



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique

جامعة الجيلالي بونعاما خميس مليانة

Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana

كلية علوم الطبيعة والحياة وعلوم الأرض

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

قسم علوم الأرض

Département des Sciences de la Terre



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

Filière : Géologie Appliqué

Spécialité : Géotechnique

Thème

« L'impact de l'infiltration sur le Glissement de Terrain.

Cas : PK13- Section M5- El-Hoceinia »

Présenté par :

- BENYOUSSEF Soumia
- BOURABA Fettah

Membres du jury :

M ^{elle} Hadj Mohamed N.	Présidente	UDBKM
Mr Sadeuk Ben Abbas A.	Promoteur	UDBKM
Mr Said Ramdane M.	Examineur	UDBKM
Mr Bensaada M.	Examineur	UDBKM

Année Universitaire : 2017 /2018



DÉDICACES

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, à toi Mon père.

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur : Maman que j'adore.

Aux personnes dont j'aurais bien aimé la présence en ce jour, à mes frères Lyes et Chafik, je dédie ce travail dont le grand plaisir leur revient en premier lieu pour leurs conseils, aides et encouragements.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études, mes amis, mes collègues d'études, à vous : Siham, Mohamed, Nadia, Mokhtar, Djamila et la promotion 2018 d'hydrogéologie et à toutes mes amies.

M^{ELLE} BENYOUSSEF SOUMIA



Remerciements

*Nous remercions notre Dieu qui nous a donné
le courage et la volonté de poursuivre nos études.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et
nos sincères remerciements à notre encadreur monsieur
« **Sadeuk Ben Abbas AEK** », pour nous avoir suivis et dirigés
tout au long de ce travail.*

*Nous remercions également les membres de jury qui nous ont fait
l'honneur d'apporter leur jugement critique sur cette étude :*

M^{elle} Hadj Mohamed N, Mr Bensaada M. et Mr Said Ramdane M.

*Nous remercions nos parents et toutes nos familles
ainsi que tous nos amis pour leurs encouragements.*

SOUMIA & FATTEH



DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail avant tout aux à mes parents
Que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long des mes
Années d'études.*

À mes très chères sœurs Safia, Zahia, Fatma Z

À mes très chers frères Belkacem, et Ismail.

À ma binome Soumia et toute sa famille.

À ma femme Chaima et toute sa famille.

*À tous mes amis Nadir, Abdelhamid, Mokhtar, Adem, et
également à la promotion 2018 hydrogéologie.*

Fattah BOURABA

Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels très dangereux dépendant de plusieurs paramètres. Assez fréquent dans la wilaya d'Ain Defla, ce phénomène peut engendrer beaucoup de dommages dans le point PK 13 de la section M5 de l'autoroute Est-Ouest, dans la commune d'El Hocienia.

À cette fin, nous avons commencé notre étude avec des généralités sur les glissements de terrain. Ensuite, nous avons effectué une analyse de la stabilité par les méthodes classiques de la Pente, dans le but de déterminer si l'eau est le facteur principal des glissements de terrain. D'après cette étude, les eaux souterraines jouent un rôle très important dans la provocation de ce glissement, car la nappe d'eau est située à une profondeur de 7,5m sous le tracé de la section M5.

Mots Clés :

Glissement de terrain, la section M5, PK13, El Hoceinia, l'autoroute Est-Ouest, la stabilité.

Abstract:

Landslides are very dangerous natural phenomena that depend on several parameters. Frequent in the wilaya of Ain Defla, this phenomenon can cause a lot of damage in the point of PK 13 of section M5 of East–West Highway in the municipality of El Hoceinia.

We began our study with generalities on landslides. Then we did a stability analysis with the classical methods of the Slope in order to determine if the water is the main factor responsible for the landslide. Based on this study, we found that the groundwater plays a very important role in causing this slippage, because the water layer is located at 7.5m in depth under the M5 section.

Key words:

Landslide, Section M5, PK13, El Hoceinia, East–West Highway, stability.

ملخص:

تشكل الانزلاقات الأرضية ظواهر طبيعية شديدة الخطورة تعتمد على عدة عوامل فهي شائعة جدا في ولاية عين الدفلى.

هذه الظاهرة يمكن أن تولد الكثير من الضرر في موقع PK 13 من القسم M5 من الطريق السيار شرق-غرب في بلدية الحسينية.

حيث بدأنا دراستنا مع العموميات بشأن الانهيارات الأرضية. بعد ذلك، أجرينا تحليل الاستقرار باستخدام أساليب المنحدر الكلاسيكية من أجل تحديد ما إذا كان الماء هو العامل الرئيسي عن الانهيار الأرضي، ووفقاً لهذه الدراسة، وجدنا أن المياه الجوفية تلعب دوراً هاماً للغاية في التسبب في هذا الانزلاق لأن المياه الجوفية تقع على عمق 7.5 متر تحت القسم M5

الكلمات المفتاحية:

انزلاق أرضي، القسم PK13، M5، الحسينية، الطريق السيار شرق-غرب، استقرار.

Table des Matières

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Symboles

Introduction Générale 01

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2 Présentation de la région..... 03

I.2.1 Situation géographique 03

I.2.2 Limites géographique d'El Hoceinia 04

I.2.3 La section M5 04

I.2.4 Présentation du site "PK13 El Hoceinia"..... 04

I.3 Topographie, Géomorphologie..... 05

I.4 Aperçu Hydro Climatologie 06

I.5 La Sismicité 07

I.6 Contexte Hydrologique et hydrogéologique 08

I.6.1 Eaux superficielles 09

I.6.2 Eaux souterraines..... 09

I.7 Caractéristiques lithologiques 10

I.8 Cadre géologie générale 11

I.8.1 Géologie du site d'El Hoceinia 12

I.9 Conclusion 14

Chapitre II : Généralité sur le Glissement de terrain

II.1 Introduction..... 16

II.2 Les mouvements de terrain 16

II.2.1 Qu'est qu'un mouvement de terrain 16

II.2.2 Les types de mouvement de terrain 16

II.2.2.1 Les mouvements sans surface de rupture (fluage) 16

a) Mouvement dans les formations meubles 16

b) Mouvements dans les formations rocheuses	17
II.2.2.2 Les coulées boueuses	17
II.2.2.3 Les chutes des pierres et des blocs	18
II.2.2.4 Les effondrements et les affaissements	19
II.2.2.5 Le glissement de terrain	20
II.2.2.5.1 Définition	20
II.2.2.5.2 Les types de glissement de terrain	21
a) Glissement superficiel « plan »	21
b) Glissement rotationnel.....	21
c) Glissement rotationnel simple	22
d) Glissement rotationnel complexe	23
II.2.2.5.3 Les principales causes des glissements	24
II.2.2.5.4 Classifications de glissement de terrain	25
II.3 Méthode de traitement de glissements	26
II.3.1 Terrassement	26
II.3.2 Butée de pied et allègement en tête	26
a) Butée de pied	26
II.3.3 purge et reprofilage	27
a) Allègement en tête	27
b) Purge	28
c) Reprofilage	28
II.3.4 Substitution (bâches, contreforts, masques et éperons)	29
a) Substitution totale des matériaux glissés.....	29
b) substitution partielle des matériaux glissés	30
II.3.4 Dispositifs de drainage	31
II.3.4.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)	31
II.3.4.2 Tranchés drainantes	32
II.3.4.3 Drains subhorizontaux	33
II.3.4.4 Masques et éperons drainants	33
II.3.4.5 Murs en sol cloués	33
a) Stabilisation des pentes naturelles	34
b) Stabilisation d'excavation (pentes artificielles)	34

II.3.4.6 Stabilisation des talus en murs de soutènement en béton armés	35
II.3.4.6.1 Murs de soutènement	35
II.3.4.6.2 Tirants d'ancrage	35
II.3.4.6.3 Pieux et barrettes	36
II.3.4.6.4 Palplanche	37
II-4 Cas de glissement de terrain à El Hocienia PK 13	38
II.4-1 Introduction	38
II.4-.2 Historique du glissement	38
II.5 conclusion	39
Chapitre III : Méthode calcul de la stabilité des pentes	
III.1 Introduction.....	41
III.2 Définition de coefficient de sécurité	41
III.3 les différentes définitions d'un coefficient de sécurité	42
III.4 Choix de la valeur du coefficient de sécurité	42
III.5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	43
III.5.1 Méthodes de l'équilibre des moments	43
III.5.1.1 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire	43
III.5.1.2 La méthode de Fellenius	44
III.5.1.3 Méthode de Bishop	44
III.5.1.4 Méthode de Bishop simplifiée	45
III.5.2 Méthodes de l'équilibre des forces	45
III.5.2.1 La méthode de Janbu simplifiée	45
III.5.2.2 la méthode de Janbu généralisée	46
III.5.2.3 La méthode de Spencer	47
III.5.2.4 La méthode de Morgenstern et Price	48
III.5.2.5 méthode de Sarma	49
III.5.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces	50
Chapitre IV : L'Apport de l'Hydrogéologie à l'étude de glissement de terrain	
IV.1 Introduction.....	52

IV.2 Collecte de donnée	52
IV.3 Impacte de l'eau sur la stabilité de terrain	54
IV.4 Constatations sur terrain	58
IV.5 Solutions adoptés	60
IV.6 Conclusion	62
Conclusion Générale	64
Références Bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1: présentation générale de la zone d'étude sur le bassin de Haut Cheliff	03
Figure I.2: Image satellitaire de la zone d'étude	04
Figure I.3: le tracé de la section M5 sur la carte géologique	05
Figure I.4: le tracé de PK13	06
Figure I.5: Relief de la section autoroutière M5	07
Figure I.6: Répartition de la pluviométrie de la région d'étude.....	08
Figure I.7: carte de zonage sismique du territoire national.....	09
Figure I.8: l'affleurement de la formation marnes gréseuse	10
Figure I.9: Les limites des massifs de la wilaya	11
Figure I.10: Coupe géologique à travers le bassin du Haut Cheliff	12
Figure II.1 : Exemple d'un coulé boueux	18
Figure II.2: Chute de pierres	18
Figure II.3: Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement.	19
Figure II.4: glissement de terrain de la section M5 –El Hoceinia	20
Figure II.5: schéma d'un glissement rotationnel et plan	22
Figure II.6: Glissement rotationnel simple	22
Figure II.7: Glissement rotationnel complexe	23
Figure II.8: Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces ...	23
Figure II.9: Un terrain de terrain causé par l'eau dans la section M5	25
Figure II.10: Différents méthodes de stabilisation par terrassement	26
Figure II.11: Différentes surface de rupture à prendre en compte	27
Figure II.12: Dimensionnement d'un allègement en tête (CITIC CRCC, 2009)	28
Figure II.13: Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Maray	29
Figure II.14: Substitutions partielles	30
Figure II.15: Réalisation des tranchés drainants (Projet Autoroute Est- Ouest)	32
Figure II.16: Mur de soutènement en béton armé (Autoroute Est-Ouest)	35
Figure II.17: Tirant précontrainte ancré au terrain par injection de scellement	36
Figure II.18: Stagnation d'eaux	38
Figure III.1: Représentation des forces sur une tranche	46
Figure III.2: La représentation des forces sur une tranche	46

Figure III.3: Résultante des forces parallèles	47
Figure III.4: représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer	47
Figure III.5: les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée	48
Figure III.6: représentation graphique des forces sur une tranche	49
Figure IV.1: Une Source séchée	53
Figure IV.2: situation des sources	54
Figure IV.3: Stagnation des eaux au bordure de la route	55
Figure IV.4: un glissement de terrain bordure Est de la section M5.....	56
Figure IV.5: Source Emergente près de la section M5.....	57
Figure IV.6 : Section lithologique de quelque couche.....	59
Figure IV.7 : Système de drainage	61

Liste des Tableaux

Tableau II.1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement	26
Tableau II.2: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme	26
Tableau III.1: Les différentes définitions d'un coefficient de sécurité	46
Tableau III.2: les valeurs des Fs en fonction d'état de l'ouvrages	47

Symboles

b : largeur d'une tranche

C: la cohésion

C' : Cohésion effectif :

C_u : Cohésion non drainé

E : Force horizontale inter-tranche

FS : facteur de sécurité.

h : hauteur de la tranche

L : la longueur de tranche

N : la force totale normale à la base

Q : la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

Q max : valeur maximale de Q.

U : l'effort dû à la pression d'eau à la base

W : Poids total de la tranche

W_i : poids de la $i^{\text{ème}}$ tranche

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol

α : L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale.

Δl_i : Longueur élémentaire

ϕ : Angle de frottement interne du sol

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

La géologie et les études géologiques sont d'une importance essentielle dans le domaine des études géotechniques et dans le domaine de la gestion des risques naturels liés à des facteurs géologiques.

En effet, les glissements représentent un phénomène naturel d'origine sismique, géologique, qui a des répercussions sérieuses sur la stabilité des ouvrages urbains et ruraux.

Ce phénomène naturel est l'un des types de mouvements gravitaires qui sont souvent catastrophiques et engendrent des instabilités des terrains.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent des causes principales :

- ✚ La saturation qui provoque la modification des caractéristiques mécaniques des surfaces vers le mauvais. Il est à noter que ce glissement est apparu au moment de pluie.
- ✚ La stratification des différentes couches peut être médiocre et pourrait être l'une des causes de l'instabilité de ce talus.
- ✚ La pente peut-être n'est pas apte à la stabilité de la stratification caractérisant cette section (**In CITIC CRCC, 2009**).

Le travail présente dans ce mémoire a pour but de montrer le rôle de l'hydrogéologie dans l'étude de glissement de terrain, et d'illustrer les différentes solutions utilisées.

De ce fait, notre travail est divisé en 4 chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la représentation de la zone d'étude : la section M5 « PK13 » Khemis Miliana -El Hoceinia.
- Dans le deuxième chapitre, nous présentons des généralités sur les glissements de terrain, les types et les causes qui peuvent engendrer l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde en général et l'Algérie en particulier.
- Dans le troisième chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de calcul du coefficient de sécurité F_s du glissement des massifs de sol en pente.
- Dans le quatrième chapitre, nous avons étudié le rôle de l'eau dans l'étude du glissement de terrain. Ce phénomène sera explicité par des applications aux phénomènes naturels.
- À la fin nous terminons cette étude par une conclusion regroupant les différents résultats et quelques propositions de sujets à traiter.

I.1 Présentation de la région :

I.1.1 Situation géographique de point de glissement :

La wilaya d'Ain Defla est une zone relais entre l'Est et l'Ouest, le Nord et le Sud, occupant de ce fait, une position géographique centrale pouvant lui confier un rôle stratégique lors de l'élaboration du schéma national d'aménagement du territoire, assurant ainsi une parfaite jonction entre le littoral et la région des Hauts Plateaux ainsi qu'une meilleure liaison entre la région Ouest et celle de l'Est du pays. Elle est située à 145 km au Sud-Ouest de la capitale. Le territoire de la wilaya localisé entre les massifs montagneux du Dahra, Zaccar au Nord et par l'Ouarsenis au sud avec une plaine au centre sous forme de cuvette, traversée d'est en Ouest par un grand fleuve, l'Oued Cheliff (**In CHIKHI B, BACHIR BAY H, 2017**).

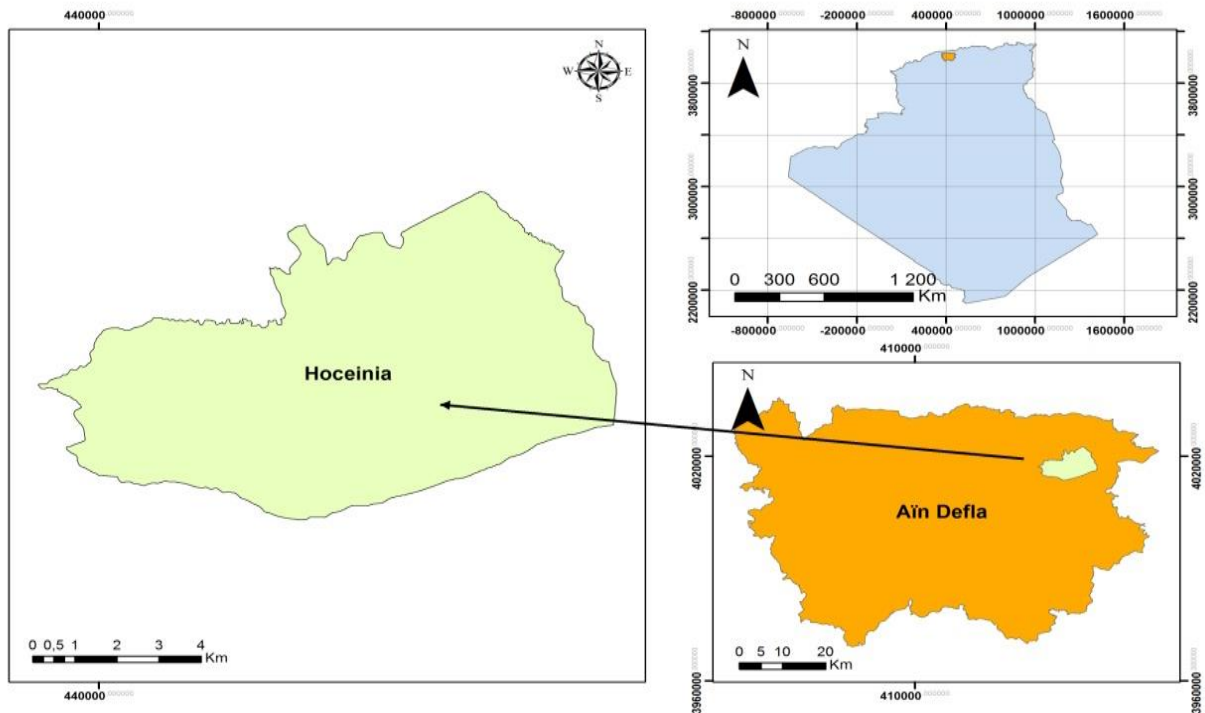


Figure I.1 : présentation générale de la zone d'étude sur le bassin de Haut Cheliff.

I.1.2 Limites géographique d'El Hoceinia :

La région de « El Hocienia » est une commune du centre à l'Est d'Algérie située dans le bassin du Haut Cheliff sur 95 km vers l'Ouest du capital d'Alger (Fig. I-1.), traversée par deux grands axes routiers, la route nationale (RN4) et l'Autoroute Est-Ouest (A1) de superficie de 7200 hectares. Elle est limitée Administrativement par :

- ✓ Au Nord, les communes de Ain Beniane et Hammam Righa
- ✓ À l'Ouest, la commune de Khemis Miliana
- ✓ À l'Est, la commune de Boumedfaa
- ✓ Au Sud, les communes de Ain Soltane et Djendel [site [wikipidia](#)].

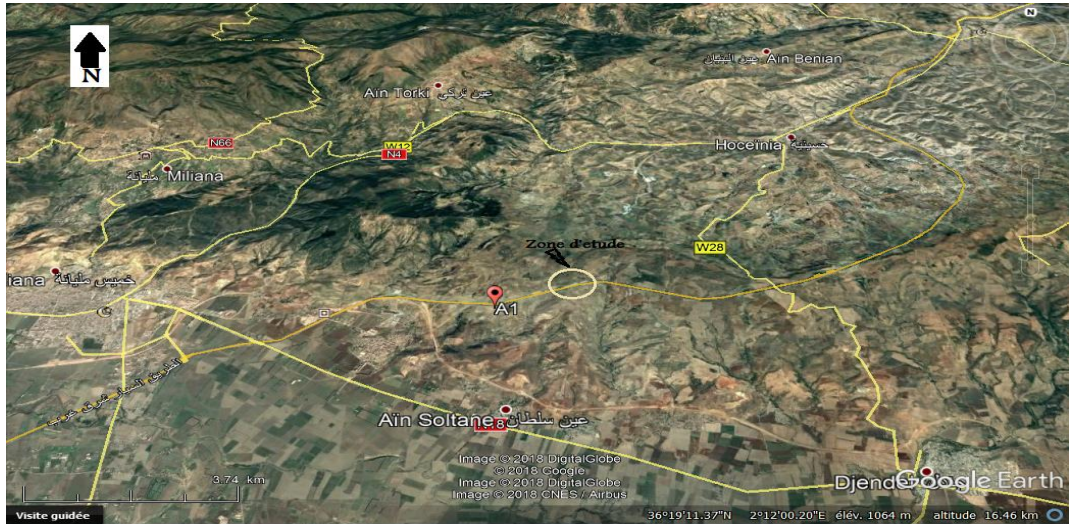


Figure I.2 : Image satellitaire de la zone d'étude.

I.2.3 La section M5 :

Dans le lot centre de l'Autoroute Est-Ouest se situé le tronçon M5, Khemis Miliana-El Hoceinia, de l'Autoroute Est-Ouest. Le point de démarre du tracé au Sud-Est de Khemis Miliana à 3 km, il traversé vers l'Est la RN18. Puis, il se poursuit vers l'Est à partir de 2 km du versant de Ain Soltane. Il coupe ensuite Djebel Gantas vers le Nord de tracé, il traverse Bouhalouane et prend sa fin à 2 km de l'Est de El Hoceinia.

Le tracé de cette section est orienté vers le Nord après avoir franchi les sommets de Djebel Gantas, près de PK13+700. Le point final de la section M5 est l'Autoroute d'EL AFFROUNE –HOCEINIA (In CITIC CRCC, 2009).

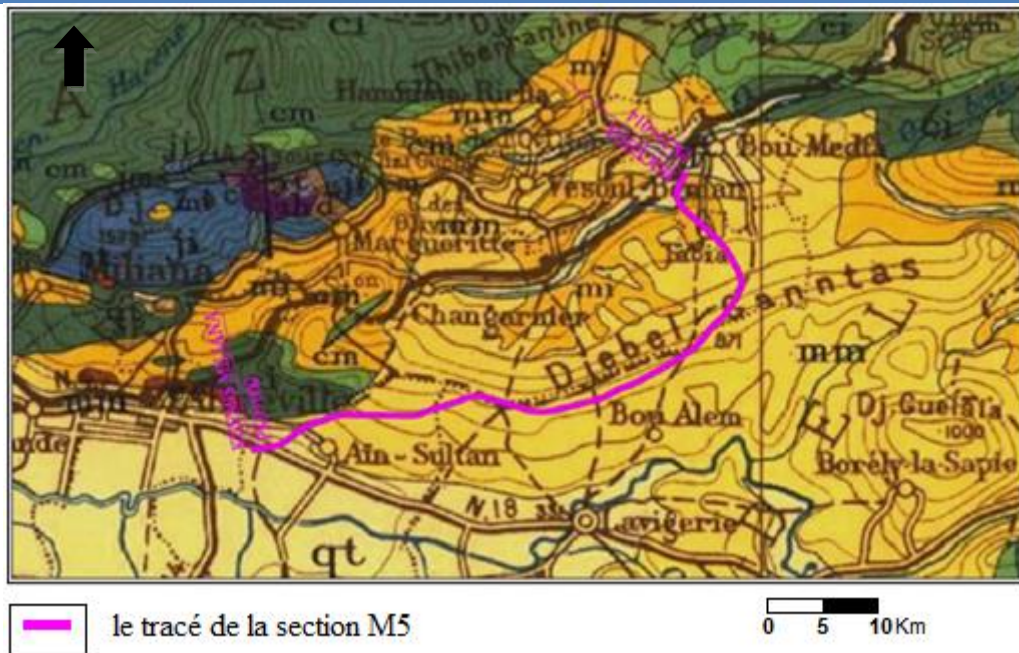


Figure I.3: Le tracé de la section M5 sur la carte géologique (In CITIC CRCC, 2009).

I.2.4 Présentation du point « PK13 El Hoceinia » :

Le site situé Nord de la commune d'Ain Soltane au Douar de ZEMALA Il est bordé par l'Est la route wilaya(W28) qui relie la route nationale RN°14 et coupe l'Autoroute Est-Oust En direction de Djendel Elle est limitée :

- ✓ Au Nord, par la commune d'Ain Beniane et Ain Torki.
- ✓ Au Nord-Ouest par la commune de Miliana.
- ✓ A l'Est, par la commune de Boumedfaa et Ouamri.
- ✓ A l'Ouest, par la commune de Miliana et Khemis miliana.
- ✓ Au Sud, par la commune d'Ain Soltane.



Figure I.4: le tracé de PK13.

Les coordonnées géographiques du point de glissement, sont les suivants :

Altitude : 36°15'48.34 Nord ;

Latitude : 2°20'17.11 Est ;

Longitude : 612m ;

I.3 Topographie, Géomorphologie :

Le point choisi pour cette étude est situé à la bordure Nord du bassin du Chéiff et dans la zone du Djebel Gantas, il correspond à une morphologie de bassin alluvionnaire, d'une altitude de 660m, il correspond à une morphologie montagneuse avec un relief varié (**image I-5**), la pente de la plaine est relativement faible (15%). Les vallées courtes qui existent dans le long de ce tronçon sont très nombreuses.



Image I.5 : Relief de la section autoroutière M5 (Khemis Miliana- Houceinia). (In SLAH Abdelghani, thèse 2012)

I.4 Aperçu Climatique :

L'objectif de l'étude climatique est d'estimer le climat auquel appartient la zone d'étude. Dans ce chapitre, l'étude portera sur l'analyse des données climatiques qui permettra de dégager les caractéristiques principales du bilan hydrologique.

La zone de la région d'El Hoceiniaprésepte un climat méditerranéen à caractéristiques continentales.

Température :

La température est un élément majeur dans les phénomènes de condensation et d'évaporation de l'eau et constitue aussi, un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement. La température moyenne annuelle est de l'ordre de 17°C à 19°C. En hiver elle est de l'ordre de 10°C, et 40°C en été. On constate que le mois le plus chaud est le mois d'Août.

Précipitations :

Les précipitations moyennes annuelles tombent sur la région sont de l'ordre de 500 à 700 mm selon l'altitude, et d'humidité elle est de 37%.

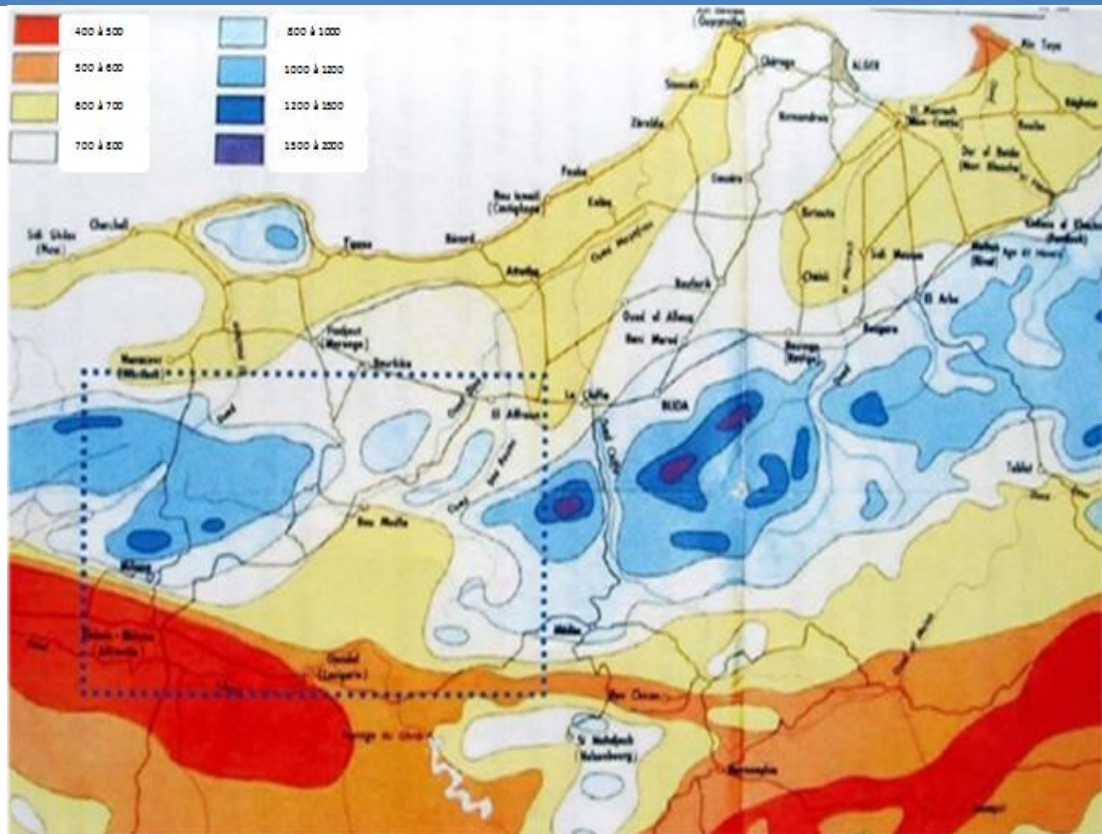


Figure I.6 : Répartition de la pluviométrie de la région d'étude (In CITIC CRCC, 2009).

I.5 La Sismicité :

Les vibrations du sol provoquées par un séisme génèrent des contraintes horizontales et verticales au sein d'une pente, ce qui entraîne une réduction de la résistance du sol et, donc, une instabilité. Il faut noter que les ondes vibratoires provenant des profondeurs du sol se déplacent de façon déférent selon la position des couches verticales, (réfléchie, réfracté). Sauf dans le cas des pentes de faible dénivelé, elles induisent des mouvements du sol opposé. Autrement dit, si une partie de la pente est poussée vers l'extérieur (mouvement favorisant la fracture), d'autres parties seraient attirées vers l'intérieur (mouvement résistant à la fracture).

Les mouvements verticaux du sol surviennent également, mais leur importance et leurs effets sont généralement moindres, si bien qu'on n'en tient souvent pas compte, à moins que les analyses indiquent que la stabilité des pentes est limitée lorsque seules les composantes horizontales des contraintes exercées sont prises en compte (In CITIC CRCC, 2009).

L'activité tectonique récente de l'Algérie du Nord est la conséquence de la convergence entre les plaques africaine et eurasienne. Elle se traduit, d'une part, par des plissements et par des fracturations, qui affectent les niveaux du *Miocène* post nappes, du *Pliocène* et du *Quaternaire* et

d'autre part, par une activité sismique, caractérisée par un mouvement de convergence depuis le Mésozoïque (In Chikhi B, Bachir bay H, 2017).

La sismicité c'est un facteur important dans toutes les études de l'ingénieur.

Du point de vue sismique, l'Algérie est divisée en trois (03) régions selon la sismicité de la région :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Noter que la région d'El Hocéinia s'inscrit dans une zone où l'activité sismique est moyenne (zone II), ou il doit prendre en compte les effets sismiques sur l'ouvrage (In Slah Abdelghani, 2012)

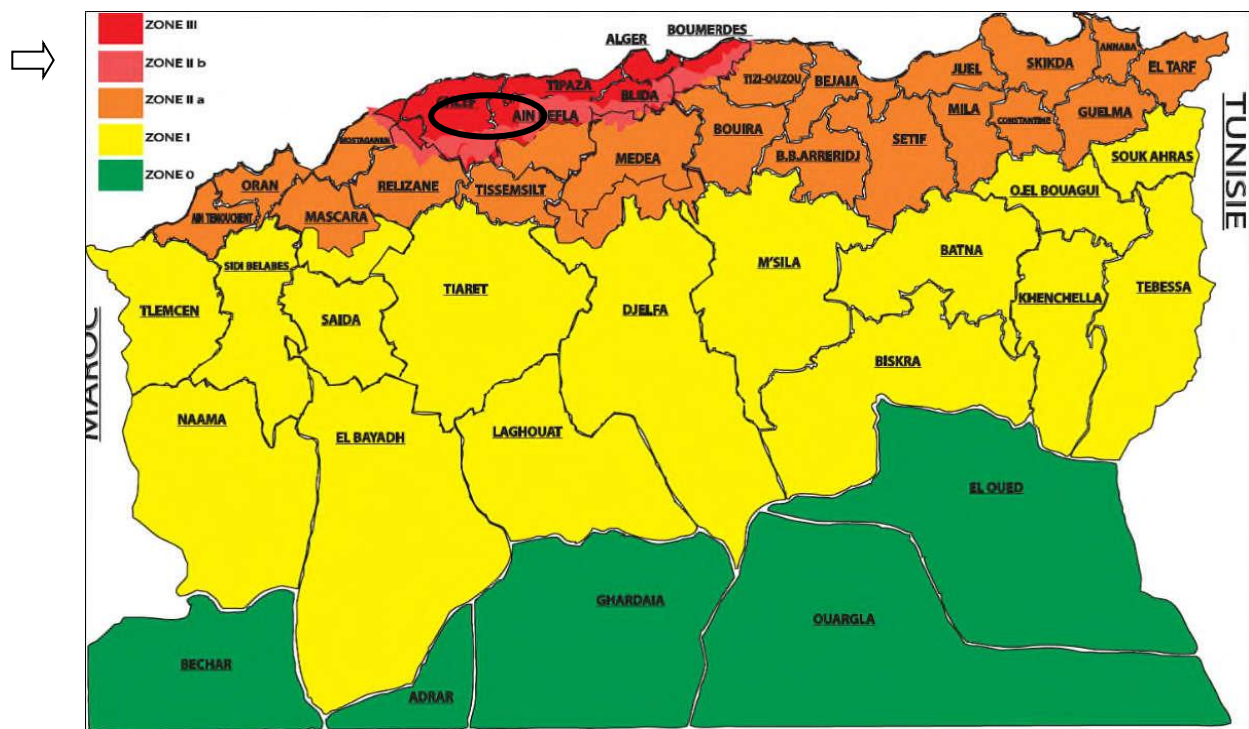


Figure I.7: carte de zonage sismique du territoire national (In CHIKHI B, BACHIR BAY H,

I.7 Caractéristiques lithologiques :

Les principales formations de long du tracé sont des formations alluviales, colluviales et éboulis, d'âge Quaternaire à Holocène, marne et grès Miocène. Selon les grandes différences de caractéristiques des roches, nous avons distingué en fonction de leur âge, les formations suivantes :

Quaternaire(Holocène) :

Elle situe principalement au bassin Cheliff et le mont de Gantas, cette unité d'origine alluviale et colluviale et éboulis qui remplit le dépôt des pentes des piémonts et constitué par :

- Une Formation **Argileuse** : cette formation dense et semi dure à très dure existe sur plusieurs types comme (brune jaunâtre, rouge brunâtre, concrétionnée calcaireuse, un peu graveleuse) d'épaisseur 20m, se situe sous une couche de terre végétale.
- Une formations **argileuse marneuses** : cette formation se situent à la surface de Djebel Gantas (PK2+550-PK8+230 et PK15+050-PK23+014) et caractériser par le couleur bleu grisâtre, jaune brunâtre avec sa dureté semi dure à très dure et concrétionnée calcaireuse et de l'épaisseur varié entre 0.5-8.0m (CITIC CRCC, 2009).



Image I.8 : l'affleurement de la formation marnes gréseuse.

Tertiaire(Miocène)

- Au niveau de la section qui situent entre (PK2+550-PK23+014) se compose à des terrains caractériser de plusieurs types de formations représenté par :
- Formation de **Marnes gréseuse** : cette formation qui situe dans la section (PK2+550-PK8+230), de couleurs jaune brunâtre, grain fin-grain moyenne, concrétionnée, avec une structure bloc, altéré à très altéré.

- Formation **Grés marneux** : cette formation c'est les mêmes propriétés pour la formation que nous avons déjà vue mais elle est située dans les deux sections (PK8+230-PK15+550).
- Formation de **Marnes** : cette formation située dans la section PK15+050-PK23+014 avec la couleur jaune brunâtre, grain grisâtre, concrétionnée boueuse, de structure en bloc altérés et très altérés [In CITIC CRCC, 2009].

I.8 Le Cadre géologie générale :

La wilaya d'Ain Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la Région du Tell, elle est formée par le massif de Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1 579 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis au Sud et la vallée de Chélif entre les deux massifs (**figure I-5**). Avec une plaine au centre sous forme de cuvette, traversée d'Est en Ouest par un grand fleuve, l'Oued Cheliff (**In Chikhi B, Bachir bay H, 2017**).

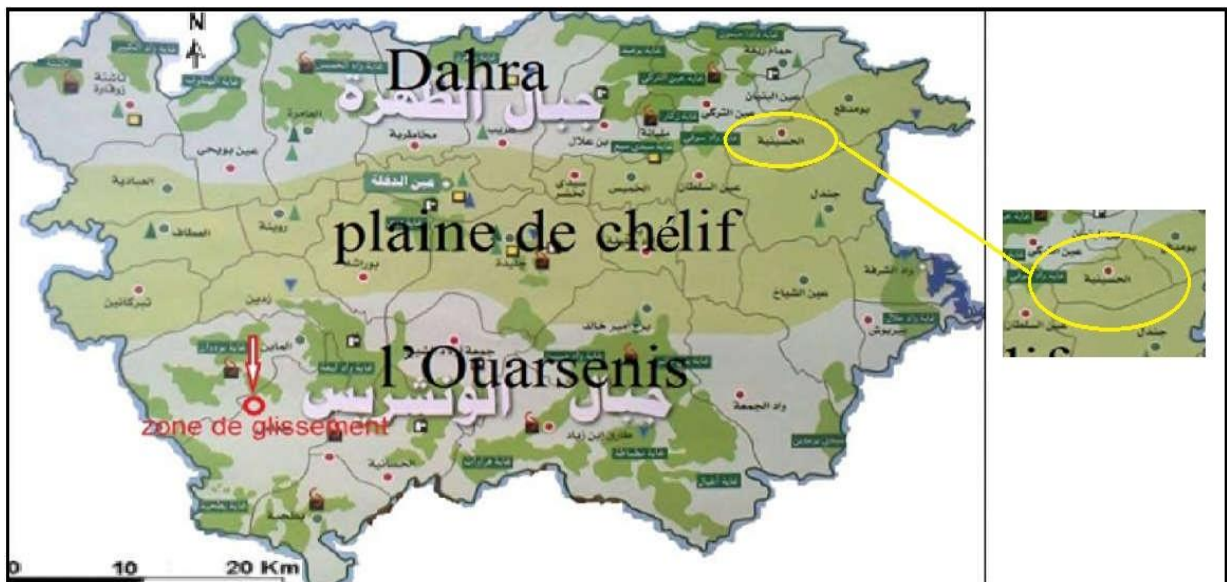


Figure I.9 : Les limites des massifs de la wilaya (In Chikhi B, Bachir bay H, thèse 2017)

Les terrains qui forment le cœur de synclinal sont du Miocène supérieur, ils constituent une couche gréseuse au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux. Les principaux affleurements du Miocène, sont au niveau du Djebel Gantas et à l'Est d'Ain Sultan. (**fig I-10**) (**In Kaltoum nefidsa, 2016**)

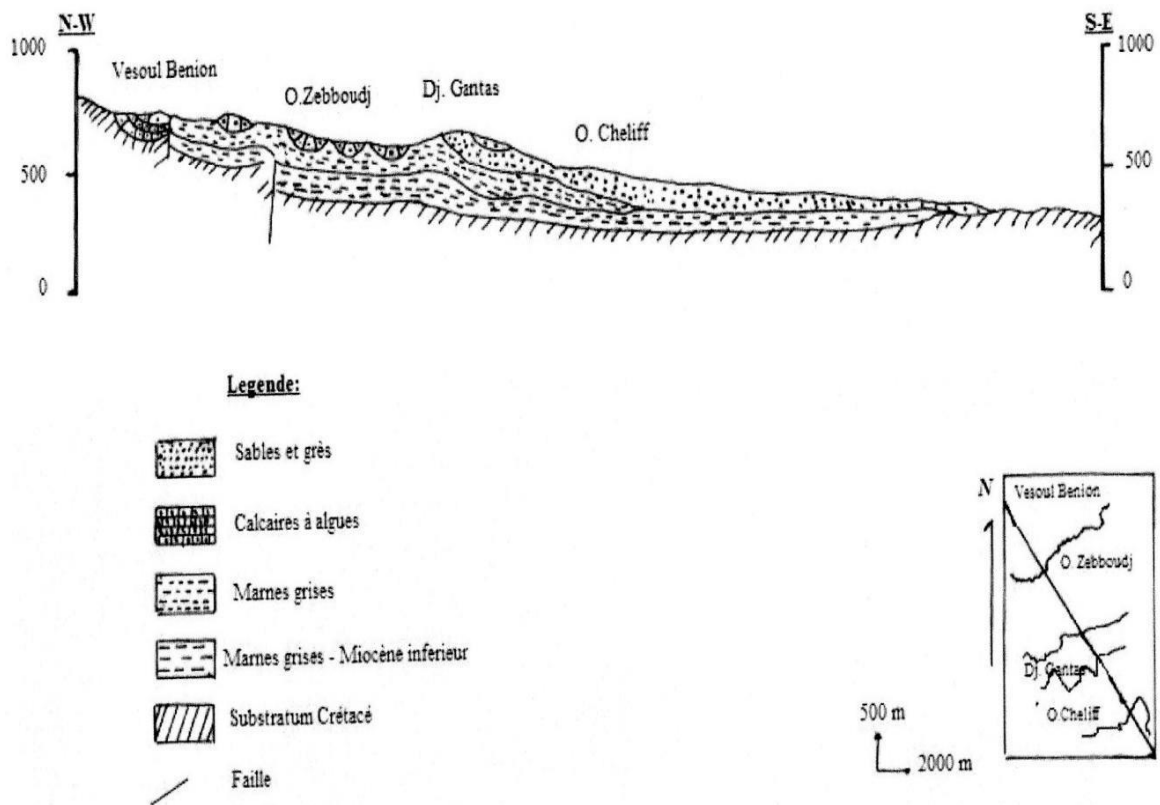


Figure I.10 : Coupe géologique à travers le bassin du Haut Cheliff (In Kaltoum Nafidsa, 2013).

I.8.1 Géologie du site d'El Hoceinia :

La première étape d'une étude de la stabilité des terrains est l'établissement de la structure géologique du site, tel que la nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielle, présence de failles...etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable

Le territoire de notre recherche et ses environs appartiennent à différentes unités Le tracé de KHEMIS MILIANA-BOUMEDFAA fait partie du bassin néogènes du Haut Cheliff reposant en discordance sur les terrains nappés schisteux, du Crétacé. Le Tracé passe essentiellement sur des terrains marneux et gréseux appartenant au Mio-Plio-Quartenaire. Les formations géologiques rencontrées sont les suivantes :

- **Le Quartenaire :**

Est composé par des encroutements **calcaires épais** de niveaux colluvionaires conglomératiques il est situé principalement au bassin Chélif et le mont de GANTAS, de ligne Khemis Miliana-Médéa. Une région légèrement plissée au relief assez au NW superpose à une subsidence du Miocène.

L'érosion transporter des dépôts sableux résultat de l'action externe qui provoquant la dégradation du relief dans ce cas la partie Nord-Ouest, culminant à 1,000m au DJEBEL GANTAS coupe obliquement par la masse rectiligne du Djebel GANTAS formant la falaise bordière

- ✓ Les formations **sableuses** dite de (Vesoul Banian) dessinent une auréole assez régulière s'incurvant vers l'oued Djer.
- ✓ Le synclinal du Gantas est borde au Sud-est par un anticlinal faisant Affleurer largement les marnes du miocène inferieur et s'ouvrant au Nord-Ouest sur le substratum crétacé.
- ✓ Les couches détritiques du Gantas sont tabulaires et très peu déformés, est occupé par une zone haute du Gantas, sur L'axe Sud-ouest, Nord-Est, ces zones effondrées probablement par des failles avec dépressions Plio-Quaternaires dans les régions de Bouhalouane ou de Djendel. La région à affinité tabulaire forme des aires ou des plateaux plus ou moins entaillés par l'érosion et correspond à des dépôts sableux peu épais.
- ✓ La structure du Gantas est bordée au Sud-Est par un anticlinal faisant affleurer largement les marnes du Miocène inférieur et s'ouvrant au Nord-Ouest sur le substratum crétacé. Les bancs gréseux parfois disparates forment aussi des petits Aquifères perchés qui se vidangent en de multiples sources qui sont la raison d'être des villages de ces montagnes qui culminent à plus de 1000 m.

-Les formations géologiques de la région d'El Hoceinia peuvent être résumées d'après la carte géologique de Miliana N°85 à l'échelle 1/50,000 par les formations des grès de Gantas (Tortonien) .

- **Le Miocène :**

C'est une série de **marnes bleues** avec des listes de tuf andésitiques, de la région de HAMMAM RIGHA vers la région du Gantas se découvre plusieurs types des formations géologique faciès littoral de **marnes sableuses** et de sables à stratification entrecroisée. Les grés (roche dure) et poundiques terminant le cycle Miocène est une roche sédimentaire détritique issu de l'agrégation il peut s'agir d'une roche cohérent et dure, présentant généralement de magnifiques stratifications entrecroisées.

- **Le Plio-Quartenaire :**

Il est représenté par des **marnes bleues** et des sables consolidé de l'Astien.il est accompagné d'important plissement d'âge Plio-Quaternaire (**In CITIC CRCC, 2009**).

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait les analyses régionales et locales de la zone d'étude dans tous les documents a permis de définir les caractéristiques de la zone d'étude, (climatologie, hydrogéologie, géologie, morphologie, sismicité...etc.).

Le site est caractérisé par une pente importante ou bien exposée au glissement de terrain. Avec des terrains défavorables (**marneux et gréseux** appartenant au Mio-Plio-Quaternaire), et une morphologie montagneuse et une sismicité moyenne et une forte pluie.

Donc à partir de ces caractéristiques on peut étudier le phénomène de glissement au niveau de notre site dans le but de cerner les causes précises de l'instabilité de versant (PK13) dans le chapitre suivant.

II.1 Introduction

Le risque du glissement de terrain est considéré comme risques naturels permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des pertes humains et financières.

Dans ce chapitre nous avons essayé de donner une aide sur le glissement de terrain, ensuite on présentera les différents types, classifications, les causes, et les solutions suggérées pour éviter ce phénomène.

Dernièrement on présentera une recherche bibliographique détaillée sur le glissement.

II.2 Les mouvements de terrain :

II.2.1 Qu'est qu'un mouvement de terrain ?

Les mouvements de terrains regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par année) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour). (www.Géorisques.gouv.fr).

II.2.2 Les types de mouvement de terrain :

On peut citer les principaux types de mouvements de terrain :

II.2.2.1 Les mouvements sans surface de rupture (fluage) :

Les phénomènes sont très différents selon la nature des matériaux impliqués : d'une part, les formations meubles, d'autre part, les formations rocheuses.

a) Mouvement dans les formations meubles :

Les mouvements dans les formations meubles sont souvent désignés par le terme générique de fluage. Ils se caractérisent par des mouvements lents dans la masse, susceptible d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements ou des écroulements (apparition d'une surface de rupture).

Le fluage se produit généralement au sein de formation (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluent sous leur propre poids.

Les volumes intéressés par ce phénomène sont comparables à ceux des glissements. Les vitesses de formations sont « très lentes ».

Les causes motrices principales sont le chargement (dans le cas de matériaux naturels), la saturation progressive (dans le cas de certains remblais argileux) et l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau (**In CITIC CRCC, 2009**).

b) Mouvements dans les formations rocheuses :

Les mouvements dans les formations rocheuses sont souvent désignés par le terme de fauchage et se caractérisent par un basculement ou renversement des sommets de couche très redressée (proche de la verticale). Le fauchage est susceptible d'évoluer en écroulement ou en chutes de blocs. Dans les roches tendres (par exemple, dans des pélites), on peut observer une évolution en glissement.

Le fauchage affecte des matériaux qui présentent une schistosité : schistes, gneiss et micaschistes. Les marno-calcaires, grèse et pélites sont également sensible à ce type de phénomène.

Les volumes des fauchages sont souvent réduits : quelques centaines de mètres cubes voire milliers de mètres cubes. Dans certains cas exceptionnels, ils atteignent plusieurs millions de mètres cubes.

Les vitesses sont extrêmement lentes, inférieures au millimètre par an pendant des centaines d'années, jusqu'à ce que les mouvements atteignent les couches extrêmes et provoquent leur basculement ; les vitesses sont alors plus importantes « très lentes à lentes » (**In CITIC CRCC, 2009**).

II.2.2.2 Les coulées boueuses :

Ces phénomènes constituent le type des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable pouvant aller des limons aux blocs rocheux. La taille de ces blocs est généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie (figure II-1). Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines de milliers de mètres cubes.

Les vitesses atteintes sont « très rapides » pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres. Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles, c'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de rupture de digues ou de barrage (**In CITIC CRCC, 2009**).

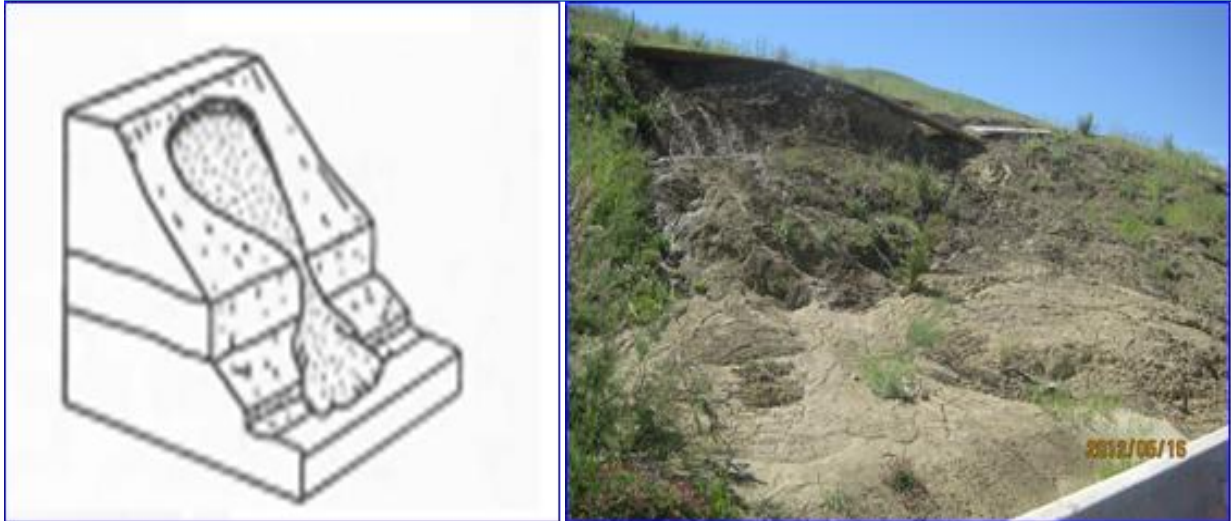


Figure II.1 : Exemple d'un coulé boueux section M5 (Projet Autoroute Est-Ouest) (In Slah Abdelghani, 2012).

II.2.2.3 Les chutes des pierres et des blocs :

Sont des phénomènes rapides ou événementiels mobilisant des éléments rocheux plus ou moins homogènes avec peu de déformation préalable d'une pente abrupte jusqu'à une zone de dépôt.

(www.georisques.gouv.fr).



Fig. 1 : Écroulement rocheux par dislocation interne

Figure II.2 : Chute de pierres (In Fillali mira, 2009).

II.2.2.4 Les effondrements et les affaissements :

C'est la présence ou non en surface d'une rupture qui différencie les affaissements des effondrements.

➤ **Qu'est-ce qu'un affaissement ?**

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements.

➤ **Qu'est-ce qu'un effondrement ?**

Les effondrements, se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50 m, occasionnellement 100 m) ou généralisé (plusieurs hectares).

La présence d'un banc raide dans les terrains recouvrant la cavité favorise les effondrements généralisés. Selon la profondeur de l'effondrement, un glissement de ses flancs peut se produire après l'événement (**Géo risques mieux connaître les risques sur le territoire**).

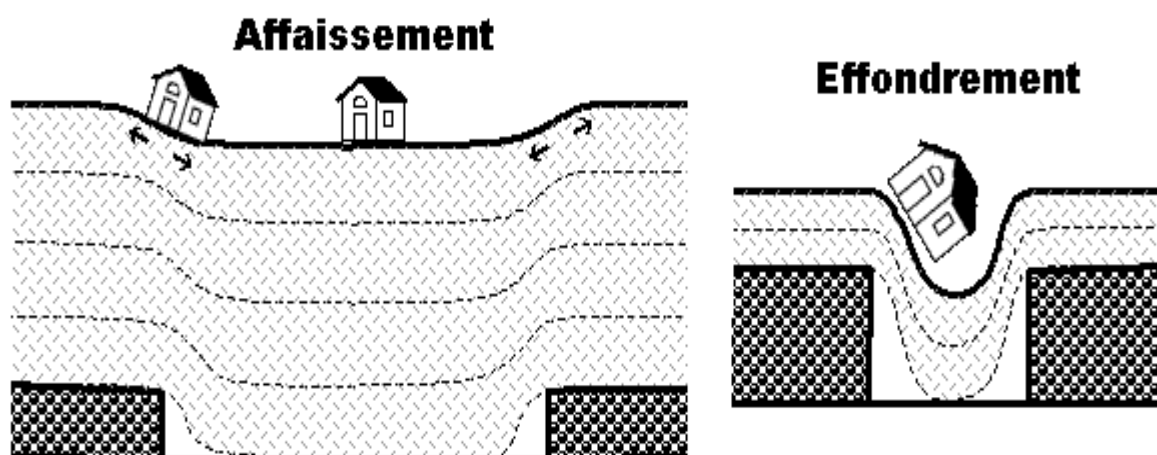


Figure II.3: Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement.

(https://fr.wikipedia.org/wiki/Affaissement_et_effondrement_miniers)

II.2.2.5 Le glissement de terrain :**1- Définition :****➤ Qu'est qu'un glissement de terrain ?**

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

(Observatoire-regional-risques-paca.fr/article/glissements).

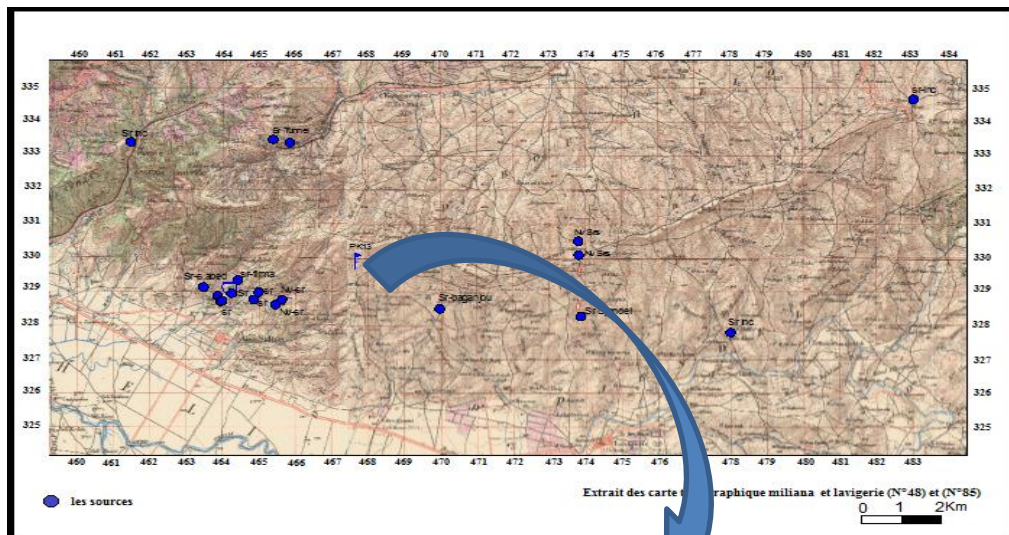


Image II.4 : glissement de terrain de la section M5 –El Hocinia.

2- Les types de glissement de terrain :

Après notre étude de ce phénomène naturel, nous avons conclu qu'il y a deux types de glissement sont :

a) Glissement superficiel « 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.

(https://www.mamot.gouv.qc.ca/fileadmin/.../glissements_terrains_types_causes.pdf)

b) Glissement rotationnel :

C'est l'exemple le plus commun. La surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut. Il peut y avoir des fissures concentriques en plan, et concaves suivant la direction du glissement. L'image classique est la forme d'une cuillère. La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées. L'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides. En amont de la niche d'arrachement, il peut apparaître des fissures de traction et une évolution régressive vers l'amont ou latérale du mouvement est possible. (In Lami I, Radim N, 2017).

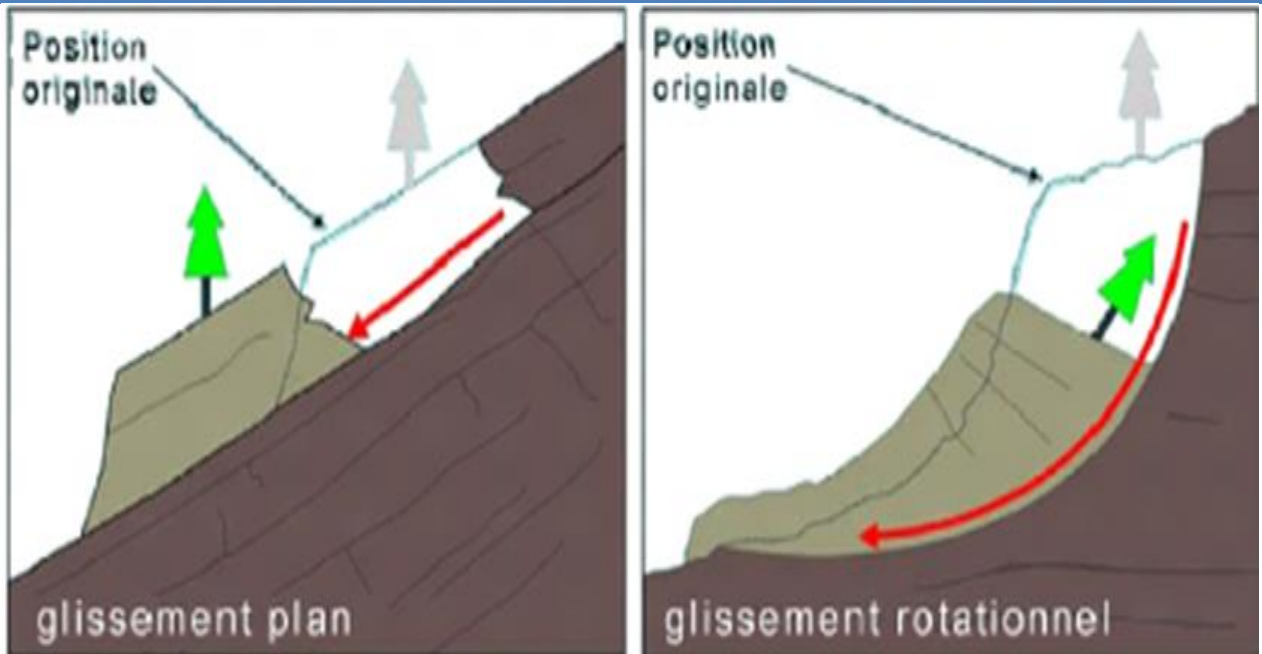


Figure II.5: schéma d'un glissement rotationnel et plan (In Aggaz H, Bali M, 2017).

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

c) **Glissement rotationnel simple:**

C'est le cas le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple → cylindre, Ce glissement est caractérisé comme suite:

- ✚ en tête des fissures de traction,
- ✚ un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.à la base, un bourrelet formé par des matières glissées(**Fillali mira,2017**).

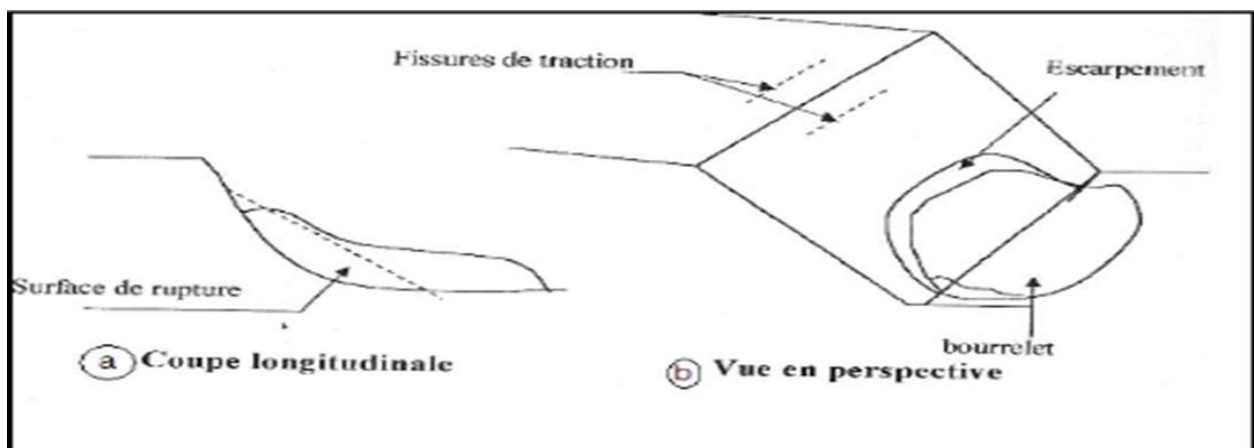


Figure II.6: Glissement rotationnel simple (In Fillali mira, 2017).

d) Glissement rotationnel complexe :

Glissement rotationnel complexe: il s'agit de glissement multiple. Les un dans les autres.

- ✚ L'apparition du premier glissement en bas de la pente → perte butée.
- ✚ Glissements successifs remontant vers l'amont (In Fillali mira, 2017).

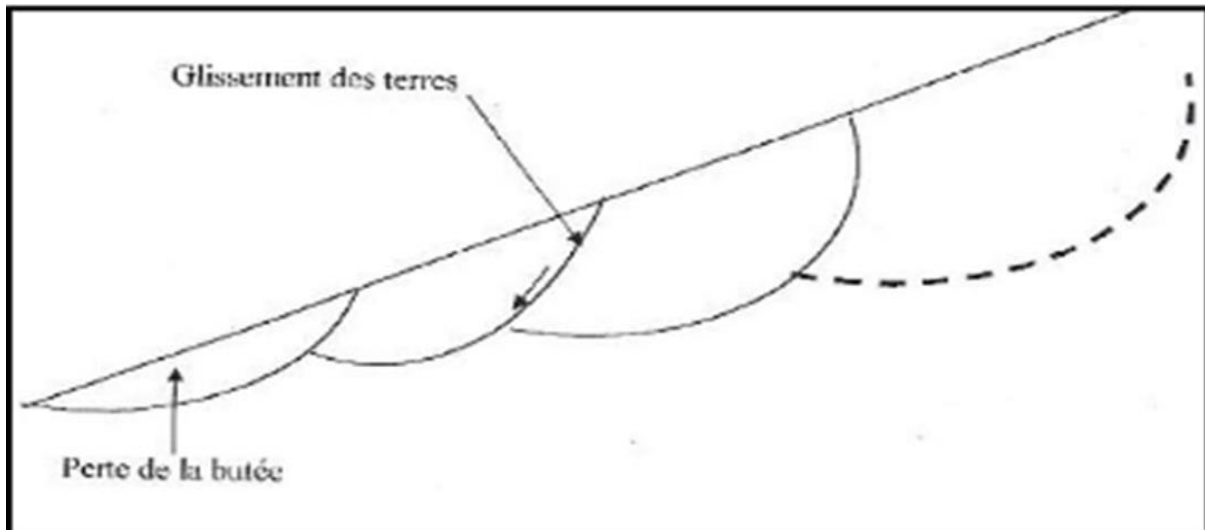


Figure II.7 : Glissement rotationnel complexe (In Fillali mira, 2017).

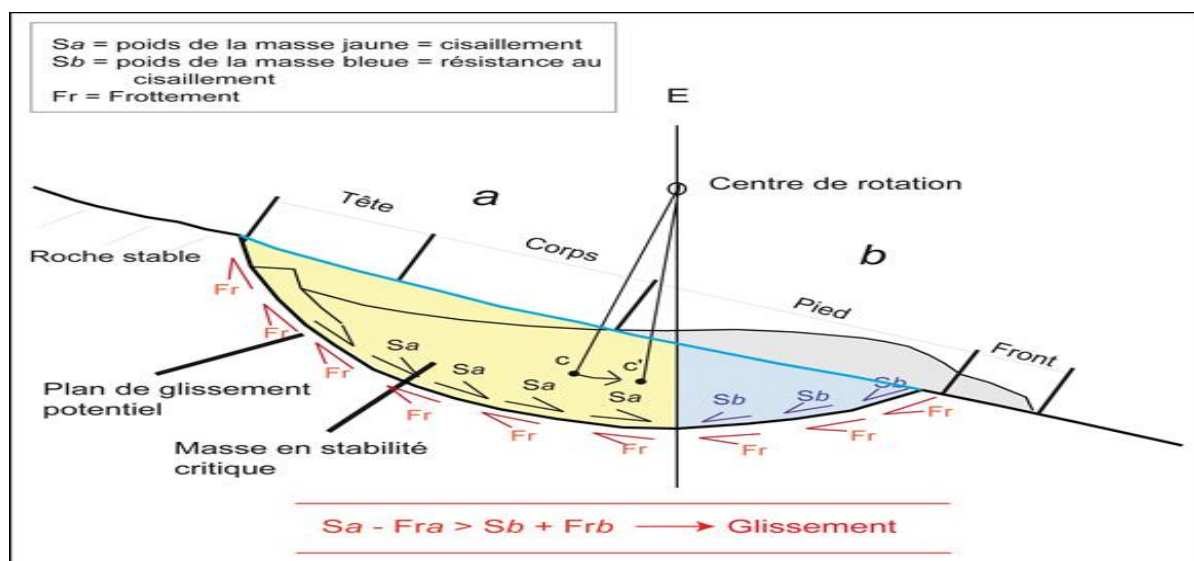


Figure II.8 : Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces.

Le poids du corps du glissement (S_b) et le frottement (Fr) s'opposent à la mise en mouvement (forces stabilisatrices) tandis que le poids de la tête (S_a) exerce une action motrice. Si $S_a - F_{ra} > S_b + F_{rb}$ alors il y a glissement, sinon la masse est stable. Les infiltrations d'eau (pluie, fonte des neiges) ont un effet négatif sur la cohésion du terrain et contribuent à accentuer l'activité du glissement (www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4204.php)

3. Les principales causes des glissements :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées : géologiques, morpho-géologiques, physiques et anthropiques ou humaines. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche, par les secousses d'un tremblement de terre dont on tient compte en ajoutant aux forces agissantes un terme proportionnel au poids du terrain et à l'accélération horizontale du séisme prévu, par la surcharge d'une construction au sommet du versant (modification de moment moteur), etc. D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies (modification de régime hydraulique) affaiblir la cohésion du terrain, l'accumulation des eaux usées rejetées dans le sol ; le développement de l'altération de la roche, le degré de plasticité du sol ou du sa sensibilité à l'eau, etc. Il existe une autre cause interne qui provoque le glissement, ce qu'il la modification des caractéristiques géotechniques du terrain, cette cause s'applique aux sols cohérents, il est généralement causé par la diminution de la résistance limite au cisaillement lorsque le temps de sollicitation augment

Si les causes des mouvements de versant sont diverses, il existe toujours un seul facteur de déclenchement, c'est-à-dire un stimulus externe (fortes précipitation, secousses sismiques, éruptions volcaniques, etc.) apte à provoquer rapidement le mouvement. Dans la plupart des cas, les fortes précipitations enregistrées lors de la saison pluvieuses ou cycloniques, demeurent le principal responsable de la majorité des glissements.

Il existe autres causes qui provoquent le glissement, l'influence du trafic et les charges roulantes, opérations de déboisement mal conduites sur les talus dont la stabilité superficielle est assurée par la présence des végétaux **(In CITIC CRCC, 2009)**.



Figure II.9 : Un terrain causé par l'eau dans la section M5.

4. Classifications de glissement de terrain :

On peut classer le glissement par deux éléments la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements voire les tableaux :

Tableau II.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (In Djamel Eddine BENOUIS, 2010) :

Glissement	surface de glissement
Superficiel	0 - 2 m
Semi- profond	2 - 10 m
Profond	10 - 30 m
Très profond	>30 m

Tableau II.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme (In Djamel Eddine BENOUIS, 2010) :

Glissement	La vitesse de glissement
Substabilisé, Très lent	0 - 2 cm / année
Peu actif, lent	2- 10 cm / année
Actif (ou lent avec phase rapides)	> 10cm/an

II.3 Méthode de traitement de glissements :

II.3.1 Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement (**figure II-10**).

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, butée en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable (**In CITIC CRCC, 2009**).

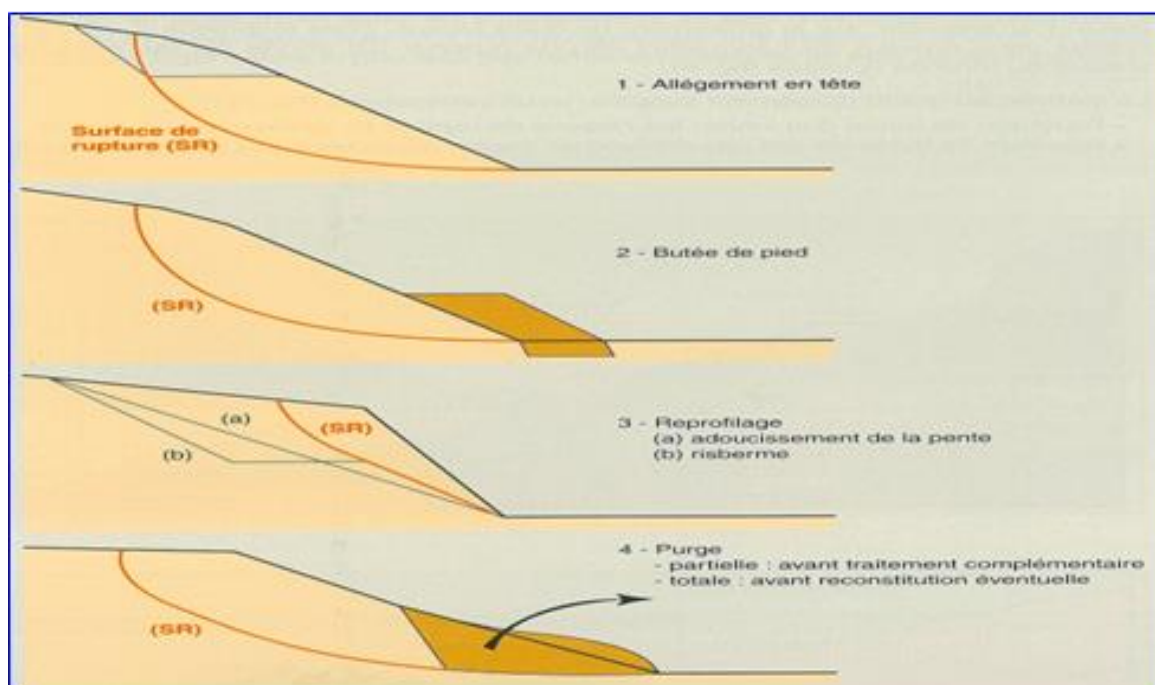


Figure II.10 : Différents méthodes de stabilisation par terrassement (In CITIC CRCC, 2009).

II.3.2 Butée de pied et allègement en tête :

a) Butée de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace, appelé banquette, berme ou butée (merlon), agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au reversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionné.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications (**Figure II.11**) :

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

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi on doit utiliser en général les matériaux drainants (**In CITIC CRCC, 2009**).

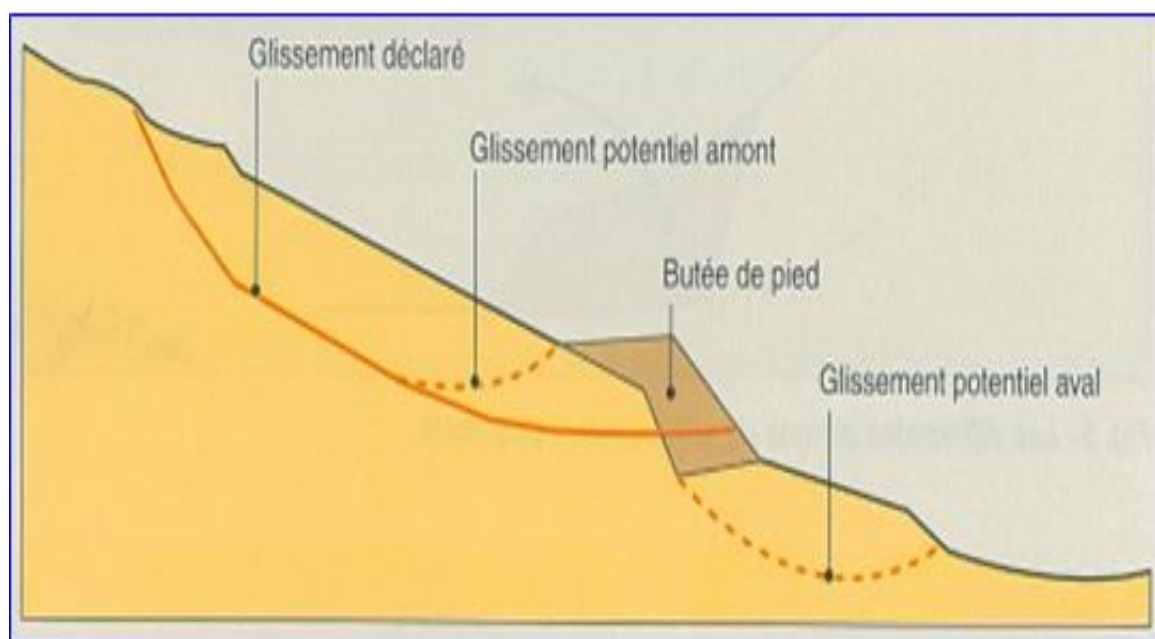


Figure II.11 : Différentes surface de rupture à prendre en compte (**In CITIC CRCC, 2009**).

II.3.3 purge et reprofilage :

a) Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête puisque le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme. (**Figure II.12**), On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc....) (**In CITIC CRCC, 2009**).

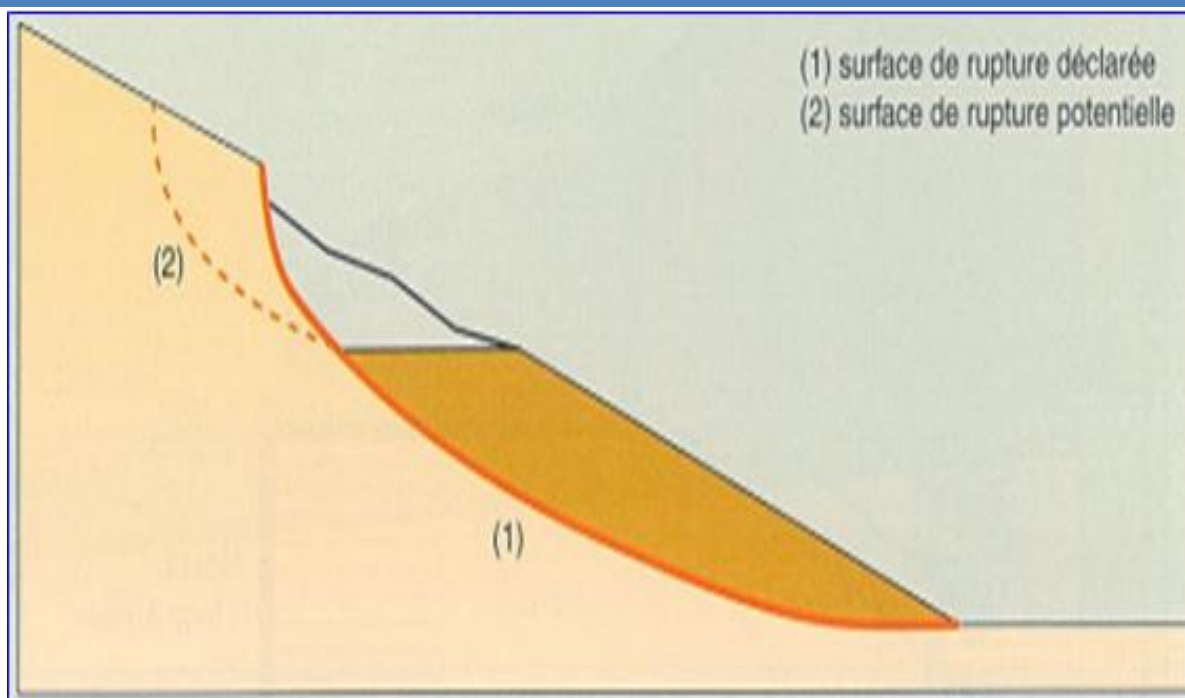


Figure II.12 : Dimensionnement d'un allègement en tête (In CITIC CRCC, 2009).

b) Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purger du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable ($F=1,5$). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains comme à Saint-Vidal, où la voie ferrée a été recouverte par 10m d'éboulis argilo-marneux (In CITIC CRCC, 2009).

c) Reprofilage :

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

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risberme a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants pour une amélioration du coefficient de sécurité relativement faible. Cette technique est couramment utilisée et consistera sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement.

- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes, cette technique diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble) (In CITIC CRCC, 2009).

III.3.4 Substitution (bâches, contreforts, masques et éperons) :

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

a) Substitution totale des matériaux glissés

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

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on s'assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à 1,5.

Cette technique a été appliquée au niveau de la tête sud du tunnel ferroviaire à Marnay (**Figure II-13**) Après terrassement du pied de versant et à la faveur de pluies exceptionnelles, environ de 20 000 m³ d'éboulis surmontant les marnes compactes du Toarcien avaient obstrué l'emprise du chantier. Ces matériaux ont été purgés et remplacés par des matériaux frottant et drainant de granulométrie 0-500 afin d'assurer la stabilité de la falaise en amont (In CITIC CRCC, 2009).

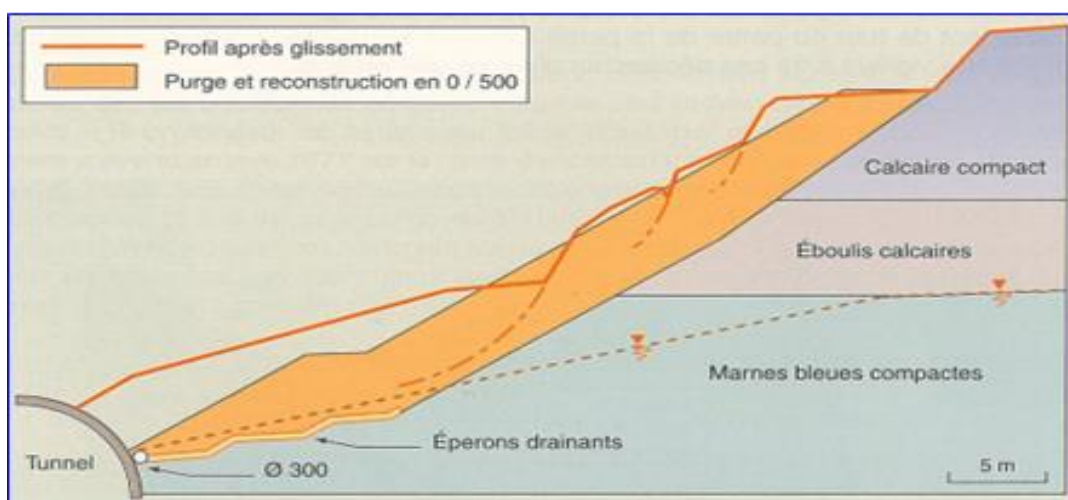


Figure II.13 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Maray (In CITIC CRCC, 2009).

La substitution de matériau glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériau concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport (**In CITIC CRCC, 2009**).

b) substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution partielle est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux).

On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qu'ils sont bien dimensionnés, peut suffire à la stabilisation (**Figure II.14**).

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux frottant et drainant. Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum). La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur, elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et, si exutoire peut être trouvé, de constituer un drainage à l'aval du glissement. Le rôle principal des bèches est d'améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum (**In CITIC CRCC, 2009**).

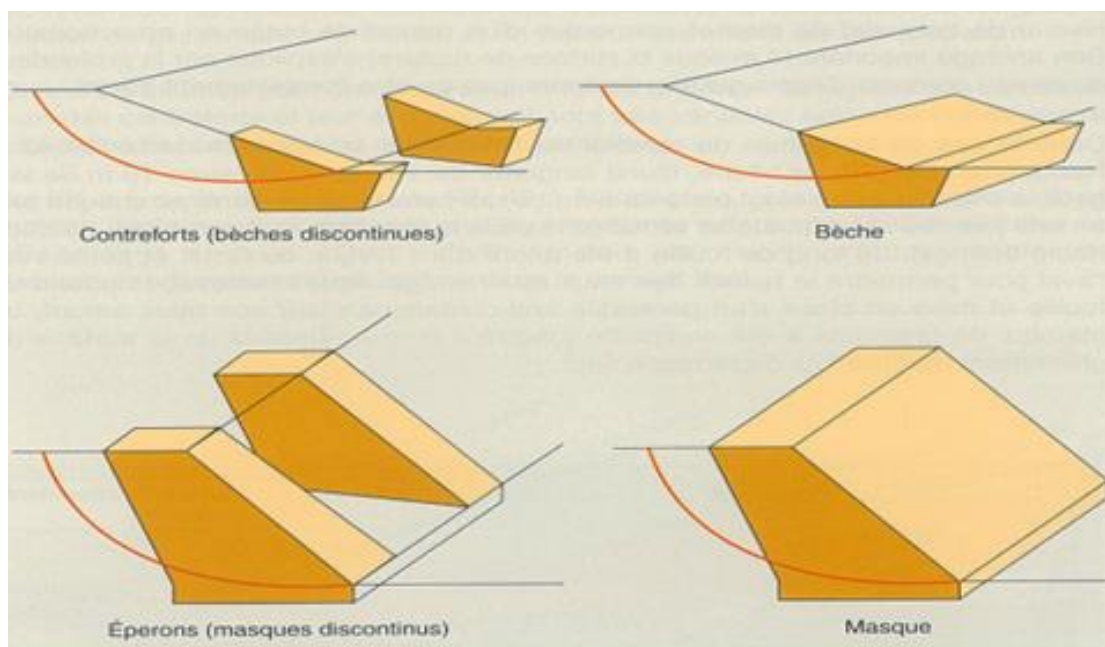


Figure II.14 : Substitutions partielles (In Slah Abdelghani, 2012).

II.3.4 Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur. Aussi on utilise couramment les techniques de drainage pour but de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; et ainsi, augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

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

- Éviter l'alimentation en eau du site.
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevée que celui pris pour d'autres techniques (terrassment, renforcement).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier et pour éviter la ruine de l'ouvrage. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchés drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, les galeries, et autres ouvrages profonds (**In CITIC CRCC, 2009**).

II.3.4.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface) :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures à stagner dans les zones de faible pente ; et aggravent ainsi, une instabilité amorcée. Aussi, les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement. Leurs caractéristiques géométriques dépendent de la nature des terrains, des débits d'eaux à évacuer, des vitesses d'écoulement acceptables au regard de l'érosion. Des dispositifs d'entrave (épis, saillies, ressauts, etc.) sont en générale utilisés pour limiter les vitesses d'écoulement (**In Slah Abdelghani, 2012**).

III.2.2 Tranchés drainantes :

Les tranchés drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe (**Figure II-15**). Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de drainage.

Les tranchées drainantes peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur du tranché drainant est variable selon l'état de lieu, avec une largeur de l'ordre du mètre ; un drain souple en PVC (type perforé) et généralement placé au fond avec un lit de sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant, un géotextile est déposé comme un filtre afin d'éviter la contamination des matériaux drainantes.
- à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur du tranché est par contre réduite, de l'ordre de 30cm ; un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile anti-contaminant, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.

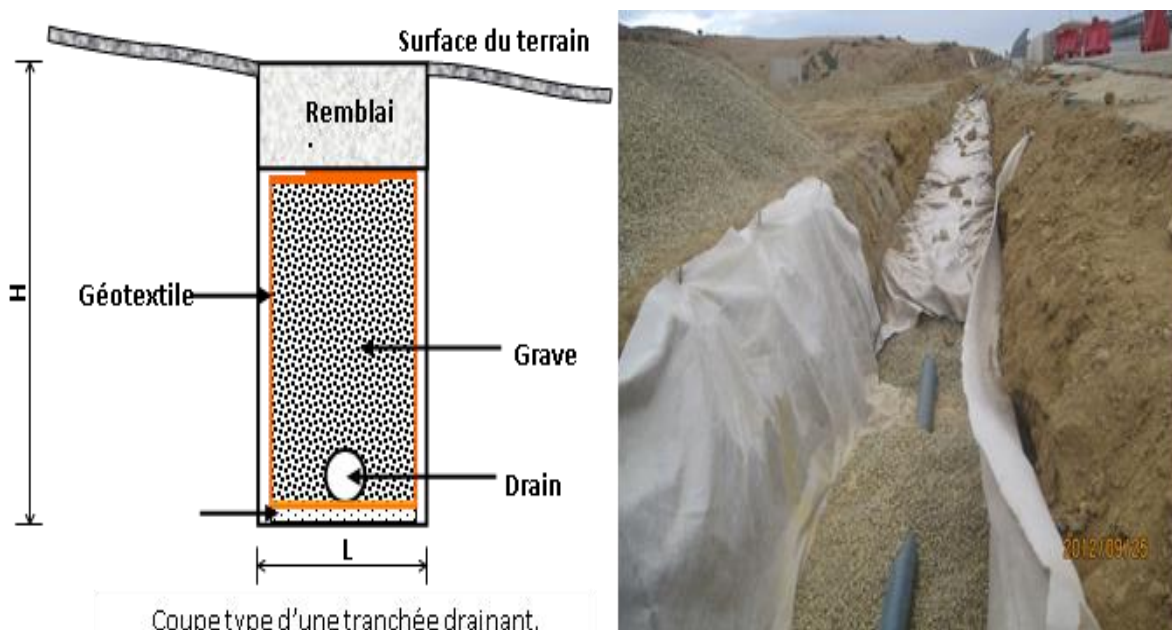


Figure II.15 : Réalisation des tranchés drainants (Projet Autoroute Est- Ouest) (In CITIC CRCC, 2009).

III.2.3 Drains subhorizontaux :

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5%) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (160 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur) (**In CITIC CRCC, 2009**).

III.2.4 Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers, comme par exemple (4/63) 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 frottant apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées (**In CITIC CRCC, 2009**).

III.3 Murs en sol cloués :

Le clouage a débuté en France avec un premier mur en sol cloué construit à Versailles en 1972, cette première application avait été faite par les entreprises **Bouygues et Sol étanche**. Elle consistait à réaliser une paroi provisoire dans du sable de fontainebleau avec stabilisation des barres courtes scellées au coulis. En définitif, un mur en béton armé a été bétonné devant la paroi provisoire en terre armée.

Une première expérimentation a été réalisée en Allemagne vers 1978. Il y a eu première tentative d'industrialisation de cette technique en utilisant des parements préfabriqués en 1981.

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes naturelles ou artificielles, en consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Cette technique se développe actuellement dans deux domaines, le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes naturelles (**In CITIC CRCC, 2009**).

a) Stabilisation des pentes naturelles :

En règle générale, les inclusions sont presque perpendiculaires à la surface de rupture potentielle, si bien qu'elles travaillent surtout en cisaillement. Ce type de clouage est souvent utilisé en site montagneux, à titre préventif, et pour les remblais (inclusions verticales). (**In CITIC CRCC, 2009**).

b) Stabilisation d'excavation (pentes artificielles) :

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille. Les inclusions horizontales ou très peu inclinées vers le bas sont disposées au fur et à mesure de l'excavation. Elles travaillent en traction et en cisaillement. Le soutènement par clouage peut se rencontrer hors nappe phréatique, ou après rabattement, souvent en site urbain : chantier de métro, parking, égouts, entrées de tunnels, et. Le soutènement que l'on désigne par paroi clouée peut être provisoire (travaux d'assainissement), ou définitif (entrée de tunnel ou de passage souterrain).

Dans les soutènements, les barres sont placées horizontalement ou légèrement inclinées au fur et à mesure de l'excavation du sol. Le sol de l'excavation est localement protégé par un béton projeté ou par assemblage de panneaux préfabriqués qui forment le parement flexible de l'ouvrage. Les barres sont en générale placées perpendiculairement au parement, lequel est souvent incliné par rapport à la verticale ; cela permet de remplir les forages par gravit. L'adhérence entre le sol et les barres est un phénomène essentiel, qu'il convient donc de maîtriser. C'est en effet d'abord par traction, mais aussi par cisaillement que travaillent les barres (**In CITIC CRCC, 2009**).

II.3.4.6 Stabilisation des talus en murs de soutènement en béton armés

II.3.4.6.1- Murs de soutènement :

Les murs de soutènement sont des ouvrages destinés à soutenir les terrains (figure 1.16) dans les cas où le dénivelé et l'inclinaison sont supérieurs à ce que pourrait supporter une pente naturelle.

Les murs de soutènements ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui appliqués, il est fixe.

La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximale apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression) (**In CITIC CRCC, 2009**).

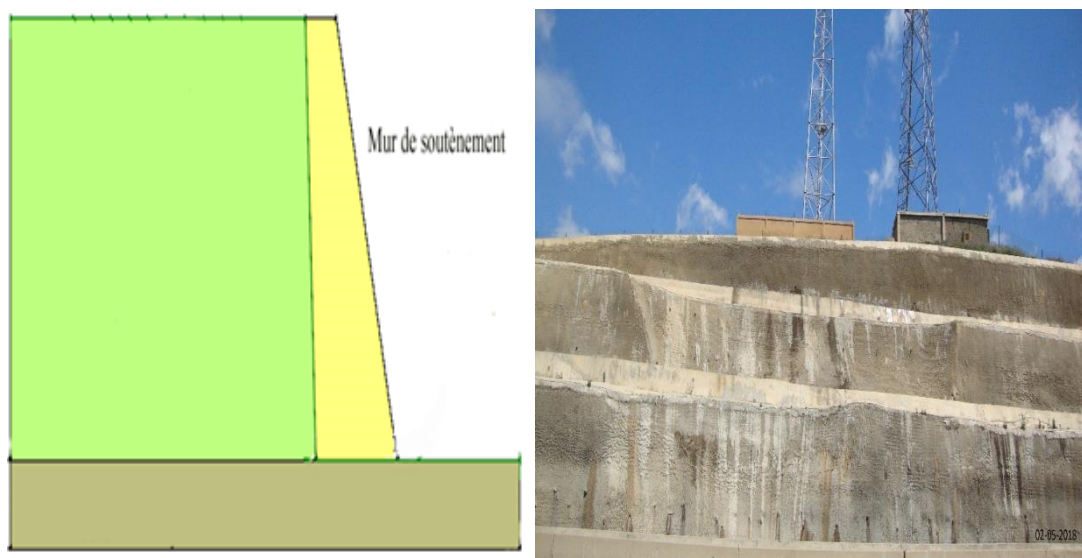


Figure II.16 : Mur de soutènement en béton armé (Autoroute Est-Ouest).

II.3.4.6.2. Tirants d'ancrage

Le tirant d'ancrage permet d'assurer la stabilité d'un écran de soutènement et il est constitué d'armatures métalliques, ancrées dans le terrain à l'une de leurs extrémités, soit par l'intermédiaire d'une plaque d'ancrage, soit par une injection de scellement, et fixée à leur autre extrémité à l'ouvrage.

On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussées s'exerçant sur l'écran, et les tirants actifs ou précontraints. Pour ces derniers, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une prétention des dispositifs d'ancrage.

Les tirants précontraints les plus couramment employés sont ceux ancrés par injection de scellement (**Figure II.17**). Ils comportent normalement une armature constituée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension.

Le comportement des tirants scellés dans les terrains susceptibles de fluage reste actuellement mal connu. Cela peut être le cas des argiles, des marnes et des limons dont l'indice de plasticité est supérieur ou égale à 20 (**In Slah Abdelghani, 2012**).

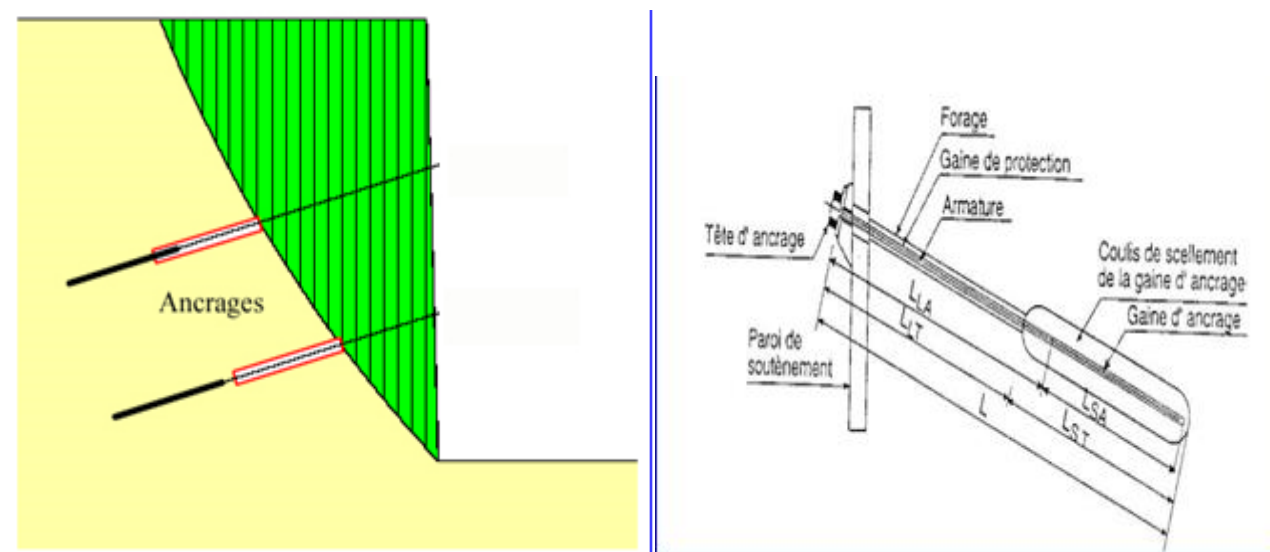


Figure II.17: Tirant précontrainte ancré au terrain par injection de scellement (**In Slah Abdelghani, 2012**).

II.3.4.6.3. Pieux et barrettes :

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

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

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

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction.

On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide de prosimètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P_l / 2$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. **(In Slah Abdelghani, 2012).**

II.3.4.6.4. Palplanche :

Les palplanches sont largement utilisées dans les applications géotechniques, sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur largeur est en pratique limitée à 30 m. Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications pouvant être soit temporaires, soit permanentes. Parmi ces applications la stabilisation des pentes instables **(In Slah Abdelghani, 2012).**

II-4- Cas de glissement de terrain à El Hocienia (PK 13) :**II-4-1 Introduction :**

Un glissement s'est produit au PK 13 de la section M5 une première fois le 4 avril 2009, lors des travaux de remblai sous forme d'une longue fissure débordait largement sur le terrain naturel aux deux extrémités gauche et droite. A ce moment la première couche d'enrobé bitumineux avait été mise en œuvre du côté droit (ouest de la route). Le remblai a été entièrement excavé et reconstruit. Au moment des travaux de finition de la chaussée, une deuxième rupture est survenue le 26 mai 2009 (CITIC CRCC, 2009).

II-4-2 Historique du glissement :

Le glissement s'est produit au PK 13 dans une section en profil mixte : déblai de 35 m de hauteur à gauche et remblai de 8 m à droite. Il s'est manifesté sous la forme d'une longue fissure qui est apparue le 4 avril 2009 sur la plate-forme entre les PK 13+000 et PK 13+200 (figure 1 en annexe 1). La fissure débordait largement sur le terrain naturel aux deux extrémités gauche et droite. Le talus du déblai est formé de bancs de grès avec des intercalations de lits de marne. Le pendage des grès est de 55° vers le sud ; l'orientation est-ouest de la fissure, sensiblement parallèle aux bancs, indique un glissement probable le long des plans de stratification.

Le déblai comporte quatre risbermes dont l'assainissement est à ce jour inachevé. Les fossés de chacune des bermes ne sont ni profilés ni bétonnés, chacune des bermes montre des évidences de stagnation d'eau : les descentes d'eau n'étant pas réalisées, l'eau se trouve piégée et s'infiltré le long des couches de grès au PK 13+100 dans l'axe du glissement.



Figure II.18 : Stagnation d'eaux.

Le pied du glissement débouche dans le versant naturel à 56 m du pied du remblai où l'on observe une longue série de fissures longitudinales ouvertes. La fissure de pied coïncide avec le pied d'un bourrelet ancien situé entre les PK 13+040 et le PK 13+100, qui est le vestige d'un glissement antérieur. Au PK 13+150, les fissures remontent vers le PK 13+200 où le glissement a buté contre un massif de grès en place. Un puits paysan est stable au-delà de la fissure de pied (**In rapport 2 CITIC CRCC, 2009**).

II-5 Conclusion :

D'une manière générale le glissement a été fait au niveau de la section M5, dans le tronçon PK 13, dont les causes principales sont : l'accumulation des eaux, l'influence du trafic et les charges roulantes, ainsi que le type de la formation géologique.

III.1 Introduction

Le problème de la stabilité des pentes est une problématique classique en mécanique des sols. Elle a fait l'objet de nombreuses recherches. Les méthodes les plus couramment utilisées par les géotechniciens, établies par le retour d'expérience, sont basées sur la notion de surfaces de rupture le long desquelles, les propriétés de résistance maximales au cisaillement du sol sont mobilisées (atteintes) ; il s'agit des approches basées sur les équilibres limites. La première méthode qui est uniquement statique se base sur l'hypothèse forte d'une forme particulière des surfaces de glissement ; elle ne donne aucune information sur les champs de déplacement et de déformation. La deuxième (analyse limite) qui s'appuie sur un modèle de comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie très grossière du comportement réel, ne fournit que des bornes inférieures et supérieures correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Les calculs par éléments finis déterminent les états de contrainte dans tout le massif, pour en déduire une localisation des zones de rupture.

Le calcul à la rupture est utilisé pour des terrains rigides susceptibles de se rompre par cisaillement, il est utilisé depuis longtemps selon diverses méthodes dans les cas, ou les hypothèses, de ruptures à surfaces planes, de ruptures rationnelles, et pour les ruptures de formes quelconques (In BOUBIDI Sayed, 2012).

III.2 Définition de coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante :

$$F_s = \frac{Q_{\max}}{Q}$$

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

Q_{\max} : valeur maximale de Q .

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

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

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

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

2- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus (**In Fillali mira, 2017**).

III.3 les différentes définitions d'un coefficient de sécurité :

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

Tableau III.1 : Les différentes définitions d'un coefficient de sécurité (**In Fillali mira, 2017**) :

	Définition	formule	Commentaire
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$	Méthodes à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F = MI_{\text{résist}} / MI_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$P = P/F$	Cf. Eurocodes
5	Probabilité à x %	Distribution de F	Cf. Monte-Carlo
6	Marge de sécurité	Par ex : H/H	Sur une grandeur
7	Nombre flou	Utilisation logique floue	En développement

III.4 Choix de la valeur du coefficient de sécurité :

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

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

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

Tableau III.2 : les valeurs des Fs en fonction d'état de l'ouvrages (**In Fillali mira, 2017**) :

Fs	État de l'ouvrage
<1	Danger
1- 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
1,4 <	Satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque. En condition normale, Fellenuis propose un seuil égale à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenuis est plus conservatoire que celui de Bishop) (**In BOUBIDI Sayed, 2012**).

III.5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

III.5.1 Méthodes de l'équilibre des moments :

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches (**In AGGAZ H, BALI M, 2017**).

III.5.1.1 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire :

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante (**In AGGAZ H, BALI M, 2017**).

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée, le moment moteur peut être exprimé comme :

$$F_s = \frac{\sum C_i \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

C_i : la cohésion

Δl_i : Longueur élémentaire

W : Poids total de la tranche

III.5.1.2 La méthode de Fellenius :

C'est la première méthode de tranches elle est appelée aussi la méthode suédoise de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire :

$$F S = \frac{\Sigma((c'.\Delta l + W.\cos\alpha - u\Delta l.\cos^2\alpha).\tan\phi')}{\Sigma W.\sin\alpha}$$

α : L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale.

C' : La cohésion

ϕ : L'angle de frottement

W : Poids total des tranches

U : La pression interstitielle (In AGGAZ H, BALI M, 2017).

III.5.1.3 Méthode de Bishop :

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

$$F S = \frac{\Sigma_{i=1}^n [C_i \frac{b}{\cos\alpha_i} + N \tan\phi_i]}{\Sigma W_i \sin\alpha_i}$$

W_i : poids de la $i^{\text{ème}}$ tranche

V_i : force vertical inter-tranche (In AGGAZ H, BALI M, 2017).

III.5.1.4 Méthode de Bishop simplifiée :

L'expression du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme :

$$FS = \frac{\sum \left(\frac{c' \cdot b + (w - ub) \tan \phi'}{m \alpha} \right)}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

U : Pression de l'eau interstitielle

C' : la cohésion

b : largeur d'une tranche (In AGGAZ H, BALI M, 2017).

III.5.2 Méthodes de l'équilibre des forces :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites. Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zonés (In SEKKAK Mostefa, 2014).

III.5.2.1 La méthode de Janbu simplifiée :

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (voir figure III-1). La base de la force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par :

$$F = \frac{\sum [C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum W \cdot \tan \alpha + \sum \Delta E}$$

$$\text{Où: } \sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$$

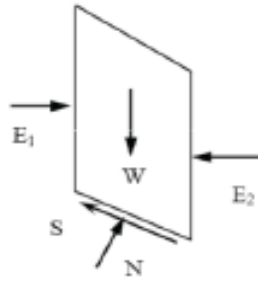


Figure III.1 : Représentation des forces sur une tranche.

$$\sum \Delta E = E_1 - E_2 \text{ (Égale à Zéro s'il n'y a pas de force horizontale).}$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme :

$$F_f = f_0 \cdot F_0$$

$$\text{Où: } F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(C' + (P - u \cdot b) \tan \phi')}{n_x} \right]}{\sum P \cdot b \cdot \tan \alpha} \quad \text{et} \quad n_x = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la masse de la terre glissante et du type de sol.

$$P = \frac{W}{b}$$

: C'est la contrainte totale verticale ; b : c'est largeur d'une tranche (In SEKKAK Mostefa, 2014).

III.5.2.2 la méthode de Janbu généralisée :

La méthode généralisée de Janbu considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches (In SEKKAK Mostefa, 2014). Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches Figure (I-12) :

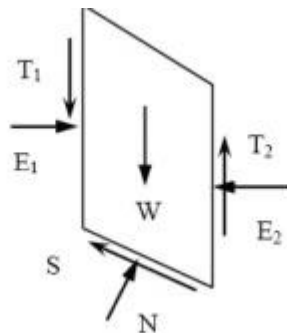


Figure III.2 : La représentation des forces sur une tranche.

$$F = \frac{\sum [C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)}$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (T) comme :

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (C' \cdot l + (-u \cdot l) \tan \phi') \sin \alpha \right]$$

III.5.2.3 La méthode de Spencer :

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

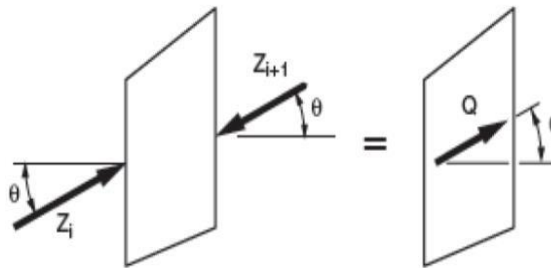


Figure III.3 : Résultante des forces parallèles.

L'équation d'équilibre des forces :

$$\sum Q_i = 0 \quad \text{et} \quad Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont même direction et est tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure I-14).

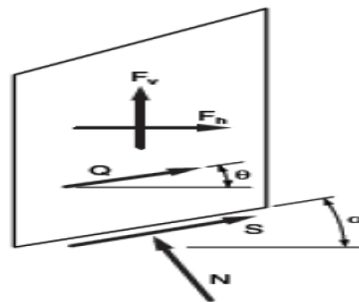


Figure III.4 : représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$Q(x, y) \text{ ou } \sum \sin\theta - \cos\theta = 0$$

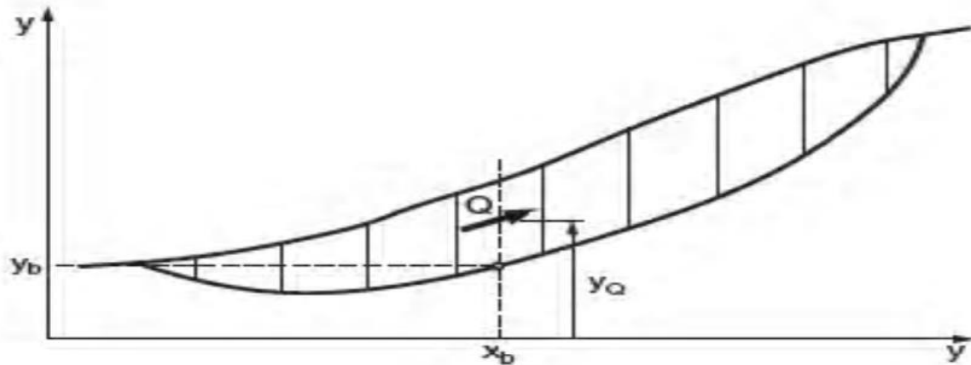


Figure III-5 : les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

Après une série de calcul Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite :

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{C' \cdot \Delta l}{F} \right) + (F_v \cdot \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \cdot \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F} \right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi'}{F} \right]}$$

La méthode de Spencer exige des programmes sur ordinateurs pour exécuter les calculs.

L'équilibre des moments et des forces doit être satisfait pour chaque tranche et les calculs sont répétés pour un nombre d'essai supposé de coefficient de sécurité et d'inclinaisons des forces inter tranchent.

Une vérification manuelle indépendante et complète d'une solution employant la méthode de Spencer est impraticable (**In SEKKAK Mostefa, 2014**).

III.5.2.4 La méthode de Morgenstern et Price :

La méthode de Morgenstern et Price aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern —Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$) comme :

$$T = f(x) \lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la suivant :

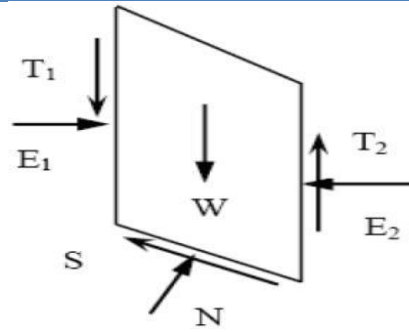


Figure III.6 : représentation graphique des forces sur une tranche.

Où :

$f(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture,
 λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée. La méthode propose tout type assumant la fonction de la force. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, $f F$ est égal à $m F$ dans les équations suivants :

$$F_f = \frac{\sum [C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)}$$

et

$$F_m = \frac{\sum [C' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches,
- Suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$,
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches,
- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibre des et des moments (**In SEKKAK Mostefa, 2014**).

IV.5.2.5 La méthode de Sarma :

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression :

$$T = C' \cdot h + E \cdot \tan \phi$$

h : hauteur de la tranche, les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments est satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments. **(In SEKKAK Mostefa, 2014).**

III.5.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces :

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture : un plan ou un cercle. Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer La stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement. Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus Complexes.

(In AGGAZ H, BALI M, 2017).

IV.1 Introduction :

La présence d'eau dans les talus joue un rôle très important dans l'instabilité de ces dernières (55% des glissements ont une cause hydraulique), pour cela, l'étude hydrogéologique est obligatoire. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées pour détecter le niveau de la nappe sous terrain, sont le piézomètre, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site (**In SLAH ABDELGHANI, 2012**).

IV.2 Collecte de donnée :

D'après les sorties effectuées au terrain de la région d'étude, nous avons collecté des informations très importantes concernant l'écoulement des eaux souterraine. Nous avons basé notre étude sur les sources existantes (**Figure IV.1**).

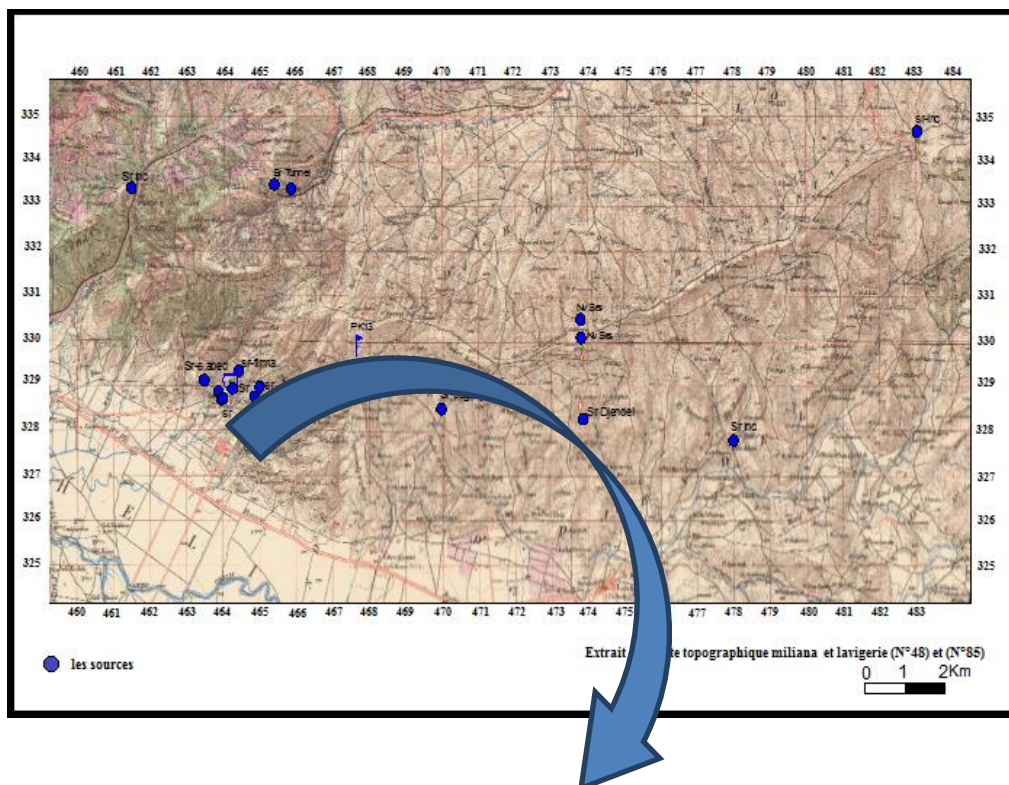




Figure IV.1 : Une Source séchée (Sidi Abed).

La plupart de ces sources sont tarées après les travaux réalisés de l'Autoroute Est-Ouest (**Figure IV-2**), (témoignage des citoyens), tel que la source de Sidi Abed, Sidi Lakhdar et Bagandjou. En parallèle nous avons constaté l'apparition de nouvelles sources à l'approximât de l'autoroute (Pk13 section M5). Donc un nouveau mouvement et sens d'écoulement totalement déviller.

Ces nouvelles sources en provoquer un déséquilibre dans les terrains (marnes, argiles plastique et grés) surtout auprès de l'autoroute (**Figure IV.2**).

CHAPITRE IV : L'APPORT DE L'HYDROGÉOLOGIE À L'ÉTUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN

généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie. Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines de milliers de mètres cubes. (**Figure IV.5**)

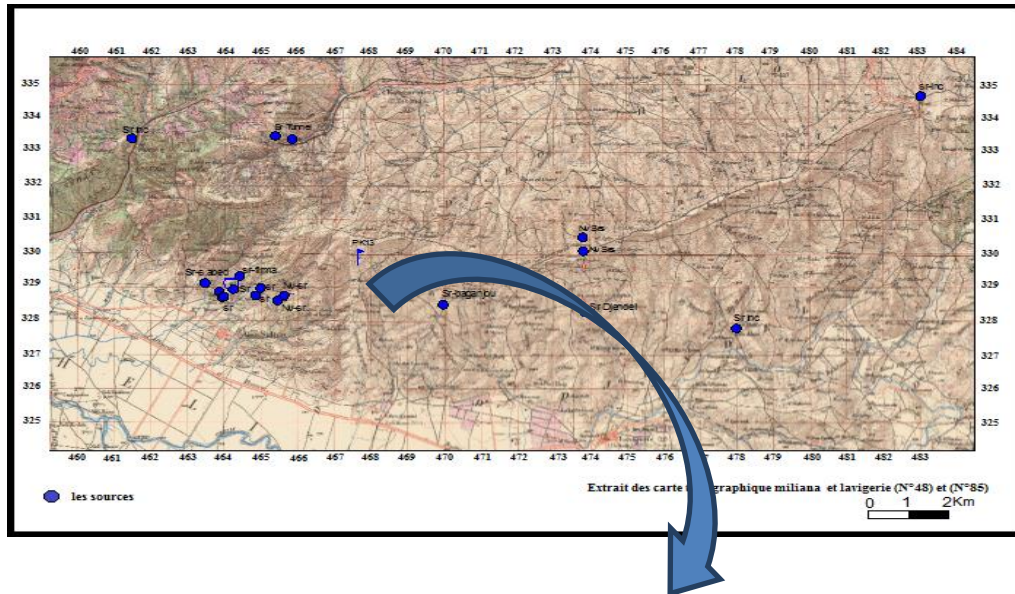


Figure IV.5 : Source émergente près de la section M5.

Les vitesses atteintes sont « très rapides » pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres. Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles, c'est le cas de la section M5.

Les formations complexes donnent généralement lieu à des surfaces de rupture qui suivent les contacts entre couches ou qui se développent au sein de zones de plus faible résistance.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydrauliques (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc.).
- Les terrassements.
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges).

V.4 Constatations sur terrain :

Un premier puits à la pelle mécanique trouve la surface de glissement le 26 Mai au pied du bourrelet ancien (84 mètre à droite de l'axe de l'autoroute). Durant la réunion tenue en urgence on envisage de forer des tirants d'ancrage au pied du remblai. Au pied du remblai la pelle se heurte à des dalles de grès dur sans trouver la surface de rupture. L'entreprise mobilise le 27 mai un équipement de forage de pieux pour reconnaître la profondeur de la surface de glissement au pied du remblai.

Le 28 Mai deux sondages à la tarière de 1 mètre de diamètre sont réalisés sur le chemin rural en pied de remblai (41 m à droite de l'axe de l'autoroute). Les sondages sont faits aux

PK 13+080 et 13+100 et donnent des résultats similaires :

-0 à 17 m : argile sableuse jaune, plastique

-17 à 19 m : terre noire (argile organique)

-19 à 23 m : argile plastique

-23 à 25 m : (zone de cisaillement) argile brune plastique devenant grise à 24 m, laminée suivant des joints polis à stries de glissement : voir photo IV-6

-25 à 28 m : marne grise plastique

-28 à 30 m : grès altérés. Fin du sondage à 30 m (capacité maximale de la tarière).

de 3 m d'épaisseur. À 11 m la foreuse descend rapidement dans une marne grise molle jusque 12 m, plus ferme ensuite jusque 14 m où on retrouve une couche de grès dur sur laquelle le forage est arrêté.

V.5 Solutions adoptées :

1- Les données des différents sondages effectués dans l'axe du glissement à des distances de 41 m, 60m et 84m ont été portées sur la coupe de la figure 2 en annexe 1. Elles permettent de tracer avec une bonne précision la surface de glissement ancienne passant à 23 m de profondeur et correspondant au bourrelet de pied situé à une distance de 80m de l'axe. La surface de glissement actuelle passe nécessairement à 11m de profondeur sous la dalle de grès à la distance de 60m de l'axe ; à 40 m de l'axe on la trouve à une profondeur de 12,5 m qui est un niveau à teneur en eau élevée déterminé par le bureau d'étude.

2- Le clouage du pied de remblai qui avait été envisagé le 26 mai comme mesure d'urgence a été écarté par le groupement le lendemain au profil d'un rideau de pieux. Cette solution a été abandonnée à son tour le 28 mai lorsqu'on a constaté que la profondeur du glissement atteint 25m. C'est la méthode de confortement par terrassement qui est adoptée, avec un merlon de stabilisation en deux phases (figure 2, axe 1). Le projet prévoit en outre l'installation de drains horizontaux pour capter la nappe trouvée à 60m de l'axe.

3- Évaluation de la méthode de confortement

La détermination précise, sur le terrain, de la surface de glissement a permis de vérifier l'efficacité de la méthode de confortement proposée. Dans un premier temps une analyse de stabilité du talus glissé a été effectuée à rebours pour obtenir les paramètres de résistance des sols au moment de la rupture. Ces paramètres ont alors été introduits pour vérifier la stabilité du talus après confortement. Les analyses montrent que le merlon mis en place après la deuxième phase des travaux stabilise de façon satisfaisante la surface de glissement actuelle qui se situe à 11m de profondeur. Cependant, à cause du chargement de géométrie et de la présence des sols remaniés de faible résistance, le cercle de glissement critique remonte vers le pied du remblai initial, immédiatement sous la bêche (Figure 2, annexe 1). Le coefficient des sécurités minimum obtenu n'est que de 1,12 suivant la méthode traditionnelle. En tenant compte de la sismicité de la zone, le coefficient de sécurité tombe à 0,8.

CHAPITRE IV : L'APPORT DE L'HYDROGÉOLOGIE À L'ÉTUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN

Les résultats indiquent que même si le confortement proposé améliore la sécurité de l'ouvrage, les déformations du remblai se poursuivront à une vitesse moindre. Le remblai risque une nouvelle rupture à long terme par fluage (**In Rapport 2 CITIC CRCC, 2009**).

- 4- Installer un réseau d'assainissement et de drainages des eaux souterraines (**voir la Figure IV-7**).
- 5- Installer un réseau de surveillance des eaux souterraines (piézomètres).

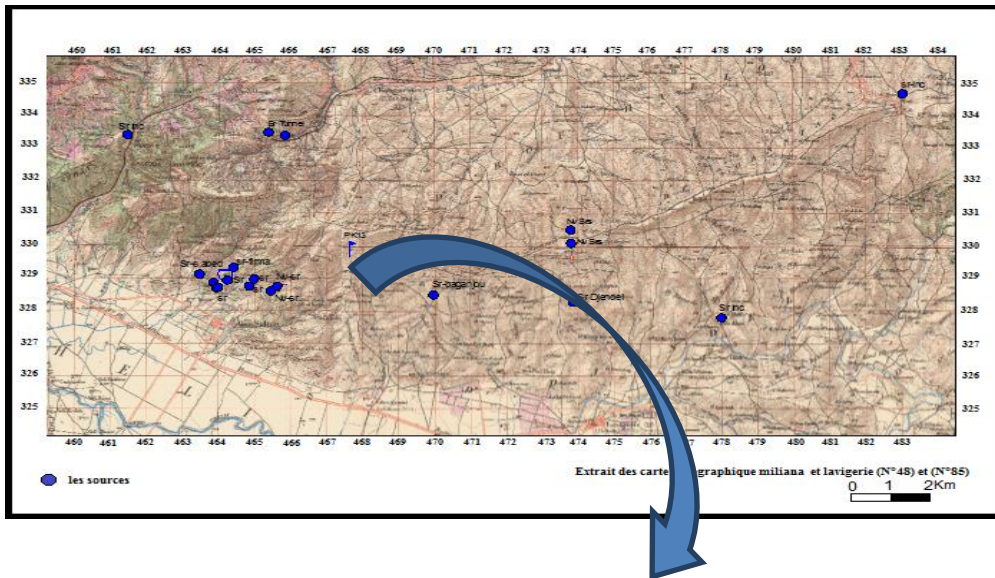


Figure IV.7 : Système de drainage.

V.5 Conclusion :

Les deux ruptures successives subies par le remblai du PK13 sont dues à la réactivation d'un glissement profond. L'élément déclencheur du glissement actuel est vraisemblablement l'infiltration, le long des couches de grès, des eaux de surface qui stagnent sur toutes les bermes du déblai de gauche. À ce jour, les travaux d'assainissement du déblai ne sont pas réalisés.

Les divers sondages de reconnaissance effectués du 26 au 29 mai 2009, après la deuxième rupture, ont permis de déterminer avec une bonne précision la position de la surface de glissement ancienne à 23m et celle de la surface de glissement actuelle à 11m.

La profondeur importante du glissement n'offre qu'une seule option de confortement : celle du terrassement. Un merlon de stabilisation est mis en place au pied du glissement en deux phases.

La première phase est achevée, elle sera suivie par le forage de drains subhorizontaux au pied du merlon de première phase.

La vérification de la stabilité du talus après confortement indique que la stabilité du remblai initial demeure marginale, même si la sécurité vis-à-vis du glissement général du versant est satisfaisante. Le remblai risque donc de subir des déformations de fluage à long terme, spécialement durant les périodes de pluie.

Il est important de mettre en place sans retard les inclinomètres. L'auscultation topographique n'offre pas une précision suffisante pour la détermination d'un seuil d'alerte. Au moins deux inclinomètres devraient être installés dans l'axe du glissement au PK13+100 : l'un au pied du remblai à 29 m de l'axe de l'autoroute (35 m de profondeur), l'autre sur le merlon à 7,5m environ de l'axe de l'autoroute (30 m de profondeur).

Conclusion Générale :

À la lumière de ce travail nous pouvons conclure par les points suivants :

- ✚ Un phénomène de glissement de terrain s'est produit au PK13 de la section M5 le 4 avril 2009 lors des travaux de remblais sous forme d'une longue fissure débordant largement sur le terrain naturel aux deux extrémités gauche et droite. Cette longue fissure est apparue le 4 avril 2009 sur la plate-forme entre les PK13+000 et PK13+200. Le talus du déblai est formé de bancs de grès avec des intercalations de lits de marne. Le pendage des grès est de 55° vers le sud ; l'orientation est-ouest de la fissure, sensiblement parallèle aux bancs, indique un glissement probable le long des plans de stratification.

- ✚ Les facteurs responsables du déclenchement du glissement peuvent être :
 - La saturation qui provoque la modification des caractéristiques mécaniques des surfaces vers le mauvais, il est à noter que ce glissement est apparu au moment de pluie.
 - La stratification des différentes couches peut être médiocre pourrait être l'une des causes de l'instabilité de ce talus.

- ✚ Pour réduire, voire éliminer le risque de glissement, nous pouvons proposer des solutions adéquates, efficaces et économique telles que :
 - Le traitement s'articulant sur le confortement du glissement par la mise en place d'un merlon de stabilisation au pied du talus, avec le reprise de traitement de la chaussée en insistant sur le colmatage des fissures et un renforcement de la plate-forme en géotextile de renforcement pour but de stopper la remonter des fissures sur la chaussée sous trafic.

- ✚ Au terme de cette étude dont le but a été la détermination du rôle de l'eau dans le déclenchement de glissements de terrain, nous avons analysé les conditions (données) géologiques sismique hydrogéologique conditionnant ce dernier.

- Sur le plan géologique, le secteur d'étude présente une lithologie variée. On distingue principalement trois faciès :
 - ✓ Un dépôt **Argile-marneuses** de couleur bleu grisâtre, jaune brunâtre, de semi dure à très dure, concrétionnée calcareuses, avec une épaisseur variant entre 0,5- 8 m, ces argiles se situent en surface de djebel Gantas.
 - ✓ Un dépôt **Grès-marneux** de couleur jaune brunâtre, grain fin- grain moyenne, concrétionnée, avec une structure en bloc, altérés à très altérés.
 - ✓ Un dépôt de **Marnes** de couleur jaune brunâtre, bleu grisâtre, concrétionnée boueuse, avec une structure en bloc, altérés à très altérés.

- L'aperçu sismique : le site est classé selon les règlements parasismiques algériens comme zone II de moyenne sismicité.
- L'aperçu hydrogéologique de la région d'étude révèle l'existence :
- ✓ Nous avons conclu qu'il y a deux types des eaux souterraines sont présentées :
 - ❖ La nappe d'eau alluviale dans les formations quaternaires se situe dans le **bassin de CHELIF**, est contenue dans les argiles, les limons, et les galets. Le substratum de la nappe est constitué par les marnes et les grès d'âge tertiaire à Miocène.

Le débit maximum d'écoulement d'eau enregistré dans la nappe alluviale quaternaire sont entre 100-500m³/heure.

 - ❖ La nappe d'eau superficielle, cette nappe se situe essentiellement dans le **djebel Gantas**, l'eau interstitielle est contenue dans les fissures des grès et des argiles marneuses, elle est alimentée par les eaux pluviales, les sources se situent dans les fissures des grès et des marnes.

- L'aperçu hydro-climatologique de la zone d'étude permet de dû que la zone est caractérisée par un climat méditerranéen et continentales, la précipitations moyennes annuelles est variée entre 500, 700mm, la température moyenne en hiver est de 10°C, et en été est de 40°C.
- Selon les visites de terrain, nous avons collecté des informations très importantes sur le débit des eaux souterraines. Notre visite est basé sur les sources sources existantes car nous avons constaté que, La plupart de ces sources sont asséchées après les travaux de l'autoroute Est-Ouest, et d'autres ont changé de direction

- Les résultats finals ont montré que l'eau joue un rôle important dans l'atterrissage d'une parcelle de terrain, pour cela nous recommandons d'installer un réseau d'assainissement et de drainages des eaux souterraines, installer un réseau de surveillance des eaux souterraines (piézomètres).

Références Bibliographiques

- ❖ **AGGAZ H, BALI M (2017)** : Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements de terrain de la ville de Bejaia, (mémoire fin d'étude– master- univ. A. Mira).
- ❖ **BOUAZIZ N, MELBOUCI B (2016)** : Etude des glissements de terrain en grande Kabylie, Tizi-Ouzou (Algérie) par approche géophysique. Univ. Mouloud Mammeri – Tizi-Ouzou.
- ❖ **BOUBIDI SAYED (2012)** : Etude de la stabilité d'un remblai cas du glissement de l'autoroute Est- Ouest Au PK210 (w. de Constantine) –thèse magister, univ. Tébessa-T.
- ❖ **CHIKHI B, BACHIR BAY H (2017)** : Etude géologique et géotechnique d'un glissement de terrain au douar de Benihassen (commune de Belaas, daïra de Bethia, wilaya d'Ain Defla), (mémoire fin d'étude master Djilali Bounaama- Khemis Miliana).
- ❖ **DJAMEL EDDINE BENOUIS (2010)** : Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes, Ingénieur d'état en génie civil option Construction Civile et Industrielle, université de Saida (Algérie).
- ❖ **Fillali Mira (2017)**, Stabilité des pentes, cours master 2 univ. Djellali Bounaama-Khemis Miliana).
- ❖ **LAMI I, RADIM N (2017)** : Analyse de stabilité d'un versant naturel et choix de confortement cas de versant Kouala- Médéa, (mémoire fin d'étude master-univ. Djilali Bounaama- Khemis Miliana).
- ❖ **NEFDSA KELTOUM (2016)** : Evolution géochimique des eaux souterraines et leurs Impacts sur la qualité des sols irrigués de la plaine du Haut Chélif, Thèse Magister, univ Hassiba Ben bouali chelf .

- ❖ **SLAH ABDELGHANI (2012)** : Étude de stabilité d'un talus par la technique de mur en sol cloué dans le cadre de la réalisation de l'autoroute Est- Ouest, mémoire fin d'étude master, univ. Khemis Milliana.
- ❖ **SEKKAK MOSTEFA (2014)** : Stabilité des mouvements de terrain en pentes (Traitement de cas au Niveau d'autoroute Est-Ouest), mémoire en vue de l'obtention du diplôme de magister en génie civil, univ Abou Bekr Belkaid- Tlemcen.

Sites Internet







- ❖ <https://earth.google.com/web>
- ❖ https://fr.wikipedia.org/wiki/Glisement_de_terrain
- ❖ www.Géorisques.gouv.fr
- ❖ (Géo risques mieux connaitre les risques sur le territoire).
- ❖ observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements-affaissements.
- ❖ (https://fr.wikipedia.org/wiki/Affaissement_et_effondrement_miniers).
- ❖ ([Observatoire-regional-risques-paca.fr/article/glisements](http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/glisements)).
- ❖ https://www.mamot.gouv.qc.ca/fileadmin/.../glissements_terrains_types_causes.pdf
- ❖ www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4204.php
- ❖ Pierre DUFFAUT, « GLISSEMENTS DE TERRAIN », *Encyclopédie Universalise* [en ligne], consulté le 30 juin 2018. URL : <http://www.universalis.fr/encyclopedie/glisements-de-terrain/>

Rapports d'étude

- ❖ CITTIC CRCC, LA SECTION M5 [TRAITEMENT DES GLISSEMENT ET MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS], 2009, P42.
- ❖ RAPPORT 2 CITIC CRCC, CIRCONSTANCIAL DU 6 JUIN 2009, LA SECTION M5, P40.

Autoroute EST-OUEST
 Section M5, KHEMIS - HOCEINIA, sur 23 Km

Légende

-  Fissures
-  Points d'observation
-  Courbe de niveau
-  Tranchée Drainante
-  Remblai
-  Cote

0 10 20cm Vecteur de déplacement
 au 27 mai 2009

PK13+041
 Ø 1000 BUSE
 OH 13/1

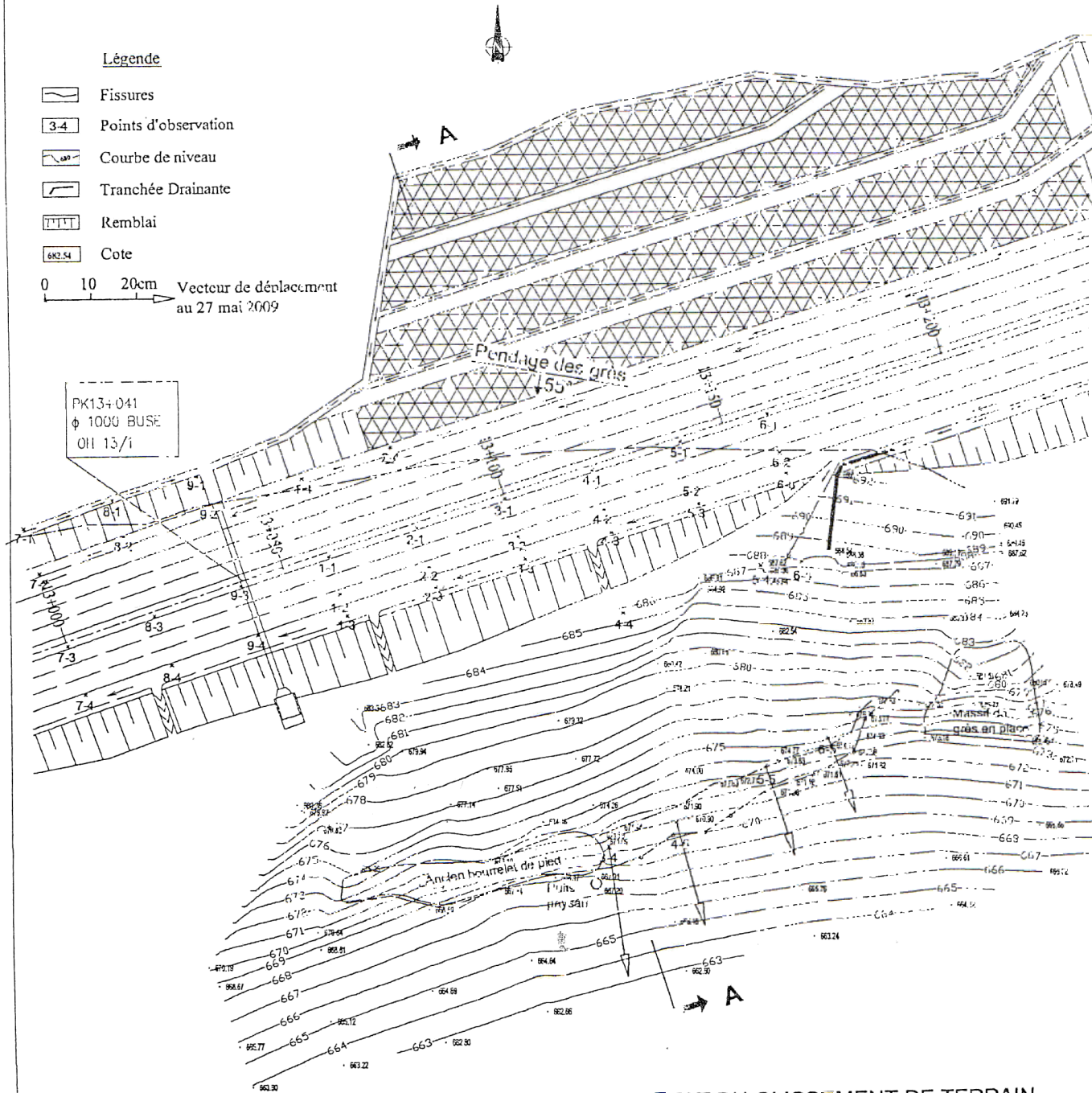


FIGURE 1 : ETAT DU GLISSEMENT DE TERRAIN
 PK 13+000 à 13+200

