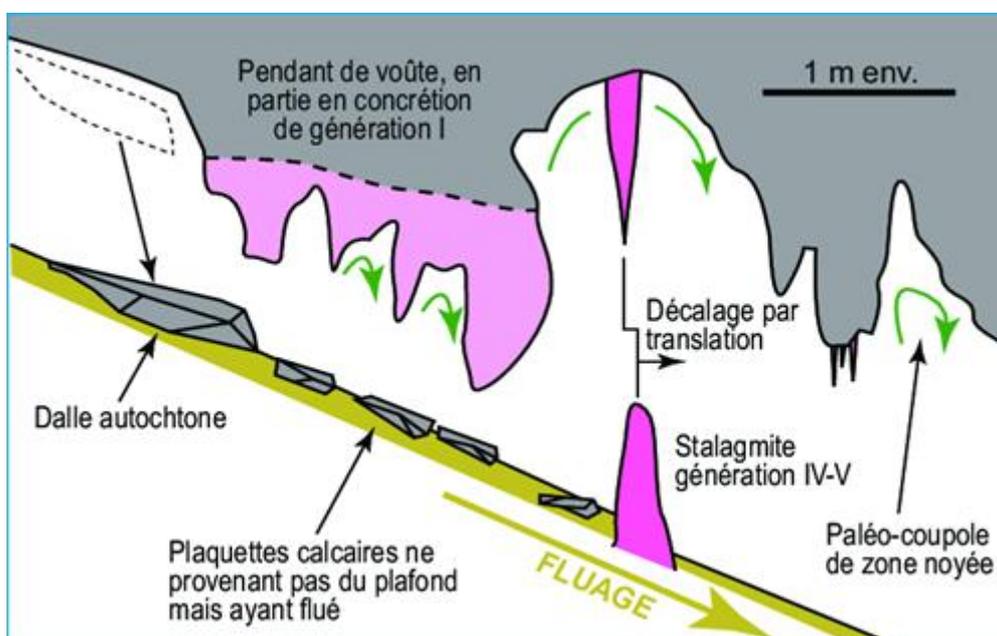


Figure 5: Le fluage du talus, (Stéphane.J, 2010).

### f. Solifluxion

Ce phénomène s'accroît sous l'effet du gel-dégel, particulièrement au moment du dégel quand le matériau de surface est saturé et qu'un sol gelé subsiste en profondeur. En général, les solifluxions touchent superficiellement (profondeur inférieure à 2m) les sols meubles et spécialement les versants marneux. Elles sont caractérisées par une zone de départ inexistante et une faible extension des masses en mouvement [voir figure 6]. (Boubker et Gheneni, 2003)

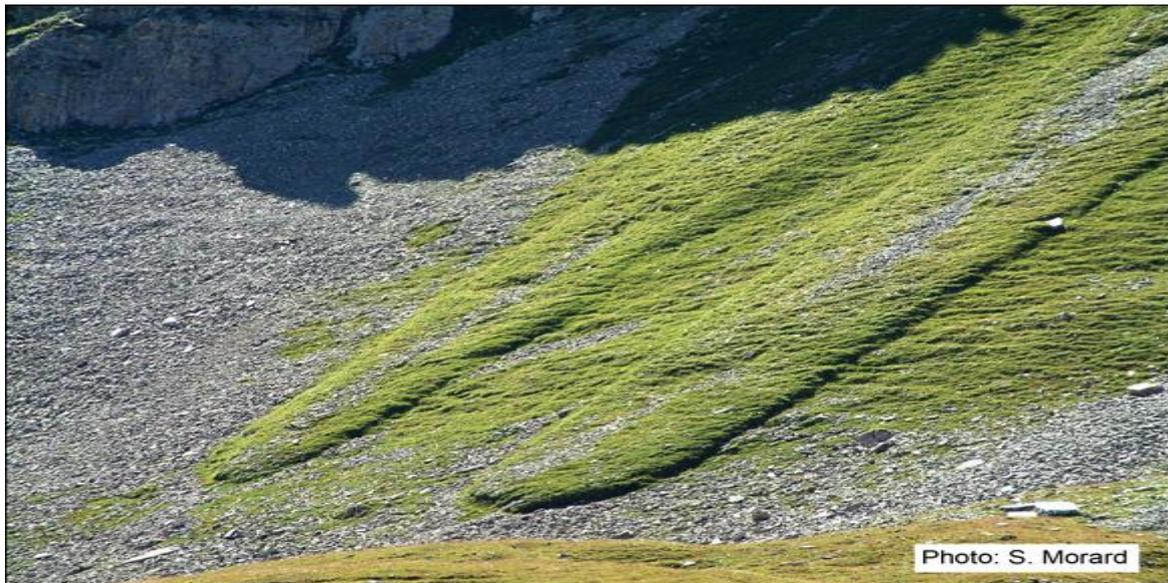


Figure 6: Grandes loupes de solifluxion, versant est du Horlini, VS. (Morard.S, 2009).

**g.** Le fauchage

C'est un mouvement lent des extrémités de couche vers l'aval, qui affecte des roches stratifiées redressées dont le pendage est dirigé vers l'intérieur du versant. Les contraintes dans les couches entraînent une déformation progressive qui est amplifiée par le gel-dégel. Les matériaux fauchés se désagrègent de plus en plus, passant par l'état de rocher fracturé, à celui de rocher désagrégé, voisin de l'éboulis [voir figure 7]. (Eric Gervreau, 2000)

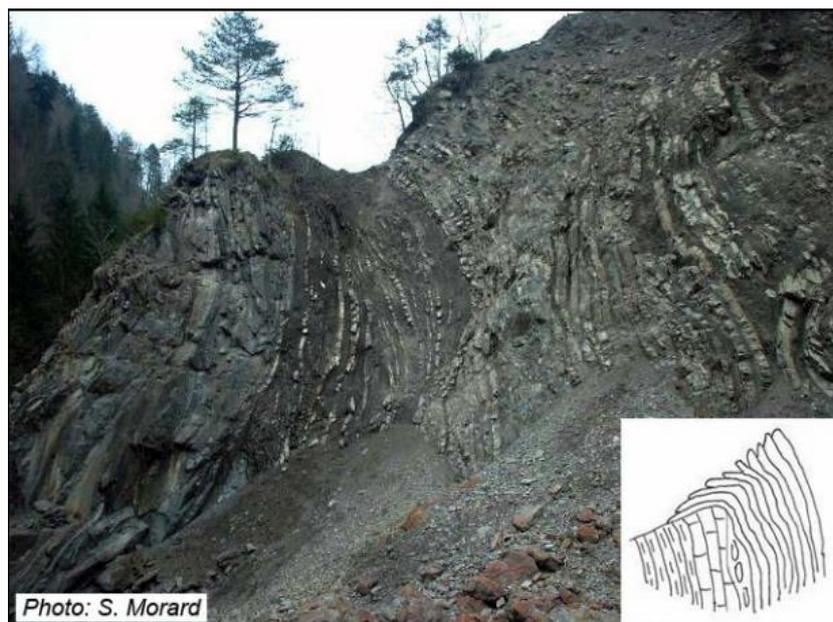


Figure 7: Fauchage dans la vallée de la Jogne, (Morard.S, 2009).

### **h.** Reptation

Les phénomènes de reptation recouvrent les phénomènes de déformation lente (quelques mm/an, voire cm/an) de la couche superficielle du sol et de formations meubles qui, lorsqu'elle est gorgée d'eau, devient plastique. Des lobes et coulées se forment dans les pentes. Les phénomènes de reptation consistent, en réalité, en une succession de petits déplacements de quelques centimètres. De grandes surfaces, voire des versants entiers peuvent en être affectés. On les identifie dans le paysage à leur topographie bosselée (les terrassettes ou pieds de vaches) [voir figure 8]. (Morard.S, 2009)

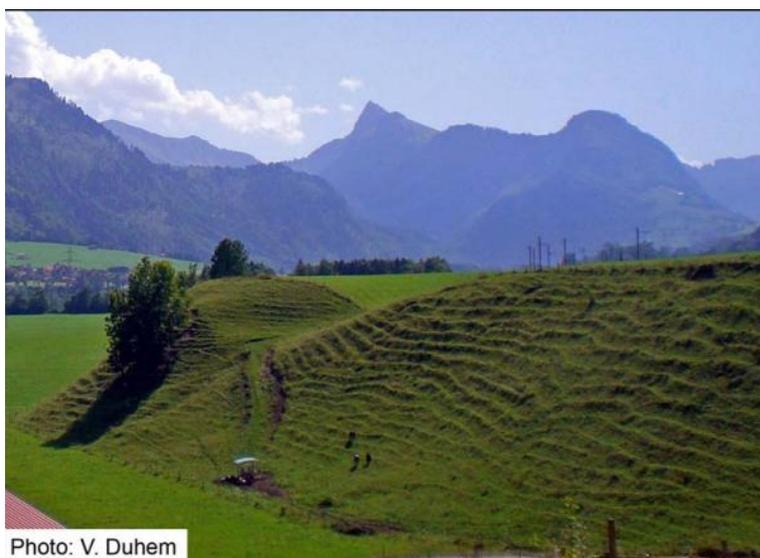


Figure 8: reptation et Pieds de vaches (Fribourg), (Duhem.V, 2009).

### **i.** L'érosion littorale

L'érosion ou encore une baisse des propriétés mécaniques des terrains. Ces eaux peuvent être d'origine anthropiques (fuite dans une canalisation enterrée) ou d'origine naturelle (précipitations pluvieuses ou neigeuses). (Eric Gervreau, 2000)

Dans la zone littorale, la houle, par les courants qu'elle génère, est le principal agent responsable des mouvements ou transports de sédiments. Son déferlement à la côte induit : des courants du large vers la côte ou courants d'entraînement ; des courants de la côte vers le large, ou courants de retour et courants sagittaux ; un courant parallèle à la côte, ou dérive littorale [voir figure 9]. (Palvadeau.E et De La Torre, 2019).

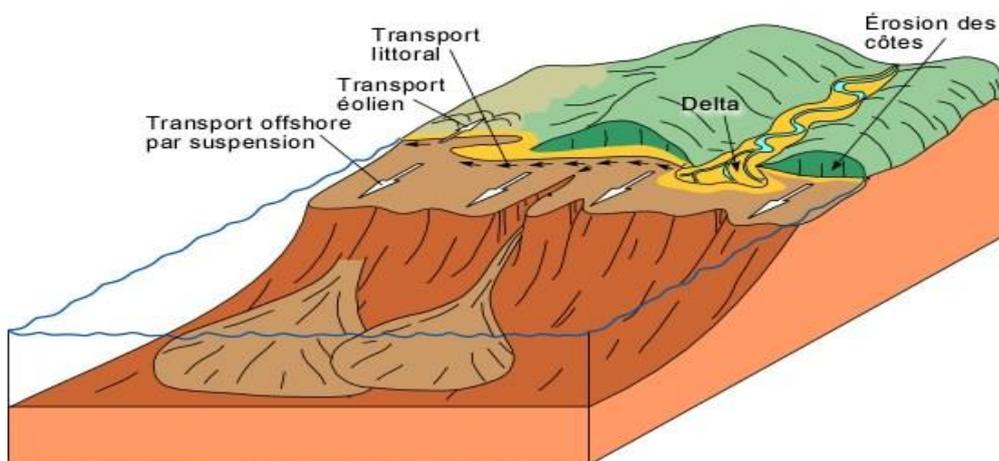


Figure 9:érosion littoral, le littoral : zone tampon entre continent et océan. (Pierre et André, 2004)

### **B.** *Les mouvements rapides*

Ils peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- les **effondrements**, qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface.
- les **chutes de pierres ou de blocs** provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.
- les **éboulements ou écroulements** de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants.
- certains **glissements rocheux**.

Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- les **laves torrentielles**, qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents, surtout en montagne.
- les **coulées boueuses**, qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements. (Henri de Choudens et al, 2014)

### a. Ecoulement

Ils résultent de l'évolution d'une falaise, selon les volumes des matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à 0,1 m<sup>3</sup>), à l'écroulement catastrophique (supérieur à 10 millions de m<sup>3</sup>), qui provoquent une extension importante des matériaux éboulés [Figure 10] avec une vitesse de propagation supérieure à 100 km/h. (Faye.J et Lakhdar.Y, 2004)

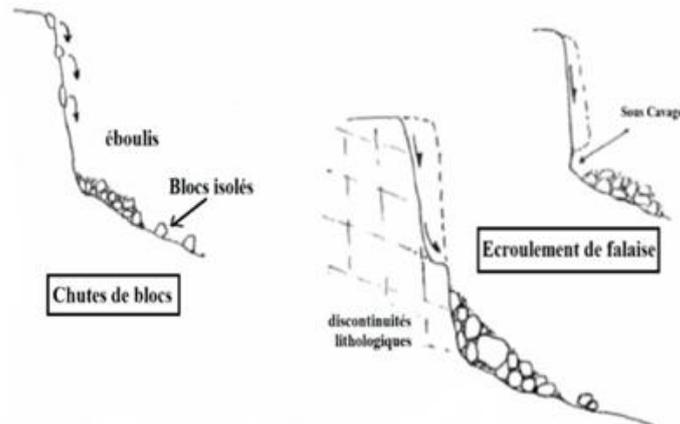


Figure 10: Dynamique d'une chute de blocs et écoulement. (Hubert.B et Philipponnat.G, 1997).

### b. Les éboulements

Sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories: chutes de pierres et de blocs, éboulements (au sens strict) et écoulements. En général, on peut les subdiviser en trois domaines: la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt [voir figure 11]. (Lateltin.O, 1997)



Figure 11: Eboulement dans la route reliant Bab El Oued à Chevalley à Alger. (Le matin d'Algérie, 2018).

**c. Chutes des pierres**

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolées (pierre:  $\emptyset < 50\text{cm}$ ; bloc:  $\emptyset > 50\text{cm}$ ). 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 12]. (Lateltin.O, 1997)



Figure 12: Chute des blocs au niveau de la falaise Sidi Boucif, Béni saf. (Mars 2019)

Le tableau suivant montre la classification des mouvements terrains rapide, selon Lateltin:

Tableau 2: Classification des mouvements de terrain. (Lateltin.O, 1997).

	La taille, le volume et la vitesse
Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	Volume 100 –100000m <sup>3</sup> Vitesse 10 – 40m/s
Ecrolement	Volume > 1 mio.m <sup>3</sup> Vitesse > 40m/s

### d. Coulées boueuses

Les coulées boueuses se déclenchent en pleine pente, sans existence préalable d'un chenal. Elles se produisent souvent suite à un glissement de terrain, à partir du matériel glissé que des apports d'eau (pluie, fonte de neige) peuvent avoir détremés jusqu'à que soit atteinte la limite de liquidité [voir figure 13]. (SSGM, 2009)



Figure 13:Coulée boueuse Tizi-Ouzou (Douici, 2012).

### III. LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

#### *i. Définition*

Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaires d'une masse de sol dont le volume peut aller de quelques dizaines de m<sup>3</sup> à plusieurs dizaines de millions de m<sup>3</sup>. L'épaisseur du glissement peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres tandis que leur surface peut atteindre quelques km<sup>2</sup>. (Flavigny, 2018), on distingue :

- Les glissements plans : Mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement plane pouvant être un joint stratigraphique, un plan de faille, une surface de schistosité ou de foliation, une interface entre formation de pente. (Boubker et Gheneni, 2003)

#### *ii. Les types de glissement de terrain*

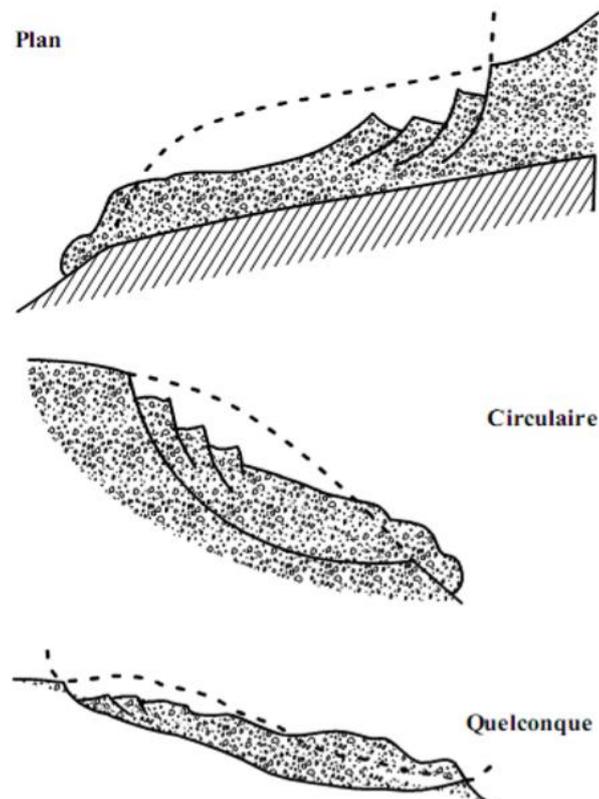


Figure 14: les types de glissement de terrain. (Plumelle.C, 2003)

### A. *Glissement plan*

Ce type de glissement est caractérisé par une surface de rupture peu profonde, généralement d'une profondeur inférieure à 1,5 mètre sous le terrain naturel. Dans les sols argileux, il n'affecte que la couche de sol superficielle altérée appelée «croûte argileuse». De façon naturelle, il est causé par la saturation des sols lors de fortes pluies ou de la fonte de la neige. Règle générale, ce glissement se produit exclusivement dans le talus sans en toucher le sommet. Par contre, ses débris peuvent s'étaler à la base du talus sur des distances parfois importantes. Bien que ce type de glissement puisse sembler anodin, il peut causer d'importants dommages aux bâtiments, voire même menacer la sécurité des occupants. [voir figure 15] (Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017)

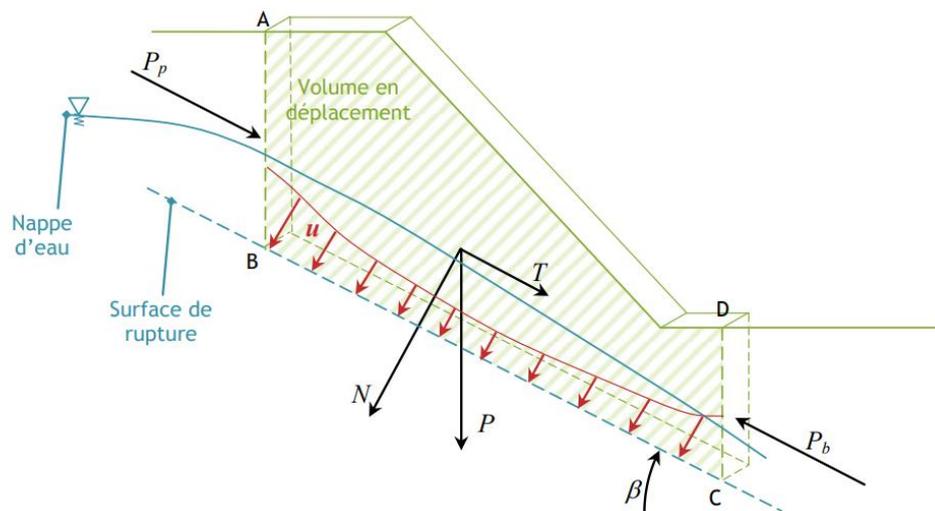


Figure 15: Géométrie du glissement plan. (Desodt et al, 2017).

### B. *Glissement rotationnel*

Les glissements rotationnels se produisent sur une surface axisymétrique ; on les appelle parfois glissements circulaires, car sur une coupe verticale, la surface de rupture est un arc de cercle. Ils peuvent se produire dans des massifs continus (souvent dans des sols) ou ne comportant pas de plans de discontinuité permettant un glissement translationnel. (Fabre et Hantz, 2018).

La méthode des tranches est couramment employée pour déterminer le facteur de sécurité vis-à-vis du basculement [voir figure 16].

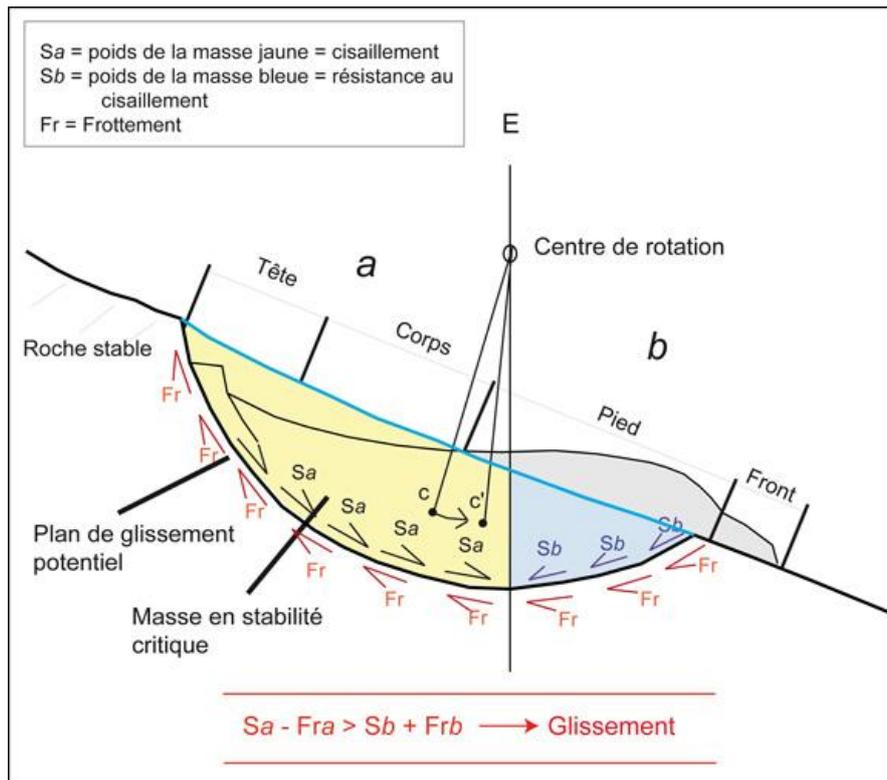


Figure 16: Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces.  
(SSGM, 2009)

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

**a. Glissement rotationnel simple**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle [voir figure 17].

Il comprend :

- En tête des fissures de traction.
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

(Hubert.B et Philipponnat.G, 1997)

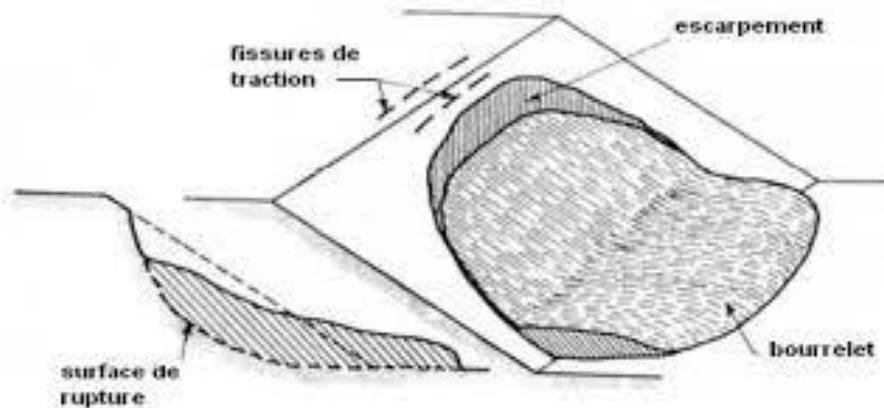


Figure 17: Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (Durville et Sève, 1996).

**b. 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.

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire ou complexe [voir figure 18]. (Hubert.B et Philipponnat.G, 1997)

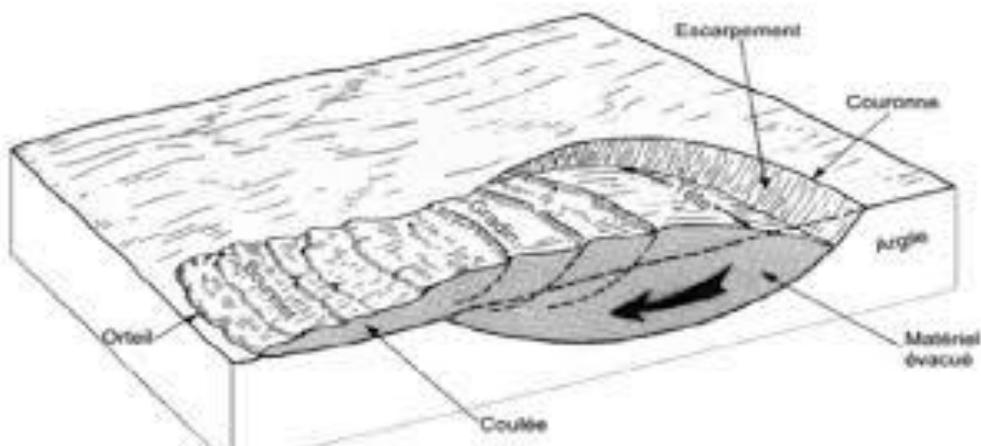


Figure 18: Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (Durville et Sève, 1996).

*iii. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain*

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : sone située au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet. Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau. Surface de glissement ou de rupture : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

[ voir figure 19]

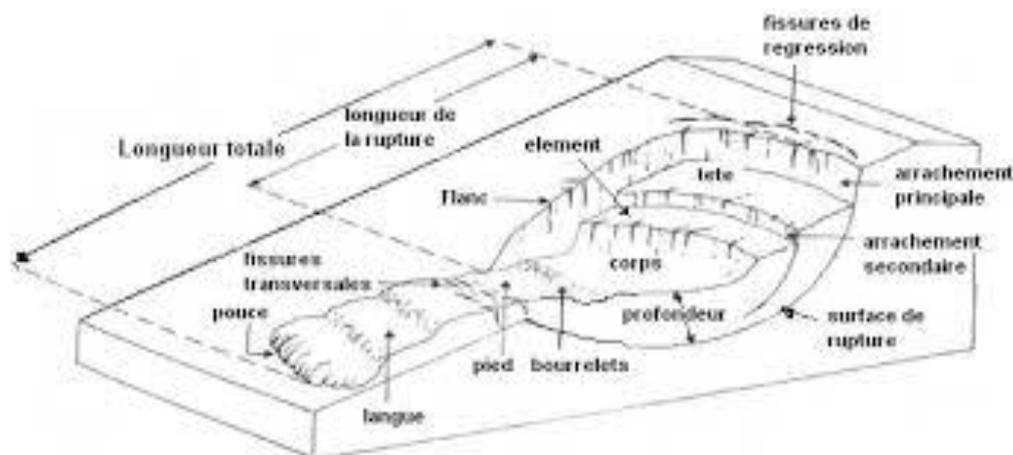


Figure 19: Principaux éléments descriptifs d'un glissement de terrain. (Eden, 1973)

#### ***iv. Les causes principales d'un glissement de terrain***

Les expériences accumulées dans le domaine des glissements de terrain mettent en valeur le rôle de plusieurs facteurs comme causes majeures des glissements de terrain. Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

##### ***A. Les paramètres naturels***

###### **a. La géologie**

Les caractéristiques mécaniques d'un matériau, sa perméabilité, son état d'altération conditionnent la pente limite d'équilibre et l'occurrence du mouvement. (METL-MEDDE/DGPR, 2012)

###### **b. La géomorphologie**

L'importance de la pente de terrain influence le développement de certains types de glissement. Une pente faible sera suffisante pour déclencher des phénomènes de solifluxion ou de fluage. (METL-MEDDE/DGPR, 2012)

###### **c. La végétation**

La couverture végétale joue un rôle dans la stabilité des glissements de terrain très superficiels ; cette couverture végétale peut avoir un effet bénéfique ou néfaste selon les cas. Ainsi, les racines des végétaux renforcent la cohésion des sols mais, en cas de vent, l'effet de levier peut

déraciner les arbres, ouvrant ainsi des brèches dans le sol et favorisant les infiltrations d'eau. (METL-MEDDE/DGPR, 2012)

### **d.** L'hydrogéologie

Les infiltrations et les circulations d'eau dans le sol contribuent largement au déclenchement des glissements de terrain en modifiant les caractéristiques des matériaux et en entraînant une pression interstitielle dans le sol. Les séismes La mise en vibration des éléments du sol peut être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. (METL-MEDDE/DGPR, 2012)

### **B.** *Les diverses formes d'action de l'eau*

L'eau a plusieurs actions dans les glissements de terrain. Les venues d'eaux peuvent être d'origine pluviale ou souterraine provenant de l'amont. Les eaux pluviales peuvent provoquer une érosion de surface et des infiltrations rejoignant les eaux souterraines.

Un exemple permet de comprendre l'effet de l'eau. Une pente dans un matériau sableux totalement sec est stable tant que l'angle de talus est inférieur à l'angle de frottement  $F$ . La même pente totalement noyée sans écoulement est stable dans les mêmes conditions. Lorsque la pente est soumise à un écoulement dont la surface libre coïncide avec la surface topographique, l'angle d'équilibre limite est de l'ordre de la moitié de  $F$ . Pour une nappe en écoulement parallèle à la pente, le coefficient de sécurité (traduisant l'excès de stabilité de la pente) décroît lorsque la nappe se rapproche de la surface : cela explique les glissements survenant après de fortes pluies provoquant la remontée de la nappe en écoulement. (Flavigny, 2018).

### **C.** *Facteurs anthropiques :*

Les interventions inappropriées de nature anthropique peuvent agir comme facteur déclencheur d'un glissement de terrain ou, plus couramment, comme facteur aggravant en diminuant la stabilité de la pente associées à l'aménagement des terrains, réalisées à proximité ou au sein d'un talus sujet aux glissements de terrain, peuvent compromettre les conditions d'équilibre de ce talus. Les principales interventions sont les remblais et autres surcharges au sommet du talus, les déblais ou les excavations à la base du talus ainsi que les interventions entraînant des concentrations d'eau vers la pente. (Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017)

**v. *Les différentes phases des glissements***

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

**A. *Les glissements de terrain actifs***

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélération. (Bouamra et Chikhi, 2015)

**B. *Les Glissement de terrains réactivés***

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante. (Bouamra et Chikhi, 2015)

**C. *Les Glissements de terrain inactifs***

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories :

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés. (Bouamra et Chikhi, 2015)

**vi. *Méthodes d'évaluation du risque de glissement de terrain :***

Dans la mesure où il est souvent difficile de quantifier un niveau d'aléa "glissement de terrain", très fréquemment seule la susceptibilité est utilisée. Elle est définie comme la probabilité spatiale qu'un glissement de terrain se produise sur un territoire pour différentes conditions environnementales locales. Les techniques d'analyse spatiale (Guzzetti et al, 1999) permettent d'identifier des zones susceptibles selon deux approches distinctes :

### **A.** *Une approche experte, qualitative :*

Pour évaluation au niveau régional (1/25000 - 1/100000). Elle est fondée sur l'identification (à travers des cartes et photographies aériennes) de zones homogènes sensibles et des principaux enjeux simplifiés. Cette méthode est utilisée en France pour l'élaboration des Plans de Prévention des Risques (MATE/METL, 1999) et des cartes de Danger en Suisse. (Puissant et al, 2006).

### **B.** *Une approche analytique semi-empirique et semi-quantitative :*

Au niveau local (1/10000 - 1/25000), fondée uniquement sur une évaluation relative de la valeur des éléments exposés à travers des indices. Dans ce cas, la valeur relative, unique ou variable, est soit individuelle et affectée à un type d'élément spécifique (Bonnard et al, 2004; Maquaire et al, 2006) soit globale et affectée à un ensemble d'éléments pour une aire homogène lorsque la collecte de données est difficile.

### **C.** *Une approche analytique quantitative :*

À une échelle encore plus précise (1/5000 - 1/10000), fondée sur un calcul détaillé de la valeur (monétaire ou non monétaire) (Glade, 2003) et de la vulnérabilité des éléments exposés. La vulnérabilité est alors définie soit par des coefficients d'endommagement (représentant le degré relatif de dommage à un élément exposé), soit par des fonctions d'endommagement reliant une intensité du phénomène à un niveau observé de dommages sur l'élément exposé comme le propose Léone (1996). (Maquaire et al, 2006)

## **IV. CONCLUSION**

Cette modeste recherche bibliographique nous a permis de donner quelques indications sur les glissements de terrain, et de citer les facteurs majeurs de ces phénomènes comme les facteurs de prédisposition (nature, structure des formations géologique, pente...etc.), ou les facteurs humains (travaux de terrassement, sur chargement de pied ou la tête d'un versant).

Nous avons distingué dans ce chapitre :

- Les classifications des mouvements selon leur diversité géologique, et leur vitesse de propagation.

- Les éléments constitutifs d'un glissement de terrain suivant son comportement, et les types prévenants.
- Les facteurs prédominants.
- Les différentes phases apparentées au glissement de terrain.
- Les méthodes d'évaluation du risque pour confectionner une cartographie.

Afin d'élaborer les processus d'étude des glissements de terrain et les techniques de confortement adéquates au type et à l'ampleur du mouvement, il est donc essentiel de faire des études approfondies, pour mieux adapter nos ouvrages aux impératifs du sol. Les études essentielles qu'on doit faire concernent :

- L'étude géologique du site.
- L'étude hydrologique et hydrogéologique du site.
- L'étude géotechnique.
- L'étude de stabilité et détermination du coefficient de sécurité.

chapitre II:  
LES METHODES D'ANALYSE  
D'UN GLISSEMENT

## Chapitre II : LES MÉTHODES D'ANALYSE D'UN GLISSEMENT

### I. INTRODUCTION

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité, en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

L'analyse courante de la stabilité consiste sur la base d'une description, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- poids propre du massif.
- réactions du sol en place le long de la surface de rupture.
- pressions interstitielles.
- chargements extérieurs éventuels. (Reiffsteck.Ph, 2015).

Dans ce chapitre, nous allons montrer les principales méthodes d'analyse de stabilité des pentes. Ainsi qu'une présentation des différents logiciels couramment utilisés.

### II. LE PRINCIPE D'EQUILIBRE LIMITE

De manière classique, on définit les conditions d'équilibre limite et on utilise un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en état d'équilibre limite forme une bande assez étroite d'un côté et de l'autre la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à chercher la surface dont laquelle le coefficient de sécurité  $F$  est le plus faible. (Bendadouche.H et Lazizi.S, 2013)

#### *vii. Notion de coefficient de sécurité*

L'évaluation de l'état de stabilité d'une pente se fait à partir d'un coefficient de sécurité local ou global, respectivement noté  $f$  et  $F$ , et défini comme étant le rapport des forces qui tendent à retenir un certain volume de matériau, délimité par le talus et une surface de rupture

potentielle, sur celles qui tendent à l'entraîner vers l'aval. Tant que la force motrice reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol. (Closset et Wojtkowiak, 1993)

Définit respectivement comme suit :

$$F_s = \frac{Q_{max}}{Q} \quad (2.1)$$

En outre, le coefficient de sécurité  $F$  est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface. (Durville et Sève, 1996).

Qui peut être écrite sous la forme suivante :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (2.2)$$

$\tau_{max}$  désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point.

- $F > 1$  : la pente est stable.
- $F < 1$  : la pente ne peut que glisser.
- $F = 1$  : l'état d'équilibre limite de talus.

### *viii. Choix de la valeur du coefficient de sécurité*

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles par rapport à la méthode de Bishop, les écarts peuvent atteindre 10%, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité. La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée contrairement à la méthode détaillée puisque les écarts entre ces deux méthodes sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol,.....etc.). Il faut attacher au coefficient de sécurité une valeur probabiliste. L'expérience a montré que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul :

- Les talus restent toujours stables si  $F_s \geq 1,5$ .
- Le glissement est pratiquement inévitable si  $F_s < 1$ . Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque qui tend à augmenter si  $F_s$  diminue. Généralement le coefficient global de sécurité minimal requis est entre 1,4 et 1,5 (Philipponnat.G, 1998).

Tableau 3: Valeurs de  $F_s$  données en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent. (Kabou et Merad, 2013)

$F_s$	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1 à 1,25	Sécurité contestable
1,25 à 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

**ix. Calcul du coefficient de sécurité**

Le calcul suppose entre autres, l'évaluation des forces qui tendent à s'opposer à la rupture et qui sont donc mobilisables au sein du massif du sol.

Pour les sols, la majorité des méthodes de calcul s'appuie sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui s'exprime de la manière suivante :

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (2.3)$$

$\tau_{\max}$  est la résistance au cisaillement maximale mobilisable du sol et  $c'$  et  $\varphi'$  la cohésion et l'angle de frottement de ce sol en contraintes effectives.

Pour les sables et graviers alluvionnaires, la précédente formulation se réduit pratiquement à :

$$\tau_{\max} = \sigma' \tan \varphi' \quad (2.4)$$

Puisque la cohésion des sables et graviers plus au moins propres peut-être considérée comme nulle dans les calculs à long terme.

Toutefois nous remarquons que la notion de coefficient de sécurité s'applique à un très grand nombre de calculs et peut suivant le champ d'application avoir des sens totalement différents,

par exemple si on considère un point donné dans un massif et une direction donnée, on peut toujours définir un coefficient de sécurité local tel que :

$$F = \frac{\tau}{\tau_c} = \frac{C' + \sigma'_n \tan \varphi'}{C'_{cr} + \sigma'_n \tan \varphi'_{cr}} \quad (2.5)$$

Où  $C'_{cr}$  est la cohésion critique du massif et  $\varphi'_{cr}$ , l'angle de frottement critique correspondant de condition de  $F=1$ .

$\tau$  Et  $\sigma'$  représentent respectivement les contraintes tangentielle et normale à la direction  $x$  au point  $i$  du massif et sont des fonctions qui dépendent à la fois de la localisation du point  $i$  et de la direction  $x$  de la facette considérée. (Closset et Wojtkowiak, 1993)

#### A. Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface: la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure 20 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que  $V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité  $F = T_{max} / T$ . (Durville et Sève, 1996).

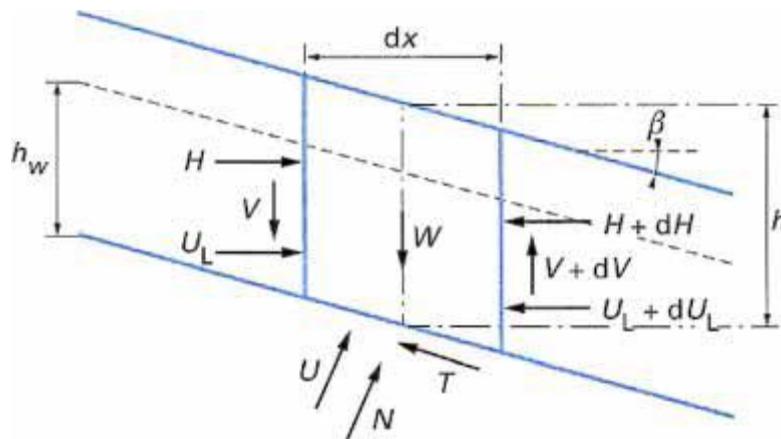


Figure 20: Glissement plan : équilibre d'un bloc, (Durville et Sève, 1996).

**B. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire**

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad (2.6)$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes  $\sigma'$  sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur  $dx$  assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite. Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :

- son poids :  $W = \gamma h dx$ .
- Deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre,  $H$  et  $H + dH$  qui proviennent des tranches voisines.
- Deux forces verticales  $V$  et  $V + dV$  de même origine.
- La résultante des contraintes normales  $\sigma$  et tangentielles  $\tau$  à la base de la tranche. [voir figure 21] (Durville et Sève, 1996).

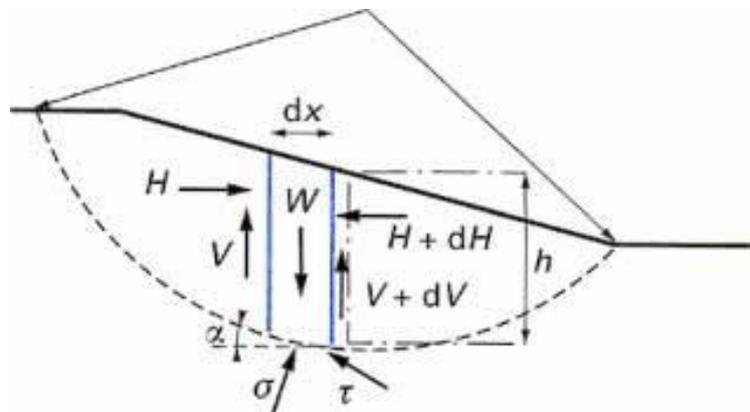


Figure 21: Glissement circulaire : méthode des tranches. (Durville et Sève, 1996).

**C. Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque**

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la **méthode dite des perturbations**. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture. (Raulin et al, 1974); ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes  $\sigma$  et  $\tau$  le long de la surface de rupture (figure 22).

La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale  $\sigma$  sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison  $\alpha$ ) s'écrit comme une perturbation de la contrainte  $\sigma_0 = \gamma h \cos 2\alpha$  normale à une facette inclinée à  $\alpha$ , à une profondeur  $h$ , dans un massif infini incliné à  $\alpha$ . Deux paramètres de perturbation interviennent :  $\lambda$  et  $\mu$ . Dans le programme de calcul PETAL-LCPC, on utilise l'expression :  $\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha)$ . Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à trois inconnues ( $\lambda$ ,  $\mu$ ,  $F$ ). (Durville et Sève, 1996).

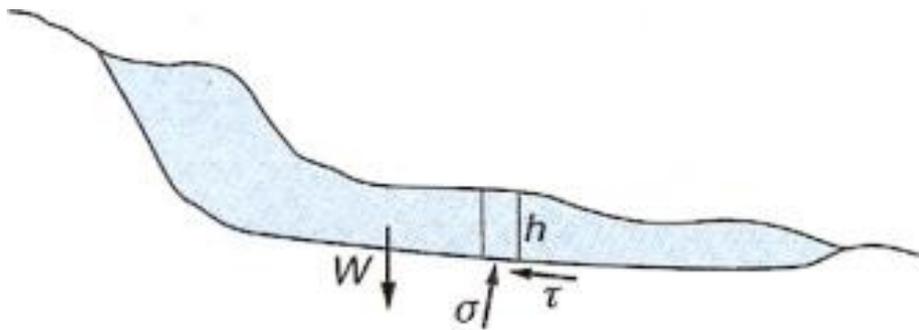


Figure 22: Glissement à surface de rupture quelconque. (Durville et Sève, 1996).

### III. METHODES DE CALCUL DE STABILITE ET DE DEFORMATION DES TALUS

Le dimensionnement des ouvrages en terre et l'analyse de stabilité des pentes naturelles s'effectuent habituellement par la méthode des tranches. Cette méthode consiste à découper le talus en tranches verticales et résoudre le système hyperstatique des forces d'équilibre appliquées. Plusieurs variantes introduisant chacune des hypothèses de résolution simplificatrices peuvent être utilisées dans le cas d'une surface de rupture circulaire (méthodes de Fellenius, Taylor, Bishop, Caquot-Biarez) ou de forme quelconque (méthodes de Janbu, Morgenstern Price, Spencer et méthode des perturbations). La méthode des tranches donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du talus étudié par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est défini par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture. Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme (cas des remblais) et en contraintes effectives à long terme (cas des versants). Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination

des paramètres de résistance au cisaillement des sols, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant projet (abaques de Taylor, etc.) ou à l'aide de logiciels pour les configurations complexes (PETALLCPC, PROSPER-LCPC, etc.). (Khemissa, 2006).

Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0 et l'on peut parler d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite. (Faure.R.M, 2001)

### *i. Le choix du type de méthode de calcul*

De nombreuses méthodes de calcul à rupture des pentes existent depuis le temps. Pour la plupart, elles ne peuvent traiter que des lignes de rupture circulaire, tout en ne vérifiant pas les équations d'équilibre statiques.

Les auteurs ne sont attachés à développer des méthodes qui, tout en respectant les équations de la statique, permettant d'étudier les lignes non circulaires. (Raulin et al, 1974).

C'est un choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis. (Vaunat et al, 1992 ; cité par Faure.R.M, 2001).

Le tableau suivant relie les types de mouvements, le type de rupture et les méthodes à utiliser :

Tableau 4: Méthodes de calcul à utiliser. (Faure R.M, 2001).

	<b>Pré-rupture</b>	<b>Rupture</b>	<b>Post-rupture</b>	<b>Réactivation</b>
<b>Chute ou écoulement</b>	-Éléments finis si massif continu - Éléments volumiques si massif faille	Sans objet	Méthodes énergétiques	Sans objet
<b>Glissement</b>	Éléments finis car ligne de rupture inconnue	Calcul à la rupture sur ligne de rupture supposée	Méthodes énergétiques	Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue
<b>Fluage</b>	Éléments finis	Sans objet	Sans objet	Éléments finis
<b>Coulée</b>	Éléments finis	Éléments finis	Éléments finis	Sans objet

*ii. Méthodes d'équilibre limite*

Il existe dans la littérature scientifique de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le coefficient de sécurité qui lui est associé. Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le représente à titre indicatif la figure II.1. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois: (Gueye ,1993)

- La surface critique;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre. (Berthoumieux J.J, 2012)

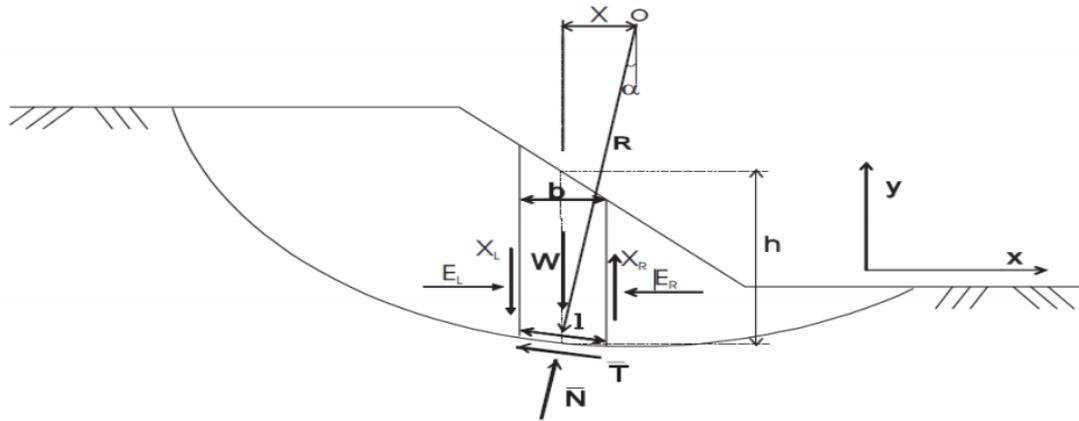


Figure 23: exemple d'une rupture circulaire. (Masekanya, 2008; cité par Berthoumieux J.J, 2012)

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

- $W$  = poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ .
- $N, T$  = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche
- $X, E$  = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches
- $b$  = épaisseur de la tranche ( $b = l \cdot \cos\alpha$ ).
- $\alpha$  = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale.
- $R$  = rayon du cercle de rupture de centre  $o$ .
- $l$  = longueur du plan de glissement de la tranche.
- $x$  = bras de levier du poids des terres.

#### A. Méthodes Globales

Les méthodes globales Caquot en 1954 puis Biarez en 1960 permettant une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration des valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. (Caquot, 1954 et Biarez, 1960 ; cité par Faure.R.M, 2001) Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture.
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture.



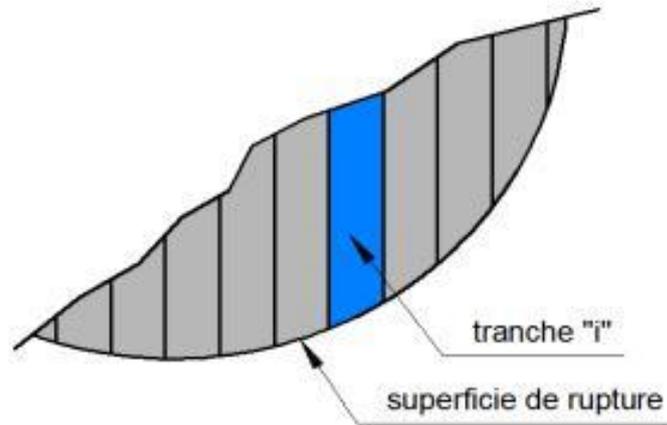


Figure 25: Cercle de glissement et description. (Peltier.Y et Macias.J.V,2006)

a. Méthode des tranches de FELLENIUS

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS (1927) sont :

- On suppose une surface de glissement circulaire et on décompose le talus en tranches.
- On néglige les forces inter-tranches et on respecte seulement l'équilibre des moments.

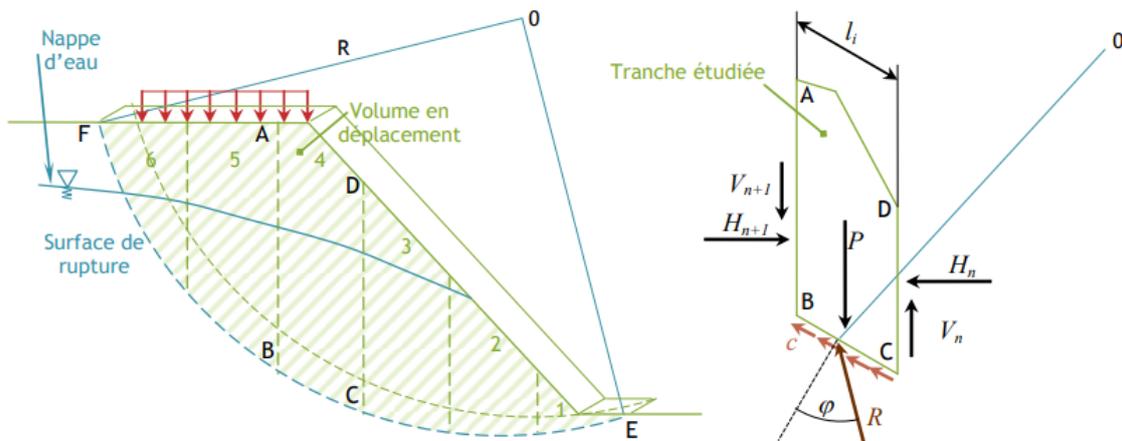


Figure 26: Schématisation des divisions en tranche de la méthode de Fellenius. (Desodt.C et al, 2017)

La force normale sur la base de la tranche devient :

$$\begin{cases} \bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha$$

$$F_m = \frac{\sum [\bar{c}l + (\gamma \cos^2 \alpha - u)l \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.7)$$

Cette équation l'expression du facteur de sécurité selon la méthode de FELLENIUS (1927). Cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches, et peut même amener à des valeurs négatives pour les contraintes effectives sur la surface de glissement. Mais elle est sûre pour des sols homogènes seulement. (Berthomieux J.J, 2012).

### b. Méthode des tranches de Bishop en 1955

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

$$F = \frac{(\sum(c' b + (W - ub) \tan \varphi'))}{(\cos \alpha)(1 + \tan \alpha \tan \varphi'/F)} \bigg/ (\sum W \sin \alpha) \quad (2.8)$$

En explicitant l'expression de la contrainte à la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ; même, le terme  $(1 + \tan \alpha \tan \varphi'/F)$  peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Fellenius est en général la référence choisie. Mais in en résulte qu'il y a plusieurs façons de programmer la méthode de Bishop et que certains résultats, par exemple quand le talus est immergé, peuvent différer considérablement suivant la programmation utilisée. Pour maîtriser la méthode de Bishop, il faut donc connaître les tests cachés dans sa programmation. (Faure.R.M, 2001)

### C. Méthode de Morgenstern et Price en 1965

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn en 1977 proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence. (Faure.R.M, 2001)

### D. Méthode de Spencer

En 1967 Spencer a élaboré deux équations de sécurité, l'une avec un facteur de sécurité par rapport à l'équilibre des moments et une autre par rapport à l'équilibre des forces horizontales. Il a adopté une relation constante entre le cisaillement entre les tranches et les forces normales, et par une procédure itérative il a modifié le rapport entre le cisaillement, les tranches et la normale jusqu'à ce que les deux facteurs de sécurité soient les mêmes. Trouver

le rapport de cisaillement normal qui rend les deux facteurs de sécurité égaux, et qui signifie que le moment et l'équilibre des forces sont égaux. ([www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))

### *iii. METHODES NUMERIQUES*

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciels ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus. Pour cela elles sont très utilisées dans la pratique.

#### *A. Méthode des éléments finis*

En pratique, bien que les méthodes de calcul classique de la mécanique des sols soient toujours utiles, les logiciels de calcul par éléments finis sont également devenus des outils très utilisés par les ingénieurs, et on citera à titre d'exemple les codes commerciaux tels que : PLAXIS, SLOPE/W, TALREN, GT-strudel.....etc.

Dans les problèmes géotechniques, la recherche se base essentiellement sur quelques inconnus de base. Le comportement du sol ou de la structure pourra être prévu si ses inconnus peuvent être déterminés. Ces derniers sont appelées aussi variables de champ et ils varient selon le problème technique abordé. L'analyse par éléments finis réduit ces inconnus à un nombre fini en divisant la région du problème considérée en petites zones appelées 'élément', et en exprimant les variables de champ inconnues en termes de fonctions d'approximation (fonction d'interpolation ou fonction de forme) dans chaque élément. Ces fonctions d'interpolation sont définies en termes de variables de champ des points spécifiques appelés 'nœuds' ou 'points nodaux'.

Ainsi dans l'analyse par la méthode des éléments finis, les variables de champ des points nodaux. une fois que ceux-ci sont trouvés, les variables de champ en un point quelconque peuvent être trouvées en employant des fonctions d'interpolation.

Les étapes nécessaires pour une analyse par les éléments finis sont les suivantes :

- Choix judicieux de la variable principale (déplacement nodal dans le cas de la MEF).
- Discrétisation du milieu continu.
- Choix des fonctions d'interpolation.
- Détermination des propriétés élémentaires.
- Assemblage des propriétés élémentaires pour obtenir les propriétés globales.

- Imposition des conditions aux limites.
- Résolution du système d'équation pour obtenir les inconnues nodales. - Calcul supplémentaire pour la détermination d'autres paramètres requis (Ali, 2011).

### IV. ANALYSE DES GLISSEMENTS PAR DES LOGICIELS

Au fil des ans, de nombreuses techniques différentes ont été mises au point pour la méthode des tranches.

Fondamentalement, tous sont très similaires. Les différences entre les méthodes dépendent de : quelles sont les équations incluses et satisfaites et quelles sont les forces intersectorielles qui sont incluses et quelle est la valeur supposée de l'écart entre les forces.

Plus tard, les ordinateurs ont permis de gérer plus facilement les procédures itératives inhérentes à la limite d'équilibre, ce qui conduit à des formulations mathématiquement plus rigoureuses qui incluent tous les forces et satisfaire toutes les équations de la statique. Deux de ces méthodes sont le Morgenstern-Price et les méthodes Spencer. ([www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))

#### *i. Les différents logiciels utilisés*

##### *A. Le Programme Géo-Slop (Geostudio)*

SLOPE/W peut être utilisé pour effectuer une analyse de stabilité dont l'objectif est de vérifier une valeur ultime, conformément à diverses approches de conception des états limites telles que l'Eurocode 7, l'Eurocode norvégien, NS 3480 et British Standard 8006. L'analyse de stabilité est terminée avec les facteurs partiels appliqués aux charges caractéristiques et aux paramètres de résistance du sol. Le facteur de sécurité ( $F_S$ ) calculé, qui est interprété comme un facteur de surdimensionnement, doit être supérieur ou égal à 1,0 pour que le plan de conception soit considéré comme sûr. Le but de cet exemple est de démontrer comment effectuer une analyse de stabilité. Les principes s'appliquent toutefois à tous les codes qui adoptent les normes de conception en état limite. Trois cas sont considérés pour explorer l'effet du cisaillement factoriel :

La résistance, les surcharges, le poids unitaire et les charges d'armature sont explorés. ([www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))

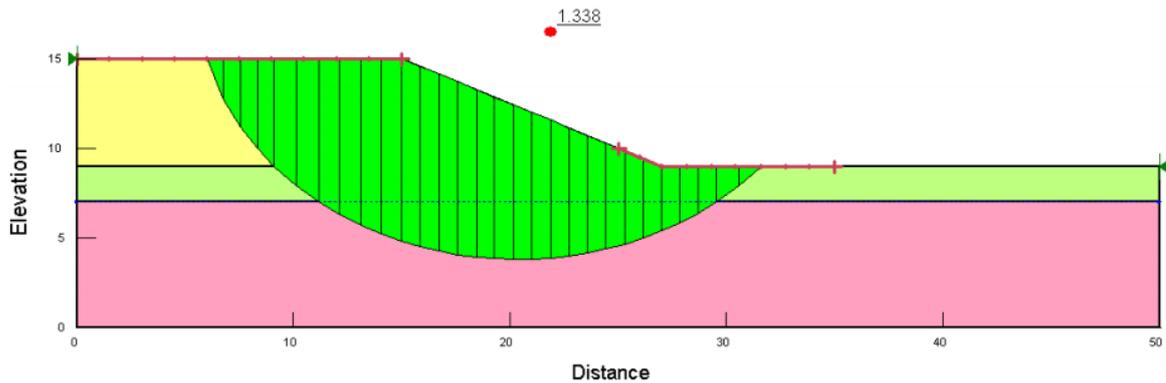


Figure 27: Exemple de calcul du coefficient de sécurité à partir du Slope/W.

([www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))

### **B. Le Programme Eurequip (Fortran)**

Il utilise, en rupture circulaire, la méthode des tranches dans la version Fellenius et définit le coefficient de sécurité comme le rapport du moment résistant globale au moment moteur globale.

Ce programme permet de prendre en compte trois couches horizontales, dotées de caractéristiques différentes, une nappe d'eau et un substratum impénétrable.

Il permet également la prise en compte d'ouvrage construit sur le site (murs de quais, murs de soutènement, remblais en surcharge), qui sont considérés comme des hétérogénéités locales. Lorsque l'ouvrage comprend des structures résistantes enterrées (pieux, tirants), il est également possible de prendre en compte, dans le calcul de stabilité à la rupture, la résistance au cisaillement de ces structures. Il est enfin possible de faire intervenir l'effet d'une vidange brutale ou d'un écoulement permanent dans le terrain.

Le programme Eurequip a fait l'objet d'une extension aux cas d'un terrain non soutenu par un écran vertical, d'une structure géologique tout à fait quelconque (pendage, nombre de strates) d'un milieu soumis éventuellement à une pression de courant. (Kabou et Merad, 2013)

### **C. Le Programme Serequip Admettant Une Rupture Circulaire**

Le programme Orphée (IBM 7094) est adapté aux murs de quais ou de soutènement à fondation superficielle ou profonde, et à certains talus.

Il permet de prendre en compte un plan d'eau, une stratification horizontale avec couches de caractéristiques différentes et substratum impénétrable.

Le programme Orion (contrôle data 3600) admet une configuration de terrain absolument quelconque ; il permet la prise en compte des divers types d'ouvrages construits et de surcharges, ainsi que d'un écoulement continu. (Kabou et Merad, 2013)

### *D. Le Programme Soletanches*

- programme Cercle P (cercle pour paroi moulée) ;
- programme Talence (talus avec enceinte étanche).

Il s'agit de programme en rupture circulaire, basés sur la méthode des tranches (Fellenius et Bishop), et adaptés à l'usage des micro-ordinateurs Hewlett Packard 9830 et 9845.

Ces programmes sont surtout prévus pour l'étude de la stabilité des parois moulées. Ils prennent pour hypothèse une paroi représentant un écran étanche, des terrains constitués de couches horizontales. Le logiciel cercle P admet de plus deux points de passage obligé pour le cercle de rupture : le pied de la paroi et l'extrémité externe des bulbes de scellement des tirants ; dès lors les centres de cercles de rupture sont nécessairement situés sur une droite. (Kabou et Merad, 2013)

### *E. Le Programme Simecsol*

C'est basé sur la méthode globale en rupture circulaire. Il a servi à l'établissement des abaques mentionnés précédemment. (Kabou et Merad, 2013)

### *F. Le Programme Talus et Neptune de C.E.B.T.P*

Établi en rupture circulaire à partir de la méthode Fellenius, Talus peut prendre en compte un profil topographique de forme quelconque, un versant composé d'un grand nombre de couches de nature différente, et comportant éventuellement des surcharges (superficielles ou profondes, des pieux des tirants) pour chaque cercle de rupture testé, ce programme fournit la valeur des composantes de frottement et de cohésion ; si le profil comporte des tirants d'encrage, il indique de plus la force de traction qui assurera la stabilité. (Kabou et Merad, 2013)

## V. CONCLUSION

Les méthodes d'études des glissements de terrain ont suscité la réflexion de plusieurs chercheurs. Ainsi, différents critères et hypothèses ont été pris en considération dont la diversité dans les méthodes d'analyse des terrains en pente. Mais, il faut noter que la finalité est exactement la même c'est-à-dire que quelque soit la manière de les analyser, le plus important est d'apporter les meilleures solutions à chaque problème séparément.

Dans ce chapitre, on s'est limité à présenter les différentes méthodes d'analyse de stabilité des pentes.

Afin d'anticiper tout risque de glissement, il y a lieu de mettre en application certaines méthodes de confortement plus ou moins lourdes suivant les pathologies, c'est ce qu'on va présenter dans le chapitre suivant.

chapitre III:  
LES MÉTHODES DE CONFORTEMENT  
DES PENTES.

## **Chapitre III : LES MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES PENTES.**

### **I. INTRODUCTION**

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de système de stabilisation le plus efficace et le moins couteux.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de confortement offertes par le système de confortement 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 est une 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.

### **II. SYSTEME DE STABILISATION**

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

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

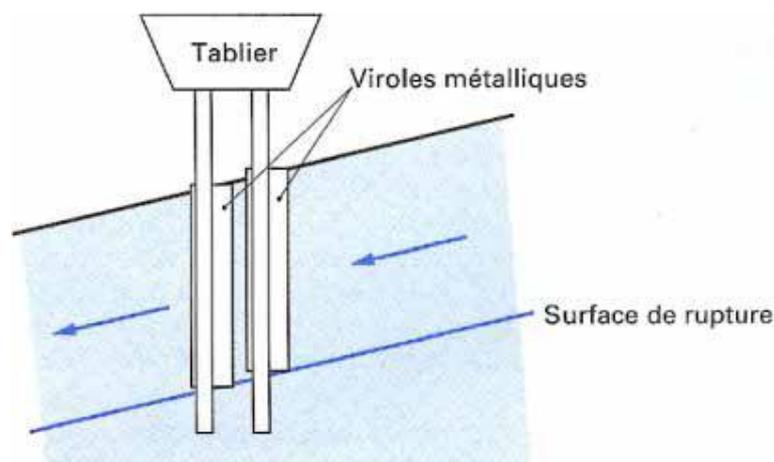


Figure 28: Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques. (Durville et Sève, 1996)

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. (Durville et Sève, 1996)

### III. CLASSIFICATION DES METHODES DE CONFORTEMENT

Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de stabilisation, basée sur leurs définitions, et leurs types d'aspects préventif et curatif.

#### *ii. Aspect préventif*

Les risques d'instabilité des sols, qu'ils résultent de phénomènes naturels ou des activités humaines, font l'objet de travaux de confortement préventif. Ceux-ci sont effectués avec des méthodes de renforcement et de soutènement développées en génie civil, mais mettent aussi en œuvre plusieurs procédés spécifiques comme :

- Soutènements et traitements des talus en déblai ou en remblai devant être réalisés pour le passage des chaussées des routes et autoroutes et des formes d'assise des bâtiments de nature diverses.
- Protections et confortements de site situé géo-morphologiquement en zones dites sensibles ou fragiles et contenant un ou plusieurs ouvrages ou installations stratégiques.
- Soutènement et étaielements à mettre en place, en phase provisoire de travaux de terrassement importants ou excavations en sous-sol assez profondes. (Nemmiche et Ougherb, 2015)

**iii. Aspect curatif**

Cas de glissement déjà produit et qui s'est immobilisé et dont il y a lieu de prévoir le soutènement et protections nécessaires vis-à-vis d'éventuels mouvements d'instabilité récurrents.

Cas de glissement amorcé (à partir de signes apparents) et soumis encore à un mouvement actif à vitesse lente ou moyenne.

En effet l'un ou l'autre aspect (préventif ou curatif) suivant le cas posé, ces deux types d'aspects sont généralement reconnus à l'emploi, à savoir : l'approche douce et l'approche dure :

**L'approche douce** faisant appel à l'utilisation des opérations simples telles que les terrassements, le drainage et la végétation.

D'autre part **l'approche dure** introduisant un peu plus les facteurs de la reconnaissance géotechnique et de sollicitation du cas et un apport technologique plus développé, tels que les renforcements, l'amélioration des caractéristiques du sol et le soutènement par éléments résistants comme le montre la figure suivante : (Nemmiche et Ougherb, 2015)

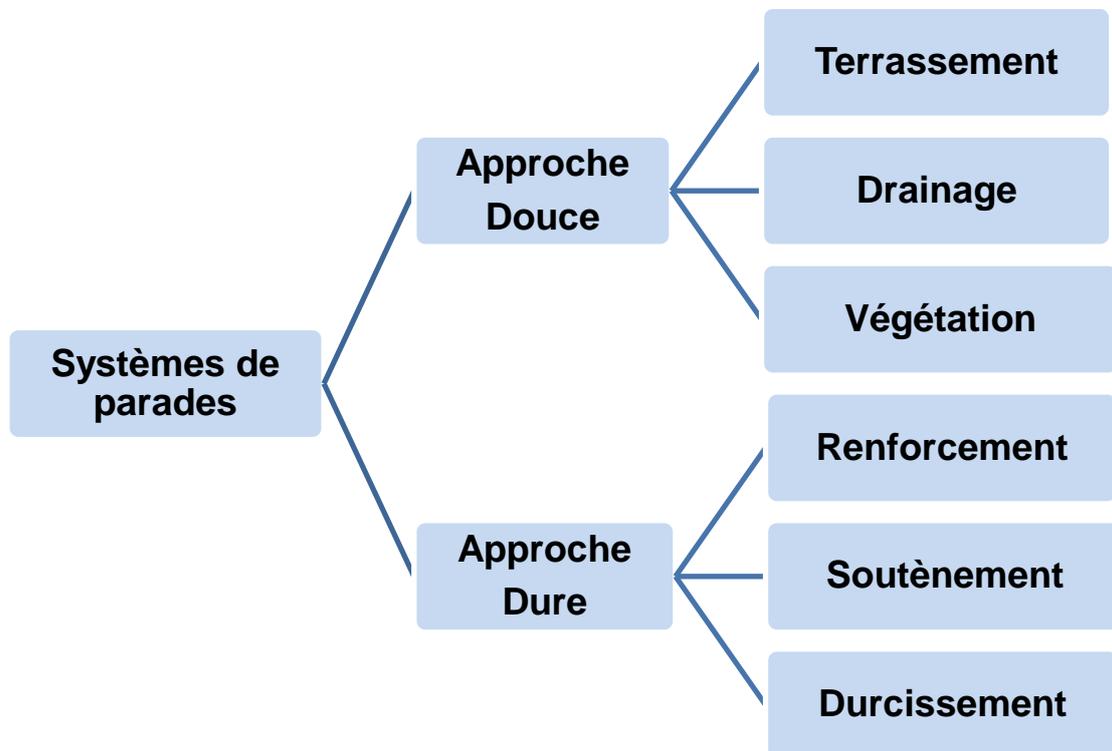


Figure 29: Organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade.

(Nemmiche et Ougherb, 2015)

*iv. 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 31. (Bali et Boukeras, 2018)

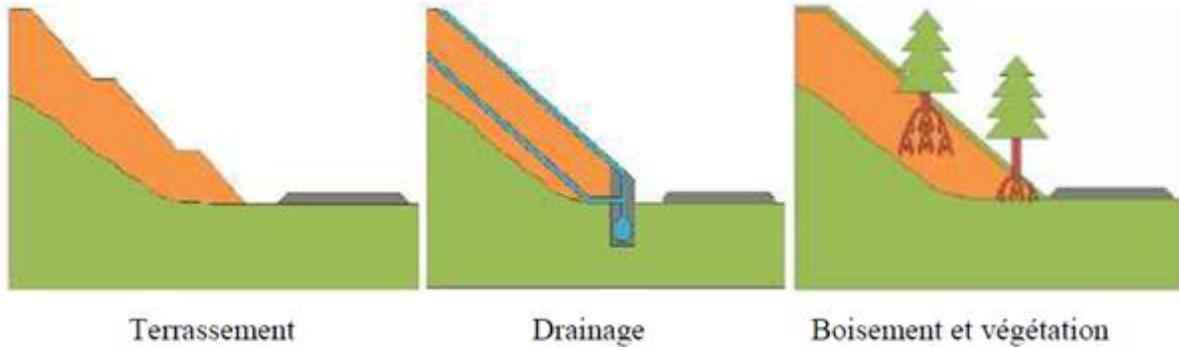


Figure 30: Système de parade par approche douce. (Bali et Boukeras, 2018)

*A. Terrassements*

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

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable. (Durville et Sève, 1996)

**a. Remblai de pied**

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, on exige que le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement, cette dernière suppose que l'ouvrage limite les risques du reprise du glissement en amont, et qu'il ne déclenche pas d'autre glissement, en aval par exemple [voir figure 32]. (Smahi et Zeghar, 2015)

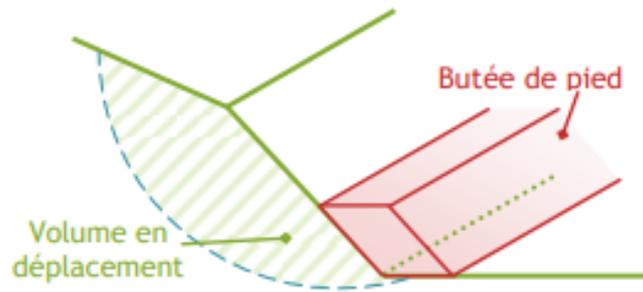


Figure 31: Principe du remblai de pied. (Desodt et al, 2017)

**b. Allègement en tête**

Cette opération consiste à terrasser la partie supérieure, ce qui implique une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger [voir figure 33]. (Smahi et Zeghar, 2015)

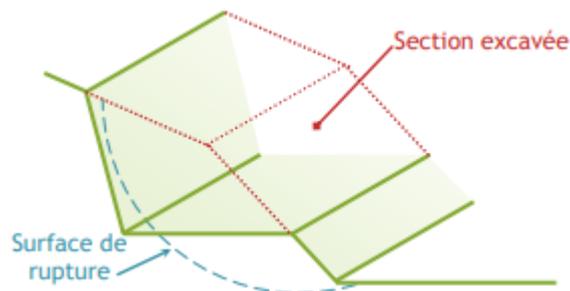


Figure 32: Principe de l'allègement en tête. (Desodt et al, 2017)

**c. Reprofilage**

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

Cette technique est bien adaptée aux talus de déblai, et elle est couramment utilisée, l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou pour des travaux complémentaires [voir figure 34]. (Kabou et Merad, 2013)

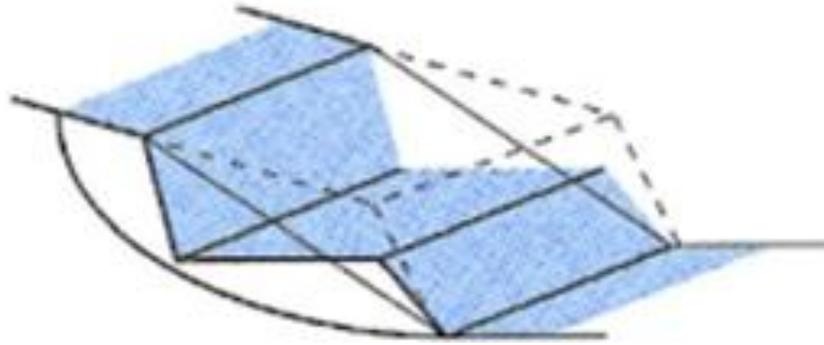


Figure 33: Reprofilage. (Durville et Sève, 1996)

**d. Purge**

C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste et de faible profondeur. Elle consiste à supprimer l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable [voir figure 35]. (Bengourain et Tounsi, 2018)

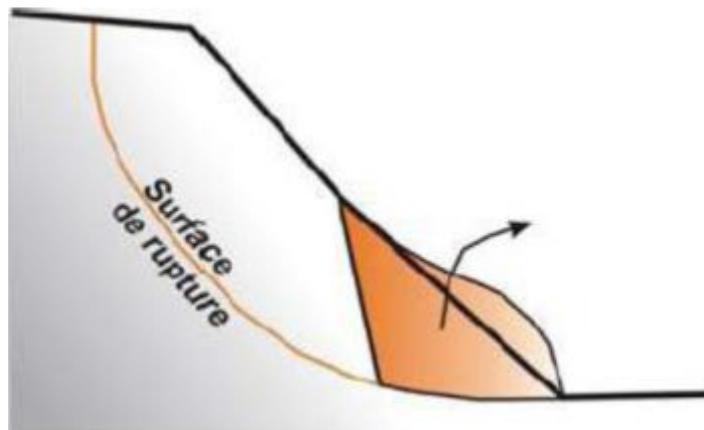


Figure 34:Purge totale. (Bengourain et Tounsi, 2018)

**e. Substitution totale ou partielle**

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bûches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation [voir figure 36]. (Bengourain et Tounsi, 2018)

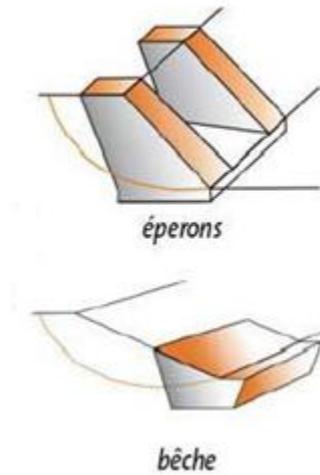


Figure 35: Substitution partielle. (Bengourain et Tounsi, 2018)

**B. Dispositifs de drainage**

L'eau a fréquemment un rôle moteur dans les glissements de terrain, l'objectif du drainage est de contrôler la teneur en eau du sol et de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Le drainage peut évacuer l'eau de la zone ou encore éviter l'alimentation en eau de la zone par collecte et canalisation des eaux de surface [voir figure 37]. (Desodt et al, 2017)



Figure 36: Drainage de talus par barbacanes. (Desodt et al, 2017)

Il existe plusieurs systèmes de drainages, on distingue les suivants :

**a. Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement en ramassant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.) [Voir figure 38]. (Bengourain et Tounsi ,2018)



Figure 37: Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau. (Bengourain et Tounsi ,2018)

**b. Tranchées drainantes**

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture [voir figure 39-40]. (Bengourain et Tounsi ,2018)

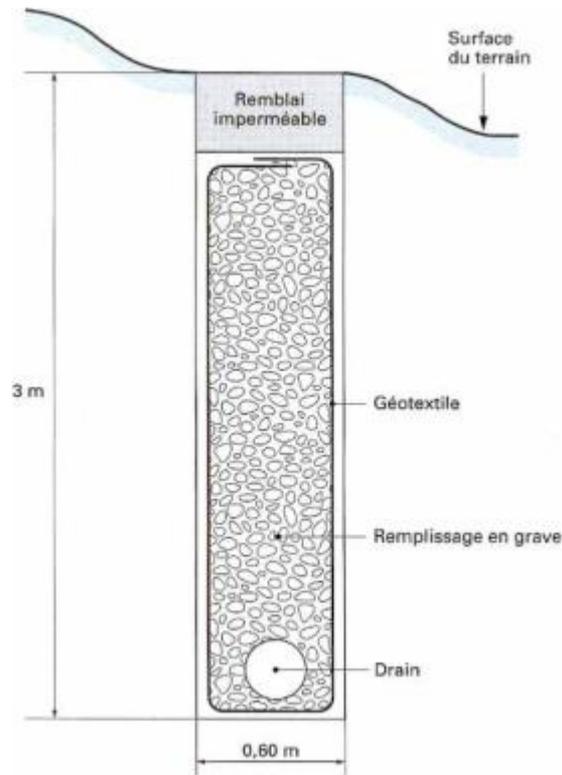


Figure 38: Coupe type d'une tranchée drainante. (Durville et Sève, 1996)



Figure 39: Tranchées drainantes. (Bengourain et Tounsi, 2018)

### c. Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées [voir figure 41]. (Bengourain et Tounsi, 2018)

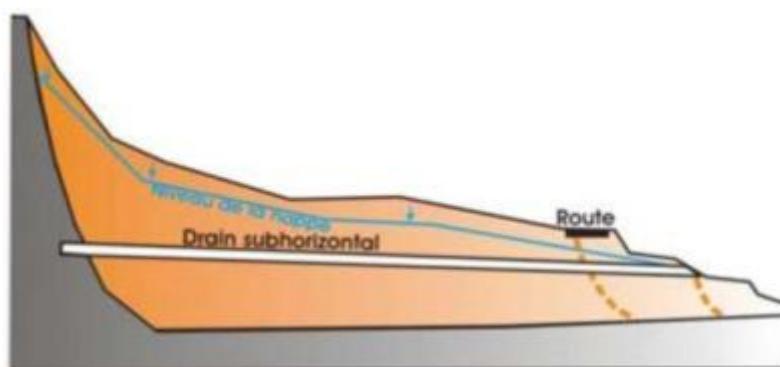


Figure 40:Drains subhorizontaux. (Bengourain et Tounsi, 2018)

#### d. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus, s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées. (Durville et Sève, 1996)

#### e. Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. (Durville et Sève, 1996)

### C. *Boisement et végétation*

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol.

C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. L'utilisation de la végétation arboricole et herbacée a de tout temps donné des résultats positifs dans la prévention de l'érosion et le renforcement de la stabilité des pentes. D'ailleurs, ces dix dernières années,

l'approche "douce" par l'utilisation de la végétation pour la stabilisation des pentes l'emporte sur l'approche "dure" qui utilise des dispositifs de stabilité mécanique. Ainsi à ce souci pour l'environnement s'ajoutent une meilleure connaissance et la disponibilité de plus d'informations relatives à la végétation dans les travaux d'ingénierie [voir figure 42]. (Nemmiche et Ougherb, 2015)



Figure 41: Pente stabilisée à l'aide de Vétivers du monument de la Renaissance Africaine au Sénégal. (Desodt et al, 2017)

**v. 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. (Nemmiche et Ougherb, 2015)

Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la figure 43 :

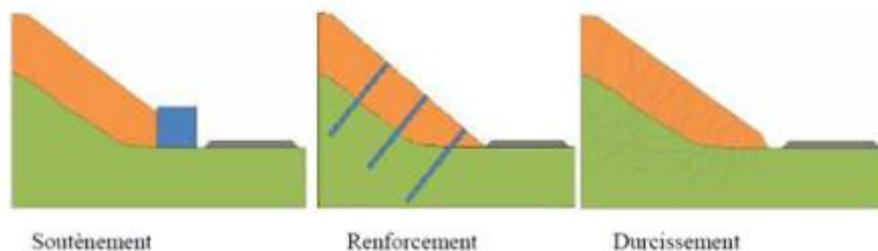


Figure 42: Système de parade par approche dure. (Bali et Boukeras, 2018)

### A. *Le Soutènement*

Les ouvrages de soutènement comprenant tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu. Ils peuvent être classés de plusieurs façons [voir figure 44]

On peut distinguer quatre principales façons qui sont :

- Le mode de fonctionnements : fonctionnement par poids, fonctionnement par encastrement et fonctionnement par ancrage ou clouage
- Le matériau du mur : Maçonnerie, béton, béton armé, enrochement, terre armé, acier, etc.
- La durée de fonctionnements : Provisoire ou bien Permanent.
- La rigidité relative (mur/sol) : Flexible soit Rigide. (Nemmiche et Ougherb, 2015)



Figure 43: Mur de soutènement à Chinon. (Desodt et al, 2017)

### B. *Le Renforcement*

Le renforcement est un domaine récent et particulier. Il recouvre toute technique permettant d'améliorer le comportement géotechnique d'un massif de sol.

En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales :

- Soit pour limiter ses déformations à chargement fixé.
- Soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées. (Nemmiche et Ougherb, 2015)

#### a. Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement [voir figure 45]. (Durville et Sève, 1996)

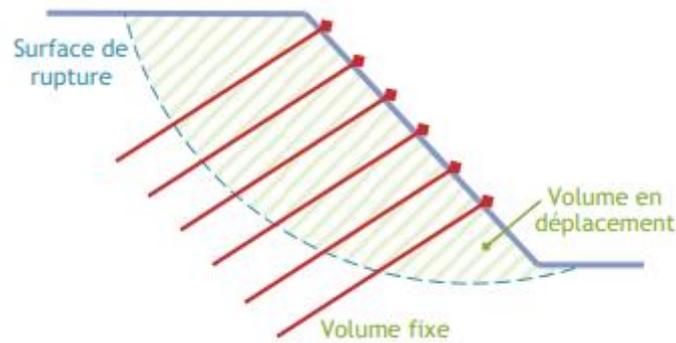


Figure 44: Principe du clouage. (Desodt et al, 2017)

#### b. Renforcement par ancrage

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contrebutée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton [voir figure 46]. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)

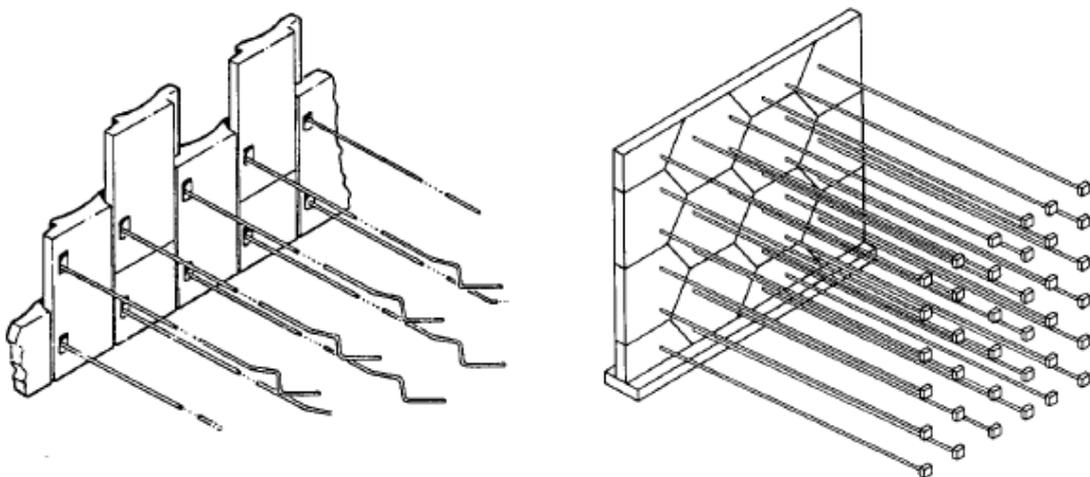


Figure 45: Renforcement par ancrage. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)

**c. Renforcement par géotextiles**

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations [voir figure 47]. (Gotteland Ph & Tacnet J.M, octobre 2000)



Figure 46: Renforcement par géotextiles. (Nemmiche et Ougherb, 2015)

**d. Renforcement par géo-grilles**

Les géo-grilles sont classées parmi les produits géo-synthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. On distingue, en particulier, les géo-grilles uni-axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géo-grilles bi-axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)

**e. Renforcement par géo-composite**

Ce sont les matériaux constitués par l'association de deux ou plusieurs produits dont l'un au moins est un géotextile, de façon à combiner les propriétés des éléments ainsi associés. Les géotextiles étant déjà d'une grande diversité, les pénibilités de composites sont multiples. (LCPC, 1983)

**f. Renforcement par Pneu-sol**

Cette technique diffère du procédé géo-grilles par le fait que le renforcement n'est plus assuré par des nappes géotextiles mais par des niveaux de pneumatiques usagés de véhicules légers,

reliés entre eux par sangles en polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés [voir figure 48]. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)



Figure 47: Renforcement par Pneu-sol. (Nemmiche et Ougherb, 2015)

**g. Renforcement par la terre armé**

Cette technique de renforcement de remblais consiste en l'association de trois éléments principaux à savoir :

- Un sol plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- Des inclusions horizontales et linéaires appelées armatures qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- Un parement, anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée [voir figure 49]. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)

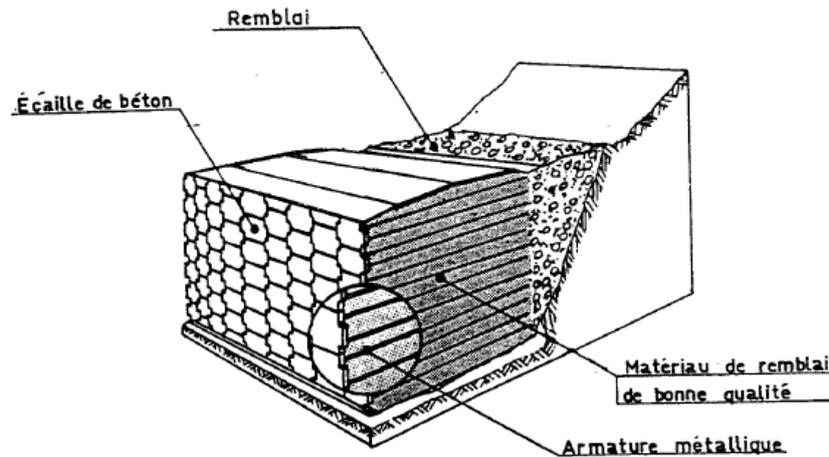


Figure 48: Principe d'un massif en terre armé. (Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 2000)

### C. *Le 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. (Bali et Boukeras, 2018)

#### a. Les injections

On sait en effet que les fissures de cisaillements, de retrait ou de tractions jouent un rôle très négatif dans le développement d'un mouvement de terrain, en favorisant la pénétration des eaux dans la masse en équilibre limitent. Toute fois l'efficacité d'une tel obturation suppose que la déformation de la masse ne recouvre pas immédiatement les fissures obturées, il est donc souhaitable, soit de pratiquer l'injection après une première phase de stabilisation (par drainage), soit de revenir à plusieurs reprises.

Dans un terrain occupé par une nappe aquifère, l'injection peut contribuer à réduire la perméabilité du milieu ce qui peut s'accompagner d'un accroissement dangereux de la charge suffisamment profonde, une injection peut par contre par un effet de barrage, détourner l'écoulement d'une nappe de la zone instable et donc améliorer son équilibre par suppression de la pression de courant. (Kabou et Merad, 2013)

**b. Le reboisement**

Le reboisement représente un moyen économique et souvent efficace. En effet, le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs : D'une part, les racines jouent un rôle mécanique par augmentation de la résistance au cisaillement des sols (le rôle d'ancrage par les racines), d'autre part, la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage du terrain instable par évapotranspiration. En plus, la couverture végétale lutte contre l'érosion superficielle des sols. (Kabou et Merad, 2013)

#### **IV. TECHNIQUES DE SURVEILLANCE**

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, techniquement ou financièrement, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certain temps, une solution de surveillance peut être choisie. L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises : mise en place d'un confortement supplémentaire, évacuation de la zone instable, fermeture d'un tronçon de route, etc [voir figure 50].

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- les paramètres mesurés :
- cinématiques : en surface (topométrie, extensomètre) ou en profondeur (inclinomètre),
- piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques,
- météorologiques (pluviométrie, nivomètre) ;
- la position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une redondance des systèmes de mesure s'impose ;
- la fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;
- le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes (définition des seuils, des mesures à prendre). (Durville et Sève, 1996)

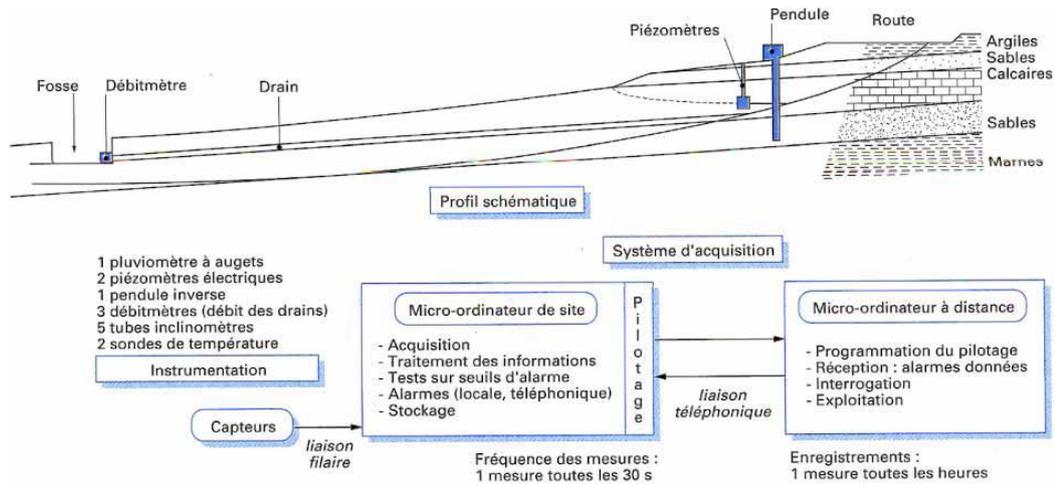


Figure 49: Système de surveillance de glissement. (Durville et Sève, 1996)

## V. LE CHOIX D'UN SYSTEME DE STABILISATION

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.

Cette solution doit tenir en compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.
- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux.
- La cinématique du glissement.

Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux.
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux.
- La pérennité du système retenue et les possibilités d'entretien et de réparation.
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales. (Kabou et Merad, 2013)

### *i. 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. (Bali et Boukeras, 2018)

#### *ii. 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. (Bali et Boukeras, 2018)

#### *iii. 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. (Bali et Boukeras, 2018)

#### *iv. 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. (Bali et Boukeras, 2018)

## **VI. CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons cité les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet. Le but essentiel est d'assurer la stabilité des talus susceptible d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines et/ou économiques.

Le choix à adopter sur terrain doit satisfaire plusieurs critères: technique, économique, sociale et environnement. Il est à noter que l'ingénieur doit trouver la solution optimale pour satisfaire en même temps les exigences techniques et les contraintes économiques.

Dans le chapitre suivant, on va présenter quelques cas pathologiques existants au niveau de la wilaya d'Ain Témouchent. Ceci en montrant différents phénomènes, leurs causes et les solutions adoptées pour chaque cas.

Chapitre IV:  
Etude de glissement RN35 au PK 18+500  
Ain Tolba à Ain Témouchent

## **Chapitre IV : Etude de glissement RN35 au PK18+500 Ain Tolba à Ain Témouchent**

### **I. INTRODUCTION**

La diversité des reliefs du nord algérien, offre certaines instabilités de pentes qui imposent les terrains aux risques majeurs, dont le repérage et les solutions sont nécessaires.

Dans ce chapitre, nous allons soumettre le cas d'un glissement de terrain situé dans le dédoublement de RN35 au PK18+500.

### **II. DESCRIPTION DU SITE**

#### *i. Cadre Topographique*

La topographie générale de la commune correspond à un grand plan incliné du sud au nord avec une pente générale inférieure à 5%.

Les altitudes sont réparties comme suit :

- Dans la partie sud les piémonts sont à moins de 300 m
- Sur le haut des versants elles dépassent les 400 m.
- Au nord ces altitudes descendent à moins de 200 m à la limite de la commune avec chaâbat el Laham.

La topographie n'est marquée que par quelques petites buttes à peine aussi hautes que larges. (SETS, 2018)

#### *ii. Cadre géographique*

Le site de glissement est situé à l'approche de la commune d'Ain Tolba, à la wilaya d'Ain Témouchent. Il est localisé au point kilométrique 18+500 sur la RN35.

Les coordonnées UTM du site de glissement sont représentées comme suit :

- X: 655280.96 m NGA.
- Y: 3899872.61 m NGA.

D'après l'analyse des M.N.T (Model Numérique de Terrain) et les D.E.M (Digital Élévation Model), permettent de voir clairement les formes morphologiques du relief de la zone d'étude,

l'altitude par rapport au niveau de la mer de la zone d'étude est de l'ordre entre 210 et 232 m. Comme le présente la figure 51.

Le terrain est effectué par une forte pente trouvé vers l'Ouest. La dénivelée du terrain, depuis la bourdeur aval de la RN 35 jusqu'au pied du glissement est de 14 mètre environ pour une distance de 130 mètre, ce qui correspond à une pente moyenne de 11 %.(SETS, 2018)

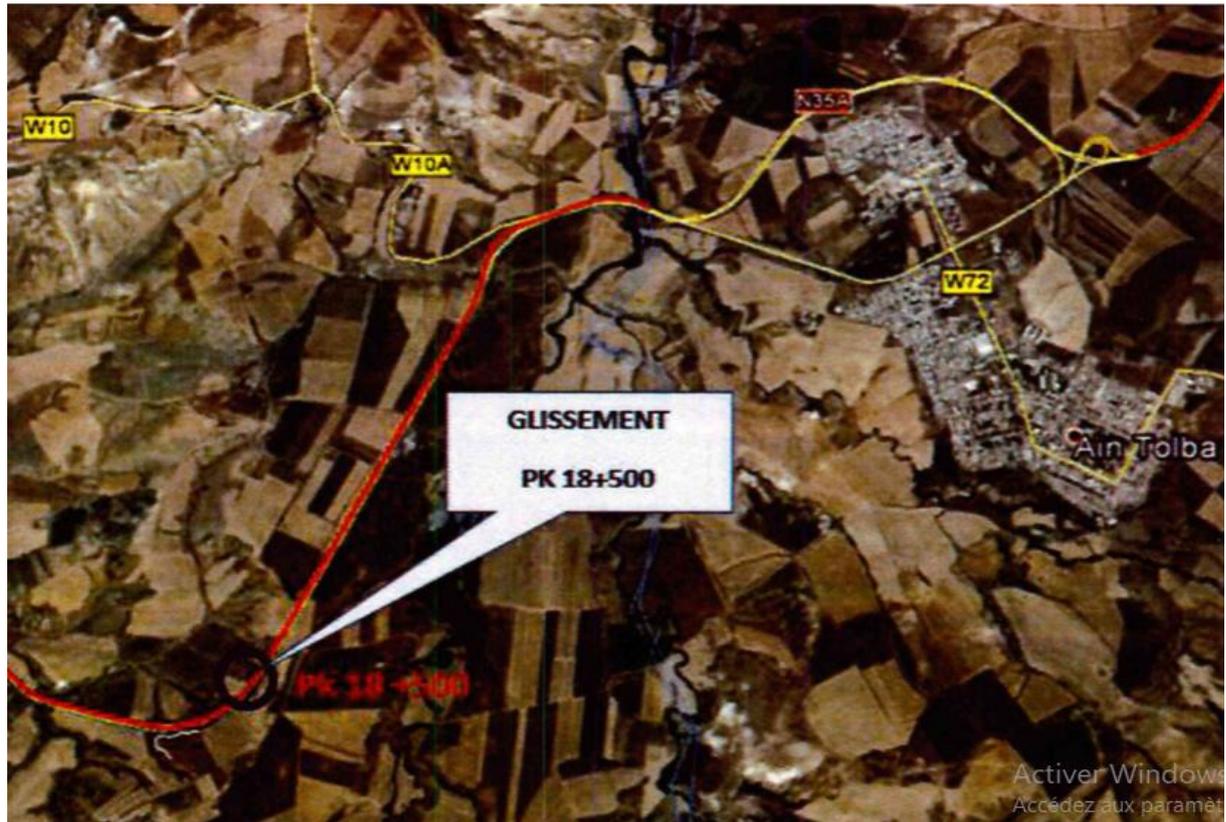


Figure 50: Localisation du projet par rapport au réseau routier de la RN35. (SETS, 2018)

### **iii. Cadre géomorphologique**

La région d'Ain Témouchent se situe dans l'Ouest algérien. Cette région est bien délimitée vers le Sud par les reliefs des Monts de Tlemcen et de leurs prolongements. Elle comprend un certain nombre de massifs montagneux. Le plus important est le massif des Traras et son prolongement méridional, la chaîne du Fillaoussene. Plus à l'Est, la région des Sebaa Chioukh n'est qu'une zone de collines en prolongement occidental du massif des Tessala. Entre ces reliefs, plusieurs dépressions s'échelonnent. Ces dépressions peuvent être des plaines actuelles ou fossiles (plaine d'Ain Témouchent - El Melah et plaine d'Hennaya) ou être-là lien d'une

reprise d'érosion intense au niveau des bassins de Bab el Assa, de la Moyenne et Basse Tafna, de l'Oued Isser et du Feid el Atouch.

Sur le plan orographique, la déformation du relief est nette, elle se présente sous forme de dénivellations vallonnées, incisions fortes des ravins et changements brutaux de direction des oueds et des cours d'eaux. L'analyse des M.N.T (Model Numérique de Terrain) permet de voir clairement les formes morphologiques du relief de la zone d'étude, l'altitude par rapport au niveau de la mer de la zone d'étude est de l'ordre de 180 à 280 m. (SETS, 2018)

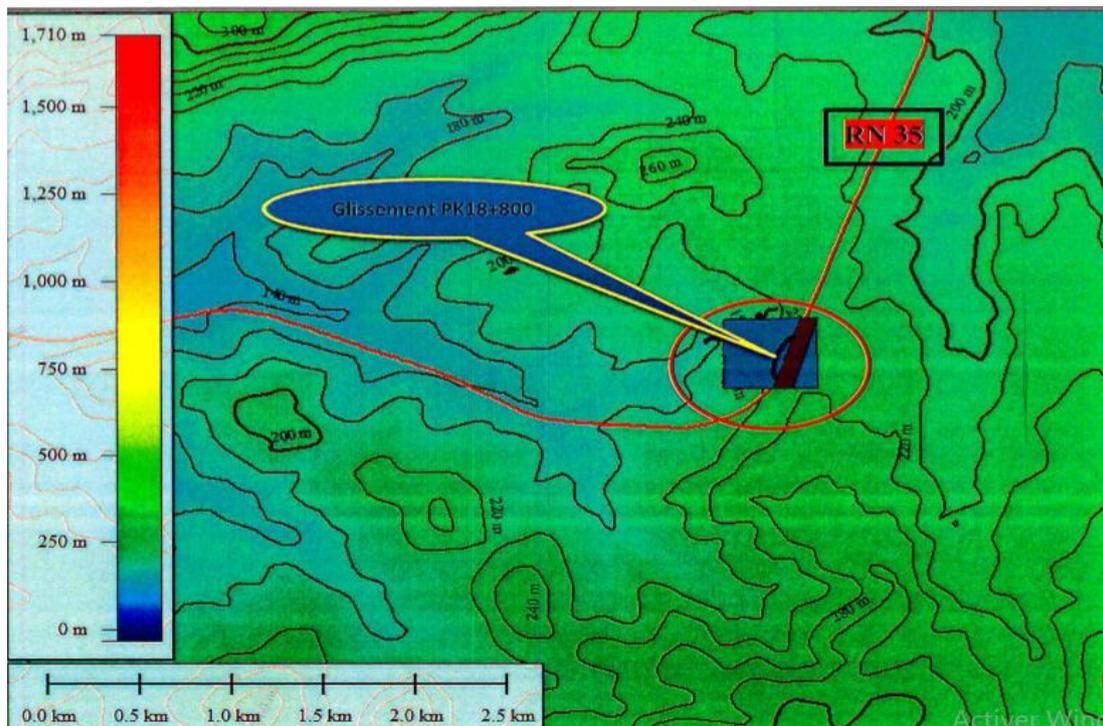


Figure 51: Schéma morphologique selon MNT. (SETS, 2018)

A l'endroit de ce site, la route nationale traverse une zone vallonnée en profil mixte déblai-remblai, le versant et le talus de remblai présentent de pentes au-delà de 15° peu accessible. La carte topographique (figure 53) montre que la zone de glissement présente une morphologie contrastée avec des altitudes extrêmes de :

- 210 m au Coté amant de la route.
- 190 m au Coté aval de la route. (SETS, 2018)

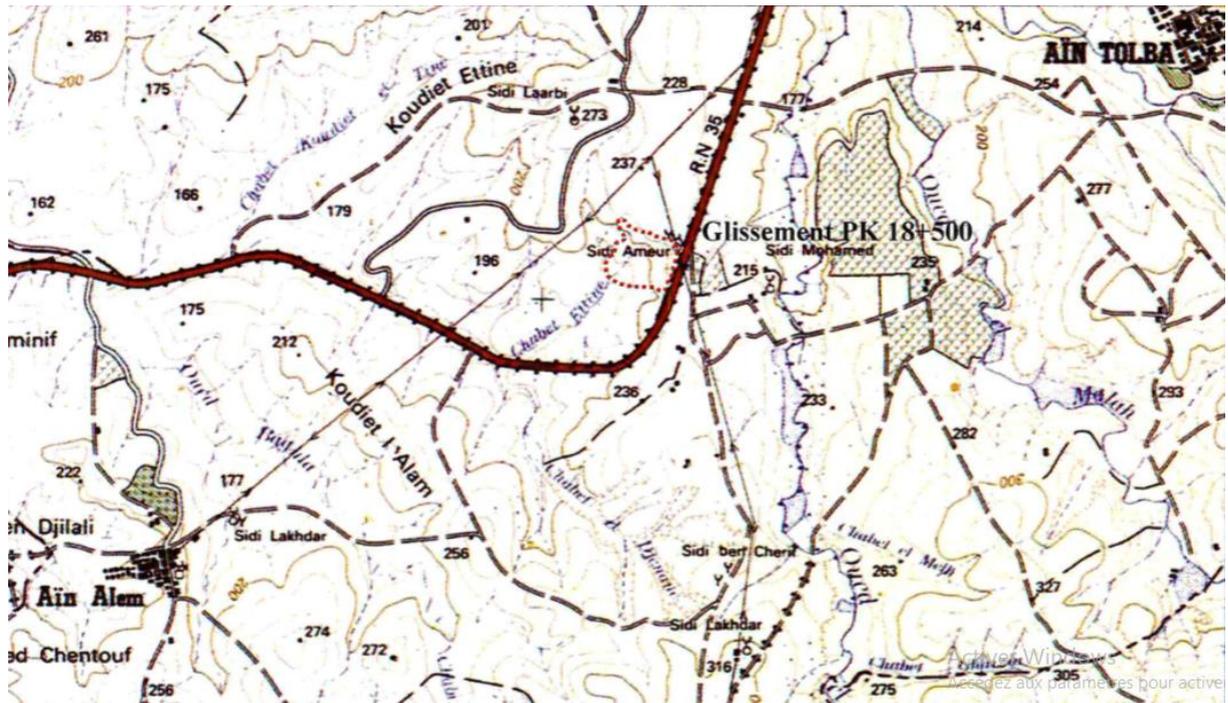


Figure 52: Localisation géographique du glissement (Extrait de la carte topographique de REMCHI à 1/50000eme. (SETS, 2018)

#### *iv. Cadre hydrogéologique*

De point de vue hydrogéologique, l'aspect perméable des bancs des encroutements calcaires, permet d'avoir des aquifères semi-captifs, comme en témoigne le venue d'eau sur le bas du versant en remblais de la route, mais aussi les résurgences d'eau observées sur le talus de remblai juste au-dessous du gabion déjà réalisé, ces résurgences proviennent des bancs d'encroutement recouverts par la masse argileuse en mouvement. (SETS, 2018)

#### *v. Cadre géologique*

L'examen visuel détaillé, permet de signaler l'existence de trois unités lithologiques sur le site étudié:

- Remblais récent [voir figure 54].
- Argiles limoneuses encroutées.
- Argiles marneuses et marnes argileuses verdâtres [voir figure 55]. (SETS, 2018)



Figure 53: Remblai récent. (SETS, 2018)



Figure 54: Marne argileuse. (SETS, 2018)

**vi. Cadre climatologique**

Le climat d'Ain Témouchent est dit tempéré chaud. La pluie dans Ain Témouchent tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. Cet emplacement est classé comme

Csa par Koppen et Geiger. Ain Témouchent affiche une température annuelle moyenne de 17.4 °C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 485 mm.

Une différence de 73 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. 14.9 °C de variation sont affichés sur l'ensemble de l'année. Aout est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 25.7 °C à cette période. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 10.8 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année. Une différence de 73 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. 14.9 °C de variation sont affichés sur l'ensemble de l'année. (SETS, 2018)

### ***vii. Cadre sismique***

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région d'Ain Témouchent à la Zone IIa, le coefficient d'accélération à prendre en compte est  $A = 0.15$ , avec:

1-  $k_h = 0.5 A$  (%g) = forces horizontales;

2-  $k_v = \pm 0,3 k_h$  = forces verticales. (SETS, 2018)

## **III. HISTORIQUE D'EVENEMENT**

Dans les lignes qui suivent nous allons retracer sommairement l'historique du glissement de la RN 35 au PK 18+500, en rappelant les faits marquants survenus dans ce tronçon[voir figure 56].

### **➤ Pluies exceptionnellement intenses de Novembre 2015**

Des pluies, particulièrement abondante en cette saison, ont déclenché le glissement.

D'après les données pluviométriques disponibles, les précipitations dans la zone qui nous intéresse, ont été susmentionnées (contexte climatologique).

### **➤ Déroulement du glissement**

Schématiquement, le déroulement du glissement s'est produit suivant les phases successives ci-dessous (d'après les observations et les témoignages) :

- Conception de la route de dédoublement de la RN 35 sur le remblai d'ancienne route et sur un ravin incliné et instable.

- Imbibition et saturation de terrain de l'emprise de la nouvelle route, à la suite des pluies abondantes et permanentes de la saison d'été.
- Mise en charge de l'eau dans le terrain et rupture de l'équilibre déjà peu stable avant la pluie de novembre 2015.
- Décrochement et effondrement du remblai de la route dans la demi-chaussée. (SETS, 2018)

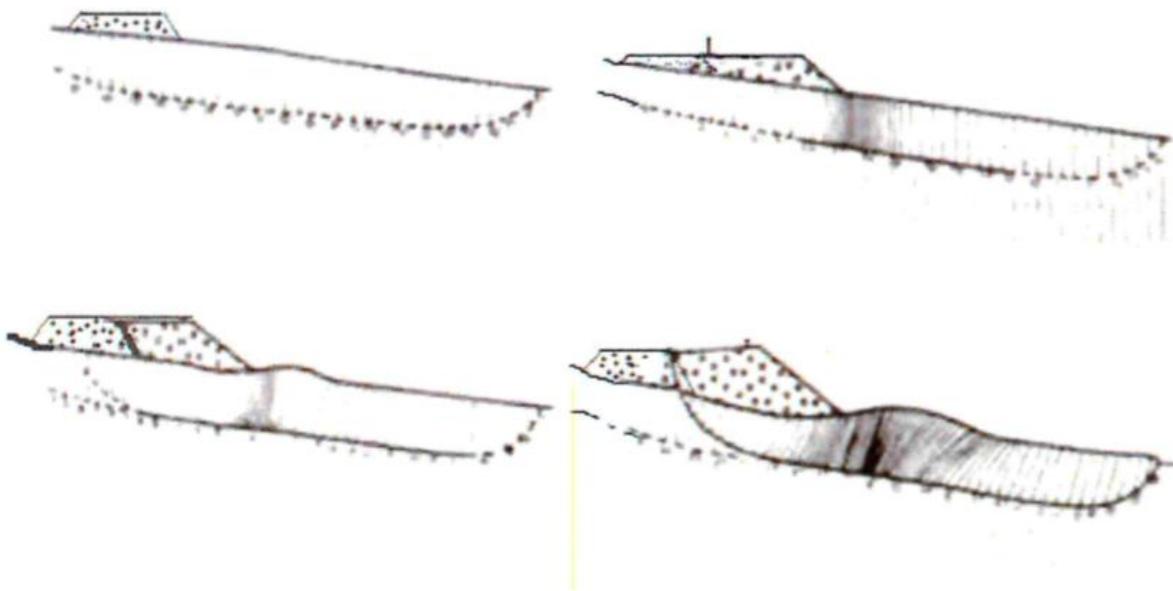


Figure 55:Schéma de la cinématique de glissement. (SETS, 2018)

#### IV. NATURE D'INSTABILITE ET INDICES DE MOUVEMENT

La première phase, correspondant au diagnostic géologique et géomorphologique, avait pour principal objectif d'analyser les phénomènes d'instabilités localisées.

À cette fin, une étude bibliographique a tout d'abord été réalisée. Cette étude, menée auprès des archives et l'historique, a permis de recenser un nombre important d'évènements, les données recueillies ont été validées par une reconnaissance de terrain.

Une cicatrice d'arrachement s'est déclenchée au pied de la route de la RN 35 -PK 18+500; elle s'étend sur une longueur de plus de 100 m en demis chaussée de la route. Le mouvement a causé un bombement dans le pied de remblais de la route. Au niveau de la chaussée, les

dégradations se sont traduites par la présence de fissurations généralement parallèles à l'axe de la route.

Il s'agit d'un glissement conditionné par une surface préexistante, qui laisse penser à un glissement circulaire de la niche d'arrachement. La zone de faiblesse se situe dans la zone de contact et plus exactement au niveau des formations sommitales.

Un point d'eau apparu au pied de remblai [voir figure 57], deux visites (09.03.2018,19/04/2018) sur le site montrent que le régime hydraulique est directement lié aux précipitations, avec un fort débit après une période pluvieuse et un faible débit par temps sec ou humide. L'origine de ce point d'eau est probablement la zone de contact entre les éboulis et les marnes argileuses sous jacentes, cette source peut être marquée par les éboulis au point d'émergence. (SETS, 2018)



Figure 56:Point de l'eau apparu au pied de remblai. (SETS, 2018)

## **V. FACTEURS DECLENCHEURS DU MOUVEMENT**

Tout mouvement de terrain est caractérisé par un certain nombre de facteurs qui ont tous concourus à son avènement; dont on cite:

- Obstruction de la buse et l'absence de fossé de drainage au niveau de la chaussée ayant accentué et approfondi les désordres et l'apparition de glissement.

- La nature géologique du matériau en place argile de faible portance et de grande épaisseur; englobé dans des passages des encroutements.
- Les précipitations sont le principal facteur déclencheur du glissement, voir la pluviométrie importante durant l'année dans la région qui donne naissance à certaines sources dans le site et provoque des stagnations et des résurgences favorisant la saturation et l'érosion interne de la formation argileuse.
- Absence d'un système de captation et de drainage des eaux des aquifères en intercalation avec les argiles (cunette, fossé, tranchée drainante etc.); à l'Amont et à l'Aval du glissement.
- Absence d'un système de drainage efficaces aux accotements de chaussées, le fossé du versant en déblai déborde en période pluviale faute d'entretien.
- Absence et ou insuffisance du système de confortement du talus aval (nombre longueur et positionnement du gabionnage déjà en place insuffisants pour l'ampleur du glissement de talus).
- Conception de la route de dédoublement de la RN 35 sur le remblai d'ancienne route et sur un ravin incliné et instable. (SETS, 2018)



Figure 57: Drainage inopérant et insuffisant. (SETS 2018)



Figure 58: Solution provisoire d'un gabion en trois rangés. (SETS, 2018)

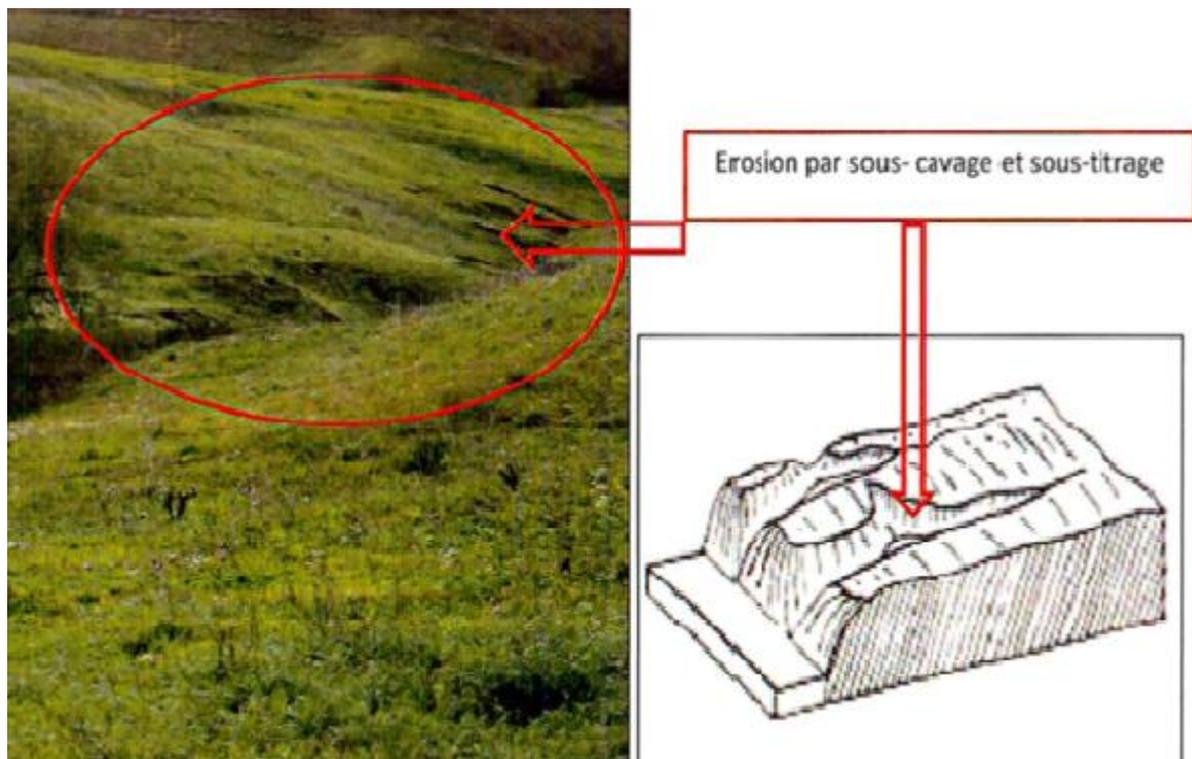


Figure 59: Phénomène d'érosion par sous-tirage. (SETS, 2018)



Figure 60: Exemples d'affaissement en escalier à l'aval de l'arrachement principal.

(SETS, 2018)



Figure 61: Niche d'arrachement et évolution sous l'effet du ravinement.

(SETS, 2018)

## VI. ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

### *i. Analyse granulométrique et sédimentométrie*

L'analyse des résultats de granulométrie et de sédimentométrie réalisés est donnée dans le tableau suivant:

Tableau 5: Résultats d'analyse granulométrique et sédimentométrie. (SETS, 2018)

Sondage	Profondeur	<80 $\mu$ m	<2mm	Observations
Sc01	11.00-11.50	62.80 %	36,59 %	Sol fin a tendance sableuse
	13.70-14.10	99.59 %	0.34 %	Sol fin faiblement sableuse
	18.00- 19.00	99.25 %	0.59 %	Sol fin faiblement sableuse
Sc02	02.50- 03.10	98.53 %	1.25 %	Sol fin faiblement sableuse
	05,00-06.50	91.96 %	4.36 %	Sol fin faiblement sableuse
	13,60- 14.00	99.08 %	0.02 %	Sol fin faiblement sableuse

### *ii. Plasticité*

Les couples de valeurs limites de liquidité/Indice de plasticité sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6: Résultats d'essais de plasticité. (SETS, 2018)

Sondage	Profondeur	VBs	IP(%)	Observations
Sc01	11.00-11.50	/	30	Argile plastique.
	13.70-14.10	4.29	/	sols limoneux moyennement plastiques à sols argileux.
	18.00-19.00	6.6	/	sols limoneux moyennement plastiques à sols argileux
Sc02	02.50-03.10	6	/	sols limoneux moyennement plastiques à sols argileux.
	05,00-06.50	5.73	/	sols limoneux moyennement plastiques à sols argileux.
	13,60-14.00	7.83	/	sols limoneux moyennement plastiques à sols argileux.

**iii. Densité sèche degré de saturation et teneur en eau**

Les valeurs obtenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7: Résultats de la densité, degré de saturation et teneur en eau. (SETS, 2018)

Sondage	Profondeur	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Wn (%)	Sr (%)	Observations
Sc01	11.00-11.50	1.78	2.09	17.49	94.83	dense et saturée
	13.70-14.10	1.47	1.93	31.00	102	Peu dense et très saturée
	18.00-19.00	1.55	1.98	27.84	104	Peu dense et très saturée
Sc02	02.50-03.10	1.57	2.00	27.43	106	Peu dense et très saturée
	05,00-06.50	1.52	1.97	29.33	104	Peu dense et très saturée
	13,60-14.00	1.60	2.00	24.90	100	Peu dense et très saturée

**iv. Caractéristiques intrinsèques**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant:

Tableau 8: Résultats d'essai de cisaillement rectiligne. (SETS, 2018)

Sondage	Profondeur	Cisaillement rectiligne			
		$C_{uu}$			
		Caractéristiques du pic		Caractéristiques résiduelles	
		$\phi_p'$	$C_p$ (bar)	$\phi_r'$	$C_r$ (bar)
Sc01	11.00-11.50	26.79	0.7775	29.03	0.3361
	13.70-14.10	16.04	0.9609	8.8	0.1137
	18.00-19.00	11.33	0.7731	10.34	0.4702
Sc02	02.50-03.10	20.08	0.6587	14.57	0.404
	05,00 - 06.50	8.51	1.051	8.81	0.857
	13,60 - 14.00	57.89	0.5789	14.98	0.017

Les résultats des couples de cisaillement caractérisent un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent. (SETS, 2018)

**v. Caractéristiques pénétrométriques**

Les résultats pénétrométriques sont donnés tableau récapitulatif suivant:

Tableau 9: Résultats d’essais de pénétrométriques. (SETS, 2018)

Essais N°	Refus (m)	La Cote par rapport à la surface du sol (m)	R <sub>p</sub> Min (BAR)	R <sub>p</sub> Max (BAR)
PDL 01	13.0 m	0.00 -2.5.	14	36
		2.50 - 6.2	22	38
		6.2 - 11.2	26	64
		11.2-13.0	40	76
PDL 02	13.2 m	00-2.7	08	16
		2.7-6.4	12	36
		6.4-11.6	24	58
		11.6-13.2	56	70

**vi. Caractéristiques préssiométriques**

Les résultats préssiométriques sont donnés tableau récapitulatif suivant

Tableau 10: Résultats d’essais de préssionmétriques. (SETS, 2018)

Essais N°	Nature Lithologie	Profondeur (m)	PI* Moyenne (MPa)	Em Moyenne (Mpa)
SP 01	Remblais.	00-2.0	0.419	7.29
	Argiles limoneuses	2.0-3.2	0.54	8.97
	Argiles marneuses	3.2-20	1.10	32.34

**VII. ANALYSE DE LA STABILITE DU TALUS**

Suite à notre visite de site, et en raison de la présence de facteurs pouvant favoriser le déclenchement d'un glissement de terrain, probablement de type circulaire, nous avons jugé important d'estimer le degré de stabilité de la pente. (SETS, 2018)

Tableau 11: détermination des paramètres des couches de sol étudié. (SETS, 2018)

Unité lithologique et matériaux	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	Paramètres de cisaillement	
		$C_u$ (Kpa)	$\Phi$ (°)
Argile limoneuse	15	0.6587	20.08
Argiles marneuse	15	1.051	8.53
Gabion, Enrochement	20	0	40
Remblai ancien	15	0	20
Remblai sélectionné	19	0	30

*i. Evaluation et analyse du cas*

D'une manière générale, le secteur étudié est délimité par un talus descendant vers la chaussée à 11%, avec un remblai d'ancienne route sur des ravins à écoulements d'eau temporaire qui s'est stagné par la suite. A cet effet, ce cumule forme par la suite des pressions interstitielle qui déstabilisent le support de la route. (Figure 63).



Figure 62: terrain en pente sur le coté en amont. (juin 2019)

D'autre coté on note que le drainage effectué ne fonctionne plus vu qu'il est endommagé (figure 64).



Figure 63: Drainage endommagé. (juin 2019)



Figure 64: Gabion non-intacte. (juin 2019)

*ii. Propositions de remède de l'aléa*

**Solution 1 :** Drainage des eaux venant de la piste pour le coté aval en créant un avaloir reliant la partie aval avec l'avaloir du terrain plein central par une conduite, pour évacuer les eaux vers le ravin de la partie amont. Ceci à l'ordre d'éviter l'infiltration des eaux à l'intérieur des couches supports de la chaussée, et en même temps de réduire -le maximum possible- la pression hydrostatique (interstitielle) qui pousse le remblai (plus de 9m de profondeur) sous la chaussée nord atteinte par le glissement. La figure (66) montre l'état du point de glissement avec une démonstration de la solution. (SETS, 2018)

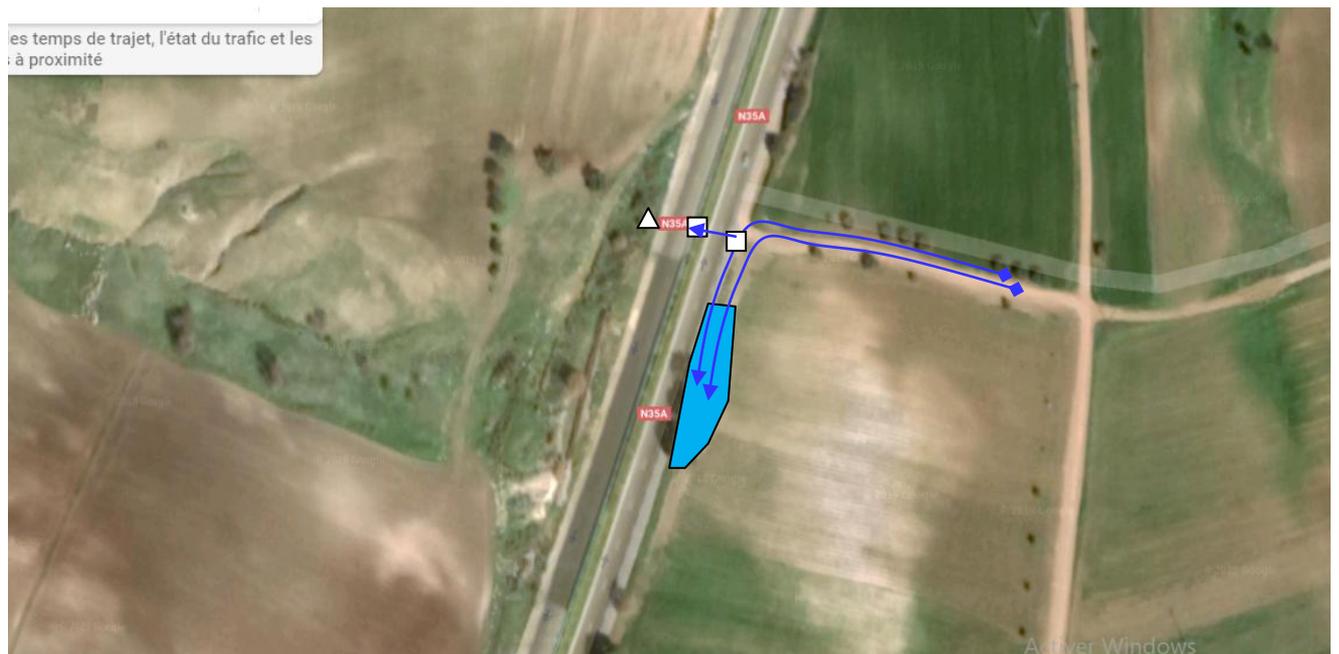


Figure 65: Localisation du point de glissement à partir de Google Earth. (Mai 2019)

**Légende :**

→ : Pression interstitielle.

■ : L'eau stagnée.

□ : Avaloire.

△ : Conduite.

**Solution 2 :** Remplacer l'ancien remblai par un sol drainant.

**Solution 3 :** Drainage et excavation des deux parties amont, et aval.

### *Solutions proposées*

#### **Partie amont :**

On réalise un caniveau toute en reliant avec le dalot pour l'évacuation des eaux de ruissèlements afin d'évité les stagnations et les infiltrations dans le sol et l'augmentation des forces motrices.

#### **Partie avale :**

- Vidange
- Drainage du terrain
- Gestion des eaux de surface

On décape toute la partie déformée à 60 cm de profondeur, et on la refait avec un bon compactage :

- 1ère couche : système de drainage en PVC perforé de diamètre 90 mm sur une tranchée de géotextile avec 20 cm de gravier diamètre (15\*25).
- 2ème couche : réalisation d'une couche de stérile de 20 cm bien compactée.
- 3ème couche : réalisation d'une couche de tuf de 20 cm bien compactée.
- 4ème couche : réalisation de la couche de roulement de 7cm de bitume. (Boukhatem et Hamelate, 2016).

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons mis en œuvre l'analyse géotechnique d'un glissement de terrain au dédoublement de RN35 au PK18+500, effectué par SETS au profit de la DTP d'Ain Témouchent.

Il est à noter que notre point d'étude subit principalement de la présence de pression d'eau, un remblaiement instable

Concernant notre cas nous avons recommandé quelques solutions pour le traitement d'alea qui semblent adéquates et moins couteuses, telle que l'établissement d'un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux infiltrés sous la chaussée, ou bien la substitution du remblai par un sol drainant.

Chapitre V :  
Glissement de terrain RN101 au PK24 et PK25  
H'Maina à Ain Témouchent

## **Chapitre V : Etude de glissement RN101 au PK 24 et 25 H'Maina à Ain Témouchent.**

### **I. INTRODUCTION**

Le changement de l'état stable à l'état instable d'un terrain en pente à des causes nombreuses et variantes soit : géologique, morphologiques, physiques et anthropiques ou bien humaines.

La partie suivante, représente un site à un problème d'instabilité, qui se trouve sur la route nationale RN101 dans la wilaya d'Ain Témouchent.

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

### **II. PRESENTATION DU SITE**

#### *i. Contexte Géographique*

Les deux glissements se situent dans la commune de BERKECHE dans la wilaya d'Ain Témouchent, au PK 24+000 et au PK 25+000 de la route nationale RN101 [voir figure 67].

Les coordonnées géographiques du **glissement N°1 (PK 24)** sont les suivantes :

- Altitude : 1050m.
- Latitude : 35°12'5.08''N.
- Longitude : 0°56'58.68''O.

Les coordonnées géographiques du **glissement N°2 (PK25)** sont les suivantes :

- Altitude : 1196m.
- Latitude : 35°11'54.47''N.
- Longitude : 0°56'38.77''O. (CTTP, 2014)



Glissement N°1 (PK 24)

Glissement N°2 (PK 25)

Figure 66 : Localisation géographique du site. (Google Maps). (Mai 2019)

## *ii. Contexte Géologique*

La carte géologique de la région d'étude, a montré que la géologie du site est composée de ce qui suit :

- Une formation marneuse ou/et une formation calcaire-dolomitique d'âge Crétacé moyen (marin ou lagunaire).
- Un trias marin lagunaire.
- Un oligocène marin. (CTTP, 2014)

[voir figure 68]

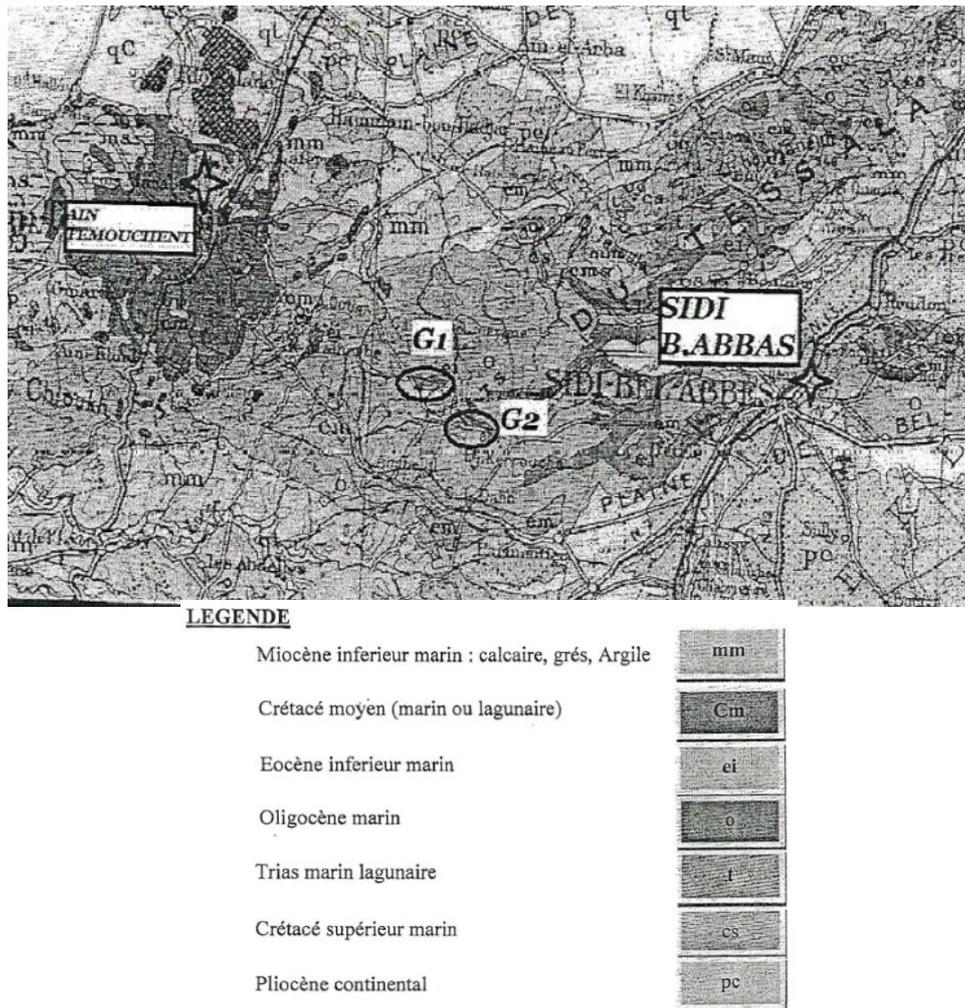


Figure 67: Situation géologique. (CTTP, 2014)

Suite à une sortie sur les sites faite en 24/06/2014, les ingénieurs géologues du CTTP ont constaté via un examen visuel détaillé : deux sections endommagées par le mouvement de sol qui s'agit d'un glissement de type circulaire ayant affecté les talus qui supportent la RN101.

Le talus affecté comprend la chaussée, son corps et les autres talus lui en supportant [voir figure 69]. (CTTP, 2014)



Figure 68: Vue générale sur la morphologie du site (glissement N°2 au PK 25+000). (CTTP, 2014)

*iii. Contexte géomorphologie et hydrologie du site*

Lors de notre visite des glissements on a remarqué des ruissellements d'eau signalant la présence d'une nappe, le piézomètre a indiqué la présence d'une nappe phréatique à une profondeur d'environ 3 mètre [voir figure 70]. (CTTP, 2014)



Figure 69: La présence d'eau. (CTTP, 2014)

*iv. Contexte sismique de la région*

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

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II a et II b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée. (RPA99/VERSION 2003)

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

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance. (RPA99/VERSION 2003)

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

Tableau 12: les valeurs de coefficients d'accélération.(RPA99/VERSION 2003)

GROUPE	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

### III. SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT

- **Le glissement N°1 au PK 24+000** objet de la présente étude s'étale sur une largeur d'environ 75m dans le sens de l'axe de la route, la pente du terrain naturel du côté amont et côté aval de la route est assez faible (environ 10%).

Les signes apparents du glissement sont représentés par des fissures d'affaissement qui sont observées au niveau du côté amont (voir Figure 71) et côté aval (voir Figure 72) de la route. (CTTP, 2014)



Figure 70:Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté amont.(CTTP, 2014)



Figure 71: Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté aval (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014)

Malgré leur faible pente, les talus du côté aval de la chaussée, qui sont des remblais, présentent une morphologie moutonnée et perturbée avec de nombreuses fissures de traction et d'escarpement s'étendant sur une grande surface. Cette configuration s'apparente aux zones de fluages. (CTTP, 2014)



Figure 72: Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014)

- **Le glissement N°2 au PK 25+000** s'étale sur une largeur d'environ 95 m dans le sens de l'axe de la route, la pente du terrain naturel du côté amont est environ 18% et côté aval est environ 26%.

Les signes apparentes du glissement sont retrouvés au niveau du bord de la chaussée par un départ partiel de la chaussée un bourrelet de pied et des matériaux charriés visibles à l'aval des gabions [voir figure 74]. Quelques fissures d'affaissement sont également observées au niveau de la chaussée [voir figure 75]. (CTTP, 2014)



Figure 73: Les signes visibles du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014)



Figure 74: Fissures traversant la chaussée (Glissement au PK 25+000). (CTTP, 2014)

Tous les indices et les observations citées ci-dessus, montrent qu'on est en présence d'un glissement de type circulaire, ayant affecté le remblai de la route et une partie du sol support.

Par ailleurs, on note la présence d'un lit d'écoulement raviné le long du talus aval de la route, sans protection, ni de drainage [voir figure 76]. (CTTP, 2014)



Figure 75: Lit d'écoulement talus aval (Glissement au PK 25+000). (CTTP, 2014)

#### **IV. LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE**

##### *i. Travaux sur terrain*

##### *A. Pour le glissement au PK 24+000*

- Un (01) sondage carotté de 20m de profondeur (noté SC01), afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologique en profondeur du site.
- Deux(02) sondages au pénétromètre dynamique lourd (noté PO)
- Des prélèvements d'échantillons intacts pour exécution des essais géotechniques en laboratoire, de type mécanique et physique. (LHCO, 2014)

L'implantation des essais in-situ réalisés est donnée sur la figure, ci-dessous :

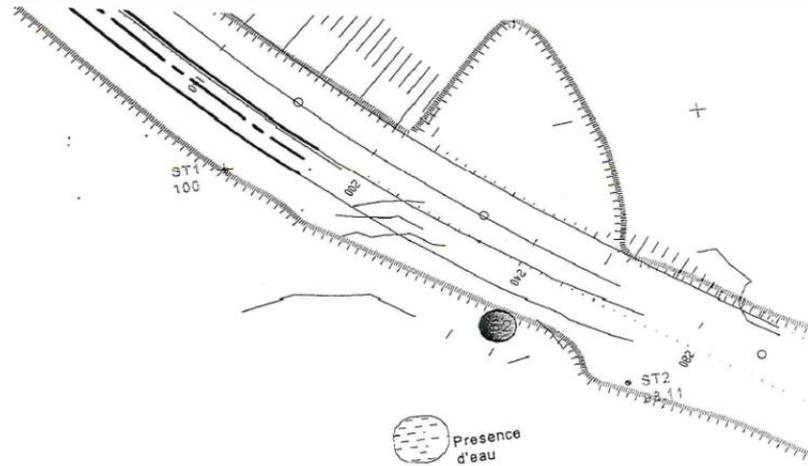


Figure 76: Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 24+000. (CTTP, 2014)

**B. Pour le glissement au PK 25+000**

- un (01) sondage carotté de 20m de profondeur (noté SC02), afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologique en profondeur du site.
- Deux(02) sondages au pénétromètre dynamique lourd (noté PO)
- Des prélèvements d'échantillons intacts pour exécution des essais géotechniques en laboratoire, de type mécanique et physique. (LHCO, 2014)

L'implantation des essais in-situ réalisés est donnée sur la figure, ci-dessous :

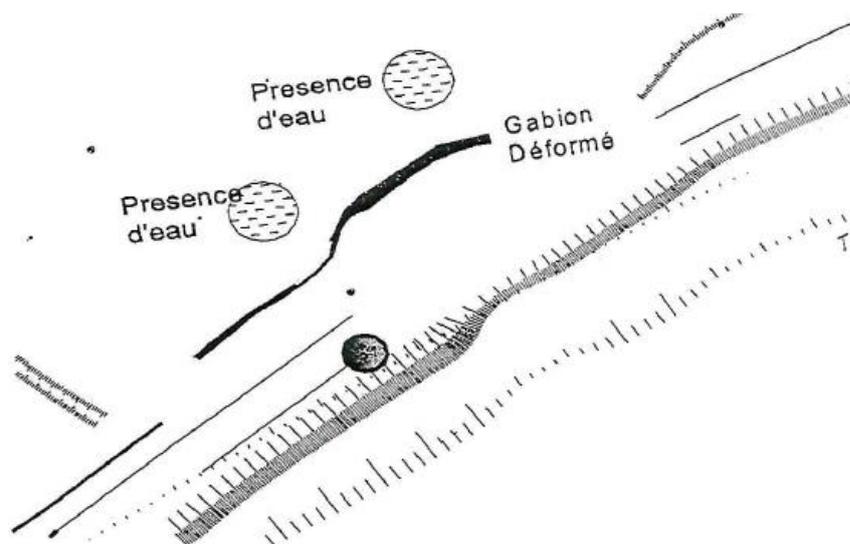


Figure 77: Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014)

**a. Les résultats des sondages carottés**

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

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologique montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs, ces logs de sondage sont joints en annexe. (LHCO, 2014)

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

**Sondages SC 01 :** (voir annexes)

- Entre 0.0m et 8.5m : Remblai.
- Entre 8.5m et 20m : Argile verdâtre à jaunâtre. (LHCO, 2014)

**Sondages SC 02 :** (voir annexes)

- Entre 0.0m et 12.5m : Remblai.
- Entre 12.5m et 20m : Argile verdâtre à jaunâtre. (LHCO, 2014)

**Niveau de la nappe d'eau :**

Le niveau de la nappe d'eau a été rencontré dans les sondages réalisés à une profondeur de 3m. (LHCO, 2014)

**b. Les résultats d'essais au pénétromètre dynamique**

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

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

Avec :

M= masse du mouton.

H= hauteur de chute du mouton.

e=refus (pénétration moyenne par coup).

A=section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P =poids de tiges.

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe ( $R_d$ ) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches de sous-sol. (CTTP, 2014)

Les valeurs de résistance de pointe  $R_d$  enregistrées à partir de la surface au niveau de la majorité des pénétromètres réalisés, présentent des résistances de pointe très faibles (inférieures à 60bars) en particulier au niveau des pénétromètres P01 (entre 1.0m-6.0m), P02 (entre 1.0m-9.20m), P03 entre (1.0m-9.0m), P04 (entre 1.0m-9.0m)

Les valeurs faibles ont été enregistrés aussi bien au niveau du sol support qu'au niveau du remblai de la chaussée, ce qui montre que le sol support est de faible portance.

Les faibles valeurs de résistances enregistrées au niveau du remblai (voir P01, P02, P03, P04) montrent que le remblai est de faible compacité et de mauvaise qualité (mal compacté ou de mauvaise nature). (CTTP, 2014)

## *ii. Les essais en laboratoire*

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

### ❖ **Essais d'identification**

- Analyses granulométriques
- Analyses sédimentométriques.
- Limites d'Atterberg.

### ❖ **Essais physiques**

- Mesures de la teneur en eau.
- Mesures de la densité sèche et humide.

- Degrés de saturation.
- ❖ **Essais mécaniques**
- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (CU).
- ❖ **Analyse chimiques**
- % en sulfates ( $\text{SO}_4^{-2}$ ).
- % en carbonates ( $\text{CaCO}_3$ ).
- % en chlorures ( $\text{Cl}^-$ ). (LHCO, 2014)

Chapitre V: Etude de glissement RN101 au PK 24 et 25 H'Maina  
à Ain Témouchent

La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans un tableau récapitulatif donné ci-dessous :

Tableau 13: les résultats des essais en laboratoire. (LHCO, 2014)

sondage	Prof (m)	W %	$\gamma_h$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	Sr %	Limites d'Atterberg				Cisaillement a la boite		Analyse chimique			
						W <sub>L</sub> %	W <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub> %	I <sub>C</sub> %	$\phi$ °	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	CaCO <sub>3</sub> %	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> %	Cl <sup>-</sup> %	Matières organiques
SC01	10-10.4	17	21.5	18.4	98	47.23	21.37	25.86	/	17.43	0.77	29.52	Néant	0.71	1.66
	17-17.5	23.5	20.2	16.3	97	53.23	26.53	26.7	/	/	/	42.64	Néant	0.78	1.48
SC02	10-10.2	28.3	19.2	15	95	43.42	20.37	23.05	/	/	/	32.8	Néant	0.67	2.1
	14-14.5	/	/	/	/	54.23	27.97	26.26	/	/	/	37.72	Néant	0.85	0.89

**A. Analyse Granulométrique**

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

L'analyse granulométrique montre qu'un pourcentage de passants au tamis 2 mm entre 90% et 100%, des passants à 80 µm compris entre 85% et 100%, et les inférieurs à 2 µm compris entre 8% et 10%. Ces résultats montrent que les échantillons testés, font partie de la classe des sols très fins argileux. (CTTP, 2014)

**B. Les Limites D'Atterberg**

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

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

$$I_p = W_L - W_P$$

(CTTP, 2014).

Tableau 14: qualification de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400  $\mu\text{m}$  en fonction de l'indice de plasticité. Selon la norme NF P 94-011.

Indice de plasticité (%)	Qualification
$I_p \leq 12$	Non plastique
$12 < I_p \leq 25$	Peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Les résultats des limites d'atterberg réalisés sur la fraction des inférieurs à 400  $\mu\text{m}$ , ont donné des indices de plasticités «  $I_p$  » variables entre 23.05% et 26.7% et des limites de liquidités entre 43.42% et 54.23%. Selon la norme NF P 94-011, les valeurs de plasticités «  $I_p$  » obtenu montrent que le sol est peu plastique à plastique.

### C. La Densité Du Sol

Les valeurs de la densité sèche «  $\gamma_d$  » obtenus varient entre 1.50  $\text{g/cm}^3$  et 1.84  $\text{g/cm}^3$ , traduisant un sol dans un état très dense pour le sondage 1 à peu dense pour le sondage 2. (CTTP, 2014)

Tableau 15: Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche. (CTTP, 2014)

Etat	Masse volumique $\rho_d$ ( $\text{kg/m}^3$ )
Peu dense	$\rho_d \leq 1600$
Dense	$1600 < \rho_d \leq 1800$
Très dense	$\rho_d > 1800$

**D. Teneur En Eau Et Saturation**

Les valeurs de la teneur en eau ( $W_{nat}$ ) mesurée varient entre 17.0% et 28.3 %, les degrés de saturation ( $S_r$ ) correspondant varient entre 95% et 98%, ce qui indique que le sol est humide, dans un état saturé à proche de la saturation. (CTTP, 2014)

**E. Résistance Au Cisaillement**

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais de type consolidés non drainés ( $C_U$ ), mesuré à la boîte de Casagrande, les résultats obtenus sont :

- Une cohésion non drainée «  $C_U$  » égal à 0.77 bars.
- Un angle de frottement «  $\phi_U$  » égal à 17.43°.

Ces résultats montrent que le sol est frottent, faiblement à moyennement consistant en surface et très consistant en profondeur. (CTTP, 2014)

**V. CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT (PK 24 et 25)**

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

- La proximité du cours d'eau, côté aval sans protection, causant une infiltration des eaux dans le remblai sous la route et le sol support sous-jacent.
- Un sol support sous le remblai de la route de très faible portance.
- Un remblai de mauvaise qualité (de faible compacité selon les essais au pénétromètre dynamique).
- Absence de drainage de la chaussée. (CTTP, 2014)

**AUTRES CAUSES**

- Le remblai dans son état saturé qui est le sol support sous les gabions est de très faible portance.
- L'infiltration d'eau dans la partie amont (manque du drainage superficielle).
- La hauteur importante du remblai.
- La solution d'implanter des gabions sur des remblais n'est pas adaptée avec la situation.
- La différence du pourcentage de la pente du terrain et la largeur de l'axe de la route qui est très élevée.
- Un manque des bords de la chaussée sur les deux côtés.

- Augmentation des forces motrices due à la mauvaise installation du gabion supérieur, justifiée par l'affaissement, et le Poinçonnement de ce dernier

## VI. SOLUTION DE CONFORTEMENT

Les causes probables des désordres enregistrés dans ce site est la présence d'un cours d'eau au côté aval sans protection et l'absence d'un système de drainage adéquat pour les eaux superficielles et d'infiltrations, ce qui cause une infiltration des eaux dans le remblai et le sol support. De ce fait, la conception d'un système de drainage adéquat est plus qu'une nécessité, avec un confortement au côté aval du remblai. (CTTP, 2014)

### *i. Norme de calcul utilisée*

- La méthode utilisée est celle du calcul à la rupture circulaire de bishop, le coefficient de sécurité s'exprime :  $F_{bish} = \text{moment résistant} / \text{moment moteur}$ .
- Les calculs se font selon la norme euro code 7-approche 3, qui utilise des facteurs de sécurité partiels ( $\Gamma$ ) pour les états limites ultimes sur les actions, les paramètres du sol, les éléments de renforcements et les résistances géotechniques.
- Le coefficient de sécurité minimum ( $\Gamma_{min}$ ) pour cette norme est égal à 1 donc  $\Gamma_{min}$  calculé par TALREN et devra être  $\geq 1$  pour l'équilibre. (CTTP, 2014)

L'approche de calcul 3 est utilisée pour la vérification des états limites de stabilité générale la combinaison des ensembles de facteurs partiels suivant : (A1 et A2) + M2+R3, illustrés par les tableaux ci-dessous :

Tableau 16: Facteurs partiels pour les actions. (CTTP, 2014)

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	$\gamma_{Gsup}$	1.35	1.0
	Favorable	$\gamma_{Ginf}$	1.0	1.0
Variable	Défavorable	$\gamma_{Qsup}$	1.5	1.3
	Favorable	$\gamma_{Qinf}$	0	0

Tableau 17: Facteurs partiels pour les paramètres du sol. (CTTP, 2014)

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne	$\gamma_{Q'}$	1.0	1.25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Cohésion non drainé	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Poids volumique	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

A. *Solution de confortements proposes pour le glissement PK 24 et 25*

Tableau 18 : les solutions proposées pour le glissement PK 24 et 25. (CTTP, 2014)

<b>Solution de confortement</b>	<b>Inconvénients</b>
<b><u>Solution 1</u></b> : remblai renforce par des nappes de géotextiles.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Solution très coûteuse.</li> <li>• Risque de fatigue du géotextile sous les effets des UV (soleil) à long terme.</li> </ul>
<b><u>Solution 2</u></b> : clouage par pieux.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Diminution de largeur de la plate forme.</li> <li>▪ Pas de retalutage du talus.</li> <li>▪ N'assure pas le drainage de remblai.</li> </ul>
<b><u>Solution 3</u></b> : mur de soutènement fondé sur pieux + un gabionnage.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Solution peu coûteuse par rapport à la solution 2.</li> </ul>

La solution 3 : **mur de soutènement fondé sur pieux et un gabionnage retenues**, ont été choisies en tenant compte des critères technico économiques ; à savoir :

- Coût, moins Coûteuse que la solution 1,
- Assurer la circulation des usagers pendant les travaux,
- Avoir le meilleur gain de sécurité. (CTTP, 2014)
  - a. Résultats et interprétations des calculs de stabilité du glissement au point PK 24

Le phasage du calcul se fait comme suit :

- vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial.
- vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (abaissement de la nappe phréatique et soutènement par un mur sur pieux). (CTTP, 2014)

Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F suivants :



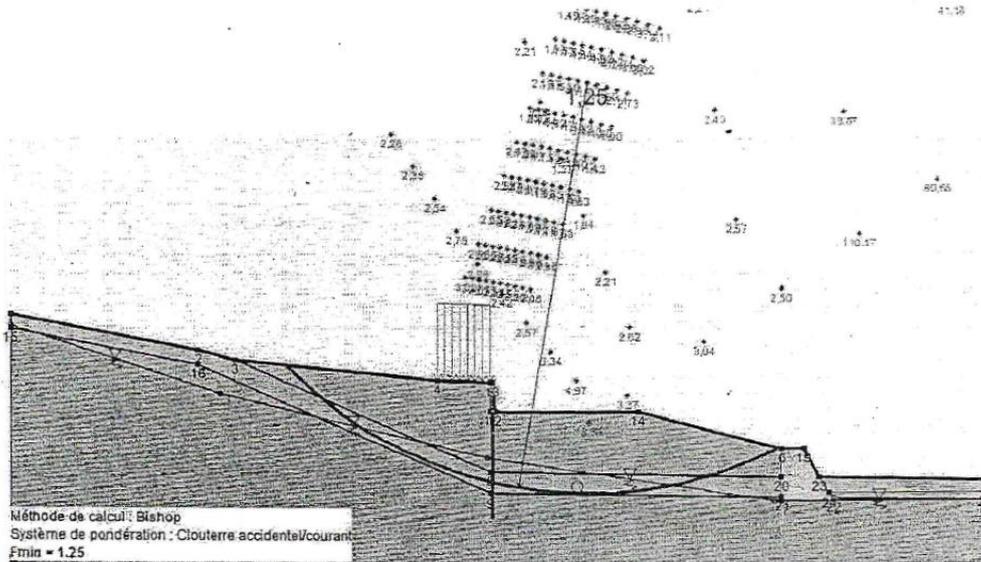


Figure 79: Mur de soutènement sur pieux. (CTTP, 2014)

**b. Étude de la solution «mur de soutènement fondé sur pieux et un gabionnage retenu »pour le PK 24**

Les calculs de stabilité ont été effectués sur le glissement au PK 24. Les caractéristiques des pieux prises dans les calculs sont :

- Force au cisaillement 50 tonnes.
- Diamètre des pieux : 1.20m.
- Longueur des pieux : 15.00m.
- Espacement entre les pieux : 2.4m.
- Hauteur du mur de soutènement : 4.00m.
- Surface de rupture la plus défavorable. (CTTP, 2014)

Tableau 19: Caractéristiques des pieux. (CTTP, 2014)

Une file de pieux	Longueur des pieux (m)	Diamètre des pieux (m)	Espacement entre les pieux (m)
32	15	1.20	2.40

Les pieux seront réalisés en tête de talus de talus, ils seront reliés entre eux par une longrine en béton armé.

- Caractéristiques de la longrine : largeur=1.70m, épaisseur= 0.50m, longueur= 76.74m.
- Caractéristiques du mur : hauteur=4.0m, épaisseur=0.25 à 0.5 m, longueur= 76.74 m.
- Caractéristiques de gabionnage : hauteur= 7.0 m, base= 3.0 m, ancrage= 3.0 m. (CTTP, 2014)

c. Résultats et interprétations des calculs de stabilité du glissement au point PK 25

Le phasage du calcul se fait comme suit :

- vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial.
- vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (abaissement de la nappe phréatique et soutènement par un mur sur pieux. (CTTP, 2014)

Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F suivants :

- simulations talus sans confortement :

La simulation en considérant le talus dans son état actuel sans confortement par gabions, a donné un facteur de sécurité minimal de  $F_s=1$  (avec accélération sismique). (CTTP, 2014)

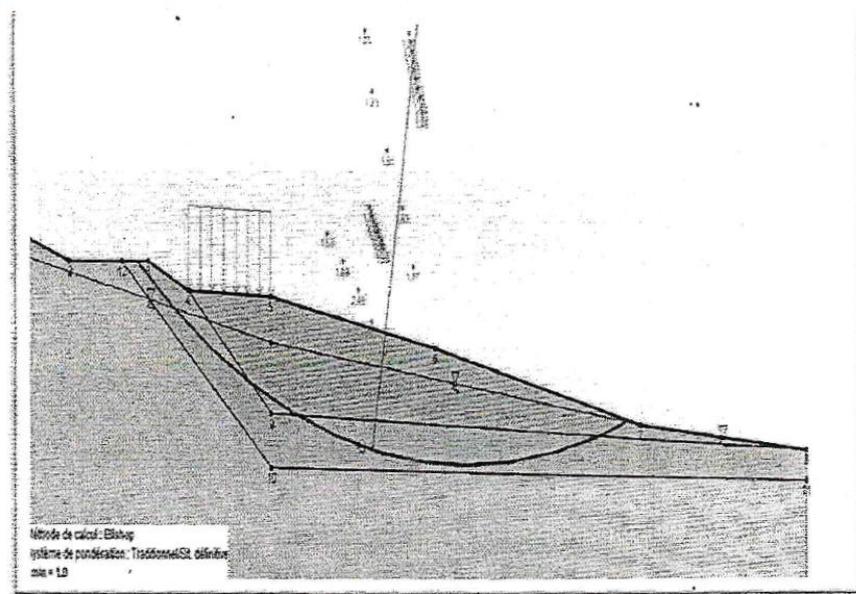


Figure 80: cercle de glissement PK 25. (CTTP, 2014)

- simulation talus avec un confortement par mur sur pieux et gabionnage :

La simulation, en considérant le talus après traitement et confortement par un mur sur pieux et un gabionnage posés au pied du talus, a donné un facteur de sécurité satisfaisant, et  $F_s=1.19$  (avec accélération sismique). (CTTP, 2014)

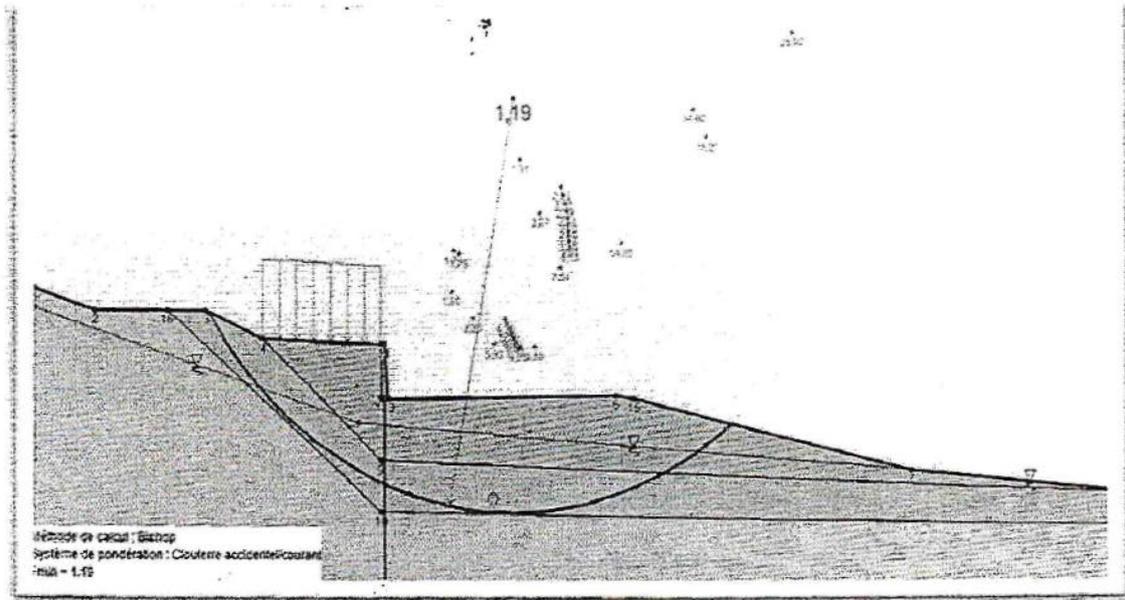


Figure 81: Mur de soutènement sur pieux. (CTTP, 2014)

- d. Étude de la solution «mur de soutènement fondé sur pieux et un gabionnage retenu » pour le PK 25

Les calculs de stabilité ont été effectués sur le glissement au PK 25. Les caractéristiques des pieux prises dans les calculs sont :

- Force au cisaillement 50 tonnes.
- Diamètre des pieux : 1.20m.
- Longueur des pieux : 13.00m.
- Espacement entre les pieux : 2.40m.
- Hauteur du mur de soutènement : 4.00m.
- Surface de rupture la plus défavorable. (CTTP, 2014)

Tableau 20:Caractéristiques des pieux. (CTTP, 2014)

Une file de pieux	Longueur des pieux (m)	Diamètre des pieux (m)	Espacement entre les pieux (m)
40	13	1.20	2.40

Les pieux seront réalisés en tête de talus de talus, ils seront reliés entre eux par une longrine en béton armé.

- Caractéristiques de la longrine : largeur=1.70m, épaisseur= 0.50m, longueur= 96m.
- Caractéristiques du mur : hauteur=4.0m, épaisseur=0.25 à 0.5 m, longueur= 96 m. (CTTP, 2014)



Figure 82: la solution adaptée au deux glissement (PK 24 et 25).( Février 2016)

### **AUTRES SOLUTIONS PROPOSEES POUR LE GLISSEMENT PK 24 ET 25**

- Un système de renforcement par peu-sol dans les deux cotés aval et amont d'hauteur plus que la hauteur du remblai.
- Faire un axe de changement des d'eaux de ruissèlement par un système de drainage.
- D'après les résultats des essais chimiques en remarque qu'on peut faire un système de végétation sur le talus. (correction).

## VII. CONCLUSION

Le glissement situé à la Wilaya d'Ain Témouchent, sur la route nationale RN101, a été étudié suite à une démarche conclue avec la **DTP d'Ain Témouchent**, le laboratoire de l'habitat et de la construction de l'ouest (**L.H.C.O**) et contrôle technique des travaux publics, direction régionale ouest (CTTP) en exécution des 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 montre que ce glissement est probablement dû à une présence d'eau de ruissèlement sans adaptation de dispositifs, combinée avec une morphologie et possiblement des caractéristiques de sol d'une faible portance.

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

La solution adaptée par la DTP, est totalement différente par rapport à celle proposée par le CTTP (Direction Régionale Ouest) du côté économique et efficacité vue que depuis la mise en œuvre du confortement le risque s'est réduit.

# CONCLUSION GÉNÉRAL

## CONCLUSION GÉNÉRAL

La synthèse bibliographique a mis en évidence l'impact des glissements de terrain, qui est signalé par leur caractère soudain et destructeur sur les ouvrages (bâtiments, routes et voies de communication, etc.) allant de leur dégradation partielle à leur destruction totale. Ces dommages entraînent un coût direct, mais également un coût, difficilement chiffrable, lié à la perturbation des activités du secteur touché.

Concernant notre cas d'étude RN 35 PK18+500 reliant la wilaya d'Ain Témouchent à la wilaya de Tlemcen, il faut souligner l'importance du rôle de l'eau dans le glissement de terrain. Sa présence au niveau de la surface de glissement semble être un facteur clef du processus de glissement. En outre, une chaussée dont le remblai est d'une hauteur importante nécessite une stabilisation, dont on a proposé d'entretenir un dispositif de drainage.

A propos de cas de RN 101 au niveau de la wilaya d'Ain Témouchent, l'endommagement de glissement a affecté deux points PK24+000 et PK25+000, par exposition du talus au cours d'eau qui affaiblit la résistance du remblai. Le support effectué actuellement a stabilisé la pente. Mais d'autre point de vue, d'autres systèmes de confortement pourraient être applicables et moins coûteuses.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

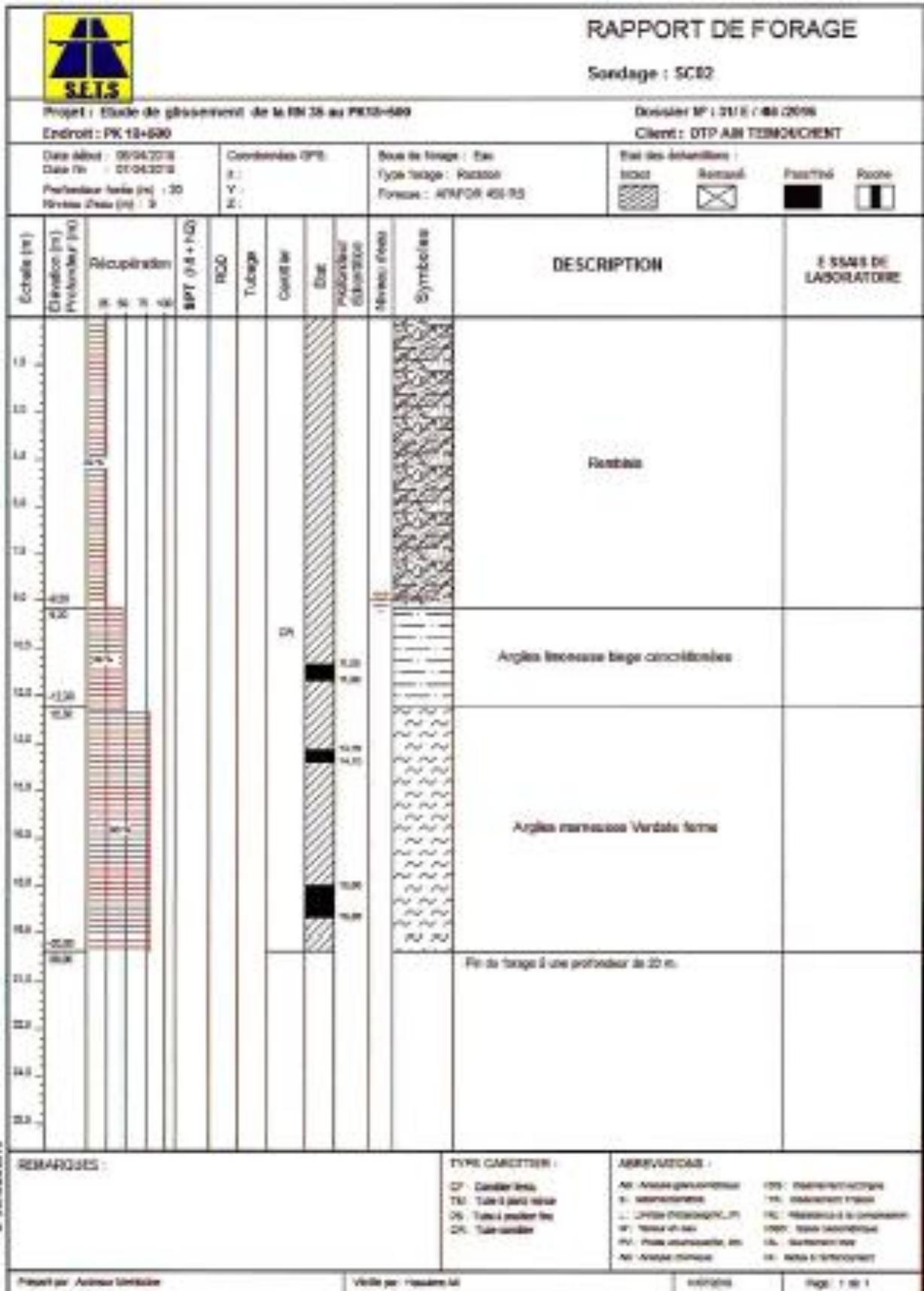
1. Ali, 2011, « introduction à la géotechnique Tome II », office des publications universitaire (OPU).
2. Bali et Boukeras, 2018, «ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS A PROBLEMES EN GEOTECHNIQUE », Mémoire de Master, Université Aboubakr Belkaïd de Tlemcen, Algérie.
3. Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017, « Document D’accompagnement, Glissements De Terrain Dans Les Depots Meubles Types Et Causes, Les Orientations Gouvernementales En Amenagement Du Territoire », Québec.
4. Bendadouche. H et Lazizi. S, 2013, « Glissement de terrain et confortement », copyright Pages Bleues Internationales.
5. Berthoumieux J.J, 2012« application au glissement de kenscoff-Mahotièr (Haiti) », Thèse de doctorat, école polytechnique de Louvain, Université catholique de louvain.
6. Bonnard et al, 2004, « suggestions, directives et perspectives de développement, identification et atténuation de risques de glissements de terrain importants en Europe»
7. Bouamra et Chikhi, 2015, « Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par Plaxis : Cas de Parc Dounya – Dely Brahim », Mémoire de Master, Université DJILALI BOUNAAMA de Khemis Miliana, Algérie.
8. Boubker et Gheneni, 2003, « cartographie et zonage de l’aléa des zones exposées aux risques de mouvement de pente », Mémoire de Master, Université Aboubakr Belkaïd de Tlemcen, Algérie.
9. Bouhadad, 2005, « Les glissements de terrains et éboulements rocheux origine sismique : évaluation de l’aléa et exemples en Algérie », communication au séminaire sur les risques naturels liés au glissement de terrain et d’éboulement rocheux, université de Guelma, Algérie.
10. Boukhatem et Hamelate, 2016, « étude et stabilisation d’un talus de RN 35 PK 18+200 », Mémoire de Master, Université CUBBBAT d’Ain Témouchent, Algérie.
11. Closset et Wojtkowiak, 1993, « Géotechnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert en terrains alluvionnaires », BRGM, direction de l’ingénierie géotechnique, France.
12. Comspec, 2013, « service d’inspection de bâtiments résidentiel et commercial »

13. Contrôle Technique des Travaux Publics, Direction Régionale Ouest (CTTP), 2014, « Etude de glissement de terrain sur RN 101 aux PK 24 et PK 25 » Direction des travaux publics, Ain Témouchent.
14. Costet et Sanglerat.G, 1981, « cours pratique de mécanique des sols Tome 1-plasticité et calcul des tassements », Ed Duondd, paris.
15. DDRM, 2008, «risque dans le département des Hauts de seine ».
16. Degoutte et Royet, 2009, « Aide mémoire de Mécanique des sols ».
17. Desodt et al, 2017, « Les glissements de terrain, modélisation et prévision », école normale supérieure Paris-Saclay, france.
18. Douici, 2012, « Une rivière de boue dévale de la montagne EL Watan».
19. Durville et Sève, 1996, « Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles », Techniques de l'ingénieur, 54.
20. Eden, 1973, « Glissement de terrains argileux », conseil nationale des recherches, Canada.
21. Encyclopedia Universalis, 2019, Eric PALVADEAU.Y DE LA TORRE EROSION DU Encyclopaedia Universalis [en ligne], URL.
22. Eric Gervreau, 2000, « Géotechnique calcul des ouvrages chapitre8 : étude de la stabilité des pentes ».
23. Eurode design using SLOPE/W, GEO-SLOPE International Ltd, Canada, [www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com)
24. Fabre et Hantz, 2018, « Glissements et éboulements rocheux, une fatalité », Encyclopédie de
25. Faure.R.M, 2001, « l'évaluation des méthodes de calcul en stabilité de pentes partie I : méthodes à la rupture », Revue Français De Géotechnique, France.
26. Faye.J et Lakhdar.Y, 2004, « mouvement de terrain ».
27. Flageollet, 1989, « Les mouvements de terrain et leur prévention », masson, Paris (France).
28. Flavigny, 2018, « Les glissements de terrain », Encyclopédie de l'Environnement, publiée par l'Université Grenoble Alpes.
29. Glade, 2003, « vulnerability assessment in landslide risk analysis », Die Erde, vol 134.
30. Gotteland Ph et Tacnet J.M, Octobre 00, « ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables. », unité de recherche Erosion Torrentielle Neige Avalanches.

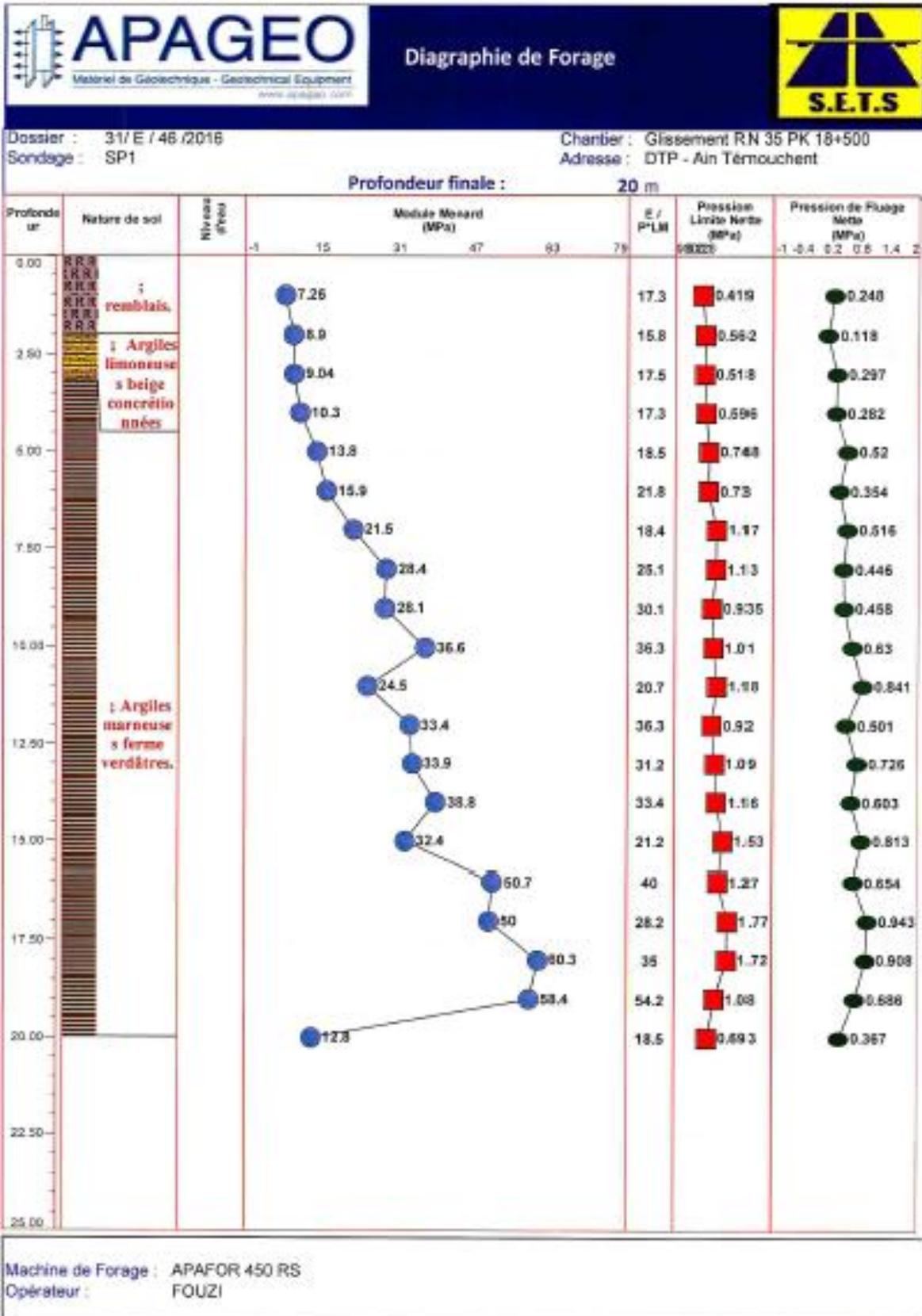
31. Gueye, 1993, « Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes », Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique de thiès, Sénégal.
32. Guzzetti et al, 1999, « landslide hazard evaluation », a review of current techniques and their application in a multi scale study, central italy.
33. Henri de Choudens et al, 2014, « mouvements de terrain », institut des risques majeurs.
34. Hubert.B et Philipponnat.G, 1997, « Fondations et ouvrages en terre », Ed Eyrolles. Paris.
35. Khemissa, 2006, « Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », Journées Nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Lyon (France).
36. Kabou et Merad, 2013« ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR (BEJAIA) », Mémoire de Master, Université ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA, Algérie.
37. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 1983-1993, « Notions sur les géotextiles en géotechnique routière ».
38. Laboratoire de L'habitat et de la Construction d'Ouest (LHCO), 2014, « rapport des essais géotechniques, Glissement de terrain RN 101 au PK 24 et 25 H'Maina à Ain Témouchent ».
39. Lateltin.O, 1997, « Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire, Office fédéral de l'aménagement du territoire OFAT Office fédéral de l'économie des eaux OFEE Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage OFEFP ».
40. Le matin d'Algérie, 2018,<https://www.lematindalgerie.com/>.
41. Maquaire et al, 2006, « analyse spatiale du risque 'glissement de terrain ».
42. Marc Vincent (BRGM), 2003, « Retrait-gonflement des sols argileux - méthode cartographique d'évaluation de l'aléa en vue de l'établissement de PPR », BRGM
43. METL-MEDDE, 2012, « collection prévention des risques naturels, les mouvements de terrain », Ministère de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie.
44. Morard.S, 2009, « mouvements gravitaires », société suisse de géomorphologie-fiches géomorphologie de la montagne.
45. Nemmiche et Ougherb, 2015« Etude d'un cas pathologique d'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest », Mémoire de Master, Université Aboubakr Belkaïd de Tlemcen, Algérie.

46. Palvadeau.É et Ywenn DE LA TORRE, 2019, « ÉROSION DU LITTORAL », Encyclopædia Universalis [en ligne].
47. Peltier.Y et Macias.J.V, 2006, « Etudes et Impacts de l'implantation du barrage de Charlas », Bureau d'études industrielles BEI ERE.
48. Philipponnat.G, 1998, « fondation et ouvrage en terre », Eyrolles, Paris (France).
49. Pierre et André, 2004, Bourque et université Laval.
50. Plumelle.C, 2003, « Stabilité des talus - Mécanique des sols », Chebap Cnam Paris, Chapitre 7 et 8.
51. Puissant et al, 2006, « Analyse spatiale, évaluation et cartographie du risque 'glissement de terrain'. Revue Internationale de Géomatique (sous presse, à paraître).
52. Raulin et al, 1974, « calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire », rapport de recherche N°36.
53. Reiffsteck, 2015, « Méthodes de confortement Stabilité des pentes - Glissements en terrain meuble ».
54. Robitaille et Tremblay, 1997, « mécanique des sols théorie et pratique », Ed Modulo.
55. RPA99/VERSION 2003, règles parasismique algériennes, centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
56. Sharpe, 1938, « Les glissements de terrain et les phénomènes relatifs ». Columbia University Press, N.Y.
57. Smahi et Zeghar, 2015, « Etude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia », Mémoire de Master, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, Algérie.
58. Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS), 2018, « étude de glissement au PK 18+500 ; étude géotechnique » Direction des travaux publics, Ain Témouchent.
59. Société Suisse de Géomorphologie de la Montagne (SSGM), 2009, « Géomorphologie de la montagne-fiches pour l'enseignant »
60. Stéphane.J, 2010, « Reconstitution de l'entrée préhistorique de la grotte Chauvet-Pont d'Arc (Ardèche, France): les apports de l'analyse géomorphologique et de la modélisation 3D », France.
61. <https://www.google.com/maps/>
62. <https://earth.google.com/web/>.

LES ANNEXES



		<h1>RAPPORT DE FORAGE</h1>										
Projet : Etude de placement de la RM 35 au PK18+000 Secteur : PK 18+000		Dossier N° : 21/E/146/0916 Client : DTP AIN TEMOUCHEM										
Date début : 05/04/2018 Date fin : 07/04/2018 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) : 8		Coordonnées GPS X : Y : Z :		Type forage : Forage Foruse : AP40R 400 RS								
Etat des échantillons : Insect <input type="checkbox"/> Humide <input checked="" type="checkbox"/> Froid <input checked="" type="checkbox"/> Sec <input type="checkbox"/>												
Profondeur (m)	Stratification (m)	Recupération (%)	SPT (p.s + r.q)	RCO	Tubage	Carré de	Etat	Profondeur stratifiée	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00	0.00	100%									Forêttes	
0.50	0.50	100%									Argiles limoneuses blâche consolidées	
1.00	1.00	100%									Argiles limoneuses Verdoles ferme	
1.50	1.50	100%									Fin de forage à une profondeur de 20 m.	
REMARQUES :												
TYPE GARDIEN :						ABREVIATIONS :						
GP : GARDIEN GROS TM : Tube à joint télescopique DG : Tube à joint double DR : Tube double						AG : Arrière aréométrique S : SÉRIATION L : LIQUIDE D'ÉCHÉLONNEMENT N : Niveau d'eau PV : Pression atmosphérique (atm) A : Niveau d'eau			G2 : Caractéristiques géologiques TR : Caractéristiques Techniques R : Résistance à la compression SPT : SPT (Standard Penetration Test) S : Scléromètre S : Niveau d'humidité			
Projet par : Anthony SENEZ				18/04/2018 / 14:00:00				14/03/2018		Page : 1 de 1		

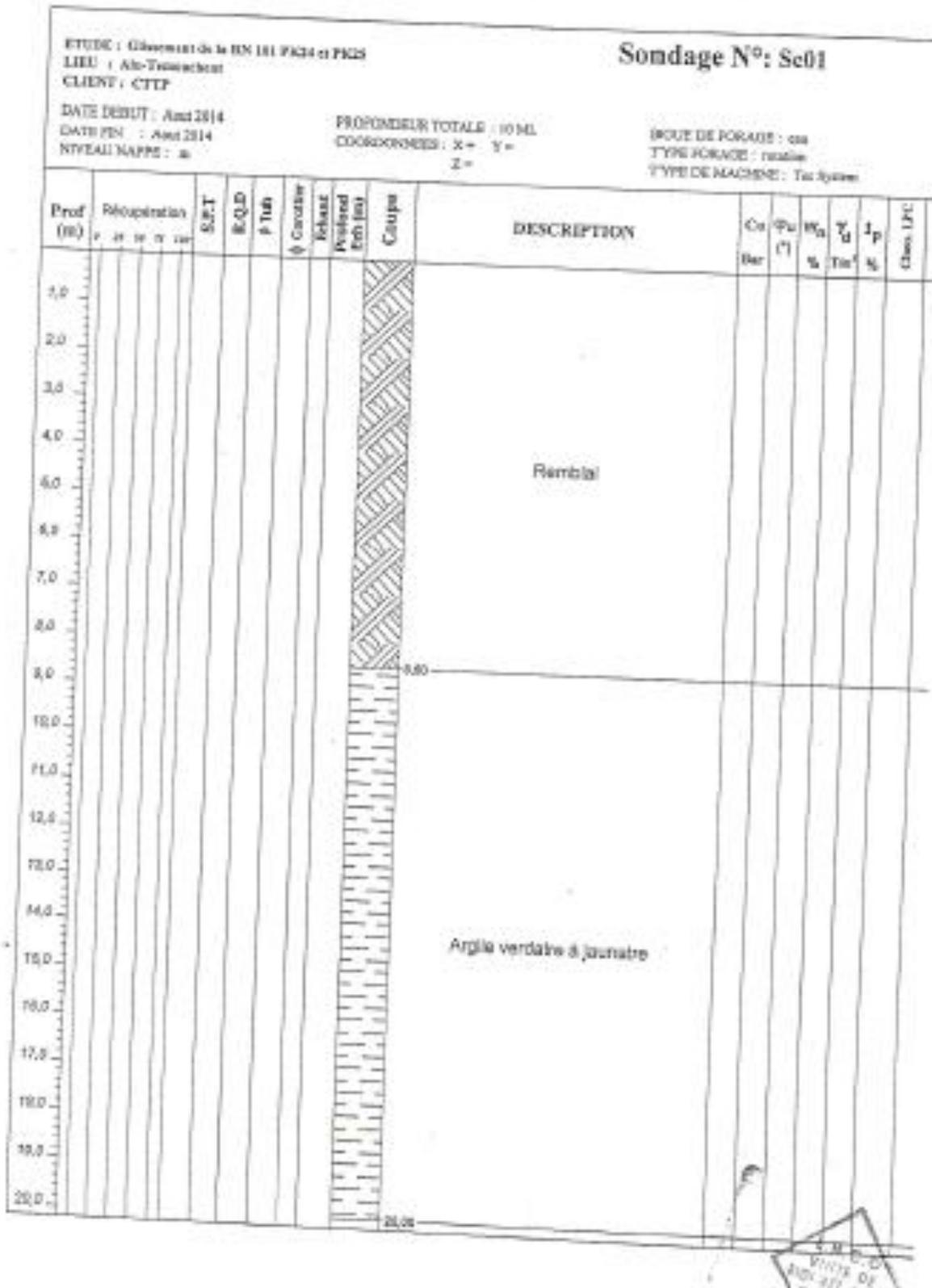




\*

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Un 86 512 841 8000 - TEL: (048.55.23.59 & 048.55.26.66) - FAX: 048.55.27.87 -



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité nationale accréditée - TEL: 048.86.23.68 & 048.86.35.85 - FAX: 048.55.27.87 -

Sondage N°: Sc02

ETUDE : Glissement de la RN 104 PK24 et PK28

LIEU : Ais-Tenochant

CLIENT : CTIF

DATE DEBUT : Aout 2014

DATE FIN : Aout 2014

NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

COORDONNEES : X = Y =

Z =

BOUE DE FORAGE : ml

TYPE FORAGE : rotation

TYPE DE MACHINE : Tac System

Prof (m)	Récapitulation					S.E.T	R.Q.D	Ø Tub.	Ø Casier	Béton	Profondeur (m)	Coupe	DESCRIPTION	C <sub>u</sub> Bar	φ <sub>s</sub> (%)	W <sub>n</sub> %	γ <sub>d</sub> T/m <sup>3</sup>	I <sub>p</sub> %	Classe LPS	Type Sond	
	a	at	st	st	st																
1.0																					
2.0																					
3.0																					
4.0																					
5.0																					
6.0																					
7.0																					
8.0																					
9.0																					
10.0																					
11.0																					
12.0																					
13.0																					
14.0																					
15.0																					
16.0																					
17.0																					
18.0																					
19.0																					
20.0																					





Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité 511 Bel Abbès - TEL: 048.55.23.55 & 048.55.25.65 - FAX: 048.55.27.87 -

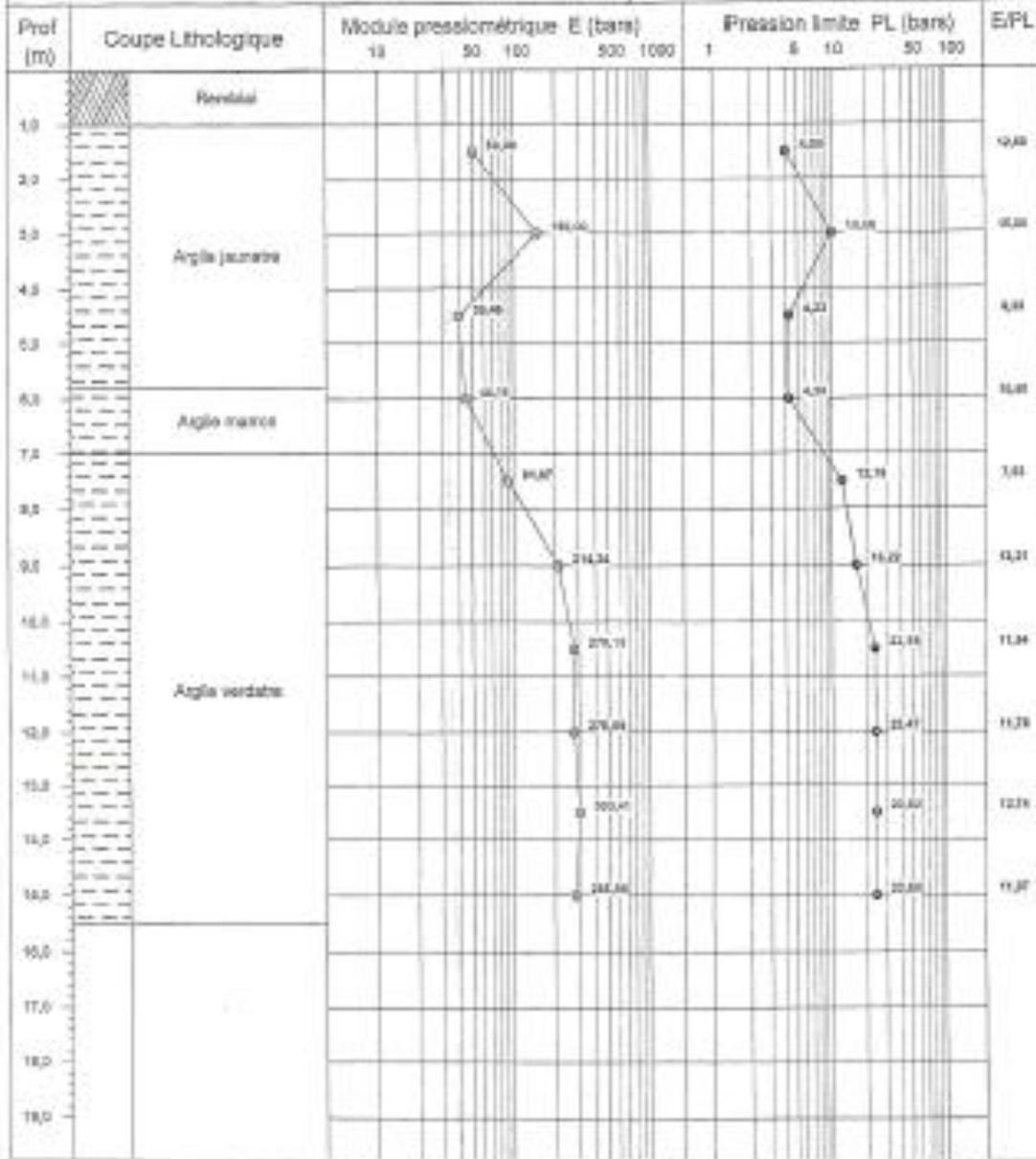
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : glissement de RN101 au PK24 et PK25  
 Lieu : Hmifna (Ain-Termouchent)  
 Client : CTTT  
 Sondage N°: SP01

Type d'appareil: APAGED

Date essai : 05/2014  
 Volume de la sonde  $V_s$  (cm<sup>3</sup>) : 535  
 Hauteur DPWTerrain naturel (m) : 1  
 Profondeur nappes (m) :



Signature - Date





Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité 021 Bel abbes - TEL: 049.95.23.88 & 049.95.25.05 - FAX: 049.95.27.87

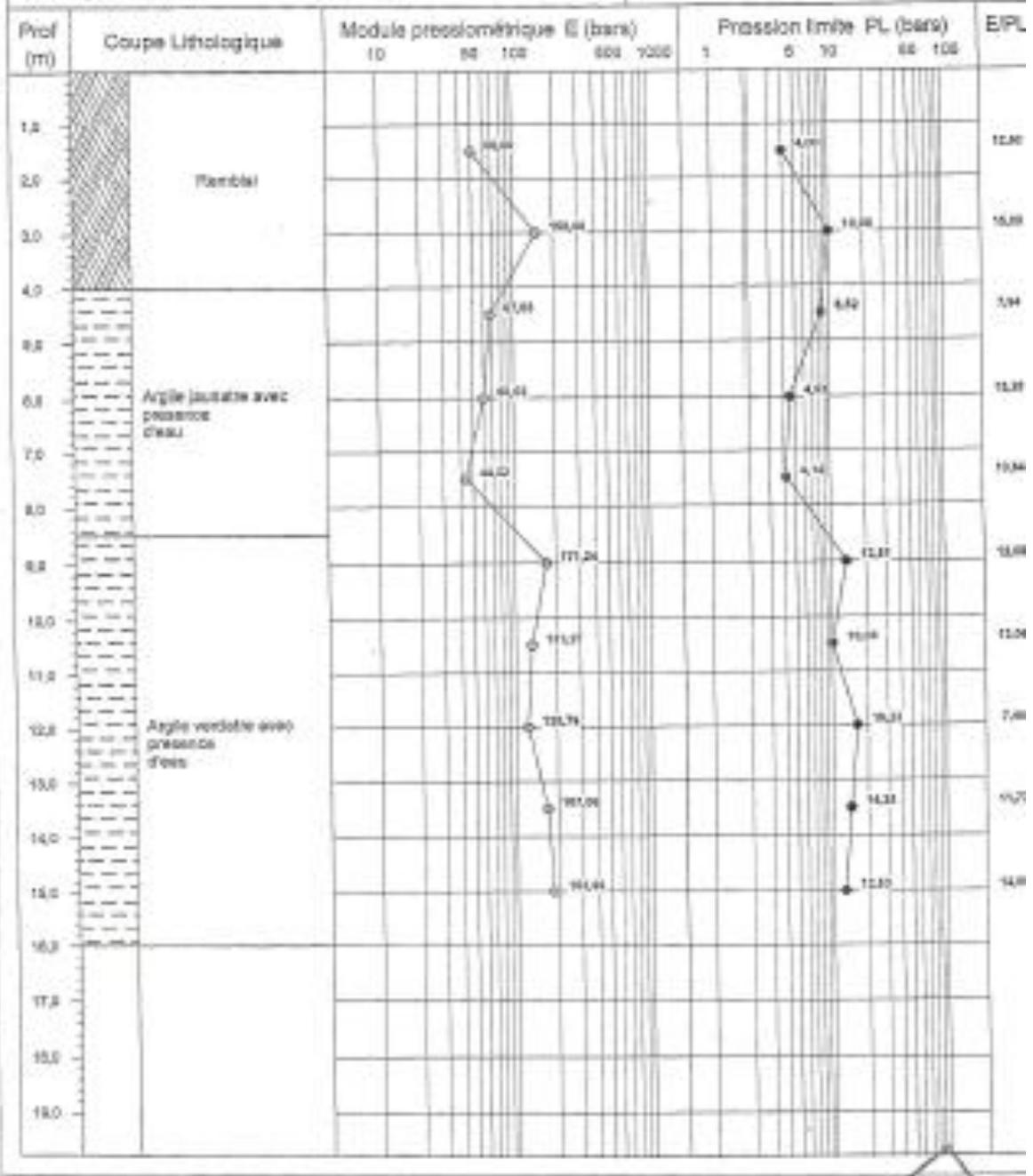
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : glissement de RN101 au PK24 et PK26  
 Lieu : Hmaïna /Min-Temouchent  
 Client : GTTP  
 Sondage N°: SP02

Type d'appareil: APAGEO

Date essai : 08/2014  
 Volume de la coupe «V» (cm<sup>3</sup>) : 895  
 Hauteur CPW Terrain naturel (m) : 1  
 Profondeur nappe (m) :



Signature: [Signature]

