

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى - جيجل

Université Mohammed Seddik Ben Yahia - Jijel

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : des Sciences de la Terre et de l'Univers



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Master Académique en Géologie**

Option : Géologie de l'ingénieur et Géotechnique

Thème

**Étude géotechnique des instabilités de terrain sur le
CW137A (au PK15+500 et PK17+700)
Texenna – Wilaya de Jijel**

Membres de Jury

Président : M^{me}YELLAS Chahra
Examineur: M^{me}TEBIB Houria
Encadrants : Dr.BENZAID Riad
Dr.TEKKOUK Mustapha

Présenté par :
BOUSKIA Selma
GHERRAZ Ismahan

Année Universitaire 2018-2019

Numéro d'ordre (bibliothèque) :



Remerciements

Avant tout, Nous remercions Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience afin de pouvoir mener à terme ce travail.

*Nos vifs remerciement s'adressent à notre encadreur : **BENZAID RIAD** et sous encadreur : **TEKKOUK MOUSTAPHA ET UN « grande Merci » A Monsieur 'ROUIKHA YUCEF'.***

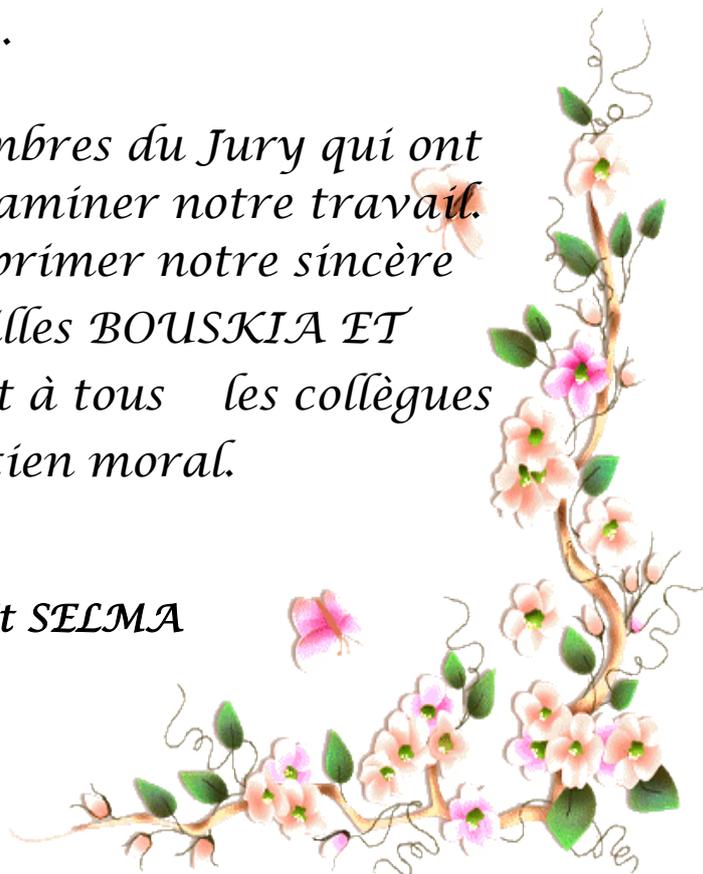
pour son aide pratique et pédagogique ses conseils et sa disponibilité.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de géologie, Pour leur soutien et leur aide.

Nous remercions les membres du Jury qui ont bien voulu accepter d'examiner notre travail.

*Enfin nous tenons à exprimer notre sincère salutation à nos familles **BOUSKIA ET GHERRAZ** à nos amies et à tous les collègues pour leur soutien moral.*

ISMAHAN ET SELMA



Dédicace

*A mes chers parents, BOUSKIA MAHFOUD et
BOUSKIA NOURA pour tous leurs sacrifices, leur
amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières
tout au long de mes études,*

*A mes chères sœurs LOUBNA et son mari ADEL et
ses enfants ADEM, BARAA, ZINEB et son mari
SID ALI.*

et ma petite sœur RAHMA.

A mon frère SALAH et MOUAD.

*Toute ma famille BOUSKIA pour leur soutien tout
au long de mon parcours universitaire,
Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux
tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.*

*A tous mes chers amis sans
exception ABIR, ISSMAHAN, Ahlam, Meryem, Merye
m2, et Zineb et Autre.*

*Aux Amis Master2 **GEOTECHNIQUE***

De la promotion 2018-2019

Merci d'être toujours là pour Moi.



SELMA



Dédicace

A mes chers parents, GHERRAZ ALI et GHERRAZ FATIMA. Apour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études

A Mon Mari : WALID MOUAT.

A mes chères sœurs AIDA, et ses enfants : ZINEB, IYAD, DALEL et son mari HAMZA et ses enfants : MIRAL, MARAM, MOUHAMED, BESSM A et son mari FARES et ses enfants : AYHEM, RAID, NEDJLA et son mari SAMI et ses enfants : JAD, JANA, LOUJAYN et ma petite sœur RADYA.

A mon frère HAROUN et sa femme ZOËRA et ZAKI. Toute ma famille GHERRAZ pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.

A tous mes chers amis sans exception ABIR, SELMA, Ahlam, Meryem, Meryem2, et Zineb. et Autre.

Aux Amis Master2 GEOTECHNIQUE De la promotion

2018-2019

Merci d'être toujours là pour Moi.



ISSMAHAN



Remerciement

Dédicace

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

Introduction générale..... 1

Chapitre 1 : Généralité

1.2. Végétation	4
1.3. Géomorphologie (relief)	4
1.4. Réseau hydrographique	5
1. 5. Sismicité.....	7

Chapitre2 : Contextes géologiques

2.1. Contexte géologique régional.....	9
2.2. Les Grands traits géologique de la petite Kabylie occidentale	9
2.2.1. Domaine kabyle ou Domaine interne	9
2.2.1.1. Le socle kabyle.....	9
2.2.1.1.2. Couverture sédimentaire	10
2.2.2. Domaine des flyschs.....	10
2.2.2.1. Le Flysch maurétanien (typiquement flysch de Guerrouche) :	10
2.2.2.2. Le flysch massylien	10
2.2.2.3. Le flysch numidien	10
2.2.3. Domaine tellien	10
2.2.4. Roches magmatiques.....	10
2.2.5. Les dépôts tertiaires supra kabyles	11
2.2.5.1. Les dépôts de l'O.M.K	11
2.2.5.2. L'Olistostrome	11
2.2.5.3. Les dépôts Post-nappes	11

2.2.6. Les formations Quaternaires.	11
2.2.7. Conclusion.....	11
2.3. Aperçu Tectonique de la petite Kabyle	12
2.4. Géologie du secteur d'étude	13
2.4.1. Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna (CVS) :.....	13
2.4.2. Les formations de type flyschs	13
2.4.2.1. Les formations du flysch massylien :	13
2.4.3. Le Trias :	16
2.5. Structure tectonique de la zone d'étude	16
2.6. Conclusion sur la géologie du site.....	16

Chapitre 3 : Etude hydro-climatologique

3. Introduction	18
3.1. Aperçu général sur le climat.....	18
3.2. Analyse des paramètres climatiques	18
3.2.1 .Précipitations	18
3.2.1.1. Précipitations liquides.	19
3.2.1.2. Précipitations solides.....	21
3.2.2. Température de l'air	21
3.2.3 Diagramme Ombro-thermique de GAUSSEN et BAGNOULS	22
3.3. Bilan hydrologique	23
3.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP).....	24
3.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)	25
3.3.2.1. Calcul de l'ETR.....	25
3.3.2.2. Calcul du déficit agricole (Da) :	26
3.3.3. Interprétation du bilan hydrique de Thornthwaite.....	27
3.3.4. Estimation du ruissellement et de l'infiltration	27
3.4. Conclusion.....	28

Chapitre 4 : Géotechnique

4.1. Introduction	29
4.2. Méthodologie d'étude instabilités des pentes et talus	30
4.2.1. Repérage de la zone instable	31
4.2.2. Instabilité au PK 17+700.....	31
4.2.2.1. Campagne de reconnaissances géotechniques	31
4.3. Résultats de la campagne de reconnaissances géotechniques.....	32
4.3.1. Essais in situ	32
4.3.2. Essais en laboratoire	34
4.3.4. Diagnostic et causes probable de l'instabilité	38
4.3.4.1. Description du glissement	38
4.3.4.1.1 Présentation du site et état des lieux :	38
4.3.4.2. Causes probables de l'instabilité	39
4.4 Analyse de la stabilité du talus	39
4.4.1. Hypothèse de calcul	40
4.4.2. Calcul numérique par le logiciel GEO-SLOPE	40
4.4.3. Validation de l'approche de calcul considérée.....	41
4.2.3. Instabilité au PK 15+500.....	43
4.2.3.1. Situation géographique.....	43
4.2.3.2. Organisation des reconnaissances géotechnique	44
4.2.3.3. Résultats des reconnaissances géotechniques	45
4.2.3.3.1. Essais in situ	45
4.2.3.3.2. Essais en laboratoire.....	46
4.2.3.4. Caractéristiques mécaniques	47
4.3.5 Diagnostic et causes probable de l'instabilité	49
4.3.5.1. Description de l'instabilité de l'instabilité au PK 15+500.	49
4.3.5.2. Causes probables de l'instabilité au PK 15+500.....	50

4.3.6 Validation de l'approche de calcul considérée pour le site au PK 15+500.....	50
4.5. Techniques de confortement au PK 15+500	53
4.5.1. Emploi des géo-synthétiques.....	53
4.5.1.1. Les géotextiles.....	53
4.5.1.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols.....	54
4.5.1.3. L'interaction sol-géotextile	55
4.5.1.4. Les différents procédés de construction utilisés jusqu'à présent	56
4.5.1.5. Calcul d'un massif de soutènement renforcé avec des géotextiles	58
4.6. Conclusion.....	64
Conclusion générale	66

Références bibliographiques

Annexes

Chapitre 1 : Généralité

Figure 1.1. Situation géographique du site étudié sur la carte topographique de Texenna 1/25000 3

Figure 1.2. Carte des reliefs de la zone d'étude. 5

Figure 1.3. Carte des pentes de la région d'étude 6

Figure 1.4. Réseau Hydrographique de la région étudiée. 6

Figure 1.5. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2006..... 7

Chapitre2 : Contextes géologiques

Figure 2.1. Carte structurale schématique de la chaîne magrébide montrant la disposition des zones internes et externes, et coupe simplifiée sur le transversale, de la grande Kabylie 9

Figure 2.2. Colonne litho stratigraphique du bassin néogène de Jijel 12

Figure 2.3. Schéma structural de la Petite Kabylie occidentale transversale de Texenna-Kaouas..... 13

Figure 2.4. Colonne lithologique du flysch schisto- gréseux (massylien) région de Texenna..... 15

Figure 2.5. Coupe géologique interprétative des structures tectoniques au niveau du site d'étude. 16

Chapitre 3 : Etude hydro-climatologique

Figure 3.1. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel,(A.N.R.H, 1996)..... 19

Figure 3.2. Graphe des répartitions des précipitations moyennes mensuelles (2002-2015, station EL-Agrem) 21

Figure 3.3. Graphe des variations des températures moyennes mensuelles (2002-2015, station EL-Agrem). 22

Figure 3. 4. Diagramme Ombrothermique durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem 23

Figure 3. 5. Diagramme du bilan hydrique station EL-Agrem (2002-2015)..... 26

Chapitre 4 : Géotechnique

Figure 4.1. Situation géographique de la zone d'étude (Google earth, 2019).....	29
Figure 4.2. Profil critique du deux glissements PK17+700 et PK15+500.	30
Figure 4.3. Situation géographique de la zone instable étudiée.	31
Figure 4.4. Schéma d'implantationdes sondages carottés.	32
Figure 4.5. La lithologie rencontrée dans notre site d'étude.	36
Figure 4.6. Schéma géotechnique au droit de l'instabilité sur le CW 137A au PK 17+700 sorties –sud- de Texenna vers selma.	37
Figure 4.7. Etat des lieux du site étudié.	39
Figure 4.8. Etude de stabilité du talus au PK17+700 dans son état actuel.	42
Figure 4.9. Vérification de la stabilité après confortement par gabionnage.....	43
Figure 4.10. Localisation du site de la deuxième instabilité au PK 15+500 (Google earth 2019).	44
Figure 4 .11. Schéma d'implantation du sondage carotté.	45
Figure 4.12. La lithologie du site au PK 15+500	48
Figure 4.13. Schéma géotechnique au droit de l'instabilité sur le CW 137 A au PK 15+500 sorties- sud-Texenna vers Selma.....	48
Figure 4.14. Présence l'état des lieux du deuxième site étudié.	50
Figure 4.15. Etude de stabilité du talus au PK15+500 dans son état actuel.....	51
Figure 4.16. Vérification de la stabilité après confortement par géotextiles.....	52
Figure 4.17. Renforcement des murs avec les géotextiles.	55
Figure 4.18. Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire.....	56
Figure 4.19. Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre.	57
Figure 4.20. Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus.	57
Figure 4.21. Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu.....	57

Figure 4.22. Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile.....	58
Figure 4.23. Géométrie et surcharge de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile.....	59
Figure 4.24. Vérification de la stabilité après confortement par géotextile	63
Figure 4.25. Schéma récapitulative de solution proposée des géosynthétique.....	64

Chapitre 3 : Etude hydro - climatologie

Tableau 3.1. Caractéristiques de la station pluviométrique d'el Agrem (A.N.R.H) 19

Tableau 3.2. Précipitations mensuelles durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem..... 20

Tableau 3.3. Température moyennes mensuelles durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem. 22

Tableau 3.4. Calcul de l'évapotranspiration potentielle selon Thornthwaite durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem. 25

Tableau 3.5. Bilan hydrique a la station EL-Agrem (2002-2015). 26

Chapitre 4 : Etude géotechnique

Tableau 4.1. Présentation des reconnaissances géotechnique in situ (SETS Sétif 2017). 32

Tableau 4.2. Lithologie au niveau du PK 17+700. 33

Tableau 4.3. Levés piézométriques par rapport au terrain naturel 33

Tableau 4.4. Résultats des essais au pénétromètre dynamique au PK 17+700..... 34

Tableau 4.5. Résultats des essais d'identification physique. 34

Tableau 4.6. Résultats des analyses chimiques. 35

Tableau 4.7. Résultats des essais mécaniques..... 35

Tableau 4.8. Caractéristiques géométriques du profil en travers type. 38

Tableau 4.9. Caractéristiques mécaniques des sols en question. 38

Tableau 4.10. Caractéristiques physico-mécaniques des sols étudiés..... 41

Tableau 4.11. Différentes valeurs de facteur de sécurité Fs..... 42

Tableau 4.12. Différentes valeurs de facteur de sécurité après le confortement..... 43

Tableau 4.13. Reconnaissances géotechniques in situ (SETS Sétif 2017) 44

Tableau 4.14. Lithologie du site au PK 15+500..... 45

Tableau 4.15. Les levés piézométriques par rapport au terrain naturel..... 46

Tableau 4.16. Résultats des essais d'identification physique. 46

Tableau 4.17. Résultats des analyses chimiques.....	47
Tableau 4.18. Résultats des essais mécaniques.....	47
Tableau 4.19. Caractéristiques géométriques du profil en travers type.	49
Tableau 4.20. Caractéristiques mécaniques des sols en question.	49
Tableau 4.21. Caractéristiques physico-mécaniques du sol étudié.....	51
Tableau 4.22. Différentes valeurs de facteur de sécurité (Fs) dans état actuel.	51
Tableau 4.23. Différentes valeurs du facteur de sécurité après le confortement.	52
Tableau 4.24. Différents types de géosynthétiques et la fonction disponible.....	53
Tableau 4.25. Données géométriques du massif.....	61
Tableau 4.26. Valeur des caractéristiques mécaniques utilisées.....	61
Tableau 4.27. Valeur de la charge transmise au sol de fondation.....	61
Tableau 4.28. représentation des contraintes en fonction de Z(m)	61
Tableau 4.29. Caractéristiques du géotextile utilisé (Emtex-7100).	62
Tableau 4.30. Différentes valeurs de facteur de sécurité (fs) (après confortement)	63

Résumé :

Les deux instabilités de terrain étudiées dans ce mémoire se situent sur le CW137A juste après à l'intersection avec la RN77 qui mène à la localité de Selma. Elles se localisent exactement à 18 km à l'Est de la wilaya de Jijel. Ce phénomène d'instabilité affectant ce tronçon routier continue de se manifester malgré les nombreux travaux de confortement effectués jusqu'à présent. Ces remèdes ont été parfois inappropriés car le traitement est symptomatique et ne prend pas en considération les propriétés intrinsèques des sols ni les facteurs déclencheurs et /ou accélérateurs de ces instabilités.

La région est connue par des pentes naturelles assez fortes entre 30% à 40% voir plus dans certains endroits. Le réseau hydrographique est dense et est marqué par la présence de nombreux oueds et châteaux. Les deux instabilités de terrain étudiées sont manifestées au niveau des alternances schisto-gréseuses du flysch massylien albo-aptien très altéré en surface. Les précipitations moyennes annuelles de la région de Texenna sont d'environ 1079 mm, dont 13,8% s'infiltrent dans le sol et 38,72% s'écoulent en surface.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs à savoir, la pente du talus, la lithologie du sol, la forte pluviométrie et la surcharge en tête du talus suite au trafic routier important. Les désordres observés au PK15+500 ont été la conséquence du basculement de l'ex mur de soutènement ; alors que pour le PK 17+700 il s'agit d'un glissement de terrain typique.

Les solutions proposées pour les deux sites étudiés sont les suivantes :

- La réalisation d'un massif de soutènement souple en géotextile à parement végétalisé pour le PK15+500. Avec la réalisation d'un système de drainage des eaux de surface (caniveaux) et souterraine à travers des tranchées drainantes dans le sens de la pente.
- La réalisation d'un système de butée (ou surcharge) en pieds du talus par des gabionnages au PK17+700

Mots clés :Texenna, CW137A, instabilité de terrain, géotextile, gabionnage.

Abstract :

The two terrain instabilities studied in this memoir are located on the CW137A just after the intersection with the RN77 which leads to the locality of Selma. They are located exactly 18 km east of the wilaya of Jijel. This phenomenon of instability affecting this road section continues to manifest itself despite the many improvements to date. These remedies have sometimes been inappropriate because the treatment is symptomatic and does not take into consideration the intrinsic properties of soils nor the triggers and / or accelerators of these instabilities.

The area is known by natural slopes is quite strong between 30% to 40% see more in some places. The hydrographic network is dense and is marked by the presence of numerous wadis and chāabats. The two field instabilities studied are manifested at the level of schisto-gresous alternations of the Massylian flybo Albo-Aptian very altered surface. The average annual rainfall in the Texenna region is about 1079 mm, of which 13.8% infiltrates the soil and 38.72% flows into the surface.

The disorders observed in the study area are the result of the combination of several factors namely, slope slope, soil lithology, high rainfall and overload at the head of the embankment following heavy road traffic. The disorders observed at PK15 + 500 were the consequence of the tilting of the former retaining wall; while for PK 17 + 700 it is a typical landslide.

The solutions proposed for the two sites studied are the following ones:

- The realization of a flexible retaining support in vegetated geotextile geotextile for the PK15 + 500. With the realization of a system of drainage of surface water (gutters) and underground through draining trenches in the direction of the slope.
- The realization of a system of abutment (or overload) in feet of the slope by gabionnages with the PK17 + 700

Key words :Texenna,CW137A,ground instability reinforced earth,geotextile,gabionage.

ملخص :

تقع حالي عدم استقرار الأرضية التي تمت دراستها في ه ذه المذكورة على الطريق الولائي A 137 عند التقاطع بين منطقتي تاكسنة وسلمى، على بعد 18 كلم شرق ولاية جيجل. هذه الظاهرة من عدم الاستقرار التي حصلت على ه ذا المقطع من الطريق لازالت مستمرة على الرغم من الحلول التقنية المطبقة والتي انجزت حتى الآن.ه ذه الحلول كانت غير مناسبة لأنها لم تأخذ بعين اعتبار الخصائص الجوهرية للتربة ولا العوامل المؤثرة و/أو المسرعة في الظاهرة .

يعتبر ميل التضاريس على مستوى الجهة المدروسة كبير نوعا ما، حيث يتراوح ما بين 30 الى 40 % من جهة اخرى تتميز الشبكة الهيدروغرافية بالكثافة ووجود العديد من الوديان والشعاب. حالة عدم استقرار الأرضية الملاحظة واقعة على مستوى التركيبة الجيولوجية المتميزة بوجود تناوبات بين الشيبست والحجر الرملي المسماة فليش ماسيليان دو العمر البو-ابسيان، المتأكلة على السطح. يبلغ معدل هطول الامطار السنوي حوالي 1079 ملم , يتسرب منها 13.8% الى باطن التربة ويجري حوالي 38.78 % على السطح.

الاضطرابات التي لوحظت في منطقة الدراسة هي نتيجة لمزيج من عدة عوامل اهمها : ميل المنحدر، طبيعة التربة، هطول الامطار والثقل الزائد عند راس المنحدر الناتج عن حركة المرور الكبيرة. تتضمن الحلول المقترحة ما يلي :

- اعادة بناء الطريق بتقنية التربة المقويات بالجيوتكستيل بالنسبة للموقع الاول (15+500 كلم) مع انجاز بشبكة تصريف المياه السطحية والباطنية.

- انجاز دعامة على مستوى قدم المنحدر بالنسبة للموقع الثاني (17+700 كلم) من الحجارة.

الكلمات المفتاحية: تاكسنة، CW137A، عدم استقرار التربة، الأرض، جيوتكستيل، القايبوناج.

De nombreux ouvrages en géotechnique routière sont exposés continuellement au risque d'instabilité qui peut aller jusqu'à l'effondrement de la structure. Le résultat est souvent catastrophique car cela provoque des dégâts matériels considérables et peut causer aussi des pertes en vies humaines. Chaque site potentiellement instable pose des problèmes spécifiques et est lié à des causes très variables, notamment un mauvais dimensionnement de la structure, une surcharge excessive exercée sur un talus, combinés à l'action conjuguée des facteurs géologiques, géomorphologique, et hydro-climatologiques divers, notamment lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées. On se trouve alors confrontés à des problèmes variables ou, soit l'étude que l'on entreprend va permettre d'approfondir la connaissance du phénomène d'instabilité, soit le secteur d'étude est vierge de reconnaissance.

Pour se prévenir de ces catastrophes, on cherche dans la mesure du possible à comprendre le phénomène d'instabilités rencontré, d'éviter ou de s'en protéger, et dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles.

L'instabilité de terrain à laquelle on s'intéresse rejoué plusieurs fois pendant des années, son effet toujours continu malgré les nombreux travaux de confortement portés. Malheureusement les facteurs qui favorisent cette instabilité restent encore mal compris, nous essayerons alors dans ce qui suit d'étudier et de comprendre le problème posé afin de proposer des solutions de soutènement adéquates.

Dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de cette instabilité de terrain et des facteurs qui sont à leur origine, nous allons viser notre démarche sur la combinaison des données géologiques, hydrogéologique et géotechniques.

En effet, à partir de la géologie on détermine la nature, la géométrie et l'extension des différentes unités lithologiques. L'étude hydrologique, nous permis de caractériser le comportement hydro-climatique du secteur étudié. Quant à l'étude géotechnique, elle permet de connaître les paramètres physico-mécaniques du sol étudié.

La méthodologie utilisée dans cette étude se basée sur :

- Une consultation des travaux et des études antérieures en rapport avec le sujet d'étude que se soit sur le plan géologique, hydrologique ou géotechnique, Aussi des carte géologiques et topographiques en relation avec le sujet.

- Des sorties de terrain sur le site étudié avec la réalisation d'observations d'ordre géologique et géotechnique, à savoir, une enquête sur les nombreux désordres trouvés sur le site avec la réalisation des coupes.
- Le rapport ou bureau d'études concernant les sondages carottes et les analyses nécessaire.

Le présent mémoire comprend une introduction d'un premier chapitre essentiellement descriptif qui sera consacré aux généralités sur le thème étudié.

- Le deuxième chapitre donne une synthèse sur le contexte géologique de la région étudié.
- Le troisième chapitre présente une analyse des données hydro-climatologiques (précipitations / températures) suivi l'établissement du bilan hydrologique nécessaire pour la compréhension de son influence sur l'instabilité objet de ce mémoire.
- Le quatrième chapitre met l'accent sur la méthodologie utilisée pour l'étude géotechnique de l'instabilité. Dans une première partie, on passe par la réalisation des calculs afin d'estimer l'état d'instabilité. En deuxième partie on propose les solutions de confortement que l'on juge nécessaires à réaliser.

En guise de conclusion, on évoquera les principales synthèses et recommandations retenues.

1.1. Introduction :

La ville de Texenna, siège du chef-lieu de la commune de même nom a été créé lors du découpage administratif de 1984. Elle se situe à 20 km au Sud-Est de la ville de Jijel sur la RN77 qui relie cette dernière à Sétif. Ces coordonnées Lambert sont:

- Longitude : 776-778.
- Latitude : 377-379.

Texenna est limitée administrativement par les communes suivantes :

- Au Nord par la commune de Kaous.
- Au Sud par la commune d’Erraguen et Beni yadjiss.
- A l’Est par la commune d’Oudjana et Emir Abdelkader.
- A l’Ouest par la commune d’El Aouana et Selma.

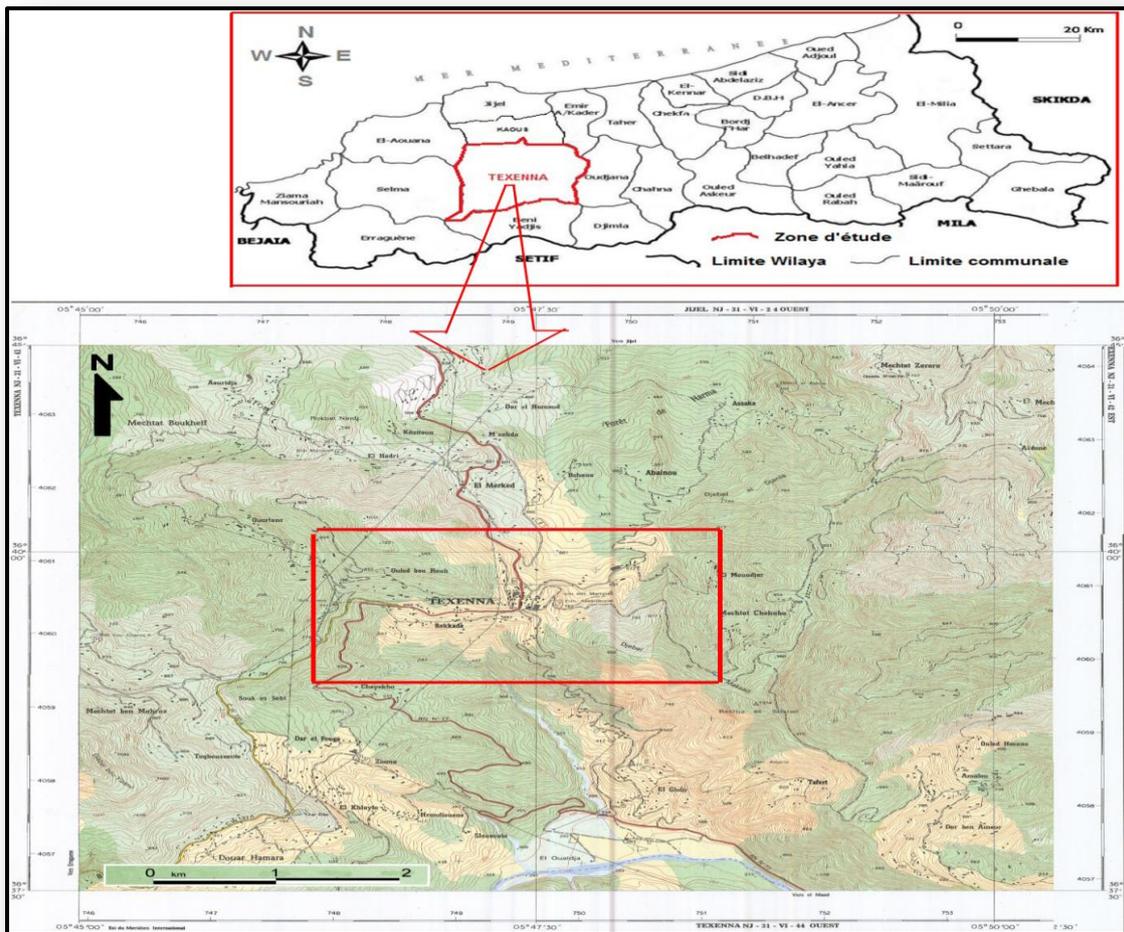


Figure 1.1. Situation géographique du site étudié sur la carte topographique de

Texenna 1/25000

1.2. Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense. La végétation couvre une grande partie du territoire de la commune Cette dernière est favorisée par l'importance des précipitations ; les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses.

Ces forêts sont représentées essentiellement par du chêne-liège, du chêne-zen, des broussailles, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière. Est qui joue un rôle important dans la stabilisation des terrains.

1.3. Géomorphologie (relief)

Le relief dans la région de Texenna est le résultat de l'histoire géologique de la région, il est marqué par de grands contrastes topographiques.

Les principales formes de relief qu'on rencontre sont :

➤ Les zones hautes :

Elles culminent à environ 1000 m au djebel sandouh et djebel beni mehrez.

La zone d'étude se trouve à 700 m d'altitude encadrée par ces deuxreliefs.

➤ Les zone basses ou dépressions :

Elle sont représentées par les zone ravinées des talwegs profonds qui confluent ver la vallée de Oued Djen Djen dont l'altitude et d'environ 400m.

De fortes pentes topographiques caractérisent la zone d'étude et présentent des facteurs d'instabilité potentiels

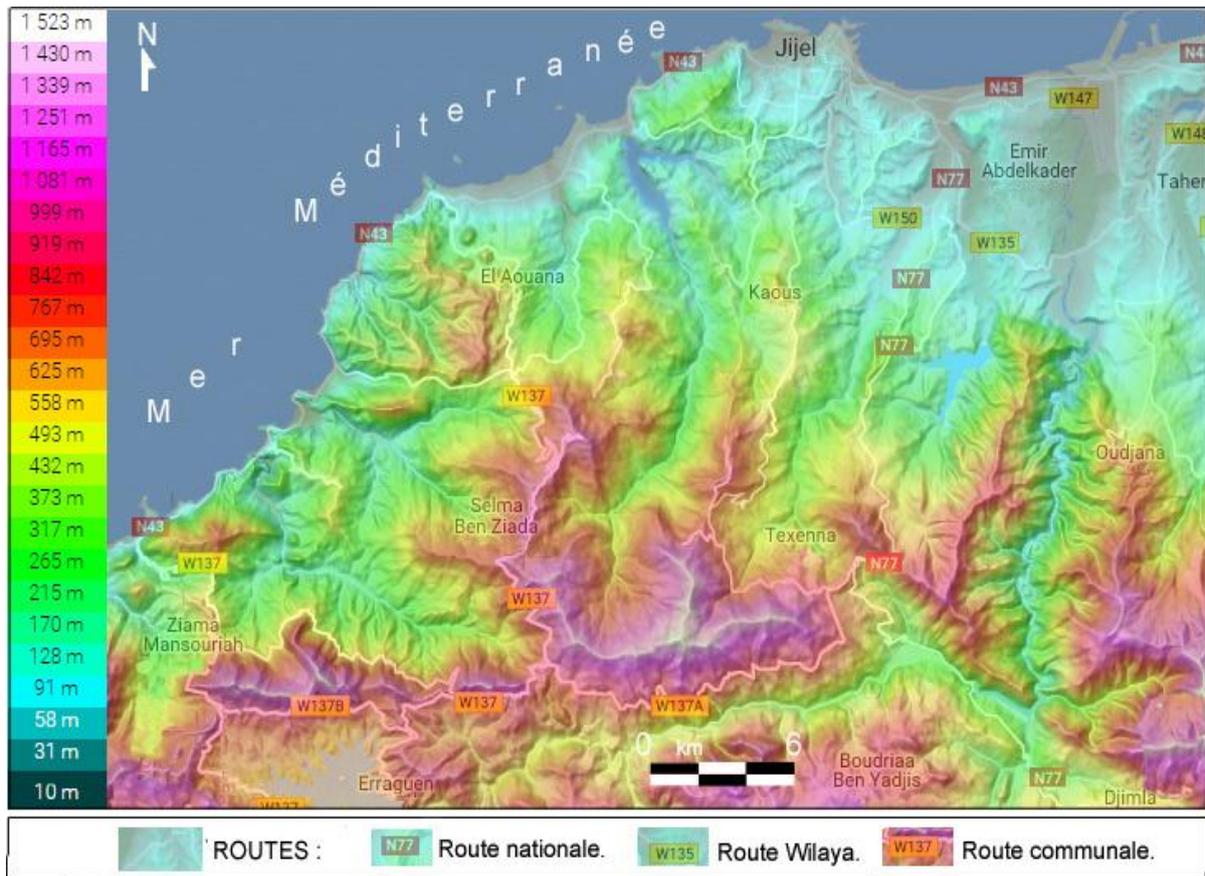


Figure 1.2. Carte des reliefs de la zone d'étude.

1.4. Réseau hydrographique

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez importantes relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année. Ce réseau est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les sources et le ruissellement de surface en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces différents drains alimentent les principaux Oueds de la région (Oued Djen-Djen et Oued dar EL Hadada et Oued Slimane .)

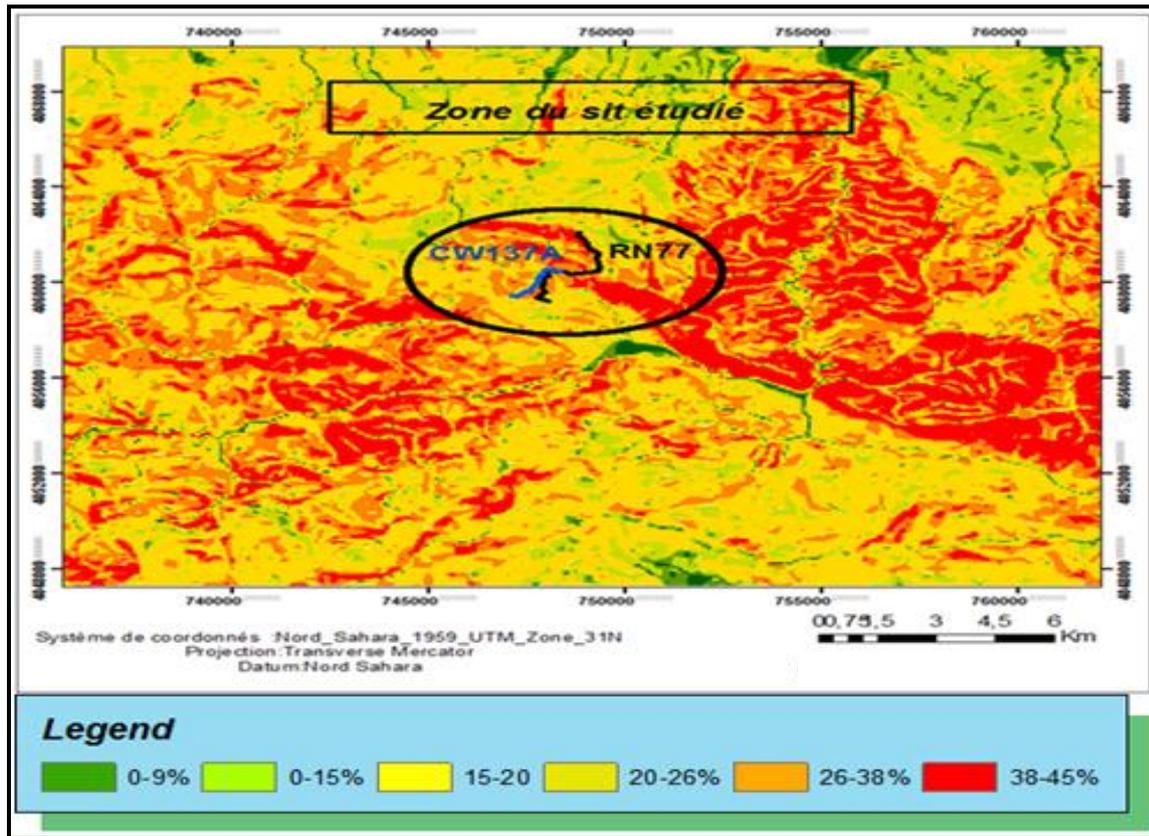


Figure 1.3. Carte des pentes de la région d'étude .

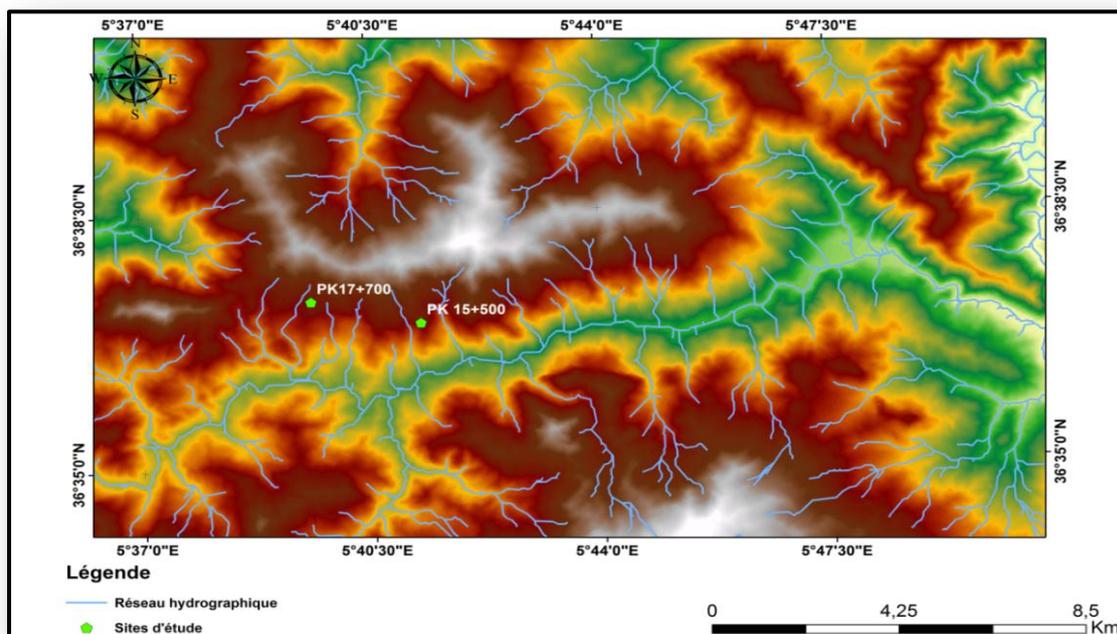


Figure 1.4. Réseau Hydrographique de la région étudiée.

1. 5. Sismicité

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans les zones épacentrales. A titre d'exemple, le violent séisme, du 21 mai 2003, de Boumerdès, de par son intensité, à causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le RPA (2006), cinq zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (Figure I.4).

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II- a : sismicité moyenne.
- Zone II- b : sismicité élevée.
- Zone III : sismicité très élevée.

La région de Jijel est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a)

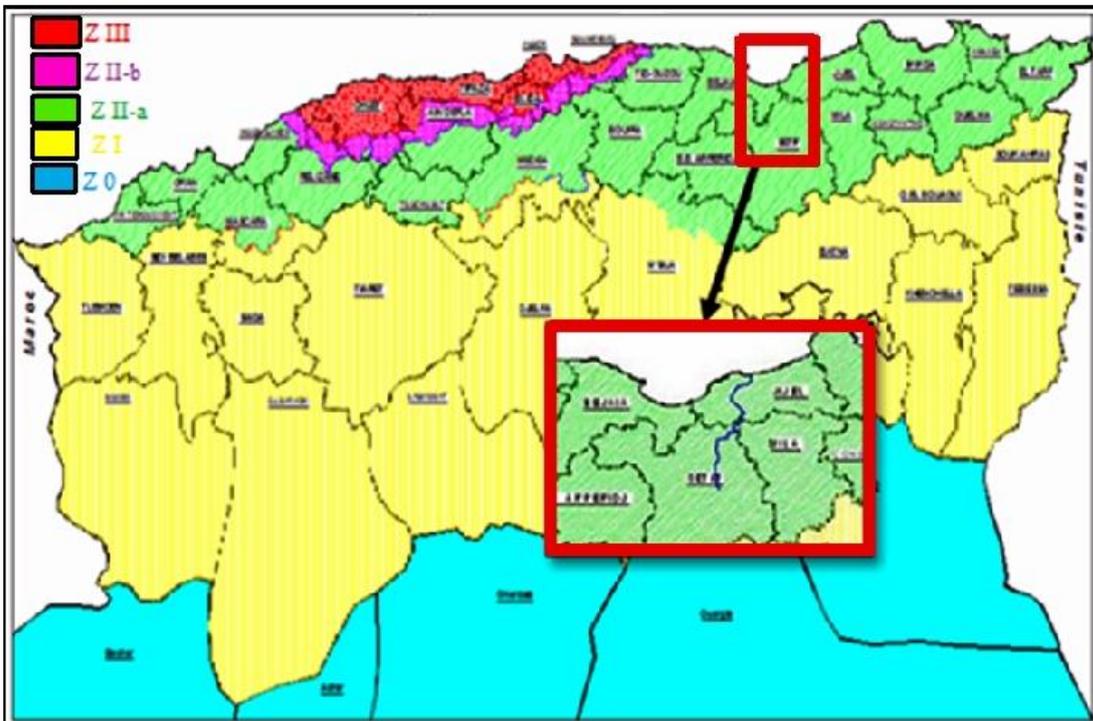


Figure 1.5. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2006.

2.1. Contexte géologique régional

La géologie est un outil précieux au service de l'étude d'instabilité des sols, elle permet de définir les formations et les structures tectoniques la région étudiée et d'estimer leur rôle dans le processus de genèse des glissements de terrain.

La wilaya de Jijel faisant partie des zones dites du domaine interne de la Petite Kabylie occidentale est constituée en grande partie par des roches métamorphiques sur lesquelles s'est déposée une couverture sédimentaire Oligo-miocène.

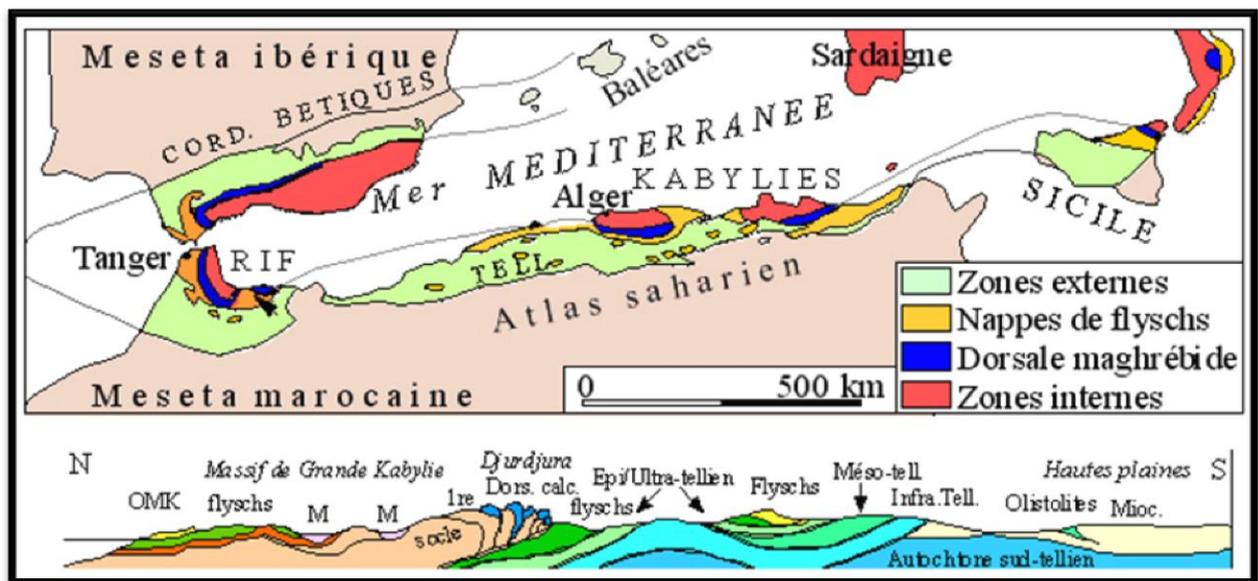


Figure 2.1. Carte structurale schématique de la chaîne magrébide montrant la disposition des zones internes et externes, et coupe simplifiée sur le transversale, de la grande Kabylie, d'après Durand-Delga et Fontboté 1980.

2.2. Les Grands traits géologique de la petite Kabylie occidentale

L'Algérie du Nord est généralement subdivisée en trois domaines distincts.

Transversalement du nord ou sud on distingue :

- Le domaine Kabyle.
- Le domaine des flyschs.
- Le domaine tellien.

2.2.1. Domaine kabyle ou Domaine interne

Le domaine interne est caractérisé par des massifs de socle métamorphique d'âge Anté triasique et sa couverture épi métamorphique du C.V.S.

2.2.1.1. Le socle kabyle

En « Petite Kabylie », le socle Kabyle comporte deux ensembles de bas en haut on distingue :

- un ensemble gneiss que formé principalement de gneiss et marbres saccharoïdes a grenats.
- un ensemble supérieur phylladique comportant des schistes satinés ou phyllades (wildi, 1980, H.Djellit, 1987) surmonté par des argiles à graptolites et calcaires à orthocérès (D.Delga, 1955).

Les deux séries sont intrudées par un corps aplo-pegmatitique à muscovite et tourmaline (Rouikha, 2008)

2.2.1.1.2. Couverture sédimentaire

Elles sont représentées par les dépôts du C.V.S.constitués de trois termes principaux :

- à la base des roches vertes basaltiques.
- des calcschistes en bancs (cm) bleutés.
- au sommet une sérié schisto-pélitique.

2.2.2. Domaine des flyschs

Classiquement, les flyschs allochtones en Algérie sont subdivisés en deux types d'âge similaire auxquels s'ajoute un troisième plus récent :

2.2.2.1. Le Flysch maurétanien (typiquement flysch de Guerrouche) : formé par une alternance de marnes et de calcaires à la base, une puissante assise gréseuse au sommet, avec la présence des grés homométriques de l'Albo-Aptien et des conglomérats Eocène à Oligocène (Djellit, 1987).

2.2.2.2. Le flysch massylien : formé par une alternance rythmique schisto-quartzitique et des marnes à phtanites du Néocomien à l'Albien supérieur, Ce flysch schistosé est bien visible au sud de Texanna (Djellit, 1987).

2.2.2.3. Le flysch numidien : constitué d'une base formée par des argiles dites sous numidiennes surmonté par une assise gréseuse (Djellit, 1987).Ce flysch est d'âge Aquitano_Burdigalién et il est bien représenté au sud de Jijel (Djimla, Tamezguida).

2.2.3. Domaine tellien

Il est Caractérisé essentiellement par des formations calcaires et marno-calcaires. Les formations telliennes s'affleurent plus au sud de notre région d'étude .elles s'étendent du Trias à L'Eocène.

2.2.4. Roches magmatiques

Les roches magmatiques de la « Petite Kabylie » sont représentées par :

- Des masses granitiques et des roches volcaniques affleurant dans la région d'El Aouana, El Milia et à Collo.
- Des roches basiques et ultrabasiqes dans la région de Texanna.

2.2.5. Les dépôts tertiaires supra kabyles

2.2.5.1. Les dépôts de l'O.M.K

Transgressifs et discordants sur le socle kabyle, ils sont constitués de grés turbiditiques micacés remaniant des galets de socle kabyle. Ils sont dallés de l'oligocène supérieur par (D. Delga, 1955 et J.P Bouillin ,1979). Sa puissance dépasse 300 m.

2.2.5.2. L'Olistostrome

Formation tectono-sédimentaire à matériel flysch de taille d'âge et de nature variés noyés dans une molasse marneuses et micacée.

2.2.5.3. Les dépôts Post-nappes

Ils sont discordants sur les termes antérieurs et constitués essentiellement de marnes bleues à miches calcaire du Tortono-messinien

Le sommet de la série est constitué de marnes jaunes et des grés friables et des conglomérats grossiers du pliocène.

2.2.6. Les formations Quaternaires.

Les dépôts récents datant du quaternaire sont représentés dans la région de Jijel par des faciès à caractères détritiques, subdivisées en :

- Sables côtiers : dunaires, parfois consolidés.
- Terrasses récentes alluvionnaires
- Argiles de recouvrements et limons rouges.

2.2.7. Conclusion

Les formations sud kabyles constituent le compartiment structural sud.

- Les formations nord kabyles constituent l'essentiel du matériel géologique du bassin néogène de Jijel voir (Figure 2.2) constituant le compartiment structural nord voir coupe (Figure 2.3) (Rouikha 2008).

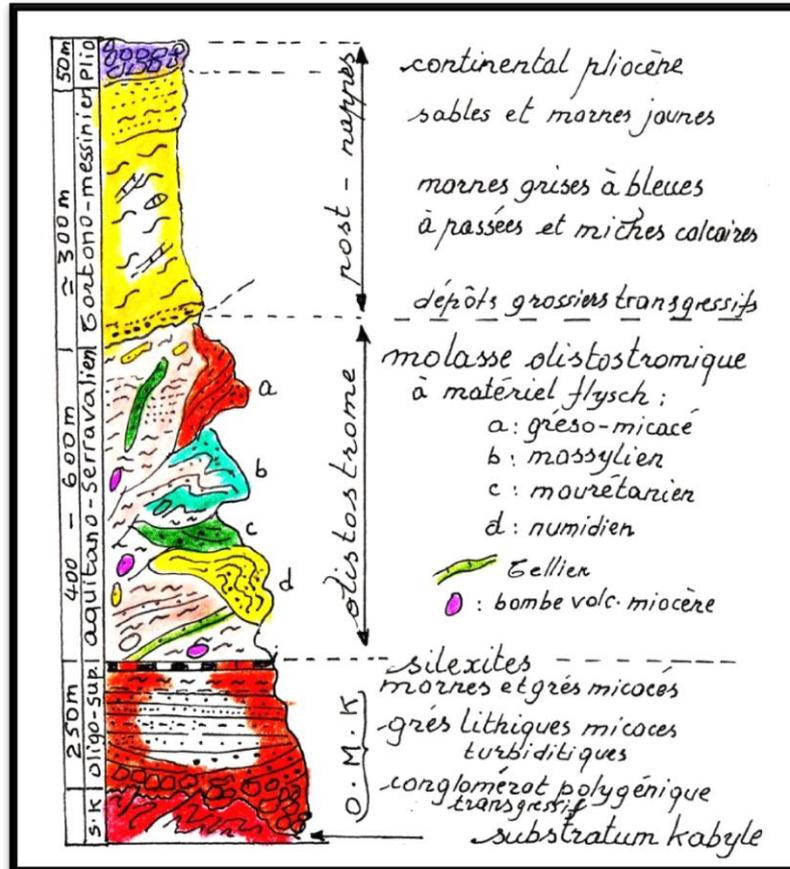


Figure 2.2. Colonne litho stratigraphique du bassin néogène de Jijel. D'après Y. Rouikha 2008.

2.3. Aperçu Tectonique de la petite Kabyle

La petite Kabylie occidentale fait partie intégrants de la chaîne de maghrébides est recèle des structures tectoniques remarquables pour la compréhension de l'histoire géologique.

On distingue deux compartiments :

- Au nord le compartiment structural supérieur constitue des nappes gravitaires.
- Au sud le compartiment structural inférieur constitué des nappes du socle kabyle ; du C.V.S du flysch massylien et du tellien marneux.

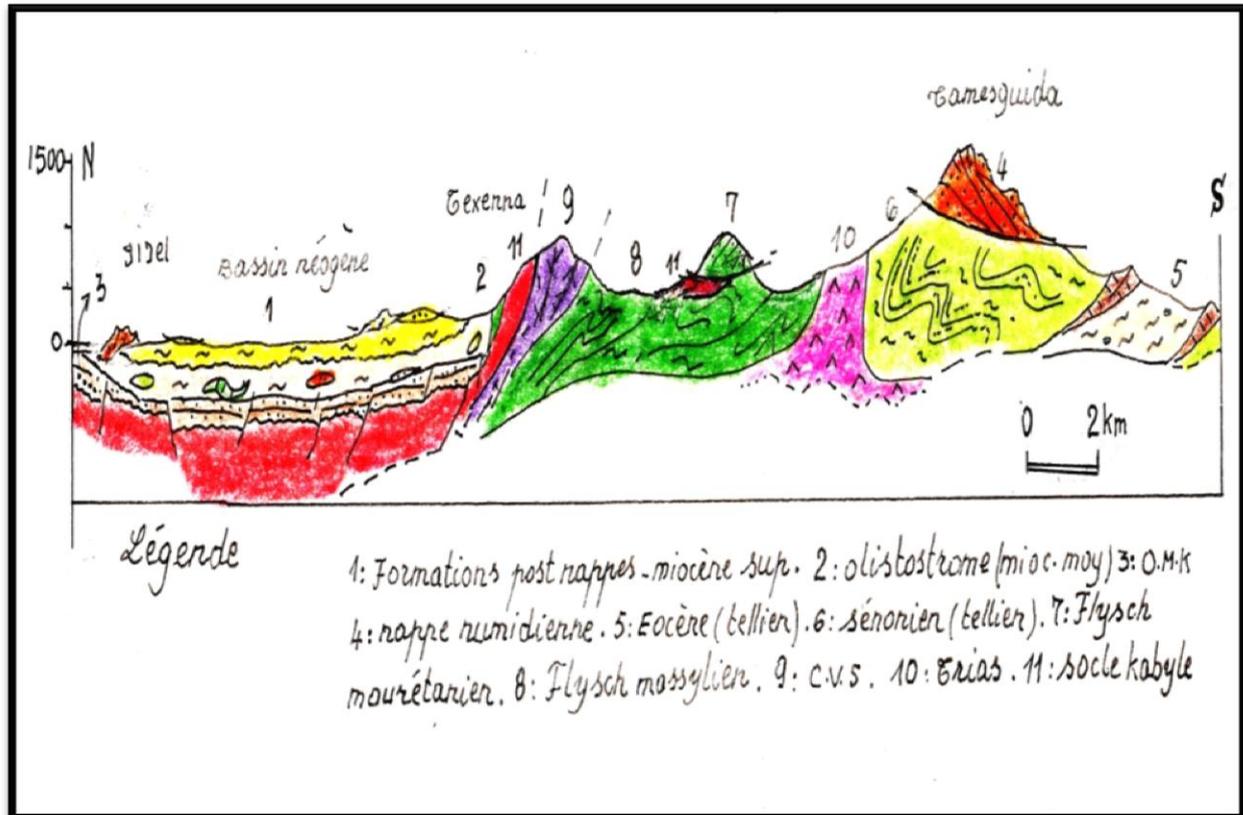


Figure 2.3. Schéma structural de la Petit Kabylie occidentale transversale de Texenna-Kaouas (Y. Rouikha, 2008).

2.4. Géologie du secteur d'étude

Dans notre secteur les formations présentes à l'affleurement peuvent être résumées comme suit :

Du Nord vers le Sud, on peut distinguer :

Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna.

- Les formations de type flyschs.
- Les formations évaporitiques du Trias.
- Les formations quaternaires.

2.4.1. Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna (CVS) :

Il comprend trois termes de bas en haut :

- des roches basaltiques vertes en pillow lava.
- des calcschistes cm à dm et des gneiss fins.
- des quartzites en alternances avec des schistes noirs.

2.4.2. Les formations de type flyschs

2.4.2.1. Les formations du flysch massylien :

L'instabilité du terrain étudié dans ce mémoire se situe au sein des formations du type flysch massylien d'âge Albo_Aptien. Il est caractérisé par une alternance des schistes et des bancs de grés quartzitiques centimétriques, très plissés, surmontés par des micro-brèches calcaire à ciment pélitique et des marnes. Il contient par endroits des phtanites de couleur noir (Durand Delga ; 1955).

En se basant sur les données géologiques de la région :cartes ,études géologiques précédentes ,rapport d'étude géotechnique et sorties sur terrain que nous avons effectuées ,et en se basant sur les coupes lithologiques des sols en place , issues des quatre (04)sondages carottés réalisés sur le site, on distingue ce de haut en bas :

- une couverture en terre végétale d'épaisseur moyenne d'environ 1m.
- une alternance quartzo pélitique (cm) du flysch massylien, pouvant atteindre 08 mètres d'épaisseur, - des argiles graveleuses avec intercalation de grés quartzitique en bancs minces.
- En profondeur, on note la présence d'un substratum constitué de schistes et phtanites noires fracturées.

Voir colonne lithologique (Figure 2.4)

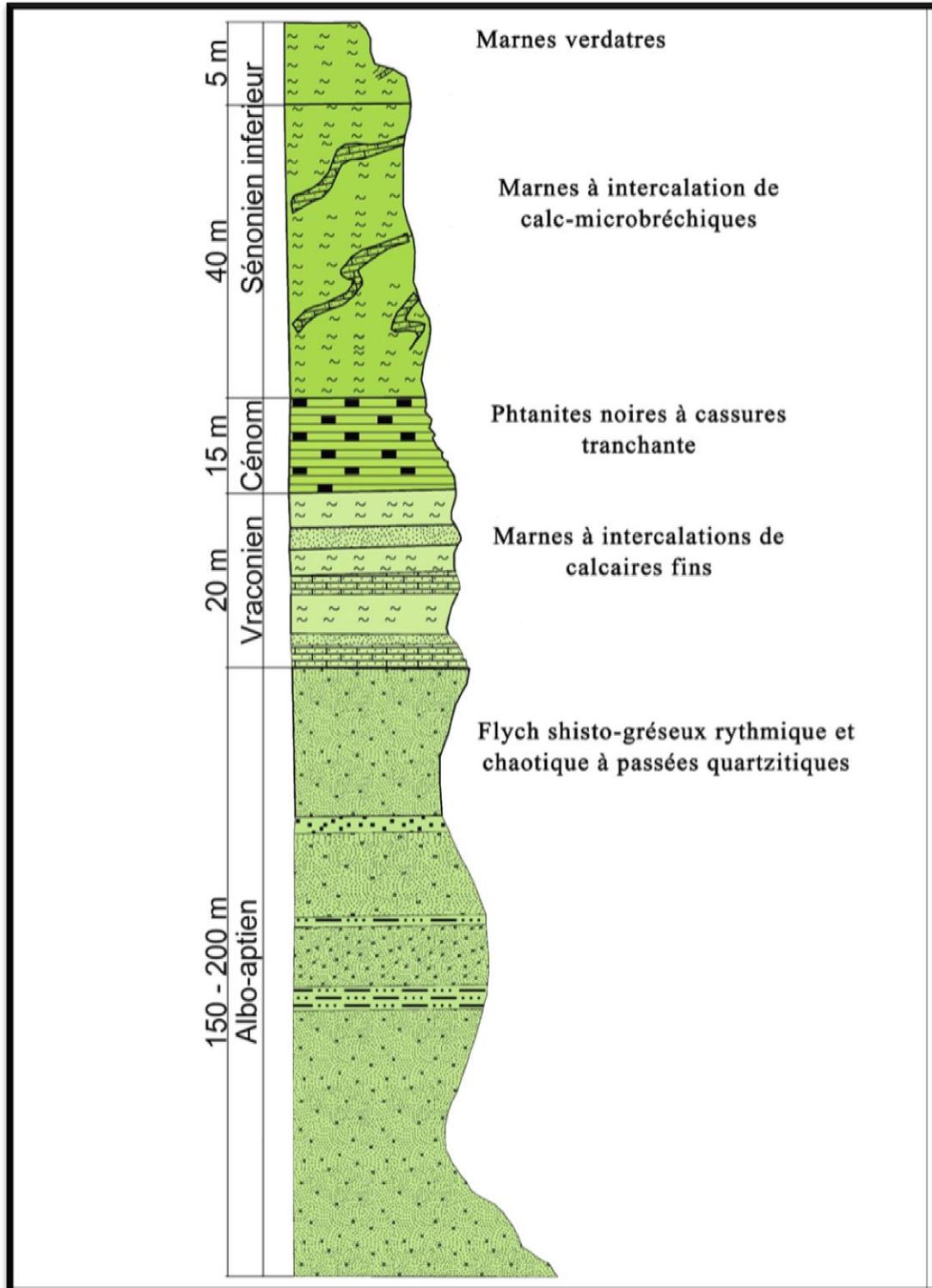


Figure 2.4. Colonne lithologique du flysch schisto- gréseux (massylien) région de Texenna.

2.4.3. Le Trias :

IL Affleure en aval de la zone d'étude au niveau de la vallée de oued Djen-Djen comme il peut s'intercaler au sein des écaïlles tectoniques du flysch massylien et favorisant le cisaillement Tectonique le long de la pente topographique représente par des argiles plastiques vari colores et gypsifères.

2.5. Structure tectonique de la zone d'étude

Les mouvements de terrain concernés par cette étude sont localisés au sein du flysch massylien fortement plissé et cisailé donnant un aspect chaotique aux talus voir (Figure 2.5).

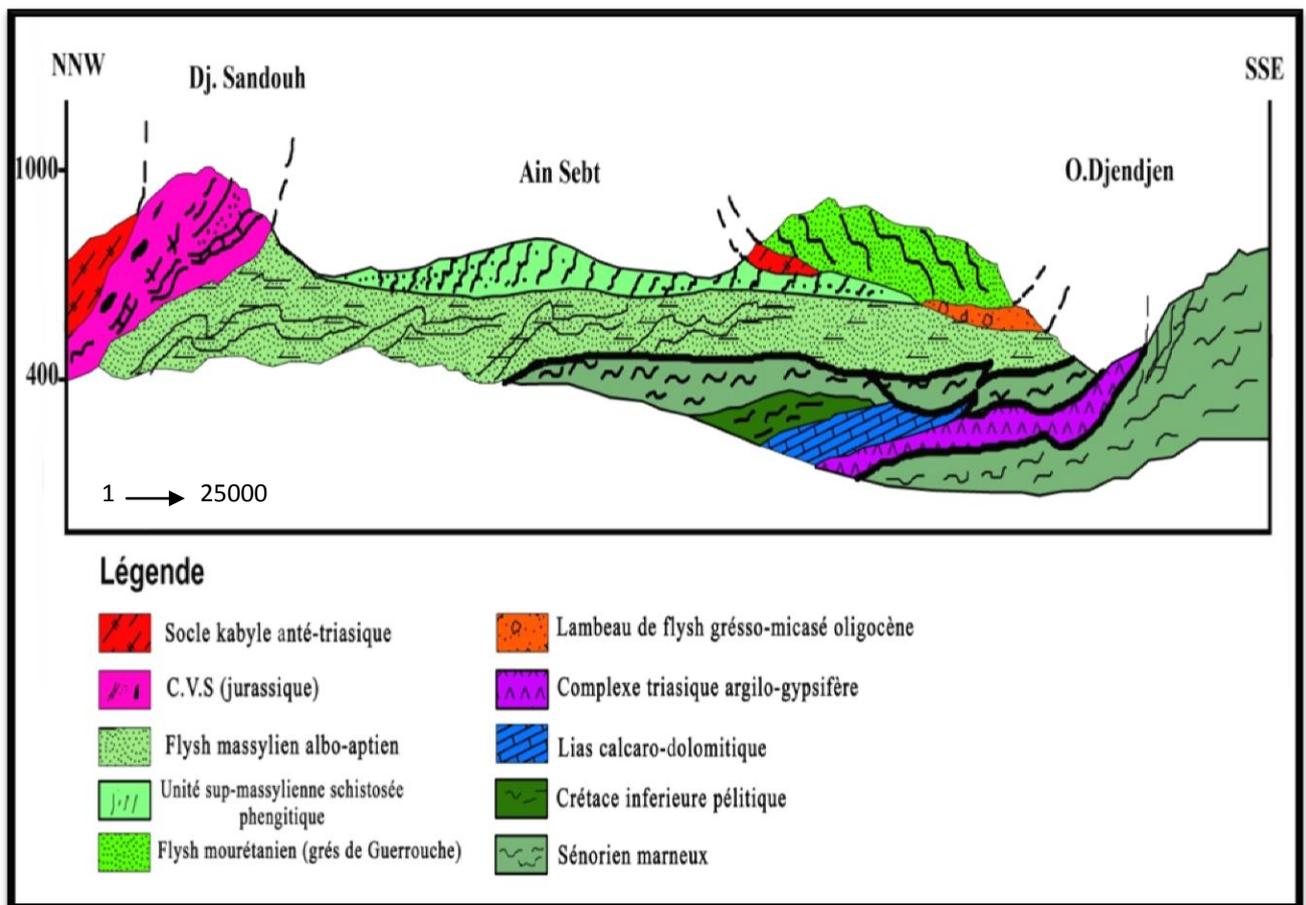


Figure 2.5. Coupe géologique interprétative des structures tectoniques au niveau du site d'étude

2.6. Conclusion sur la géologie du site

Les descriptions précédentes mettent en évidence que le secteur d'étude appartient aux formations de type flysch massylien, d'âge Albo- aptien représenté principalement par des alternances des schistes et des bancs de grés quartzitique centimétrique à décimétrique à structure chaotique.

Ce constat nous permet d'appréhender que la plupart des instabilités enregistrées dans le secteur sont dues à la conjugaison des paramètres naturels représentés par :

- la nature meuble des terrains massylien
- la forte pente topographique
- la forte présence des eaux pluviales et des ruissellements

Telles sont les principes causes des mouvements de masse qui vont être traités dans le chapitre suivant.

3. Introduction

L'eau par ses propriétés physico-chimiques très variées joue un rôle des plus marquants concernant la morphologie externe des terrains ainsi que dans le comportement interne des formations géologiques.

Son pouvoir d'infiltration et de dissolution de certaines substances minérales. Lui confère plus d'une propriété des stabilisations au sein des différents terrains de l'écorce terrestre.

De même par son pouvoir d'hydratation et d'hydrolyse, l'eau transforme la nature minéralogique, la cohérence et affaiblit la résistance des matériaux rocheux.

De ce fait la caractérisation hydro climatique de notre site d'étude présente plus d'une urgence pour pouvoir estimer les risques et enjeux liés à la circulation de l'eau.

3.1. Aperçu général sur le climat

Le caractère important du climat algérien est sans aucun doute la grande variation de la répartition des précipitations et des températures. Cette variation est fonction des influences méditerranéennes et sahariennes et des irrégularités topographiques, principalement l'altitude et l'orientation des chaînes montagneuses d'Atlas Tellien et Saharien. Ces derniers protègent les hautes plaines et jouent le rôle de barrières en face des vents désertiques du sud, et ceux chargés d'humidités venant du Nord.

En ce qui concerne la région étudiée, le climat est de type méditerranéen. Il est caractérisé par une période douce et humide relativement tempérée en hiver, suivi d'une période chaude et sèche en été.

3.2. Analyse des paramètres climatiques

Les conditions climatiques jouent un rôle principal dans la détermination des facteurs hydro-climatique, nous étudions la série pluviométrique s'étendent de 2002 à 2015 pour la station EL-Agram (2002-2015).

3.2.1. Précipitations

Cette étude s'intéresse uniquement aux précipitations liquides (pluies), qui constituent le facteur primordial dans le comportement hydrologique de la région.

La pluviométrie ou la hauteur des précipitations liquides est toujours définie comme l'épaisseur compté suivant la verticale de la lame d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale, si toutes les précipitations reçues par celle-ci s'y trouvaient immobilisées (G .Reméniras, 1980).

Notons par ailleurs que la région de Texenna est caractérisée par deux types de précipitation :

- Les précipitations liquides.
- Les précipitations solides.

3.2.1.1. Précipitations liquides.

En se basant sur des données plus ponctuelles et plus récentes, celles de la station météorologique d’el Agrem, dont les coordonnées sont mentionnées dans le (Tableau 3.1) on trouve un taux moyen annuel de pluie estimé de 1079 mm .Cette valeur étant proche de celle estimée par la carte générale de la pluviométrie (Figure 3.1) citée au paragraphe précédent.

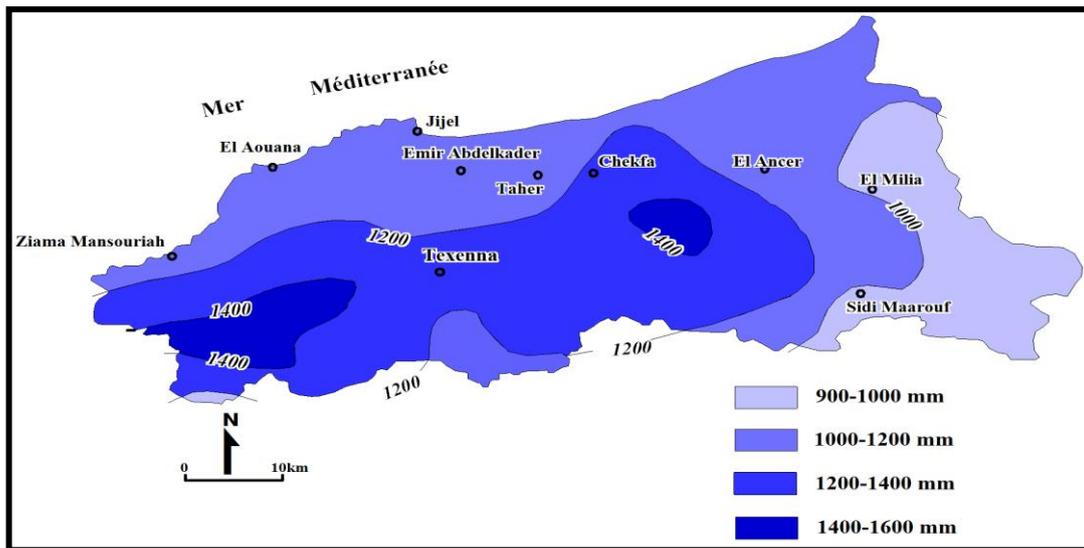


Figure 3.1. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel,(A.N.R.H, 1996).

Les mêmes données de la station météorologique nous permet de constater que les précipitations liquides sont continués et de longue durée.

Tableau 3.1. Caractéristiques de la station pluviométrique d’el Agrem (A.N.R.H)

Code et nom de la station	Altitude (m)	Longitude	Latitude	Pluies moyen annuelles (mm)	Période d'observation (années).
03-03-02 EL-Agrem.	700	E5°50'11''	N36°34'06'	1079	15

- Variations mensuelles, saisonnières et annuelles.

La répartition mensuelle des précipitations dans l'année et ses variations conditionnent (avec les facteurs thermiques et lithologiques), l'écoulement, le régime des cours d'eau et celui des nappes aquifères.

Pour les précipitations de cette série on prend des données de (2002-2015) pour la station d'El Agrem (Tableau 3.2).

D'après les données du (Tableau 3.2) on constate un maximum pluviométrique enregistré durant le mois de Décembre avec un taux moyen 198 mm, un minimum pluviométrique enregistré durant le mois de Juillet avec un taux moyen de 1 mm.

Pour bien illustrer ces variations pluviométriques mensuelles nous avons montré cela sur l'histogramme pluviométrique dans la (Figure 3.2)

Tableau 3.2. Précipitations mensuelles durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Totale
Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	
P (mm)	72	95	142	198	161	150	113	82	42	14	1	9	1079
	103			169			79			8			

Le (Tableau 3.2) indique que la valeur maximale des précipitations est observée pendant l'hiver avec 169 mm, tandis que la valeur minimale est de 8 mm en été.

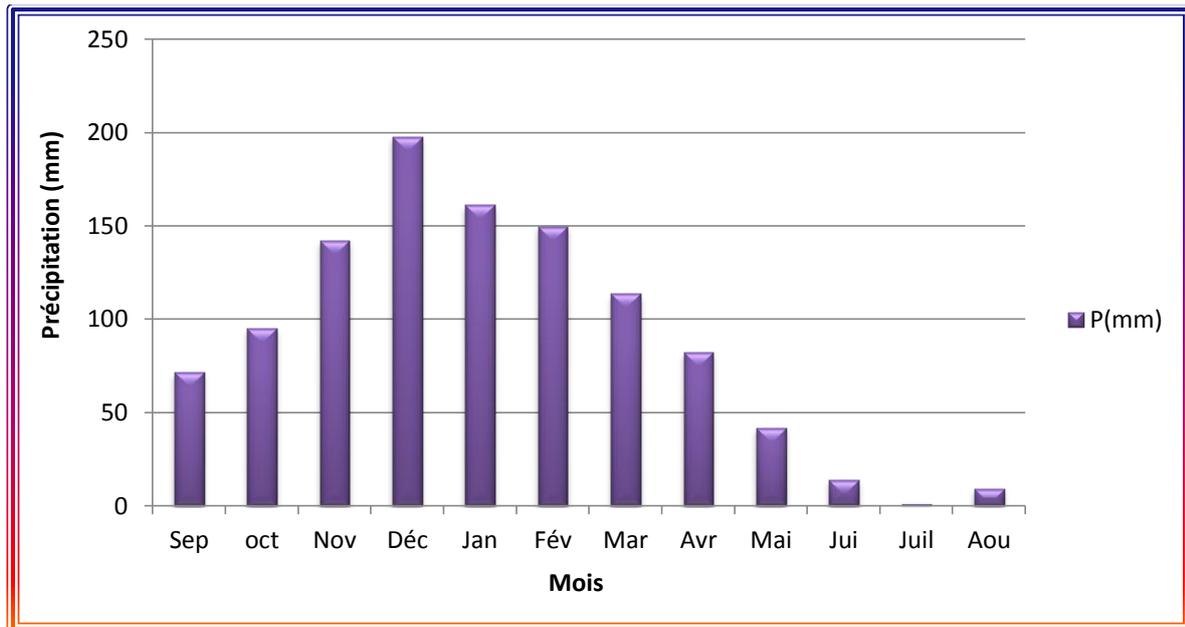


Figure 3.2. Graphe des répartitions des précipitations moyennes mensuelles (2002-2015, station EL-Agrem)

3.2.1.2. Précipitations solides

a / Neige

L'importance de la neige réside dans le fait qu'elle imbibe le sol d'une façon continue et le laisse s'humecter profondément pendant la période de fusion. L'enneigement se fait seulement au début de l'hiver sur les hautes altitudes de Texenna (800 m). L'altitude exerce donc une influence prépondérante sur les chutes de neige.

L'imbibition des matériaux est liée à la vitesse de la fusion. Une fusion lente, permet une infiltration importante qui alimenterait les réservoirs à perméabilité en grand.

b / Grêle

C'est une forme solide des précipitations résultant des courants d'air humides et ascendants

Les périodes de grêle les plus fréquentes sont connues en hiver

D'après les données relevées sur la station de l'aéroport Ferhat Abbas, la moyenne annuelle est de 8,74 mm pour la période 1996 – 2006.

3.2.2. Température de l'air

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait de son impact sur le déficit d'écoulement (évapotranspiration). Le tableau ci-dessous résume les données concernant ce paramètre, mesurées à la station d'EL-Agrem.

Tableau 3.3. Température moyennes mensuelles durant la période 2002-2015 Station EL-Agrem.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Été			Moyenne Annuelle
Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	18,4
T (°C)	23,7	19,7	16,1	12,1	11,7	11,4	13,6	16	19	23,5	26,7	27,3	
	19,8			11,7			16,3			25,8			

Le (Tableau 3.3) indique que l'hiver est la saison la plus froide avec une température de 11,7°C, par contre l'été est la saison la plus chaude avec une température de l'ordre de 25,8°C.

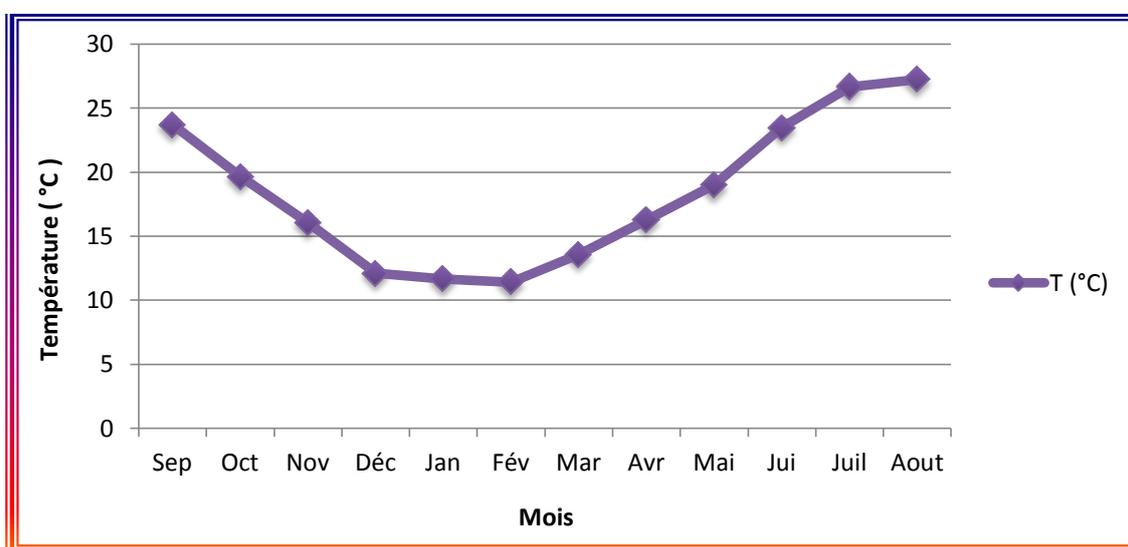


Figure 3.3. Graphe des variations des températures moyennes mensuelles (2002-2015, station EL-Agrem).

3.2.3 Diagramme Ombro-thermique de GAUSSEN et BAGNOULS

Ce diagramme est d'une importance capitale, il permet de déterminer les mois les plus secs correspond selon la définition de Gausсен et Bagnouls aux mois où le total des précipitations est égal ou inférieur au double de la température moyenne mensuelle du même mois, soit $P \text{ (mm)} \leq 2T^{\circ}\text{C}$. Il résulte de la combinaison des deux paramètres climatiques principaux (précipitation et température), Une relation qui permet d'établir un graphique Ombrothermique sur lequel les températures sont portées à l'échelle double de précipitation (Figure 3.4).

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessus de celle des températures, la période correspondante est excédentaire. Par contre, si la courbe des températures passe au-dessus de celle des précipitations, la période correspondante sera déficitaire.

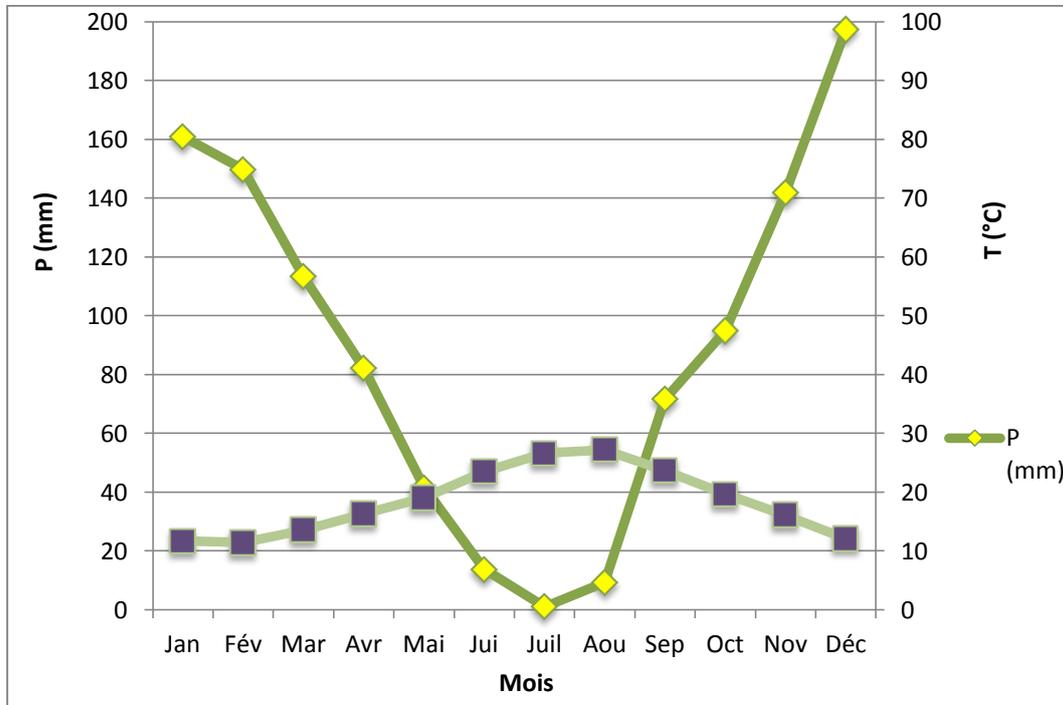


Figure 3. 4. Diagramme Ombrothermique durant la période 2002-2015
Station El-Agrem.

Le diagramme ombrothermique nous permet d'avoir une idée générale sur les périodes sèches et humides. La première s'étend de la mi-mai jusqu'à la fin du mois d'Aout et la seconde du début de Septembre jusqu'à la mi-mai.

3.3. Bilan hydrologique

La connaissance du bilan hydrique d'une région consiste à évaluer la répartition des précipitations reçues sur une surface, entre les différentes composantes suivantes :

Evapotranspiration réelle (ETR), ruissellement (R) et l'infiltration dans le sous-sol.

L'élaboration d'un bilan hydrique, est d'une grande nécessité, afin d'évaluer les réserves et les échanges.

Ce bilan se présente par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa \quad (3.1)$$

Avec :

P : Précipitation moyenne annuelle en mm,

ETR : Evapotranspiration réelle en mm

R : Ruissellement en mm,

I : Infiltration en mm, Wa : Variation des réserves (négligeable).

3.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP)

C.W.Thornthwaite a défini l'évapotranspiration potentielle (ETP) comme correspondant à la perte en eau qui se produit, si à aucun moment, il n'y avait le sol de déficit dans les besoins de la végétation.

Penman a proposé que cette définition soit modifiée et qu'il y soit précisé que la surface du sol soit entièrement couverte de végétation verdoyante.

La formule utilisée pour le calcul de l'ETP selon Thornthwaite est la suivante :

$$ETP = 16 \left(\frac{10 \times T}{I} \right)^a \quad (3.2)$$

$$\text{Avec } I = \sum_{i=1}^{12} i \text{ où } i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1,514} \quad (3.3)$$

Où :

ETP: Évapotranspiration potentielle non corrigée en mm (30 jours / mois et 12h / jour)

T: Température moyenne mensuelle en (°C)

I : Indice thermique mensuel

a : Exposant climatique, cependant G. Castany en (1936) conseil de retenir :

$$a = 0,016I + 0,5 \quad (3.4)$$

Pour la région étudiée : $I = 89,278$ et $a = 1,928$.

L'indice thermique (*i*) pour chaque mois est donné par le tableau de référence en fonction de la température, (pour chaque température mensuelle, il y'aura un indice thermique *i*).

K : Facteur de correction par lequel convient de multiplier selon le mois et la latitude de la région, les valeurs de l'ETP non corrigées pour obtenir celle corrigées.

$$ETP_{\text{corrigé}} = ETP_{\text{non corrigé}} \times K \quad (3.5)$$

Les résultats de l'ETP mensuelle sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4. Calcul de l'évapotranspiration potentielle selon Thornthwaite durant la période 2002-2015 Station El-Agrem.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
P (mm)	71,59	94,98	141,84	197,51	161,01	149,77	113,38	82,09	41,66	13,74	1	9,28	1079
T (°C)	23,7	19,7	16,1	12,1	11,7	11,4	13,6	16	19	23,5	26,7	27,3	220,8
I	10,54 6	7,972	5,873	3,811	3,622	3,482	4,498	5,818	7,547	10,412	12,632	13,065	89,278
ETP (mm)	105,0 9	73,58	49,87	28,75	26,95	25,63	35,51	49,28	68,63	103,4	132,25	138,04	836,98
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,1	1,21	1,22	1,24	1,16	/
ETP _{corr} (mm)	108,2 4	71,37	42,89	24,15	23,45	21,79	36,58	54,21	83,04	126,15	163,99	160,13	915,99

3.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

L'Evapotranspiration réelle désigne la quantité d'eau réellement perdue sous forme de vapeur par évaporation du sol et du couvert végétal et transpiration des plantes (Thornthwaite, 1955). Elle est principalement dépendante des apports en précipitations, de la capacité du sol à stocker l'eau, du couvert végétal et de l'évaporation du sol.

3.3.2.1. Calcul de l'ETR

Pour calculer L'ETR on utilise la méthode de Thornthwaite :

1- Si les précipitations (P) du mois sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle (ETP). L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle.

$$ETR = ETP \quad (3.6)$$

2- Si les précipitations (P) du mois sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle (ETP), dans ce cas, Thornthwaite admet l'utilisation d'une réserve facilement utilisable (RFU) :

$ETR = \sum p_i + RFU$; celle-ci est supposée mobilisée comme suit :

a- Si la RFU antérieure est assez forte pour combler l'insuffisance des précipitations :

$$ETR = ETP \quad (3.7)$$

b- Si la RFU est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle, l'ETR reste inférieure à celle-ci est égale à la somme des précipitations du mois et des RFU, il existe un déficit agricole Da

3.3.2.2. Calcul du déficit agricole (Da) :

Le déficit d'eau que l'on appelle parfois le déficit agricole égale à la différence entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

$$Da = ETP - ETR \tag{3.8}$$

Il représente la quantité d'eau supplémentaire qui aurait pu être utilisée par les plantes (et les sols) si les disponibilités en eau avaient pu être artificiellement complétées par un système d'irrigation.

Le tableau suivant représente les résultats du bilan hydrique obtenu après calcul par la méthode de Thornthwaite, sur une période de 14 ans (2002-2015), pour la station EL-Agrem:

Tableau 3.5. Bilan hydrique a la station EL-Agrem (2002-2015).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
P (mm)	72	95	142	198	161	150	113	82	42	14	1	9	1079
ETPc (mm)	108,24	71,37	42,89	24,15	23,45	21,79	36,58	54,21	83,04	126,15	163,99	160,13	915,99
P-ETPc (mm)	-36,65	23,61	98,95	173,36	137,56	127,98	76,80	27,88	-41,38	-112,41	-162,99	-150,85	/
ETR (mm)	71,59	71,37	42,89	24,15	23,45	21,79	36,58	54,21	83,04	72,36	1	9,28	511,71
Da (mm)	36,65	0	0	0	0	0	0	0	0	53,79	162,99	150,85	404,28
Ws (mm)	0	0	22,56	173,36	137,56	127,98	76,8	27,88	0	0	0	0	566,14
RFU (mm)	0	23,61	100	100	100	100	100	100	58,62	0	0	0	/

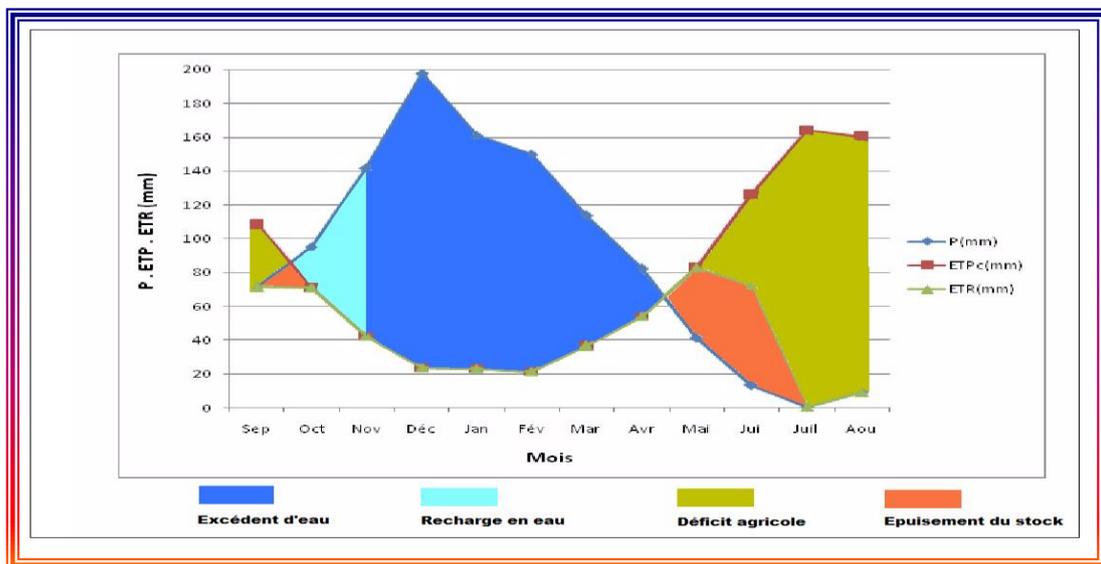


Figure 3. 5. Diagramme du bilan hydrique station EL-Agrem (2002-2015)

3.3.3. Interprétation du bilan hydrique de Thornthwaite

D'après le bilan hydrique de Thornthwaite, représenté par le (Tableau 3.5) et schématisé par la (Figure 3.5), on constate qu'à partir du mois d'octobre les précipitations deviennent supérieures à l'ETP. De ce fait, il existe une reconstitution d'une partie des réserves du sol.

Ces dernières atteignent leurs maxima à 100 mm au mois de novembre, décembre, janvier, février, mars et avril, alors il est enregistré un excédent pour ces six mois d'une valeur annuelle de 566,14 mm.

L'ETR est d'une valeur annuelle de 511,71 mm et le déficit agricole est de 404,28 mm avec un maximum constaté au mois de juillet de 162,99 mm.

La période déficitaire en eau commence à partir du mois de juin jusqu'au mois de septembre.

Cela permet de prévoir les besoins annuels en eau d'irrigation.

La (Figure 3.5), schématise bien les différentes composantes du bilan hydrique.

3.3.4. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

Evapotranspiration potentielle : ETP = 915,99 mm

Précipitations totales annuelles : P = 1079 mm

Lame évapotranspirée : ETR = 511,71 mm.

➤ Ruissellement (R)

Les formules que nous donnons ci-après permettent d'évaluer le ruissellement comme suit :

Pour $R < 600$ mm, on admet la formule de **Tixeront-Berkaloff, 1956** :

$$R = \frac{P^3}{3(ETP^2)} \quad (3.9)$$

Pour $R > 600$ mm, ce qui est notre cas on admet la formule de **Romantchouk, 1974** :

$$R = \frac{P^3}{3} \quad (3.10)$$

$$R = \frac{(1,078)^3}{3} = 0,4174 \text{ m} \rightarrow R = 417,4 \text{ mm}$$

➤ Infiltration (I)

L'infiltration représente la quantité d'eau qui pénètre dans le sol et le sous-sol, elle alimente les eaux souterraines, eau rétention, écoulement hypodermique, écoulement souterrain et la reconstitution des réserves aquifères.

Elle est estimée à partir de la formule du bilan hydrologique :

$$P = ETR + R + I + Wa \quad (3.11)$$

Avec :

$$ETR = 511,71 \text{ mm}$$

$$R = 417,4 \text{ mm}$$

$$P = 1079 \text{ mm}$$

Considérons $Wa = 0$

L'application numérique de la formule donne : $1079 = 511,71 + (417,4 + I)$

$$I = 1079 - 929,11 \rightarrow I = 149,89 \text{ mm}$$

Soit $I = 13,8\%$ des précipitations.

3.4. Conclusion

L'étude climatologique nous a permis de constater que le climat du tronçon étudié est tempéré, due à l'influence méditerranéenne, caractérisé par des précipitations de l'ordre de 1079 mm/an et des températures moyennes mensuelles de l'ordre de 18,4 °C. D'après le (Tableau 3.2) La valeur maximale des précipitations est observée pendant l'hiver avec 169 mm, tandis que la valeur minimale est de 8mm en été.

Les calculs réalisés à l'aide du bilan hydrologique, ont montrés que 149.89 mm participent à l'infiltration soit 13.8 % des précipitations, et 417.4 mm participent au ruissellement soit 38.72% des précipitations totales. L'excédent d'eau apparait di mois de novembre jusqu'au mois d'avril.

4.1. Introduction

Les glissements de terrain PK15+500 et PK17+700 sont situés sur le chemin de wilaya 137A reliant la région de Texenna à Selma.

Le tracé du CW137A¹ et de la RN77² se trouvent dans une région montagneuse avec de fortes pentes topographiques dépassant les 30%. Cette configuration topographique confère à la zone d'étude une géomorphologie favorable aux glissements de terrain.

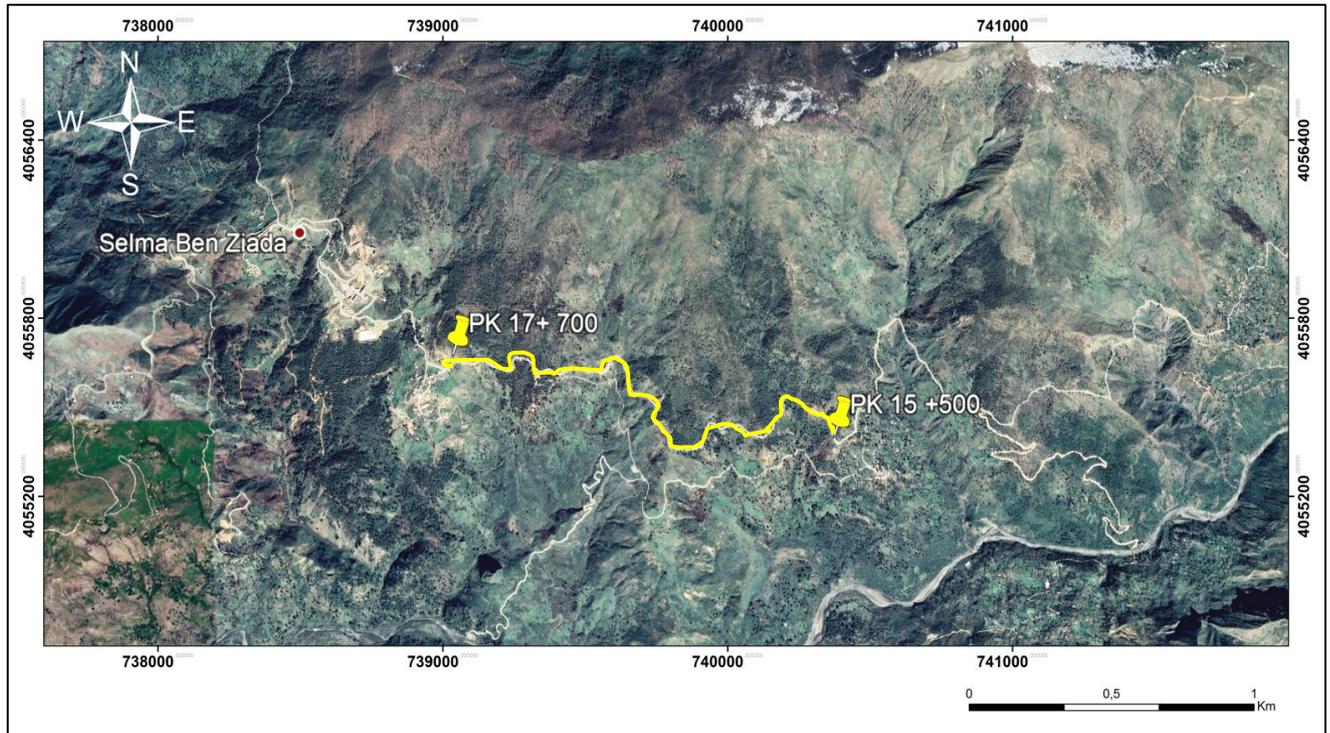


Figure 4.1. Situation géographique de la zone d'étude (Google earth, 2019).

Les instabilités aux PK15+500 et PK17+700 sont situées au point d'intersection entre le CW137A et RN77 à Texenna (wilaya de Jijel) :

Lesquels sont séparés par une dénivelée à pente très importante (Figure 4.2)

¹ CW : Chemin wilaya

² RN : Route national

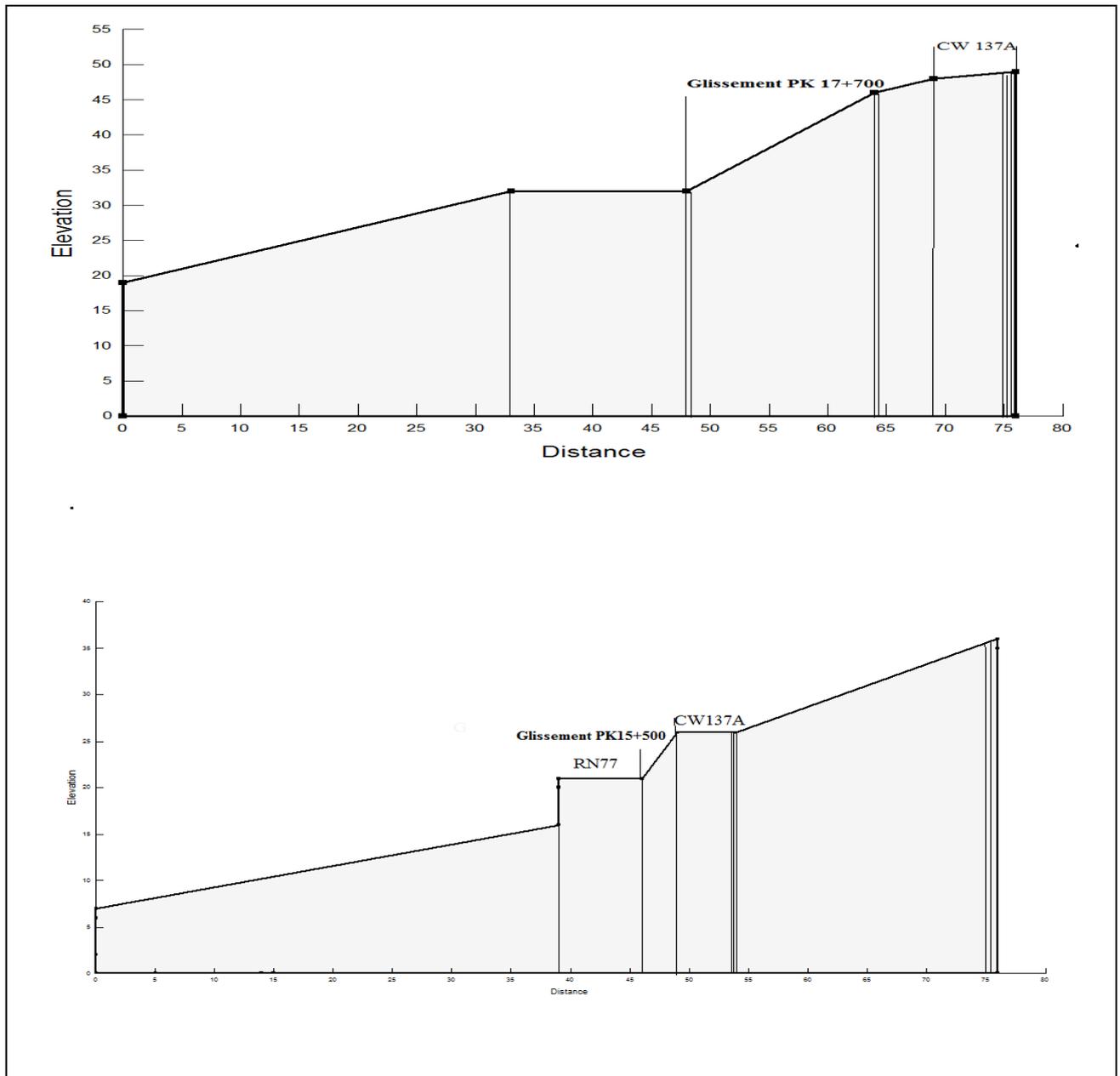


Figure 4.2. Profil critique des deux glissements PK17+700 et PK15+500.

La présente étude comporte une campagne de reconnaissances géotechniques, la description des instabilités, les causes probables, puis nous aborderons l'étude de stabilité et la proposition de solutions techniques.

4.2. Méthodologie d'étude instabilités des pentes et talus

L'étude approfondie d'un glissement de terrain nécessite la combinaison d'une approche descriptive qualitative par plusieurs observations de terrain, (soit en place, soit à l'aide d'échantillons) et d'une approche descriptive quantitative par des mesures réalisés in situ ou en laboratoire.

4.2.1. Repérage de la zone instable

Les deux zones instables étudiées se situent sur le CW137 au (PK15+500) et (PK17+700). Voir carte de localisation.

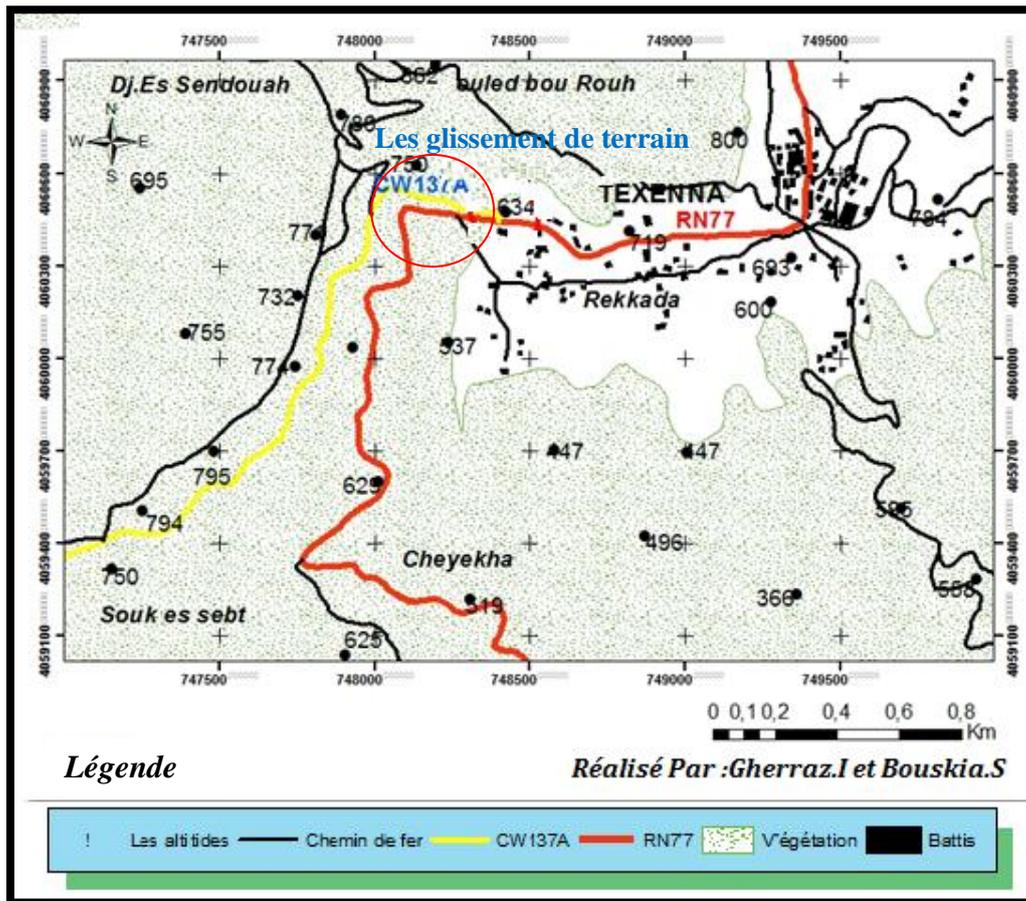


Figure 4.3. Situation géographique de la zone instable étudiée.

4.2.2. Instabilité au PK 17+700

4.2.2.1. Campagne de reconnaissances géotechniques

Le programme de la campagne d'investigation géotechnique concernant l'instabilité au PK (17+700) consistait en la réalisation des essais in situ et au laboratoire réalisés par la SETS³Sétif. Ce dernier à réaliser ce qui suit :

1. Deux (02) sondages carottés de 25 m de profondeur (Figure 4.4), avec prélèvement d'échantillons en nombre de 07 échantillons sur lesquels, les essais de laboratoire ont été réalisés.
2. Installation de deux piézomètres de 25 m de profondeur à l'aide d'un tube PVC crépine.
3. réalisation de cinq (05) sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDL).

³ SETS : société d'études techniques de Sétif.

Les deux sondages carottés ont été réalisés depuis le terrain naturel (TN). Les têtes des sondages ont été cotées à partir du niveau du TN.

Tableau 4.1. Présentation des reconnaissances géotechnique in situ (SETS Sétif 2017).

SC N°	Profondeur (m)	Emplacement	Coordonnées	
			X(m)	Y(m)
SC 01	25	Une piste	4055871.32	4055913.49
SC 02+Piezo 02	25	CW 137A	737863.87	4055911.08

D'autre par des essais géotechniques en laboratoire ont été réalisés pour déterminer les caractéristiques physico-mécaniques des sols étudiés.



Figure 4.4. l'implantation des sondages carottés (Bureau d'étude SETS Sétif)

4.3. Résultats de la campagne de reconnaissances géotechniques

4.3.1. Essais in situ

➤ Sondage carottés

La lithologie du site étudié est mise en évidence par les sondages carottés, comme les montres le tableau suivant :

Tableau 4.2. Lithologie au niveau du PK 17+700.

SC N°01		SC N°02	
Profondeur (m)	Description lithologique	Profondeur (m)	Description lithologique
0,0 – 0,60	TVC.	0,0 – 0,10	Bloc de grès
0,60 – 1,50	Marnes plastiques	0,1 – 5,00	Argile plastique à cailloux et gravier
1,50- 12,50	Marnes altérés et friables	5,00 – 7,00	Argile schisteuses saines
12,50- 25,0	Silex marneux	7,00 – 8,80	Argile schisteuses altérés et friables
-	-	8,80 – 9,50	Argile schisteuses saines
-	-	9,50 – 11,60	Argile schisteuses altérés et friables
-	-	11,60 – 12,0	Argile schisteuses saines
-	-	12,0- 14,0	Argile schisteuses altérés et friables
-	-	14,0 – 25,0	Silex dures parfois fragmentés

➤ **Installations piézométriques**

En cette phase APD, Les levés piézométriques effectués dans la zone d'étude, ont révélé la présence d'eau d'infiltration à travers les fissures et ouvertures ainsi que les interstices du sol, comme rapportées dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.3. Levés piézométriques par rapport au terrain naturel (Laboratoire SETS.Setif)

Sondage	PK	Période	Niveau de la nappe (ml)
SC 02	PK 17+700	05/11/2017	10.20/TN
		15/11/2017	09.50/TN

Nous remarquons qu'il y a pas de continuité dans ces lectures piézométrique ce qui confirme l'absence de nappe au sens propre, d'autre par la géologie le confirme.

➤ **Essais au pénétromètre dynamique**

Les résultats sont présentés au Tableau.4.4. Donnant la résistance de pointe Rp (en bars) du sol en fonction de la profondeur.

Rp : La résistance dynamique en pointe calculée à partir de la formule dite des Hollandais :

$$Rp = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e (M + P)}$$

Avec :

M : masse du mouton (m) : 64 kg.

H : hauteur de chute du mouton : 0,75 m.

A : section de la pointe : 20 cm².

P : masse passive associée aux poids des tiges.

e: enfoncement par coup par rapport à 20 cm comme référence.

Tableau 4.4. Résultats des essais au pénétromètre dynamique au PK 17+700.

N° PDL	Profondeur du refus (m)	Rd (bars)
01	8,20	200
02	7,00	516
03	5,00	586
04	9,60	500
05	10,40	200

4.3.2. Essais en laboratoire

L'ensemble des résultats des essais physiques, chimiques et mécaniques réalisés, sont présentés sous forme des tableaux regroupés par sondage, dans la partie suivante :

➤ **Essais physiques**

L'ensemble des résultats des essais en laboratoire réalisées sont présentés dans le (Tableau 4.5) Regroupés par sondage, comme suit :

Tableau 4.5. Résultats des essais d'identification physique.

SC N°	Profondeur (m)	Caractéristiques physiques				graviers	Sables	argile
		γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Wn (%)	VBS	2-20mm (%)	0,8-2mm (%)	80um (%)
SC 01	6,60-07,00	2,00	2,29	14,23	0,2	51,31	39,55	09,14
	10,50-11,00	ROCHE						
SC 02	02,90-03,10	1,90	2,25	18,66	1,33	56,3	20,69	23,01
	06,60-07,00	1,83	2,14	17,41	0,83	6,5	26,77	66,73
	09,20-09,50	1,83	2,11	15,02	1,16	22,02	30,25	47,21
	11,60-12,00	1,86	2,13	14,68	0,66	71,22	23,78	05,00
	16,50-17,00	ROCHE						

Commentaires sur résultats des essais d'identification géotechnique :

- **Teneur en eau naturelle Wn :**

Les valeurs obtenues de la teneur en eau caractérisent un sol légèrement humide $14,68 < W_n < 18,66$

- **Densité apparent γ_{ap} et degré de saturation Sr :**

D'après les résultats, le sol est dense $1,83 < \gamma_d < 2 \text{ t/m}^3$.

- **Analyses granulométriques :**

La granulométrie des sols en question est caractérisée par une fraction fine faible à moyenne, dont les passants à 80 μm représentent plus de 5 à 66,73%, il s'agit des sols fins.

- **Argilosité :**

Selon les valeurs du Bleu de Méthylène ($0,2 \leq VBS \leq 1,16$), le sol testé est classé comme étant un sol sablo-limoneux.

- **Analyses chimiques :**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6. Résultats des analyses chimiques.

SC N°	Profondeur (m)	Teneur exprimé en (%) par au matériau sec			
		Carbonates	Matières organique	Sulfates	Insolubles
SC 01	6,60-7,00	13,52%	3,33%	0,507%	95,35%

Du tableau ci- dessus nous tirons les remarques suivantes :

- Les teneurs en carbonates signifient que le sol est constitué de sol marneux ou argiles marneuses ($10 < CaCo3 < 30$).
- La matière organique $MO < 3\%$, signifie que le sol est très faiblement organique.
- Par rapport au taux des sulfates, le sol est faiblement agressif ($0,24\% < SO-4 < 0,6\%$).

Vu la lithologie et la nature des échantillons (matériaux schisteux friables de classe 03 norme XP P 94-202), les essais mécaniques n'ont pas été réalisés (échantillons friables).

- **Caractéristiques mécaniques des sols étudiés**

Le (Tableau 4.7) présente les caractéristiques mécaniques des sols étudiés

Tableau 4.7. Résultats des essais mécaniques

SC N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne			
		Consolidé Drainé			
		Caractéristiques au Pic		Caractéristique résiduelle	
		Φ_p	C_p (bar)	Φ_r	C_r (bar)
SC 01	03,00-03,20	18	0,63	16,17	0,60
	08,00-08,30	27,47	0,31	25,41	0,27
SC 02	03,50-03,70	33,12	0,24	34,12	0,14

Les résultats des couples de cisaillement caractérisent un sol avec un frottement moyen à fort de faible cohésion à très cohérent (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires)

4.3.3. Discussion des résultats des sondages carottés

Les deux sondages carottés réalisés ont mis en évidence la présence des trois formations suivantes (Figure 4.5):



Argile plastique

Marnes altérées

Silex (quartzites) fragmentés

Figure 4.5. La lithologie rencontrée dans notre site d'étude.

A Partir des résultats des sondages nous avons pu établir le schéma géotechnique suivant (Figure 4.6) :

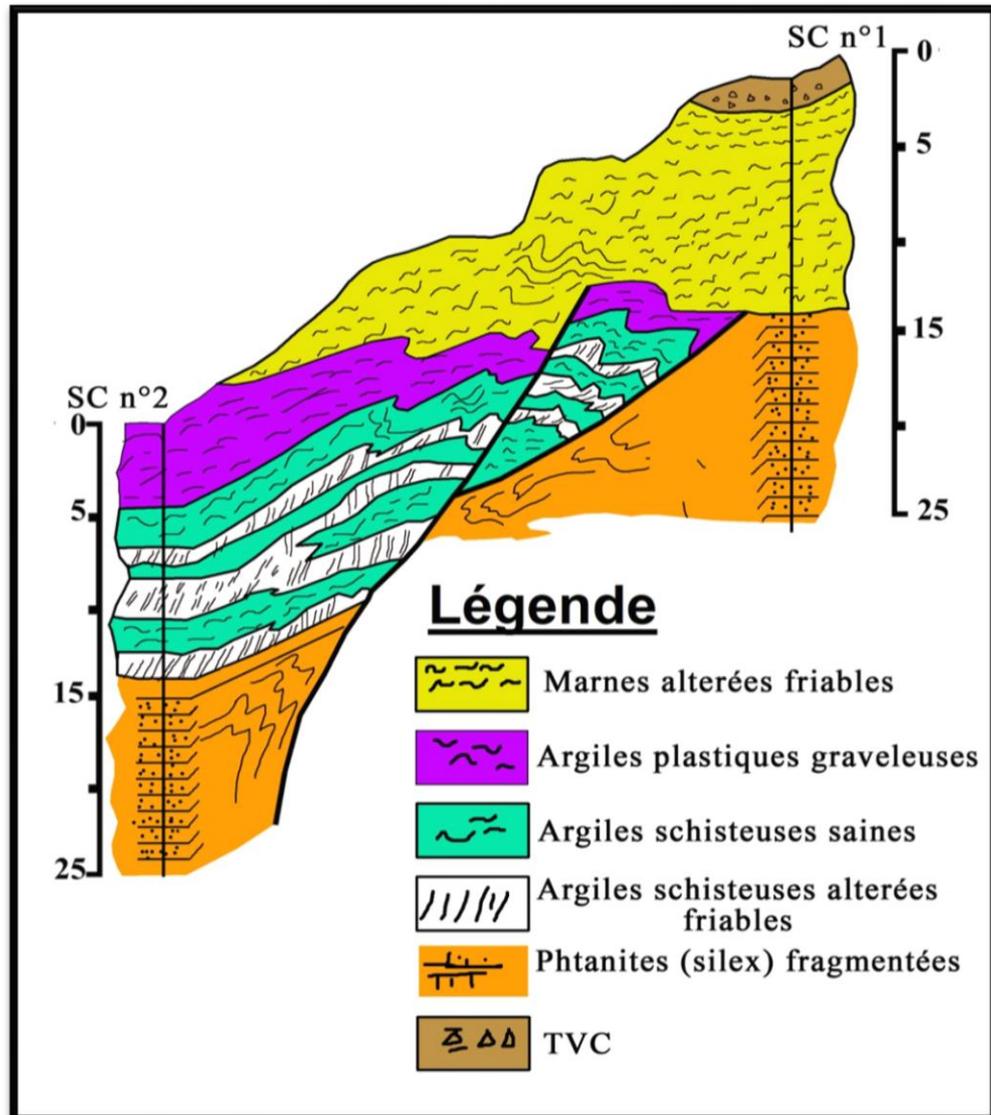


Figure 4.6. Schéma géotechnique au droit de l'instabilité sur le CW 137A au PK 17+700 sorties sud de Texenna vers Selma.

Les résultats des essais en laboratoire effectués sur les échantillons paraffinés prélevés au droit de chaque sondage carotté indiquent un sol fin à grenues, saturé, moyennement dense à dense dans l'ensemble, peu plastique, avec un frottement moyen à fort et une faible cohésion à très forte cohérent par endroit (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires).

Les essais de pénétration dynamique exécutés ont permis de mettre en évidence la présence de formations mécaniquement hétérogènes dans la zone investiguée, les résultats montrent que les sols du site sont de moyenne à bonne résistance à la pénétration dynamique.

Les caractéristiques géométriques du profil type retenu pour la vérification de la stabilité sont données dans le (Tableau 4.8).

Tableau 4.8. Caractéristiques géométriques du profil en travers type.

Hauteur (m)	Pente talus (V/H)	Risberme (O/N)	Hauteur(m) /largeur (m)
11,41	≈ 1/ 2 ,5	Oui	11,41/50,00
19,95	≈ 1/ 2,5	Non	19,95/50,00

La lithologie du sol en place mise en évidence par les sondages carottés est appliquée au profil type au PK17+700 du CW 137A (situation défavorable) est indiquée dans la (Figure 4.6).

Les caractéristiques mécaniques des sols en place appliquées au profile géométrique type retenu pour l'analyse de la stabilité sont données au (Tableau 4.9).

Tableau 4.9. Caractéristiques mécaniques des sols en question.

Sol	γ_h (KN /m ³)	C (Kpa)	ϕ (°)
01	18,00	29,00	08
02	19,00	30,00	11
03	20,00	35,00	20

4.3.4. Diagnostic et causes probable de l'instabilité

4.3.4.1. Description du glissement

4.3.4.1.1 Présentation du site et état des lieux :

Les premiers éléments d'instabilité observés lors de notre visite sur site sont (Figure 4.8) :

- Fissuration de la chaussée ouverture (2-4 cm),
- Présence de niches d'arrachement superposées,
- Présence d'un bourrelet en bas du talus,
- Inclinaison des arbres,
- Géométrie de l'instabilité : largeur 50m, langue 70 m.



Figure 4.7. Etat des lieux du site étudié.

4.3.4.2. Causes probables de l'instabilité

Les causes probables de l'instabilité sont les suivantes :

- La forte pente topographie
- Une lithologie vulnérable (terrain meuble)
- Une présence d'eau de surface circulant dans le sens de la pente et qui s'infiltré dans le sol.
- Une absence d'un système de drainage efficace (en surface ou en profondeur)
- Un trafic routier très important causant des vibrations et des sur charges sur le talus.

4.4 Analyse de la stabilité du talus

Il est clair que chacune des hypothèses simplificatrices énoncées dans les méthodes de calcul théorique peut être discutée. Avec un programme de calcul, on peut admettre des simplifications moins importantes et prendre en compte par exemple l'intercalation entre les différents paramètres, les surfaces de rupture non circulaires, voir même le calcul à trois dimensions.

L'usage des programmes informatiques facilite l'analyse de la stabilité des talus. Le principal avantage de l'outil informatique est la possibilité de tester à coût très faible, un très grand nombre de surfaces de rupture en temps minimum et de déterminer celle qui est la plus critique. On peut également faire varier les conditions géométriques, géotechniques et hydrauliques le long d'une même surface et comparer l'influence des différents facteurs. Cela permet, par

exemple d'évaluer en modifiant les conditions aux limites, quels sont les résultats à attendre des travaux de stabilisation (Benaiassa, 2003).

4.4.1. Hypothèse de calcul

Il existe en principe deux possibilités pour calculer la stabilité d'une pente, la première, considère que la masse instable forme un bloc rigide et que le sol a un comportement rigide-plastique, et donc, qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture. C'est la méthode de calcul à la rupture. La seconde possibilité est l'application de la méthode des éléments finis en choisissant une loi de comportement complexe.

Parmi les méthodes de calcul à la rupture, on a :

- Les méthodes globales qui ne conviennent que pour des profils de talus simple en sol homogène et isotrope.
- Les méthodes par tranches, qui sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, profile de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol et la ligne de glissement quelconque.

Le logiciel utilisé pour le calcul de la stabilité du talus étudié est basé sur la théorie de calcul à la rupture dans laquelle on suppose, que lors d'un glissement de terrain il y a séparation d'une masse mobile du massif stable est sain le long d'une surface de rupture. On calcule la contrainte de cisaillement du sol le long de cette surface de rupture à partir des valeurs connues ou supposées des forces agissant sur la masse mobile et on la compare à la résistance au cisaillement du sol estimée à partir des caractéristiques mécaniques du sol étudié.

Les différentes méthodes de calcul de stabilité sont basées sur le même principe concernant le calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis la stabilité du talus qui est définie par un facteur de sécurité définie comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments/résistants}}{\sum \text{Moments/moteurs}}$$

En général :

Si $F_s < 1$: le talus est instable

Si $F_s = 1$: le talus est stable mais avec des conditions (Talus douteux).

Si $F_s > 1$: le talus est stable sans danger.

4.4.2. Calcul numérique par le logiciel GEO-SLOPE

Du fait de la maîtrise de ce logiciel, sa disponibilité, son fonctionnement simple basé sur la méthode des tranches, ces résultats très fiables et la possibilité d'une modélisation acceptable de la rupture on considère que GEO-SLOPE est l'un des logiciels les plus utilisés pour les études de stabilité des talus.

➤ Description générale du logiciel GEO-SLOPE

Le software GEO-SLOPE exécute l'analyse de la stabilité des talus naturelles à l'équilibre limite, des talus artificielles non renforcés, ou des talus en sol renforcé. Ce programme emploiera la méthode ordinaire (Fellenius), Bishop, Janbu et Morgenstern-prince dits méthodes des tranches. Il permet d'appliquer l'une ou l'autre méthode à des surface circulaire, composées, et non circulaires. Concernant son mode d'emploi il faut introduire les données suivantes pour pouvoir lancé le calcul de stabilité :

- Définition de l'espace de travail.
- Définition du problème (donné géométrique).
- Définition des paramètres d'analyses.
- Définition des caractéristiques physico-mécaniques des couches.
- Définition des couches.
- Définition du maillage.
- Lancement des calculs.

4.4.3. Validation de l'approche de calcul considérée

Le modèle géométrique retenue dans cette étude est assimilée à un talus présente dans la figure suivante. de (03) trois couches dont la première couche est constituée de marnes plastiques, la deuxième de marnes altérées friables, et la troisième couche une alternance marnes et silex. On note la présence des ruissellements superficiels provoquant l'érosion du talus et la surcharge de la masse en mouvement durant la saison humide à travers l'augmentation du poids volumique des sols.

Les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques de différentes couches des sols utilisées dans l'étude de la stabilité du talus affecté par cette instabilité sont regroupées dans le (Tableau 4.10).

Tableau 4.10. Caractéristiques physico-mécaniques des sols étudiés.

Couches	γ_h (kn /m ³)	C (kpa)	φ (°)
Marnes Plastiques	18	29	8°
Marnes altérées friables	19	30	11°
Silex marneux fragmentées	20	35	20°

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée sur le talus dans son état actuel (Tableau 4.11) donnent un facteur de sécurité $F_s < 1,5$, donc le talus est instable (les observations sur terrain le confirmé).

Tableau 4.11. Différentes valeurs de facteur de sécurité Fs

Méthodes de calcul	Fs
Ordinary	0,863
Bishop	0,998
Janbu	0,699

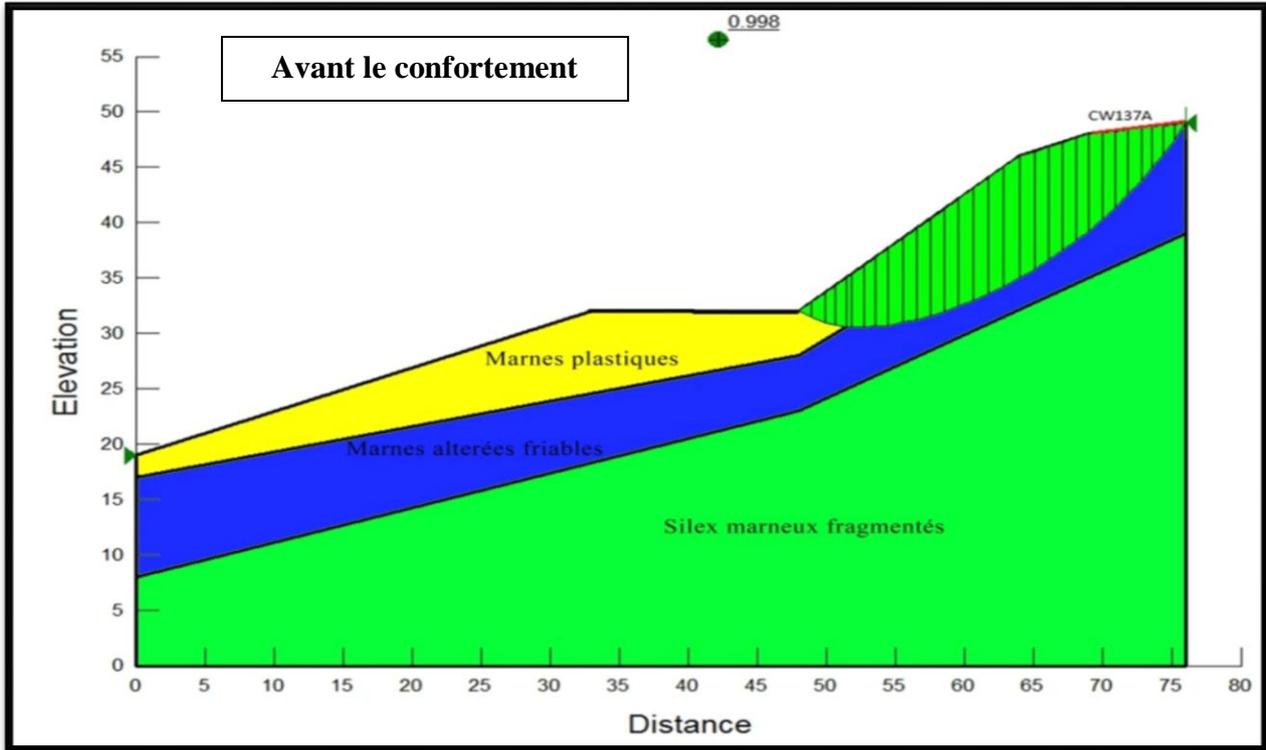


Figure 4.8. Etude de stabilité du talus au PK17+700 dans son état actuel.

Techniques de confortement au PK 17+700

Dans ce cas de figure nous proposons d’abord les solutions les plus simples et les moins coûteuses tout en vérifiant à chaque fois le facteur de sécurité pour voir à temps réel l’impact de chaque une des solutions proposées sur la stabilité du talus étudié. Pour cette raison nous allons commencer par la proposition du gabionnage en pied du talus comme butée aux déplacements du sol et qui sera aussi système de drainage des eaux (donc un double rôle).

D’après les résultats de l’analyse de stabilité après confortement par gabionnage comme le montre la (Figure 4.9) le facteur de sécurité s’améliore au fur et à mesure que nous rajoutons des niveaux du gabionnage jusqu’à ce qu’il devient supérieur à 1,5 (valeur de stabilité conventionnelle), donc le talus est devenu stable comme le montre la (Figure 4.9.)

Tableau 4.12. Différentes valeurs de facteur de sécurité après le confortement.

Méthode de calcul	Fs
Ordinary	1,601
Bishop	1,637
Janbu	1,598

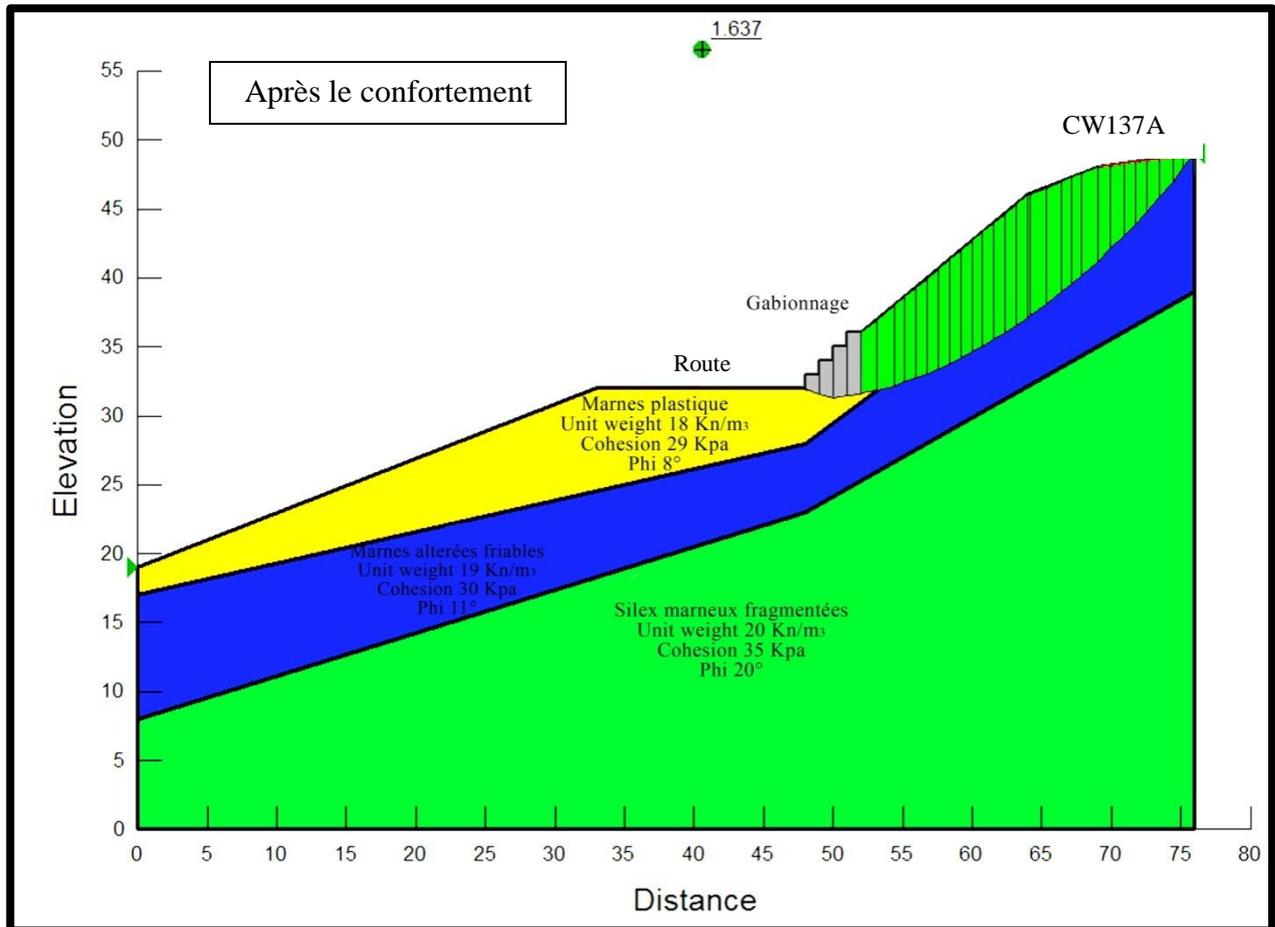


Figure 4.9. Vérification de la stabilité après confortement par gabionnage

4.2.3. Instabilité au PK 15+500

4.2.3.1. Situation géographique

Le site de la deuxième instabilité est situé dans la commune de Selma Ben-Ziada, à Jijel. Il est localisé au point de départ du CW 137A au PK 15+500 (Figure 4.10).

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes :

X= 737865,03 m NGA et Y =4055871,81 m NGA

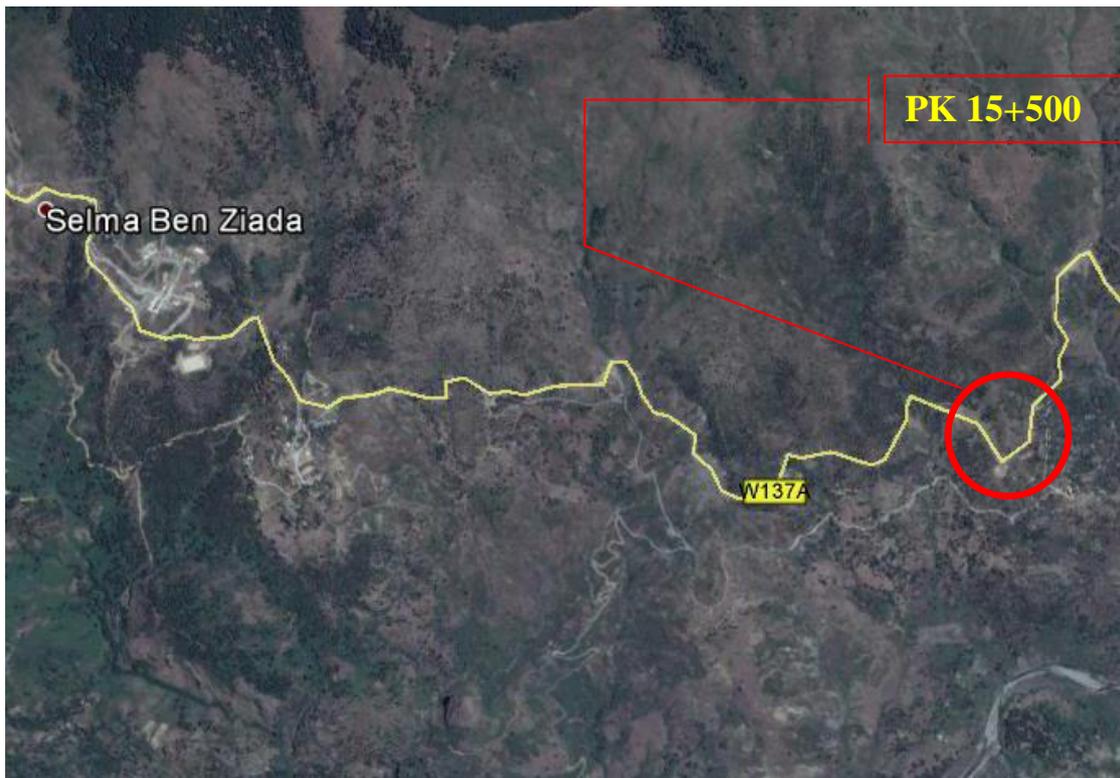


Figure 4.10. Localisation du site de la deuxième instabilité au PK 15+500

4.2.3.2. Organisation des reconnaissances géotechnique

➤ Essais in site

Dans le cadre de la campagne de géotechnique il a été réalisé :

- Un (01) sondage carotté de 25 m de profondeur, avec prélèvement d'échantillons en Nombre de quatre (04).
- Installation de deux piézomètres de 25 m à l'aide d'un Tube PVC crépine.

Le sondage carotté a été réalisé depuis le terrain naturel (TN). Les têtes de sondages sont Cotées à partir de ce niveau.

Tableau 4.13. Reconnaissances géotechniques in situ (SETS Sétif 2017)

SC N°	Profondeur (m)	Emplacement	Coordonnées	
			X(m)	Y(m)
SC 01 + Piezo 01	25	CW137A	740372,89	4055402,03



Figure 4 .11. l’implantation du sondage carotté (Bureau d’étude SETS Sétif)

➤ **Essais géotechniques en laboratoire**

Le laboratoire SETS Sétif a réalisé des essais en laboratoires, sur des échantillons « intacts » prélevés sur les sondages carottés ;

4.2.3.3. Résultats des reconnaissances géotechniques

4.2.3.3.1. Essais in situ

➤ **Sondages carottés**

La lithologie révélée par le sondage carotté est décrite comme le montre le Tableau ci-dessous :

Tableau 4.14. Lithologie du site au PK 15+500.

SC N°01	
Profondeur (m)	Description lithologique
0,0-0,50	Argiles altérées friables
0,50-9,00	Argiles schisteuses verdâtres dures fragmentées
9,00-10,00	Sables graveleux moyennement argileux
10,00-15,00	Argiles schisteuses verdâtres dures fragmentées et friables
15,00-17,00	Argilites verdâtres dures fragmentées avec des précipitations marneuses
17,00-18,00	Argilites verdâtres dures fragmentées
18,00-25,00	Argilites à silex noirâtres dures (fragments de phtanites)

➤ **Installation piézométrique**

Les levés piézométriques effectués dans la zone de étudiée, ont révélé la présence d'eau d'infiltration de 08.0 à 08.30 m de profondeur, comme rapportées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.15. Les levés piézométriques par rapport au terrain naturel.

Sondage	PK	Présence d'eau en profondeur
		08,30/TN
SC 01	PK 15+500	08,00/TN

4.2.3.3.2. Essais en laboratoire

L'ensemble des résultats des essais physiques, chimiques et mécaniques réalisés, sont Présentés sous forme des tableaux regroupés par sondage, ci-dessous :

➤ **Essais physique**

L'ensemble des résultats des essais de laboratoire réalisés sont présentés sans le (Tableau 4.15). Regroupés par sondage, comme suit :

Tableau 4.16. Résultats des essais d'identification physique.

SC N°	Profondeur (m)	Identification			
		γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Wn (%)	Sr (%)
SC 01	15,50-15,80	2,52	2,56	02,90	71,57
	18,60-18,80	2,51	2,57	02,07	98,11
	20,70-21,00	2,51	2,56	01,94	91,11
	24,00-24,30	2,52	2,57	01,67	85,62

Commentaires sur les résultats des essais d'identification géotechnique :

• **Teneur en eau naturel Wn :**

Les valeurs obtenues de teneur en eau caractérisent un sol légèrement humide ($2,07 < W_n < 2,90$).

• **Densité γ_{ap} apparent :**

D'après les résultats, le sol est dense et moyennement saturé à saturé ($2,51 < \gamma_d < 2,52$) et ($71,57 < S_r < 98,11\%$).

Vu la lithologie et la nature des échantillons (matériaux schisteux friables de classe 04 norme XP P 94-202), les essais mécaniques sont difficiles à réalisés (sols friables).

• **Analyses chimique :**

Les résultats des analyses chimiques des sols sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.17. Résultats des analyses chimiques.

SC01	Profondeur (m)	Teneur exprimé en (%) par au matériau sec			
		Carbonates	Matières organiques	Sulfates	Insolubles
SC 01	3,40-3,7	1,88%	2,40%	0,322%	96,20%

A partir du tableau ci-dessus nous pouvons tirer les remarques suivantes :

- Le teneur en (Ca Co₃<10) : signifiant que le sol est non carbonaté.
- Le pourcentage de la matière organique < 3% signifiant que le sol est très faiblement organique.
- Le taux des sulfate faible signifiant que le sol est non agressif pour les armatures du béton (0,24< SO-4<0,6).

4.2.3.4. Caractéristiques mécaniques.

Le Tableau.4.18 présente les caractéristiques mécaniques des sols étudiés.

Tableau 4.18. Résultats des essais mécaniques

SC N°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne			
		CD			
		Caractéristique de Pic		Caractéristique résiduelle	
		ϕ_p°	C_p (bar)	ϕ_r°	C_r (bar)
SC 01	02,00-02,35	17,8	0,64	16,12	0,58
	09,00-09,30	26,52	0,33	24,98	0,29

Les résultats des couples de cisaillement caractérisant un sol moyen à fort frottement et de faible cohésion à très cohérent (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires).

➤ Discussion des résultats du sondage carotté

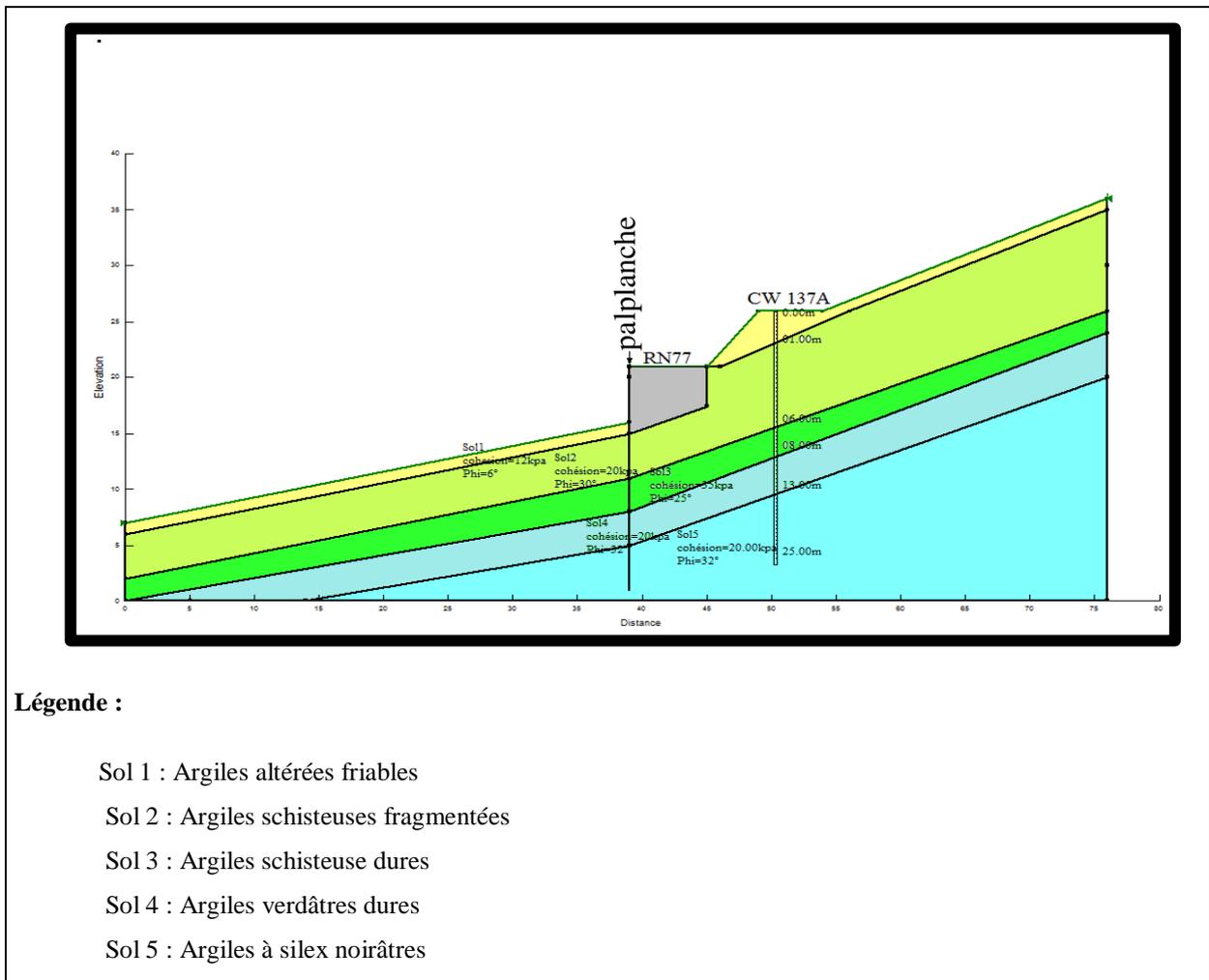
Le sondage carotté réalisé sur le site étudié a parmi de mettre en évidence la lithologie suivante (Figure 4.12) :

- Argiles schisteuses verdâtres dures fragmentées.
- Argiles verdâtre fragmentée a passées marneuse.
- Argiles à silex noirâtres dures moyennement fragmentées



Figure 4.12. La lithologie du site au PK 15+500.

La corrélation entre le long de sondage carottée et les résultats des essais d'identification géotechniques nous a permis de réaliser la coupe géotechnique de la (Figure 4.13).



Légende :

- Sol 1 : Argiles altérées friables
- Sol 2 : Argiles schisteuses fragmentées
- Sol 3 : Argiles schisteuse dures
- Sol 4 : Argiles verdâtres dures
- Sol 5 : Argiles à silex noirâtres

Figure 4.13. Schéma géotechnique au droit de l'instabilité sur le CW 137 A au PK 15+500 sorties sud-Texenna vers Selma.

Les résultats des essais en laboratoire effectués sur les échantillons paraffinés prélevés au droit de chaque sondage carotté indiquent un sol fin à grenues, saturé, moyennement dense à dense dans l'ensemble, peu plastique, avec un frottement moyen à fort et une faible cohésion à très forte cohérent par endroit (caractère des sols mixtes et des sols intermédiaires).

Les essais de pénétration dynamique exécutés ont permis de mettre en évidence la présence de formations mécaniquement hétérogènes dans la zone investiguée, les résultats montrent que les sols du site sont de moyenne à bonne résistance à la pénétration dynamique.

Les caractéristiques géométriques du profil critique retenu pour la vérification de la stabilité sont données dans le (Tableau 4.19).

Tableau 4.19. Caractéristiques géométriques du profil en travers type.

Hauteur (m)	Pente talus (V/H)	Risberme (O/N)	Hauteur(m) /largeur (m)
8,00	≈ 1/ 1,5	Non	08,00/ 50,00

Les caractéristiques mécaniques des sols en place appliquées au profil géométrique type retenus pour l'analyse de la stabilité sont données au (Tableau.4.20).

Tableau 4.20. Caractéristiques mécaniques des sols en question.

Sol	γ_h (Kn / m ³)	C (Kpa)	ϕ (°)
01	18,00	12,00	06
02	19,00	20,00	30
03	19,00	35,00	26
04	22,00	20,00	32
05	22,00	20,00	32

4.3.5 Diagnostic et causes probable de l'instabilité

4.3.5.1. Description de l'instabilité de l'instabilité au PK 15+500.

➤ Présentation du site et état des lieux

L'instabilité au PK 15+500 est encadré par deux segments routiers en amont la CW137A et en aval la RN77. Voir la (Figure 4.14).

Sa largeur le long du CW137 est de 100m environ avec une longueur suivant la pente de 50 à 70m.

- Les escarpements au niveau des niches d'arrachement dépassent les 2 à 3 m
- la pente du talus est de l'ordre de 35 à 40% avec l'absence de butée en aval.
- Présence d'un gabionnage déformé sur chargeant le talus.
- Présence d'eau de ruissellement et des résurgences au niveau du site.

L'instabilité ainsi caractérisé se trouve dans une lithologie à faciès de flysch massylien finement rythmique et chaotique.



Figure 4.14. Présence l'état des lieux du deuxième site étudié.

4.3.5.2. Causes probables de l'instabilité au PK 15+500.

A partir des observations effectuées et des renseignements recueillis sur site, nous pourrions avancer les hypothèses suivantes concernant les causes l'instabilité :

- La forte pente $>30\%$.
- Lithologie vulnérable (flysch chaotique) d'après le sondage carotté.
- La fréquence des vibrations dues au trafic routier.
- Absence des dispositifs de confortement en amont comme en aval.
- surcharge du talus par un gabionnage dé formé.

4.3.6 Validation de l'approche de calcul considérée pour le site au PK 15+500.

Le modèle géométrique retenu dans cette étude est assimilé à un talus de (04) quatre couches dont la première couche est constituée d'argile altérée friable, la seconde des argiles schisteuses peu fragmentées, la troisième couche est constituée d'argiles verdâtres dures et la quatrième une

alternance argile et silex noir. Sur le plan hydrogéologique plusieurs sources résurgentes apparaissent en amont du talus de la RN77 au droit site. Ces eaux sont mal drainées et envahissent la zone en mouvement de tout bord.

Ceci complique davantage la situation vis-à-vis des choix et modèles des traitements à retenir pour stabiliser la masse en mouvement.

Les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques de différentes couches de sol utilisées dans l'étude de la stabilité du talus affecté par cette instabilité sont regroupées dans le (Tableau 4.21).

Tableau 4.21. Caractéristiques physico-mécaniques du sol étudié

Couches/ caractéristiques mécaniques	γ_h (kn /m ³)	C(Kpa)	ϕ (°)
Argiles altérées friables	18.00	12	6°
Argiles schisteuses peu fragmentées	19.00	20	30
Argiles verdâtres durs	19.00	35	25
Argiles et silex noir	22.00	20	32

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée sur le talus dans son état actuel donnent un facteur des sécurités $F_s \geq 1,5$, donc le talus est stable.

Tableau 4.22. Différentes valeurs de facteur de sécurité (Fs) dans état actuel.

Fs / Méthode de calcul	Profil
Ordinary	2.287
Bishop	2.541
Janbu	2.046

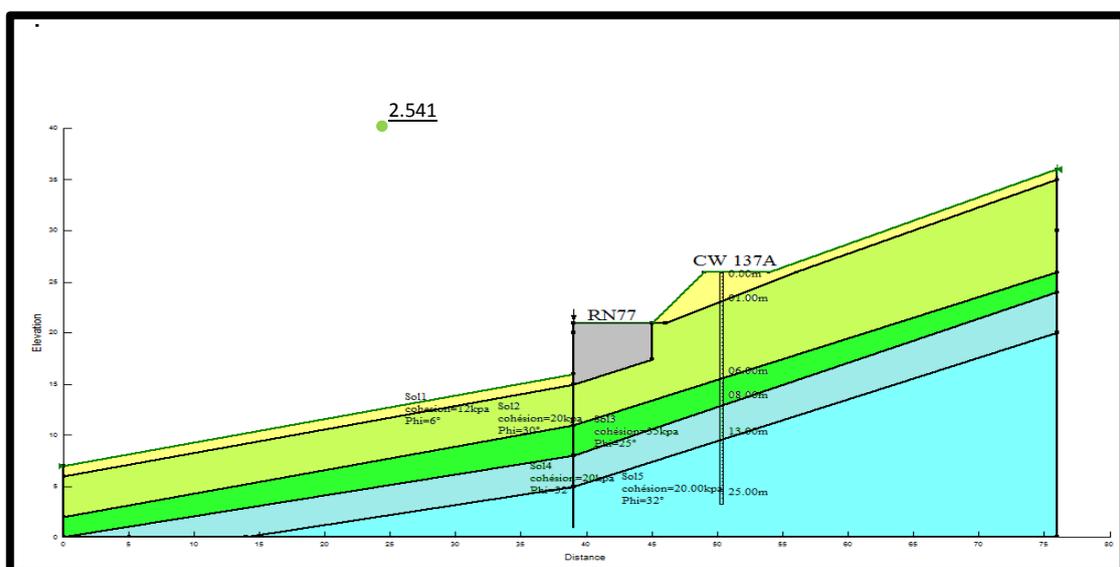


Figure 4.15. Etude de stabilité du talus au PK15+500 dans son état actuel.

D’après les calculs de stabilité et les observations faites sur terrain, il est clair que le problème est loin d’être un glissement de terrain. D’un côté le facteur de sécurité $F_s > 1,5$; alors que sur terrain la partie inférieure de l’ex mur de soutènement sur la RN77 est stable (Figure 4.15) et nous n’avons remarqué aucun signe de fissures ou déformations, sachant que le remblai routier de la RN77 à ce niveau est bien stabilisé par un rideau de palplanches.

Cette situation confirme que ce problème est dû au renversement de l’ex-mur de soutènement sur la RN77, car les dimensions de ce dernier ont été loin d’être conformes (hauteur par rapport à la largeur de la fondation). Ce renversement du mur dans la partie inférieure sur la RN77 a déstabilisé le remblai routier du CW137A situé juste au-dessus (voir Figure 4.16).

Dans ce qui suit nous proposons une solution pour la reconstruction du remblai routier du CW137A par un massif en géotextiles qui est un système de soutènement souple et résistant convenable à ce type de sol friable et déformable.

Tableau.4.23. Différentes valeurs du facteur de sécurité après le confortement.

Méthode de calcul	Fs
Ordinary	1.801
Bishop	1,836
Janbu	1.756

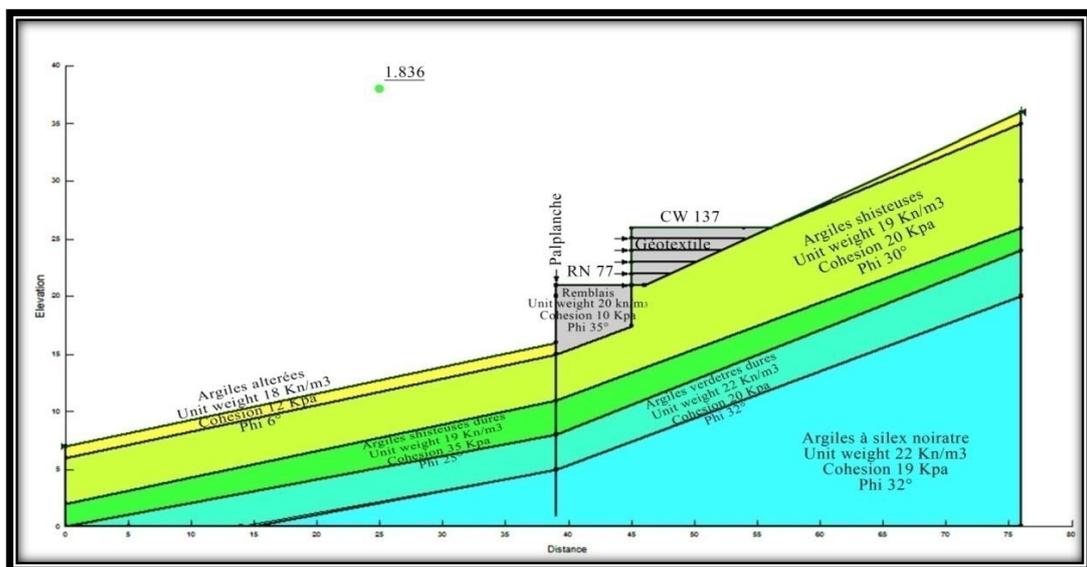


Figure 4.16. Vérification de la stabilité après confortement par géotextiles.

4.5. Techniques de confortement au PK 15+500

Vue la diversité des méthodes de renforcement existantes pour la stabilisation des terrains, on a établi une comparaison de deux solutions de confortement qui donneront un meilleur coefficient de sécurité F_s , sans oublier de prendre en considération de l'aspect économique des travaux à envisagés.

Dans ce qui suit nous allons exposer les méthodes de renforcement même s'il y a le risque d'un glissement de terrain et qui donnera un facteur de sécurité plus élevé qui conduit à la stabilisation de talus étudié.

4.5.1. Emploi des géo-synthétiques

Les géosynthétiques sont une famille de matériaux utilisés en géotechnique de l'ingénieur et qui sont rapidement apparus avec une grande variété d'application. Elles sont presque exclusivement polymérique et consistent en: les géotextiles, les géogrilles, les géocomposites, les géonets et les géomembranes. Les trois premiers sont utilisés dans les travaux de renforcement des sols. Suivant le concept de «dimensionnement par fonction» (Koerner 1984), on décide sur une fonction principale pour l'application spécifique considérée et sélectionner le type approprié de géosynthétique voir (Tableau 4.24) pour les différentes options disponibles. On doit noter que pour chaque type de géosynthétique annoncé au Tableau, il existe plusieurs variétés de produits (styles et configurations)

Tableau 4.24. Différents types de géosynthétiques et la fonction disponible

Type	Fonctions disponibles				
	Séparation	Renforcement	Filtration	Drainage	Barrières étanche
Géotextiles	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S	n/a
Géogrilles	S	P	n/a	n/a	n/a
Géonets	S	n/a	n/a	P	n/a
Géomembranes	S	n/a	n/a	n/a	P
Géocomposites	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S	P ou S

Note : P = Fonction principale, S = Fonction secondaire, n/a = Non applicable.

4.5.1.1. Les géotextiles

Les géotextiles sont des tissus polymériques flexibles fabriqués pour servir une ou plus des fonctions suivantes : le renforcement - la séparation - la filtration - le drainage ainsi que l'isolation à l'humidité. Fabriqués le plus souvent de polypropylène, ou polyester, mais quelque fois et pour des situations spéciales on a besoin d'autres polymères, par exemple, le polyéthylène ou le poly-aramide. L'un des intérêts majeurs de la technique du renforcement par géotextiles est de pouvoir construire des massifs de soutènement relativement déformables, se présentant avec

des talus de forte pentes et pouvant aller jusqu'à la verticale, et en utilisant, pour se faire des matériaux particulièrement bon marché .

4.5.1.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols

Les géotextiles possèdent plus ou moins une force de traction qui peut être évidemment utilisée pour renforcer des sols faibles en tension. Le renforcement en géotextile peut être utilisé dans les routes en dalle sur un sol de faible portance, les autres espaces d'activité considérable sont les murs renforcés par géotextiles (Figure 4.17). Le fond de l'analyse est une méthode d'équilibre limite, modifiée pour les inclusions en géotextiles. Une procédure traditionnelle de stabilité des talus utilisant les forces de cisaillement qui se développe à l'intérieur du massif, peut être utile. Pour les considérations du moment d'équilibre :

FS = Σ (moment résistant / moment mobilisant).

D'où :

$$FS = \frac{(\tau_e \cdot L_{ab} + \tau_f \cdot L_{bc}) R + T_a \cdot y}{WX} \quad (4.1)$$

Avec :

τ : force de cisaillement du sol de remblai (souvent négligée dû au manque de confinement ou de faible forces).

L_{ab} : longueur de l'arc a-b.

τ_f : force de cisaillement du sol de fondation (usuellement très basse).

L_{bc} : longueur de l'arc b-c.

R : rayon à partir du centre critique à l'arc de rupture.

T_a : la force de traction admissible du géotextile.

Y : bras de levier du géotextile (parfois il est pris = R).

W : poids du sol dans la zone de rupture (zone active).

X : bras de levier du C.D.G du centre de l'arc de rupture.

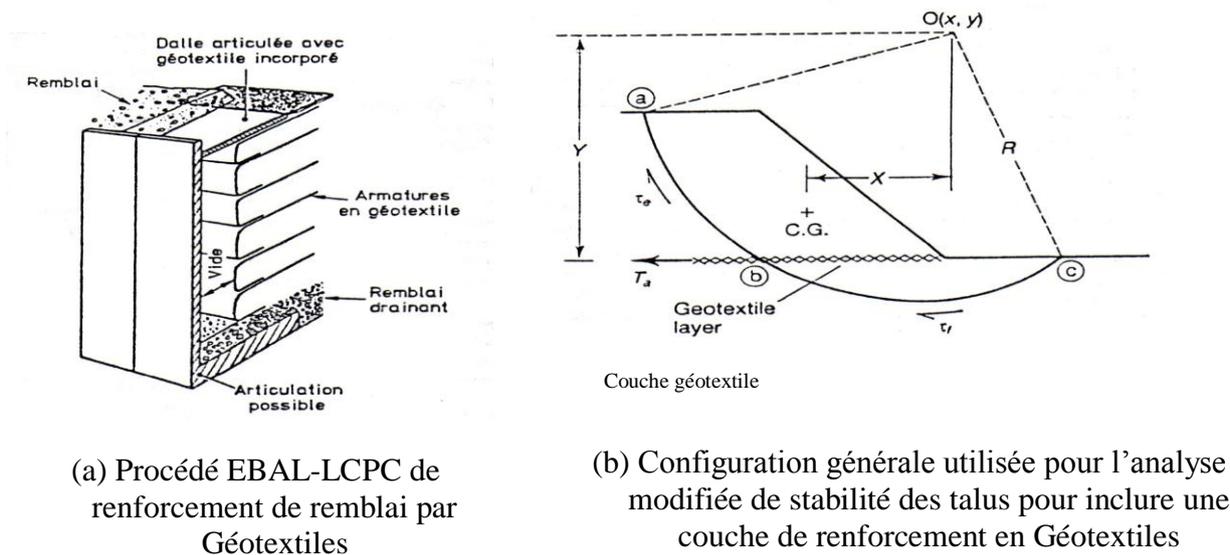


Figure 4.17. Renforcement des murs avec les géotextiles.

Il est facilement remarqué dans l'équation ci-dessus que l'effort du géotextile peut être augmenté à la nécessité pour conduire le facteur de sécurité à une valeur acceptable (valeur plus haute), actuellement on est à des efforts supérieurs à 500 kN/m. Considérons qu'un gain de capacité (résistance) dans le sol sous-jacent de fondation peut généralement avoir lieu, un facteur de sécurité au glissement de 1,5 à 2,5 devrait généralement être adéquat. . Il est important de considérer dans le dimensionnement l'exigence de coudre-joint, l'effet des trous (lorsque des tuyaux de drain vertical sont installés), le frottement entre le géotextile et le remblai et, les longueurs d'ancrage

4.5.1.3. L'interaction sol-géotextile

En déterminant l'adhérence sol-géotextile θ , et l'angle de frottement sol-géotextile ψ , nous pouvons calculer à l'aide de la loi de coulomb la valeur maximale de T (effort de traction maximal dans le géotextile :

$$T_{\max} = \theta \cdot S + P \cdot \text{tg } \psi$$

Et $\tau_{\max} = T_{\max} / S$

Avec : P l'effort vertical dû au poids des terres et surcharges, S la surface de contact géotextile/sol.

4.5.1.4. Les différents procédés de construction utilisés jusqu'à présent

Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire construit avec une couche de retard sur l'ouvrage principal : il consiste à construire un remblai adjacent à l'ouvrage avec décalage d'une couche, de manière à y asseoir commodément le coffrage, (Figure 4.18)

Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre : il consiste à venir épauler la couche en cours de mise en œuvre contre un coffrage léger et mobile, qui s'appuie sur la couche précédente, (Figure 4.19).

Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus, Le procédé de construction LPC (EBAL-LCPC) : le coffrage proprement dit est positionné de manière à respecter la géométrie du talus, il peut également être coulissé librement lors qu'on passe de la construction d'une couche à la suivante, (Figure 4.20).

Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu : ce procédé s'inspire plus ou moins de la technique « terre armée », suivant la nature et la forme des éléments de coffrage perdu utilisés (élément rigide, tel que : plaques, cubes...), et suivant que les nappes sont, ou non, liées à ces éléments, (Figure 4.21).

Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile remplis de matériau et servant de coffrage perdu : ce procédé est dans son principe similaire au précédent, à la différence près que les conteneurs sont des enveloppes en géotextile ayant la forme de cube, boudin matelas, etc., remplis d'un matériau granulaire compacté, (Figure 4.22).

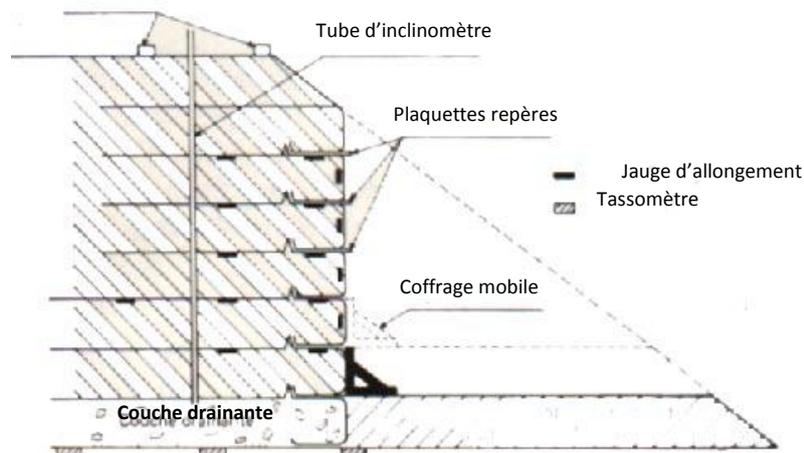


Figure 4.18. Procédé du coffrage appuyé sur un remblai provisoire.

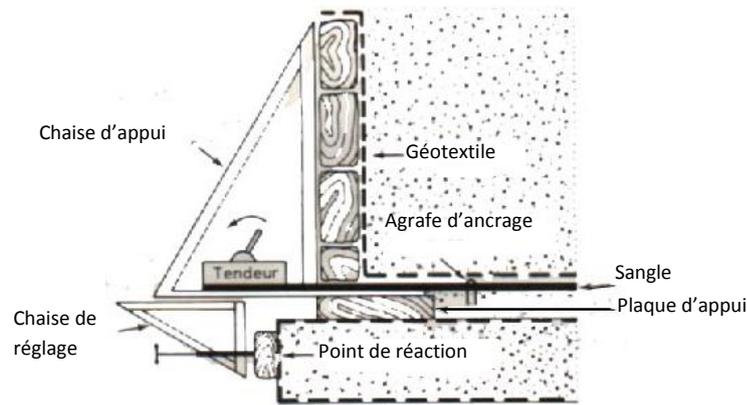


Figure.4.19. Procédé du coffrage s'appuyant sur la couche qui vient d'être mise en œuvre.

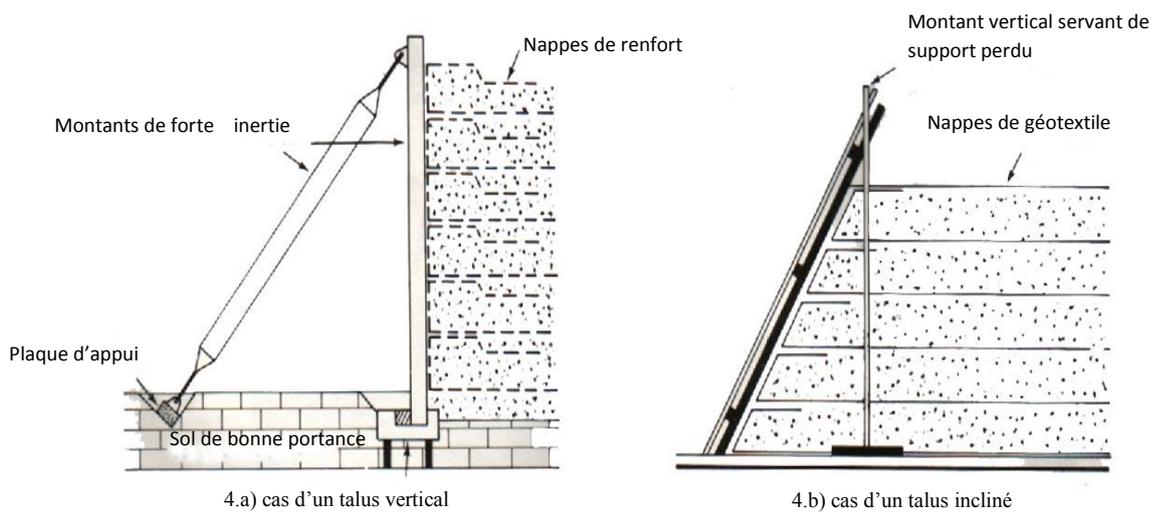


Figure.4.20. Procédé du coffrage intégral couvrant la totalité de la surface du talus

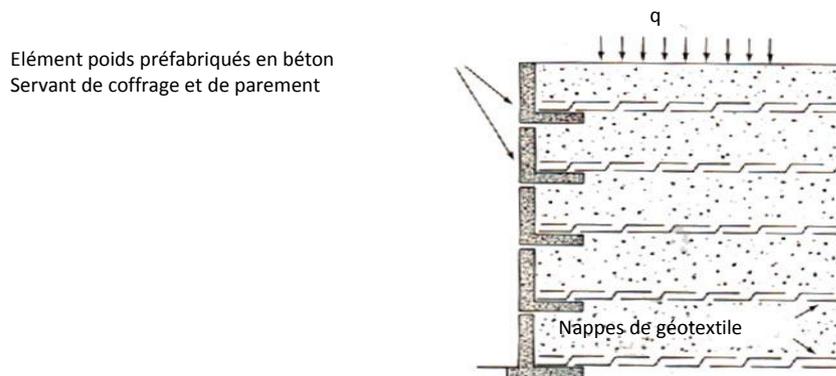


Figure.4.21. Procédé de coffrage utilisant des conteneurs rigide servant de coffrage perdu.

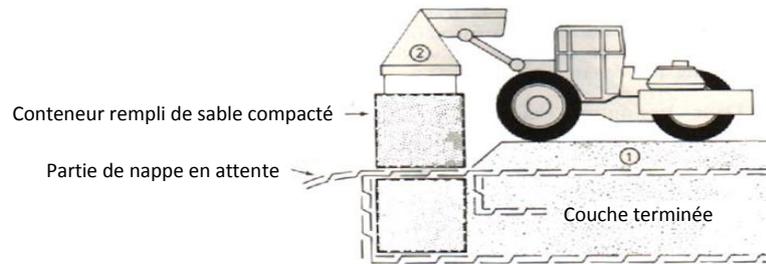


Figure 4.22. Procédé utilisant des conteneurs souples en géotextile.

4.5.1.5. Calcul d'un massif de soutènement renforcé avec des géotextiles :

Pour dimensionner le renforcement en géotextile, le coefficient de frottement sol-géotextile sera pris égal à $f = 0,2$. On admet d'autre part que le poids volumique du sol est $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. On admettra que la poussée des terres à l'arrière du mur a une inclinaison égale à 0° et l'on utilisera la formule de Meyerhof pour calculer la contrainte verticale sur le sol de fondation. Le dimensionnement nécessite le calcul de :

- Les efforts transmis par le massif au sol de fondation.
- Les contraintes équilibrées par le renforcement en géotextile au différent niveau.
- Le coefficient de sécurité (F_s) vis-à-vis de l'adhérence du renforcement dans le remblai.
- La stabilité
- d'ensemble.
- La stabilité interne locale.

1). Efforts transmis au sol de fondation :

Le coefficient de poussée du massif à l'arrière du mur se calcule par la formule de Rankine : $K_{a\delta} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,27$

sachant que $\varphi = 35^\circ$

$$K_{ay} = 0,27$$

Nous posons $K_{ay} = K_{aq} = K$.

Les calculs seront fait pour tranche de 1m de largeur, dans la partie enterrée on conservera cependant la densité du renforcement est justifiées au premier niveau hors sol.

Avec les notations de la Figure ci-dessous, la composante horizontale de la poussée a pour valeur

$$P_{h0} = 1/2 K \cdot \gamma_2 \cdot H'^2 + K q H'$$

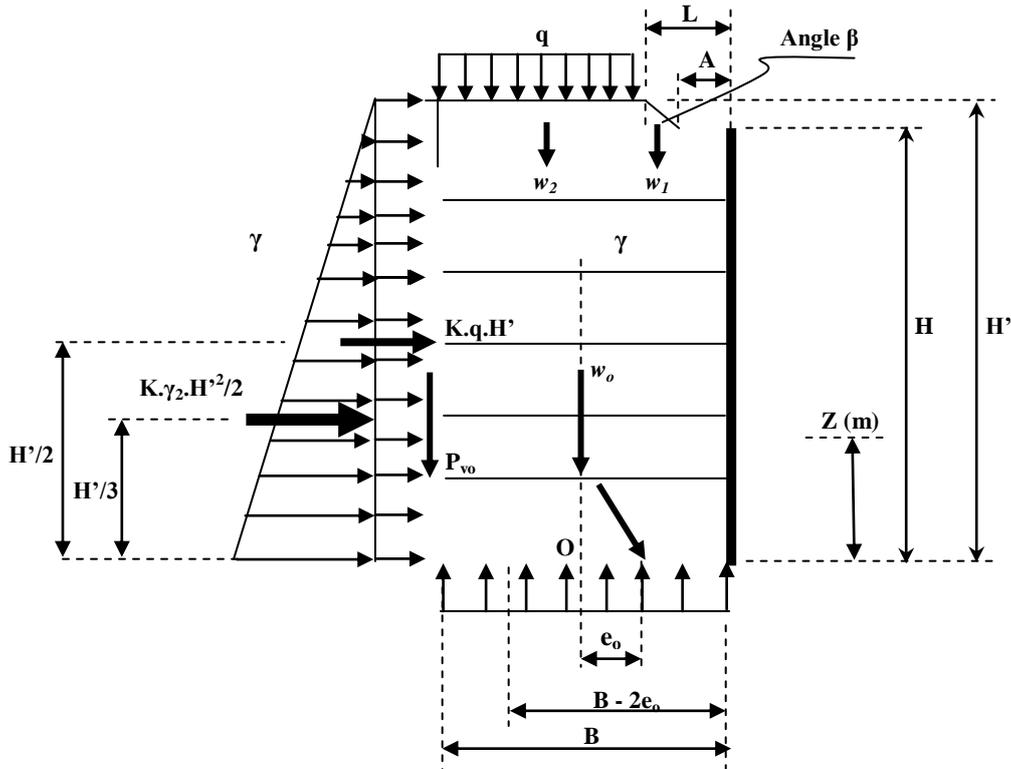


Figure.4.23. Géométrie et surcharge de l'ouvrage en sol renforcé par géotextile.

La charge verticale totale sera égale à :

$$W_o = w_o + w_1 + w_2 + P_{vo}$$

$$\text{Donc : } W_o = B.H.\gamma_1 + ((L-A)/2) (H' - H).\gamma_2 + (B - L)[q + (H' - H).\gamma_2] + P_{vo}$$

$$\text{Avec } L = A + (H' - H) \cot\beta$$

Et P_{vo} = la composante verticale de la poussée = $P_{ho} \tan\delta$.

Le moment de renversement par rapport au point O :

$$M_{ro} = 1/6 K.\gamma_2.H^3 + 1/2 K.q.H^2$$

En contrepartie, le moment stabilisant par rapport au point O sera:

$$M_{so} = w_1 [(2A+4L-3B)/6] + w_2 (L/2) + P_{vo} (B/2)$$

D'où le moment résultant sera : $M_o = M_{so} - M_{ro}$

L'excentricité de la résultante par rapport au milieu de la largeur du massif est donc :

$$e_o = M_o / W_o$$

Selon la formule de Meyerhof, la contrainte verticale sur le sol de fondation est :

$$\sigma_m = W_o / (B - 2e_o)$$

La sécurité vis-à-vis du glissement du massif sur sa base dépend du rapport entre la charge verticale totale et la composante horizontale de la poussée des terres : W_o/P_{ho} .

2). Contraintes équilibrées par le renfort géotextile aux différents niveaux du mur :

Au niveau (z) d'une rangée de renfort géotextile, le poids W de la tranche de massif située au-dessus de cette rangée est : $W = w + w_1 + w_2 + P_v$

$$\text{Soit : } W = B(H-z) \gamma_1 + ((L-A)/2)(H'-H) \cdot \gamma_2 + (B-L)[q + (H'-H) \cdot \gamma_2] + P_v.$$

$$\text{Avec : } P_v = P_h \tan \delta.$$

Où P_h est la composante horizontale de la poussée exercée sur cette tranche, soit :

$$P_h = 1/2 K \cdot \gamma_2 (H' - z)^2 + K q (H' - z)$$

Le moment positif par rapport au milieu de la base du mur est :

$$M_1 = 1/6 K \gamma_2 (H' - z)^3 + 1/2 K q (H' - z)^2$$

$$\text{Et le moment négatif sera : } |M_2| = 1/2 [(2A+4L-3B) w_1/3 + L w_2 + B P_v]$$

$$\text{D'où le moment résultant : } M = M_1 - |M_2|$$

L'excentricité $e = M/W$, et selon la formule de Meyerhof, la contrainte principale verticale dans le massif à ce niveau est : $\sigma_1 = W/(B - 2e)$

La contrainte horizontale $\sigma_3 = k_a \sigma_1$, est équilibrée par le renforcement géotextile situé à ce niveau.

$$\text{Finalement, la contrainte dans le renforcement géotextile : } \sigma_g = T/A_g < \bar{\sigma}'_a$$

Avec, T l'effort de traction horizontal, A_g la section du tissu géotextile par mètre linéaire,

Et $\bar{\sigma}'_a$ la contrainte admissible de traction du géotextile.

3) Coefficient de sécurité F_a vis-à-vis l'adhérence des tissus géotextiles dans le remblai

Le coefficient de sécurité à l'adhérence F_a doit être tel que : $F_a = B/L_m \geq 2$

$$\text{Avec } L_m \text{ (longueur minimale) } = T_{\max}/2B \cdot \sigma_m \cdot f$$

Où σ_m est la contrainte verticale moyenne sur le renforcement en géotextile (soit $\sigma_m = W/B$),

$$B = 1\text{m}$$

Et, le coefficient de frottement sol- géotextile $f = 0,2$.

Les calculs numériques pour la solution proposée pour le remblai du CW137A sont présentés ci-dessous :

La géométrie et la surcharge du massif de soutènement en sol renforcé par géotextiles est donnée dans le (Tableau4.25).

Tableau 4.25. Données géométriques du massif

H(m)	H'(m)	A(m)	Cotβ	B(m)	q (kpa)
9,75	14,00	0,80	1,5	9,00	10

- Caractéristiques des remblais (Tableau:4.26) :

Tableau 4.26. Valeur des caractéristiques mécaniques utilisées

γ (kN/m³)	k_a	φ (°)	δ (°)	K
20	0,30	35	0,00	0,27

- Charge transmises au sol de fondation (Tableau.4.27):

Tableau 4.27. Valeur de la charge transmise au sol de fondation

Ph₀ (kN)	W₀ (kN)	W₀/ Ph₀	e₀ (m)	B-2 e₀(m)	σ_m (kPa)
567	2199,3	1979,37	0,90	1,21	305,2

- Répartition des contraintes de traction en fonction de la profondeur est dans le (Tableau 4.28) .

Tableau 4.28. représentation des contraintes en fonction de Z(m)

Cote du lit de renforcement Z(m)	Contrainte horizontale σ_3 (kpa)	Contrainte verticale σ_v (kpa)	Fs vis à vis l'adhérence (Fs_{adhérence})
0,38	87(max)	236,8(max)	9,78(min)
1,13	78,6	221,8	10,11
1,88	70,8	206,8	10,5
2,63	63,5	191,8	10,83
3,38	56,7	176,8	11,23
4,13	50,3	161,8	11,58
4,88	44,20	146,8	11,96
5,63	38,5	131,8	12,32
6,38	33,0	116,8	12,74
7,13	27,7	101,8	13,23
7,88	22,7	86,8	13,77
8,63	17,9	71,8	14,44
9,38	13,3	56,8	15,37

4) Choix du géotextile

Les géotextiles Emtex consistent d'un groupe de textiles tissés à base de polypropylène, développés spécialement pour les applications en génie civil, comprenant les travaux de terrassement, d'assainissement, de drainage, de renforcement du sol et de protection contre l'érosion. Le géotextile proposé pour notre massif en sol renforcé est du type Emtex-7100 destiné à assurer la fonction de renforcement, de séparation et de filtration. Les caractéristiques de ce géotextile sont regroupées dans le (Tableau 4.29).

Tableau 4.29. Caractéristiques du géotextile utilisé (Emtex-7100).

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Poids	gr/m ²	445
Résistance à la traction chaîne	kN/m	105
Résistance à la traction trame	kN/m	105
Allongement à la rupture chaîne	%	9
Allongement à la rupture trame	%	9
Résistance à la perforation	Mm	7
Résistance à la perforation CBR	Mm	12
Porométrie	µm	200
Perméabilité	mm/s	13

5) Vérifications de la stabilité du massif renforcé par géotextile :

A- La stabilité vis-à-vis du glissement du massif sur sa base :

$$F_{(\text{glissement})} = w_0 / P_{h0} = 2199,3 \text{ kN} / 567 \text{ KN} = 3,878 > 1,5$$

La stabilité du glissement du massif renforcé sur sa base est vérifiée.

B- La stabilité vis-à-vis de l'adhérence sol/géotextile :

Les valeurs des coefficients de sécurité par rapport à l'adhérence sont supérieures à 2 (voir Tableau.) ce qui implique que la condition d'adhérence est vérifiée.

C- La stabilité vis-à-vis le poinçonnement du sol de fondation :

Concernant la capacité portante de fondation on a : la charge verticale totale par mètre de large est :

$W_o = 2199,3$ kN donne une contrainte verticale moyenne au niveau du sol de fondation de l'ordre de :

$$\sigma_m = W_o / (B - 2 e_o) = 2199,3 \text{ kN} / 9\text{m} - 2(0,9\text{m}) = 305,45 \text{ kN}$$

$\sigma_m = 0,305$ MPa $< \sigma_{sol \text{ admissible}}$. Donc, la condition de poinçonnement du sol de fondation est vérifiée.

D- La stabilité interne locale :

Pour vérifier l'équilibre local pour chaque lit de renforcement il faut que : $T_{max} = 87$ kN/m < 105 kN/m (105 kN/m est la résistance à la traction du géotextile Emtex-7100). Donc, la condition de résistance est vérifiée.

E- La stabilité d'ensemble :

Afin de vérifier la fiabilité des solutions proposées pour le confortement du talus étudié, un calcul de stabilité après confortement a été mené et nous a donné un coefficient de sécurité F_s supérieur à 1,5.

Tableau 4.30. Différentes valeurs de facteur de sécurité (F_s) (après confortement).

Méthode de calcul	FS
Ordinary	1,801
Bishop	1,836
Janbu	1,756

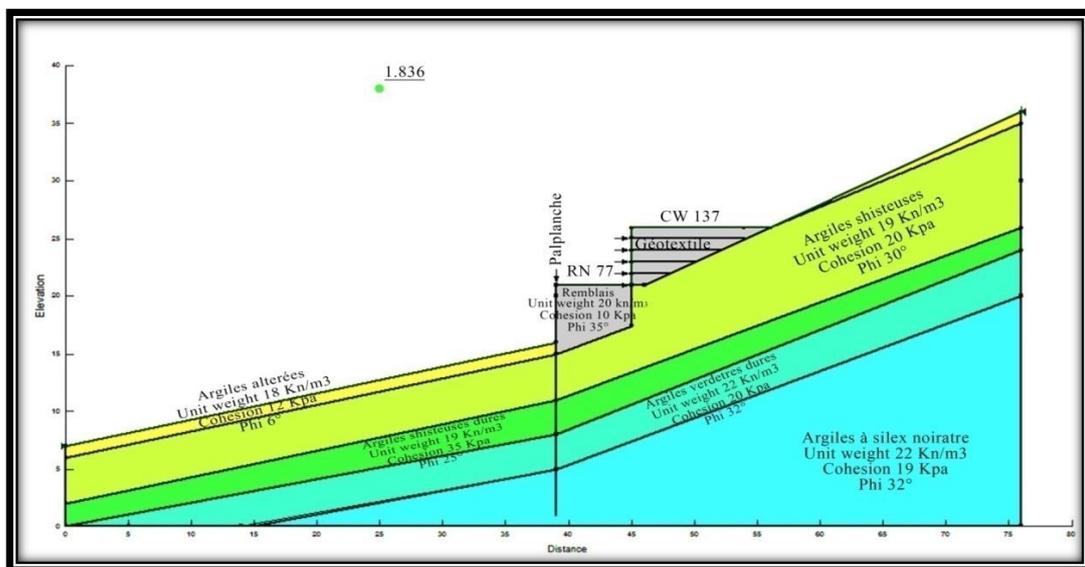


Figure 4.24. Vérification de la stabilité après confortement par géotextile

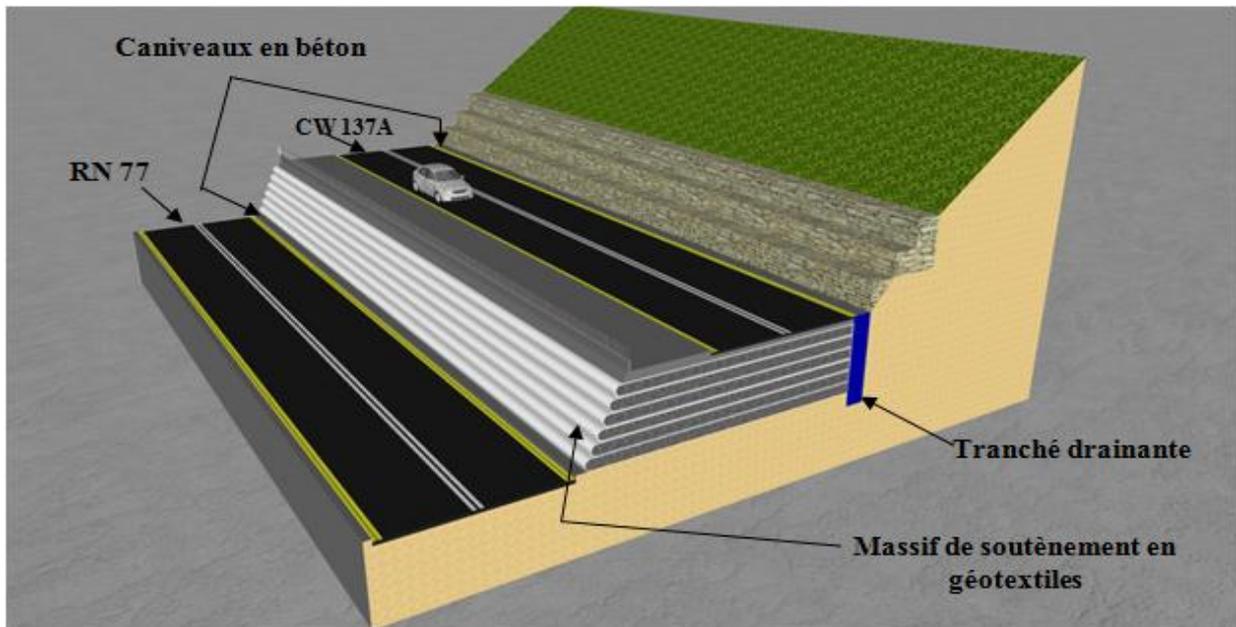


Figure 4.25. Schéma récapitulative de solution proposée des géosynthétique

4.6. Conclusion

L'étude géotechnique que nous avons menée dans ce sujet a abouti aux conclusions suivantes :

Après consultation des données géotechniques élaborées par le bureau d'étude, et après examen du site in-situ lors des sorties de terrain que nous avons effectué, nous avons constaté que ce problème était supposé un glissement de terrain et qu'il était étudié dans ce sens. Hors en réalité il ne s'agissait pas d'un glissement de terrain mais plutôt d'un problème d'instabilité dû au fait d'un mauvais dimensionnement de l'ex-mur de soutènement qui était aussi dépourvue d'une semelle, et aussi un sur-chargement par un gabionnage derrière ce mur. Cela a été vérifié par le biais du calcul de stabilité avec le logiciel Geoslope. En effet nos calcul de stabilité ont donnés des coefficients F_S supérieur à 3 (largement supérieur au seuil conventionel de stabilité qui est de 1,5) ce qui est largement considéré comme stable vis-à-vis le glissement de terrain.

Pour s'affronter à ce problème d'instabilité de terrain dûe aux causes citées précédemment, on a proposé de démolir le mur de soutènement (déjà instable), d'enlever les gabions existants (déjà déformés), afin de décharger le talus en question, et mettre à leurs place un massif de soutènement souple en géotextilles végétalisée pour reconstruire le remblai routier en question. Ce type de solution, est largement utilisé actuellement en raison de son efficacité, car il apporte une double action de soutènement et de drainage.

Conclusion générale et recommandations.

Au terme de notre projet d'étude concernant les deux instabilités de terrain situées sur le CW137A (au PK15+500 et PK17+700) dans la région de Texenna – Wilaya de Jijel. Nous avons mené un diagnostic géotechnique de la zone concernée afin d'identifier les facteurs déclencheurs du phénomène d'instabilité.

Afin de mieux appréhender ce problème nous avons combiné les études géologiques avec les reconnaissances géotechniques ainsi que la prise en compte de l'aléa hydrogéologique qui a un rôle très important dans l'aggravation du phénomène durant la saison pluvieuse.

Les désordres constatés des les zones étudiées sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs. Parmi lesquels, la lithologie à travers la nature des différentes couches de sol de mauvaise qualité géotechnique, la forte pente topographique, la présence quasi permanente des eaux de ruissèlement qui s'infiltrent par la suite dans le sol ce qui modifient les caractéristiques géo-mécaniques des sols. En se basant sur ces données, des solutions de confortement et de stabilisation des talus étudiés ont été proposés après une vérification satisfaisante des facteurs de sécurité finaux avec le logiciel Géoslope.

Pour le site du PK 15+500, nous avons proposé de reconstruire le remblai routier avec un massif souple en géotextiles.

Alors que, le pour le site du PK 17+700 un système de butée en pieds du talus en gabionnage est largement suffisant pour stabiliser ce dernier.

Nos recommandations focalisent sur le drainage des eaux, soit avec des caniveaux et cunettes pour les eaux de surfaces ou avec des tranchées drainantes dans le sens de la pente pour les eaux d'infiltration.

- ANRH, Jijel. 2017.** Précipitations enregistrées (en mm) période (20012-2015), station d'el agrem.
- ANRH, Jijel. 2017.** Températures enregistrées (en C°) période (2002-2015), station d'el agrem.
- Benaissa, A. 2003 .**Glissement de terrain, calcul de stabilité, Ed. (O.P.U), Algérie, 95p.
- Bouillin, J.P. 1977 .**Géologie alpine de la Petite Kabylie dans la région de Collo et d'El
- D.Delga, Lambert.1955.** La bordure occidentale de la nappe de Guerrouch (Nord constantinois, Algérie).
- Dalmas, P. Puig, J. Schaeffner, M. 1986.** Mise en œuvre et parement des massifs de
- Djellit, H. 1987.** Évolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et la polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doct. Univ. De Paris-Sud Centre d'Orsay.214p.
- DTP .Jijel. 2017.** Rapport d'étude d'avant –projet sommaire APS du glissement sur le CW 137A au PK15+500 et PK17+700.
- DTP .Jijel. 2017.** Rapport de campagne géotechnique de glissement N°1-CW 137A-PK17+700 et PK15+500.
- DTP .Jijel. 2017.** Rapport préliminaire de visites de glissement au PK15+500 et PK17+700.
- El Hussaini, M. M.1979.** Field experiment of fabric reinforces earth wall-coll. Int, sols textiles. Paris.119-121p.
- Gausсен, H. Bagnouls, F. 1953.** Saison sèche et indice xéothermique. UNIV De Toulouse, Faculté des sciences.
- Giroud, J. P. 1983.** Introduction aux géotextiles-Annex : cours pratique de mécanique des sols 2 : calcul des ouvrages.
- Puig, J. Blivet, J.C.Pasquet, P.1979.**Remblai armé avec un textile synthétique-coll.Int, sols textiles. Paris.85-90p.
- Robert, M. Koerner, H. L.Bowman.1991.**Geosynthetics in géotechnical engineering-Foundation engineering hand book. Published by : Chapman and Hall. New York .798-813p.
- Rouikha, Y. 2008.** Etude géologique et géomécanique des roches carbonatées de la région Chekfa-Chahna. Mém de Magister. UNIV.Jijel (Algérie).
- Remeniras, G .** l'hydrogéologie de l'ingénieure, Eyrolles, Paris, 456 PP, (1980)
- Schlosser, F. Bastick, M. 1991.** Reinforced earth-Foundation engineering hand book. Published by : Chapman and Hall. New York.778-795p.

Schlosser, F.Unterreiner, P. Dalmas, P.1994. Utilisation des géosynthétiques et fibres naturelles- C.R XII Congrès international de M.D.S et travaux de fondations. New Delhi. Soutènement renforcés par des nappes de géotextiles-bull. liaison labo p.et ch-65.-77p.

Annexe (A)



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A
 Endroit : PK 15+500

Dossier N° :
 Client :

Date début : 11/11/2017
 Date fin : 20/11/2017
 Profondeur forée (m) : 25
 Niveau d'eau (m) : 8,3

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Eau
 Type forage : Rotation
 Foreuse : APAFOR 570 SR

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
												25 50 75 100	
-0.50	0.50		50 %									Argiles altérées friables.	
1.5												Argiles schisteuses verdâtres dure fragmentées.	
3.0			35 %										
4.5													
6.0													
7.5													
9.0	9.00	10.00	90 %									sables graveleux moyennement argileux.	
10.5													
12.0			55 %				CR		11.70	12.00		Argiles schisteuses verdâtres dure fragmentées et friables.	
13.5													
15.0	15.00		70 %									Argilites verdâtres dure fragmentées avec des précipitations marneuses.	
16.5			95 %		80				15.50	15.80		argilites verdâtres dure fragmentées.	
18.0	17.00	18.00	90 %		30								
19.5					70				18.80				
21.0			55 %		30				20.70	21.00		Argilites à Silex noirâtres dure moyennement fragmentées.	
22.5					50								
24.0	24.00	24.30			20								
25.5	25.00				30							Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

© SoftTests 2013

REMARQUES :	TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
	CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Aterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gs, Gh) AC : Analyse chimique



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A Endroit : PK 17+700				Dossier N° : Client :								
Date début : 26/10/2017 Date fin : 02/11/2017 Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Eau Type forage : Rotation Foreuse : APAFOR 570 SR		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>						
Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25 50 75 100									TVC .	
	-0.70 0.70 -1.50 1.50	60 % 45 % 40 %						1.40			Marnes plastiques.	
	3.0 4.5 6.0 7.5 9.0 10.5 12.0	50 % 55 %					6.00 6.30				Marnes altérés et friables.	
	-12.50 12.50	55 %				CR	10.50 11.00					
	13.5 15.0 16.5 18.0 19.5	38 % 55 %		45 55			13.20 13.50 15.80				Silex marneux fragmentés.	
	21.0 22.5 24.0 25.0 25.5	38 %		45			18.70 19.00					
	-25.00 25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
REMARQUES :						TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		ABBREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, G _n) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement				
Préparé par : AMIMOUR JM				Vérifié par : HASSIENE ALI				08/11/2017		Page : 1 de 1		



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 02

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A
Endroit : PK 17+700

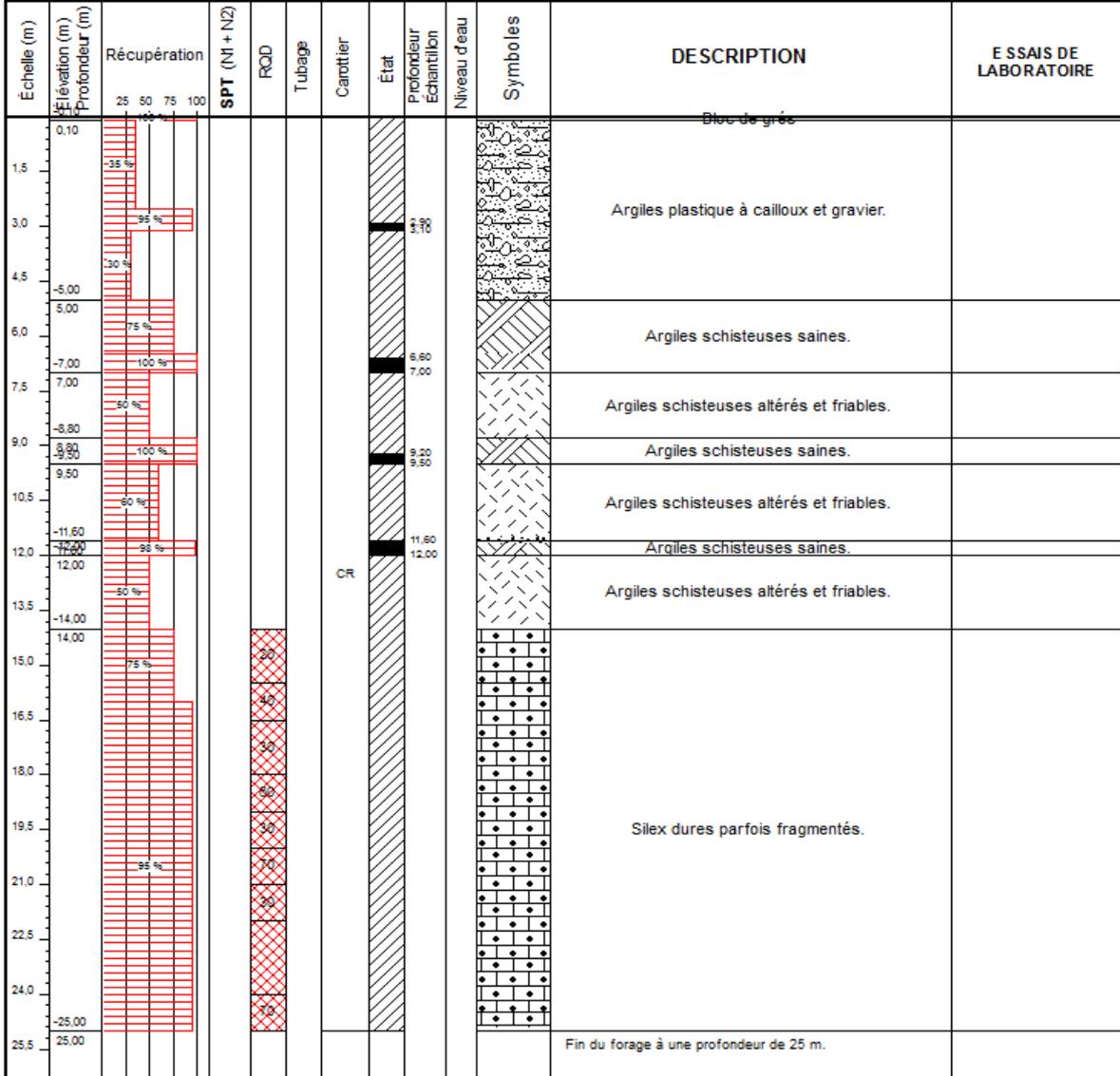
Dossier N° : 41/E/16/2017
Client : Begetec

Date début : 26/10/2017
Date fin : 04/11/2017
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau
Type forage : Rotation
Foreuse : APAFOR 570 SR

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche



© SoilsTests 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

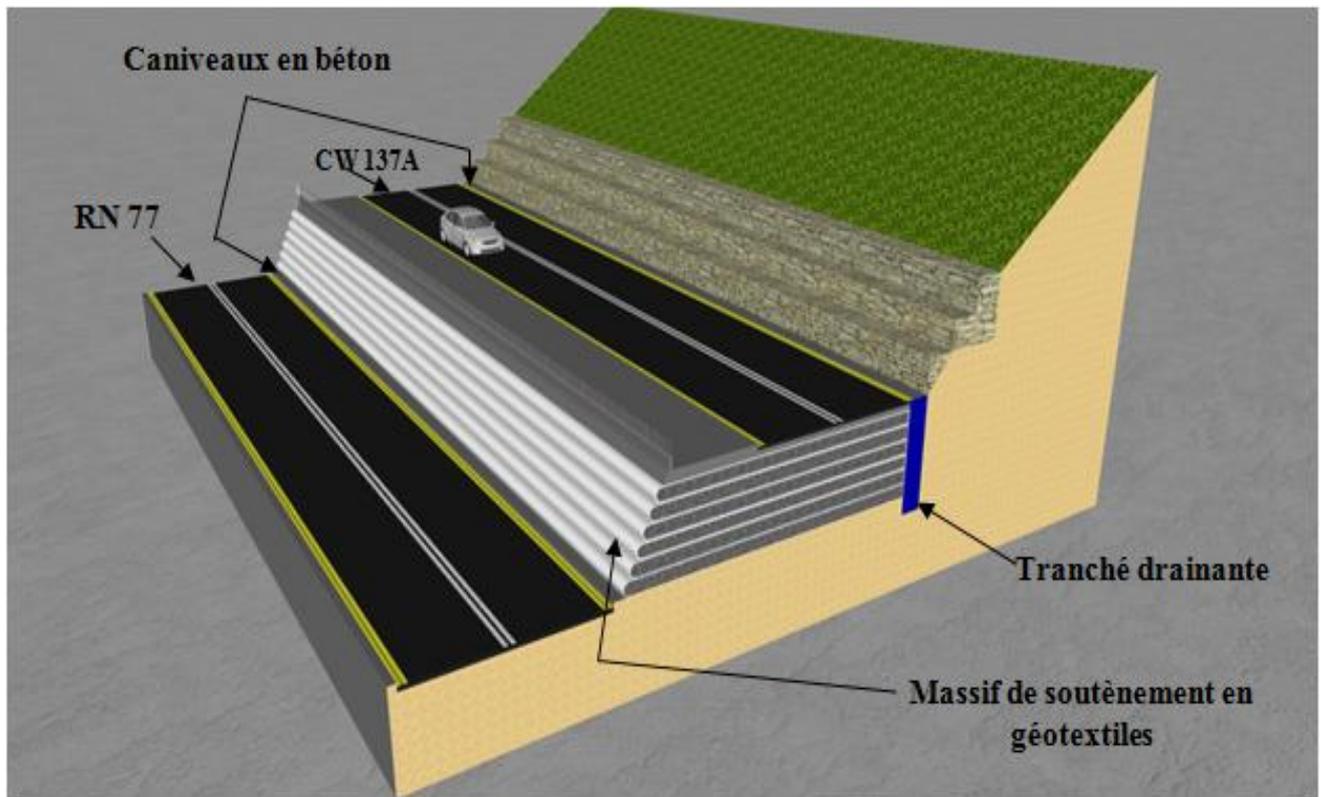
Préparé par : AMIMOUR JM

Vérifié par : HASSIENE ALI

28/11/2017

Page : 1 de 1

Annexe (B)



Résumé :

Les deux instabilités de terrain étudiées dans ce mémoire se situent sur le CW137A juste après à l'intersection avec la RN77 qui mène à la localité de Selma. Elles se localisent exactement à 18 km à l'Est de la wilaya de Jijel. Ce phénomène d'instabilité affectant ce tronçon routier continue de se manifester malgré les nombreux travaux de confortement effectués jusqu'à présent. Ces remèdes ont été parfois inappropriés car le traitement est symptomatique et ne prend pas en considération les propriétés intrinsèques des sols ni les facteurs déclencheurs et /ou accélérateurs de ces instabilités.

La région est connue par des pentes naturelles assez fortes entre 30% à 40% voir plus dans certains endroits. Le réseau hydrographique est dense et est marqué par la présence de nombreux oueds et chāabats. Les deux instabilités de terrain étudiées sont manifestées au niveau des alternances schisto-gresseuses du flysch massylien albo-aptien très altéré en surface. Les précipitations moyennes annuelles de la région de Texenna sont d'environ 1079 mm, dont 13,8% s'infiltrent dans le sol et 38,72% s'écoulent en surface.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs à savoir, la pente du talus, la lithologie du sol, la forte pluviométrie et la surcharge en tête du talus suite au trafic routier important. Les désordres observés au PK15+500 ont été la conséquence du basculement de l'ex mur de soutènement ; alors que pour le PK 17+700 il s'agit d'un glissement de terrain typique.

Les solutions proposées pour les deux sites étudiés sont les suivantes :

- La réalisation d'un massif de soutènement souple en géotextile à parement végétalisé pour le PK15+500. Avec la réalisation d'un système de drainage des eaux de surface (caniveaux) et souterraine à travers des tranchées drainantes dans le sens de la pente.

- La réalisation d'un système de buté (ou surcharge) en pieds du talus par des gabionnages au PK17+700

Mots clés : Texenna, CW137A, instabilité de terrain, géotextile, gabionnage.

Absract :

The two terrain instabilities studied in this memoir are located on the CW137A just after the intersection with the RN77 which leads to the locality of Selma. They are located exactly 18 km east of the wilaya of Jijel. This phenomenon of instability affecting this road section continues to manifest itself despite the many improvements to date. These remedies have sometimes been inappropriate because the treatment is symptomatic and does not take into consideration the intrinsic properties of soils nor the triggers and / or accelerators of these instabilities.

The area is known by natural slopes is quite strong between 30% to 40% see more in some places. The hydrographic network is dense and is marked by the presence of numerous wadis and chāabats. The two field instabilities studied are manifested at the level of schisto-gresous alternations of the Massylian flybo Albo-Aptian very altered surface. The average annual rainfall in the Texenna region is about 1079 mm, of which 13.8% infiltrates the soil and 38.72% flows into the surface.

The disorders observed in the study area are the result of the combination of several factors namely, slope slope, soil lithology, high rainfall and overload at the head of the embankment following heavy road traffic. The disorders observed at PK15 + 500 were the consequence of the tilting of the former retaining wall; while for PK 17 + 700 it is a typical landslide.

The solutions proposed for the two sites studied are the following ones:

- The realization of a flexible retaining support in vegetated geotextile geotextile for the PK15 + 500. With the realization of a system of drainage of surface water (gutters) and underground through draining trenches in the direction of the slope.

- The realization of a system of abutment (or overload) in feet of the slope by gabionnages with the PK17 + 700

Key words : Texenna, CW137A, ground instability reinforced earth, geotextile, gabionage.

ملخص :

تقع حالي عدم استقرار الأرضية التي تمت دراستها في هذه المذكرة على الطريق الولائي A 137 عند التقاطع بين منطقتي تاكسنة وسلمي، على بعد 18 كلم شرق ولاية جيجل. هذه الظاهرة من عدم الاستقرار التي حصلت على هذا المقطع من الطريق لا زالت مستمرة على الرغم من الحلول التقنية المطبقة والتي انجزت حتى الآن. هذه الحلول كانت غير مناسبة لأنها لم تأخذ بعين الاعتبار الخصائص الجوهرية للتربة ولا العوامل المؤثرة و/أو المسرعة في الظاهرة .

يعتبر ميل التضاريس على مستوى الجهة المدروسة كبير نوعا ما، حيث يتراوح ما بين 30 إلى 40 % من جهة أخرى تتميز الشبكة الهيدرولوجية بالثقل ووجود العديد من الوديان والشعاب.

حالة عدم استقرار الأرضية الملاحظة واقعة على مستوى التركيب الجيولوجية المتميزة بوجود تناوبات بين الشيبست والحجر الرملي المسماة فليش ماسيليان دو العمر البو-ابسيان، المتأكلة على السطح.

يبلغ معدل هطول الأمطار السنوي حوالي 1079 ملم ، يتسرب منها 13.8% إلى باطن التربة ويجري حوالي 38.78% على السطح.

الاضطرابات التي لوحظت في منطقة الدراسة هي نتيجة لمزيج من عدة عوامل أهمها : ميل المنحدر، طبيعة التربة، هطول الأمطار والثقل الزائد عند رأس المنحدر الناتج عن حركة المرور الكبيرة.

تتضمن الحلول المقترحة ما يلي :

- اعادة بناء الطريق بتقنية التربة المقويات بالجيوتكستيل بالنسبة للموقع الأول (15+500 كلم) مع انجاز بشبكة تصريف المياه السطحية والباطنية.

- انجاز دعامة على مستوى قدم المنحدر بالنسبة للموقع الثاني (17+700 كلم) من الحجارة.

الكلمات المفتاحية: تاكسنة، CW137A، عدم استقرار التربة، الأرض ، جيوتكستيل، القابيوناج.