

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى-جيجل-

Université Mohammed Seddik Benyahia -Jijel



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

كلية علوم الطبيعة والحياة
قسم: علوم الأرض والكون

Mémoire de fin d'études

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

Option : **Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique**

Thème

***Etude d'une instabilité des désordres de terrain le long du
CW 137A au PK 00+100 (Commune de Texenna)***

Membres de Jury

Président : HAMADOU. N

Examineur : KHERROUBA. H

Encadrant : Dr. BAGHDAD ABDELMALEK

Présenté par :

TEBBICHE Assia

BOUTI Siham

Année Universitaire 2018-2019

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier dieu de nous avoir donné le courage et la force pour finaliser ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nous côté.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre profonde gratitude à Mr. BAGHDAD ABDELMALEK, de nous avoir encadré dans notre mémoire de fin d'étude.

Un gros merci également à nos familles pour leurs soutiens aussi bien moral que financier et pour leurs sacrifices.

Nous tenons également à remercier tous le staff administratif et pédagogique du département des Sciences de la Terre et de l'Univers, nos amies et tous les étudiants de la promotion 2018/2019

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou loin pour la réalisation de ce travail.

Tebbiche Assia

Bouti Siham

Dédicace

♥ Dieu tout puissant merci d'être toujours auprès de moi.

Je dédie ce travail aux êtres les plus chers à mon cœur :

♥ La meilleure de toutes les mères ; et la plus belle perle du monde **FATIHA**

Qui m'a soutenu durant toute ma vie, qui m'a aidé durant mes années d'études, qui m'a appris à aimer le travail et le bon comportement, pour son amour infini et sa bienveillance jour et nuit.

Je souhaite prouver mon grand remerciement qui ne sera jamais suffisant à elle que j'espère la rendre fière par ce travail.

♥ Mon très cher père **ABDELKRIM**

Pour être le bon exemple de père par son soutien, ses encouragements et aides de mes premiers pas d'études jusqu'à ce jour. Je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, et longue vie.

♥ A mon très cher frère **OUSSAMA**

Mon ange gardien et mon fidèle compagnant dans les moments les plus délicats de cette vie mystérieuse ; je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

♥ A ma très chère sœur **HADJER** et son mari **ABDERHMANE** et leur petit garçon **Racim**

En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous, Malgré la distance vous êtes toujours dans mon cœur. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

♥ A mes très chères sœurs **HOUDA** et **ALAA**

Pour leur sentiment, leurs soutiens, et leurs encouragements qui me donnent la force de continuer, je vous souhaite tous le succès tout le bonheur.

♥ À la plus chère tante ; amie et maman **NADIA**

Qui m'a aidée et supportée dans les moments difficiles, merci pour tous les sacrifices et les efforts que tu as fait pour moi durant toute la période.

♥ A tous mes amies **Sarah, Soumia, Aicha, Aida, Imen**

Pour une sincérité si merveilleuse...jamais oubliable, en leur souhaitant tout le succès, tout le bonheur.

Assia Tebbiche

Dédicace

★ *Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux le Très Miséricordieux* ★

Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie :

*A ma très chère mère **Farida**, qui n'a jamais cessé de prier pour moi et pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et ses sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. Que Dieu, le tout puissant le préserve du mal, le comble de santé, de bonheur et lui procure une longue vie.*

*A mon cher frère : **Moussa***

Je ne pourrais jamais exprimer le respect que j'ai pour vous.

*A ma chère sœur : **Nihal***

*A mon mari : **Abd Elbari** et sa famille*

*A mes oncles et ses femmes, sans oublier ma tante **Ghania** et son mari pour son soutien et ses encouragements*

*A toute ma grande famille : **Bouti***

*A mes meilleures amies : **Nessrin** et **Choubaila**.*

A toute la promotion des Sciences de la Terre et de l'Univers et surtout la spécialité Géologie de l'ingénieur et Géotechnique 2018/2019.

A tous ceux que j'ai connus, et qui me reconnaîtrons.

★ *A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment* ★

Bouti Siham

Résumé

L'instabilité de terrain étudiée dans ce mémoire se situe sur le CW137A à l'intersection entre Texenna et Selma, à 20 km du Sud-Est de la wilaya de Jijel. Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs : la pente du talus, la lithologie du sol, la forte pluviométrie et la surcharge en tête du talus.

Le projet objet d'étude consiste en l'étude de dimensionnement et d'analyse de stabilité au glissement de deux variantes de mur de soutènement, le premier en béton armé et un deuxième en remblai renforcé par des géogrilles.

Une campagne de diagnostic des désordres apparus à l'ouvrage préexistant a été menée pour expliquer les causes probables, suivi d'une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique afin de déterminer la nature lithologique et les caractéristiques physico-mécaniques des différentes formations constituant le terrain de fondation.

L'étude a été entreprise par un prédimensionnement du mur de soutènement en béton armé qui a abouti à un mur de 6.0 m de hauteur, largeur de la semelle de 3.0 m et un ancrage à 1.50 m de profondeur, en se basant sur les formules statiques et conformément aux charges transmises. Une seconde étude d'un remblai renforcé par des géogrilles a été adoptée et validée par le maître d'ouvrage.

L'analyse de stabilité au glissement des deux variantes a été effectuée par modélisation numérique avec le code SLOPE/W. À partir des résultats obtenus qui donnent des valeurs de coefficient de sécurité très satisfaisant à différentes combinaisons de charges, nous pouvons dire que les deux variantes sont à retenir, et le choix d'un mur de soutènement en béton armé reste la solution la plus économique.

Mots clés : mur de soutènement, géogrilles, stabilité, prédimensionnement, remblai renforcé, Texenna, CW137A.

Abstract

The ground instability studied in this memoir is located on the city road CW137A at the intersection between Texenna and Selma, 20 km from the Southeast of Jijel city. The disorders observed in the study area are the result of the combination of several factors : slope ground, soil lithology, high rainfall and overload at the head of the slope.

The project under study consists of the study of dimensioning and analysis of the stability of the sliding of two variants of retaining wall, the first in reinforced concrete and a second embankment reinforced by geogrids.

A campaign to diagnose the disorders that appeared at the pre-existing structure was conducted to explain the probable causes, followed by a geological and geotechnical reconnaissance campaign to determine the lithological nature and the physico-mechanical characteristics of the various formations constituting the terrain of foundation.

The study was undertaken by a pre-dimensioning of the reinforced concrete retaining wall that resulted in a 6.0 m high wall, a 3.0 m footing and an anchor at 1.50 m depth, based on the formulas static and comply with the transmitted loads. A second study of an embankment reinforced by geogrids has been adopted and validated by the client.

The slip stability analysis of the two variants was performed by numerical modeling with the SLOPE / W code. From the results obtained, which give very satisfactory safety coefficient values to different load combinations, we can say that both variants are to be retained, and the choice of a reinforced concrete retaining wall remains the most economical solution. .

Keywords : retaining wall, geogrids, stability, predimensioning, reinforced embankment, Texenna, CW137A.

ملخص

تقع حالة عدم الاستقرار التي تمت دراستها في هذه المذكرة على الطريق الولائي CW137A عند نقطة التقاطع بين منطقتي سلمى وتاكسنة، على بعد 20 كم جنوب شرق ولاية جيجل. الاضطرابات التي لوحظت في منطقة الدراسة هي نتيجة لمزيج من عدة عوامل: ميل المنحدر طبيعة التربة ارتفاع هطول الامطار والثقل الزائد عند راس المنحدر

المشروع قيد الدراسة يعمل على دراسة الأبعاد وتحليلاً لاستقرار للانزلاق لنوعين مختلفين من الجدار الحاجز الأول مشكل من الخرسانة المسلحة والثاني ردم من التربة معزز ب-geogrids،

تم إجراء حملة لتشخيص الاضطرابات التي ظهرت في الطريق الموجود مسبقاً لشرح الأسباب المحتملة لذلك، تلتها حملة استطلاعية جيولوجية وجيوتقنية لتحديد الطبيعة الليثولوجية والخصائص الفيزيائية والميكانيكية لمختلف التكوينات التيتشکل أساس الارضية.

تم إجراء الدراسة من خلال تحديد أبعاد سابقة للجدار الحاجز بالخرسانة المسلحة والذي أدى إلى تحديد ارتفاع الجدار ب- 6.0 أمتار وقاعدة ب- 3.0 أمتار ومرساة على عمق 1.50 متر استناداً إلى القوانين الثابت وطبقاً للحمولات المطبقة. تم اعتماد دراسة ثانية لردم من التربة معزز ب-geogrids ورسم منقب لصاحب المشروع.

تحليل ثبات الانزلاق للحالتين من خلال النمذجة العددية لبرنامج SLOPE/W. انطلاقاً من النتائج المتحصل عليها، والتي تعطي قيمة مرضية جداً المعامل السلامة لمختلف ظروف الحمل، يمكننا القول إن كلا الخيارين يجب الاحتفاظ بهما، ويظل اختيار جدار بالخرسانة المسلحة هو الحل الأكثر اقتصاداً.

الكلمات المفتاحية جدار الدعم، geogrids، الثبات، تحجيم اولي، تاكسنة، ردم ترابي مدعم، CW137A

Table des matières

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Situation géographique et cadre physique de la zone d'étude

I.1. Plan de situation.....	2
I.2. Climat.....	3
I.3. Végétation.....	4
I.4. Orographie (relief).....	4
a) Montagnes.....	4
b) Dépressions.....	4
I.5. La pente.....	5
I.6. Réseau hydrographique.....	5
I.7. Sismicité.....	6
I.8. Conclusion.....	8

Chapitre II : Cadre géologique (régional et locale)

II.1. Cadre géologique régional.....	9
II.1.1. Introduction.....	9
II.1.2. Domaine interne.....	10
a) Le socle Kabyle.....	10
b) La dorsale Kabyle.....	10
II.1.3. Domaine des flyschs.....	10
a) Le flysch maurétanien.....	10
b) Le flysch massylien.....	10
c) Le flysch Numidien.....	11
II.1.4. Le domaine externe.....	11

a) Les séries ultra-telliennes	11
b) Les séries telliennes (sens strict)	11
c) Les séries péni-telliennes	11
II.1.5. Les séries postérieures à la phase fini-lutétienne.....	12
a) Le Nummulitique II.....	12
b) L'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes	12
II.1.6. Les formations post-nappes	12
II.1.7. Les manifestations magmatiques du Miocène.....	12
II.1.8. Principales phases tectonique	12
a) Les phases tectoniques mésozoïques	13
1. La phase jurassique supérieure.....	13
2. La phase Anté-sénonienne.....	13
b) Les phases tectoniques tertiaires	13
1. La phase priabonienne.....	13
2. La phase Burdigalienne	13
3. La phase Tortonienne	13
c) La tectonique récente	14
II.2. Cadre géologique local	14
II.2.1. Formations cristallophylliennes du « Socle Kabyle »	14
II.2.2. Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna (C.V.S.)	15
II.2.3. Formations de type flysch Massylien	16
II.2.4. Formations du Quaternaire	17
II.2.5. Aspect morpho-structural du site.....	18
II.3. Conclusion	19

Chapitre III : Etude hydroclimatologique

III.1. Introduction générale.....	20
III.2. Etude des facteurs climatiques	20
III.1.2. Précipitations	21
III.2.2. Températures	22
III.3. Diagramme ombrothermique	23
III.4. Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite	24
III.4.1. Calcul de l'évapotranspiration.....	25

III.5. Estimation du ruissellement et de l'infiltration	27
a. Ruissellement(R)	27
b. Infiltration (I)	28
III.6. Conclusion.....	29

Chapitre IV : Synthèse bibliographique et reconnaissance du site

IV.1. Introduction	30
IV.2. Description et classification des mouvements de terrain	30
IV. 2.1. Les glissements de terrain	31
IV.2.1.1. Différents types de glissement	32
a) Glissement plan ou translationnel (le long d'une surface plane)	32
b) Glissement de type circulaire ou rotationnel (le long d'une surface convexe)	32
IV.3. Principales causes des glissements	34
IV.3.1. Techniques de stabilisation	34
IV.3.2. Méthodes de confortement des talus	35
IV.3.2.1. Drainage	35
IV.3.2.2. Modifications géométriques	37
IV.3.2.3. Renforcement	39
IV.3.2.4. Quelques exemples de murs souples.....	40
IV.4. Diagnostic et description des désordres	41
IV.5. Causes probables de l'instabilité	44
IV.6. Conclusion	45

Chapitre V : Campagne de reconnaissance géotechnique

V.1. Introduction	46
V.2. Campagne de reconnaissance	46
V.3. Essais in situ	47
V.3.1. Les sondages carottés	47
V.3.2. Relevés piézométriques	49
V.3.3. Essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL).....	49
V.4. Essais de laboratoire	51
V.4.1. Essais physiques d'identification	51
V.4.1.1. Analyse granulométrique.....	52
V.4.1.2. Teneur en eau	53

V.4.1.3. Poids volumiques	53
V.4.1.4. Essai au bleu de méthylène	54
V.4.1.5. Degré de saturation	54
V.4.2. Les essais mécaniques	55
V.4.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type CD	55
V.4.3. Analyses chimiques sommaires.....	56
V.5. Conclusion.....	57

Chapitre VI : Etude de confortement et analyse de stabilité

VI.1. Introduction et objectifs de l'étude	58
a. Un mur de soutènement en béton armé	58
b. Un mur de soutènement renforcé par nappes de géotextiles	58
VI.2. Etude de la variante 1 mur de soutènement en béton armé.....	59
VI.2.1. Prédimensionnement du mur de soutènement	60
VI.2.2. Analyses des charges et calcul des poussées.....	61
VI.2.3. Poussée du sol	62
VI.2.4. Calcul du moment de renversement.....	64
VI.2.5. Vérification de la stabilité du mur.....	64
VI.2.6. Vérification de la sécurité vis-à-vis au glissement.....	65
VI.2.7. Vérification de la sécurité contre le renversement.....	65
VI.2.8. Vérification de la sécurité de la portance du sol (sécurité au poinçonnement)	65
VI.3. Etude de la variante 2 d'un mur renforcé par géotextiles	67
VI.3.1. Introduction	67
VI.3.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols	67
VI.4. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques.....	68
VI.4.1. Synthèses de la caractérisation géotechnique de terrain	70
VI.5. Analyse de stabilité	71
VI.6. Conclusion	74
Conclusion générale et recommandations.....	75

Références bibliographiques

Annexes

Liste des Figures

Figure 1 : Situation géographique du site étudié (extraite de la carte topographique de Texenna NJ-31-V1-42 Ouest au 1/25000) 2

Figure 2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996). 3

Figure 3 : Carte des pentes de la zone d'étude. 5

Figure 4 : Carte du réseau hydrographique de la zone d'étude. 6

Figure 5: Carte de zonage sismique du territoire national de l'Algérie (RPA, 2003)..... 7

Figure 6: Configuration des grands domaines de l'orogène alpin en méditerranée occidentale, modifié par Djellit, 1987 d'après (Durand Delga, 1969) 9

Figure 7: Carte structurale simplifiée de la petite Kabylie (Durand Delga.1969). 14

Figure 8 : Des schistes de Précambrien..... 15

Figure 9 : Micaschistes satinés du complexe métamorphique du socle Kabyle. 16

Figure 10: Pélites feuilletées du Crétacé inférieur (Néocomien). 17

Figure 11 : Dépôts alluvionnaires au niveau d'oued Djendjen. 18

Figure 12 : Variations mensuelles des précipitations (station du barrage El Agrem)..... 21

Figure 13 : Variations saisonnières des précipitations de la station du barrage El Agrem. 22

Figure 14 : Températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem)..... 23

Figure 15 : Diagramme Ombro-thermique (Station du barrage El Agrem). 24

Figure 16 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite de la période (2001-2018), (Station du barrage El Agrem). 27

Figure 17 : Les quatre grands types de mouvements de terrain 31

Figure 18: Eléments de glissement de terrain 31

Figure 19: Les deux types de glissements (a) plan et (b) rotationnel..... 32

Figure 20: (a) éperondrainant ; (b) masque drainant..... 36

Figure 21: Coupe type d'une tranchée drainante 36

Figure 22 : Drains subhorizontaux 37

Figure 23: Galerie drainante..... 37

Figure 24: Modifications géométriques : (a) butée de pied, (b) allègement en tête, (c) reprofilage, (d) substitution partielle 39

Figure 25: Schéma illustratif d'un soutènement souple 40

Figure 26: Renforcement par nappes de géo-synthétiques..... 41

Figure 27: Photos illustrant les désordres affectants le mur de soutènement et le gabionnage 43

Figure 28: Photos illustrant les désordres affectants la chaussée du CW137A 43

Figure 29 : Schéma d'implantation des essais géotechniques in-situ (image Google). 46

Figure 30 : Coupe géotechnique le long du PK 00+100 (SETS, 2019). 48

Figure 31 : Résultats des essais pénétrométriques. 50

Figure 32 : Caisse pour carottes avec échantillonnage pour essais de laboratoire..... 51

Figure 33: Diagramme des phases d'un sol 52

Figure 34 : Profil en travers d'un mur cantilever en béton armé. 58

Figure 35 : Profil en travers d'un mur renforcé par géotextiles. 59

Figure 36 : Coupe en travers du mur de soutènement avec prédimensionnement..... 61

Figure 37 : Caractéristiques géométriques et physiques du mur de soutènement.....	62
Figure 38 : Effet du chargement uniforme infini sur le remblai	63
Figure 39 :Echantillons de géotextiles de renforcement (géo-grilles).	68
Figure 40 :Profil en travers avec dispositif de renforcement par géogrilles.	69
Figure 41 : Présentation des résultats d'analyse de stabilité pour la variante 1 Mur de soutènement en béton armé. (a) Modèle adopté, (b) analyse de stabilité à l'état statique, (c) analyse dynamique de stabilité (avec séisme).....	72
Figure 42 : Présentation des résultats d'analyse de stabilité pour la variante 2 Mur renforcé avec géogrilles. (a) Modèle adopté, (b) analyse de stabilité à l'état statique, (c) analyse dynamique de stabilité (avec séisme).....	73

Liste des tableaux

Tableau 1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPA, 2003).	8
Tableau 2 : Coordonnées de la station pluviométrique du barrage El-Agrem.....	20
Tableau 3 : Répartition moyennes mensuelles et saisonnières des précipitations (station du barrage El Agrem).	21
Tableau 4 : Données des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem).23	
Tableau 5 : Répartition des précipitations et températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem).	24
Tableau 6 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle.....	26
Tableau 7 : Calcul du bilan hydrologique selon la méthode de Thorthwaite (Station El Agrem 2001-2018).	26
Tableau 8 : Valeurs des termes du bilan hydrologique.....	29
Tableau 9 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	33
Tableau 10 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	34
Tableau 11 : Investigation par sondages	46
Tableau 12 : Description lithologique des sondages carottés (SC1 au SC4).....	47
Tableau 13 : Résultats des relevés piézométriques.	49
Tableau 14 : Résultats d'analyses granulométriques.	52
Tableau 15 : Etat du sol en fonction de la teneur en eau.	53
Tableau 16 : Classification des sols selon VBS	54
Tableau 17 : Résultats des essais physiques	54
Tableau 18 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte	55
Tableau 19 : Résultats des analyses chimiques.....	56
Tableau 20 : Caractéristiques des matériaux.....	61
Tableau 21 : Efforts internes (sollicitations) dus aux différentes actions.....	64
Tableau 22 : Caractéristiques géotechniques des unités géologiques.	70
Tableau 23 : Caractéristiques de support (Géogrilles).....	70
Tableau 24 : Coefficients de sécurité « Variante 1 mur de soutènement en béton armé.....	71
Tableau 25 : Coefficients de sécurité « Variante 2 mur renforcé par des nappes de Géogrilles.71	

∞ Introduction générale ∞

Les désordres observés au niveau des ouvrages routiers sont des phénomènes qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent provoquent des dégâts matériels considérables et peut causer aussi des pertes en vies humaines.

Ces désordres se produisent lors des tremblements de terre et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels souvent catastrophiques engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages. L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'effectuer une campagne de diagnostic des désordres observés au niveau du mur de soutènement localisé au CW137A au niveau du PK00+100 et de prédire les causes, et enfin d'entreprendre une étude de dimensionnement et de stabilité au glissement des variantes adoptées.

Pour mener à terme ce travail, nous avons divisé notre plan de travail en six chapitres comme suit :

- Chapitre I : Généralités sur le site d'étude.
- Chapitre II : Contexte géologique régional et local.
- Chapitre III : Etude climatologique.
- Chapitre IV : Synthèse bibliographique et reconnaissance du site
- Chapitre V : Campagne de reconnaissance géotechnique
- Chapitre VI : Etude de confortement et analyse de stabilité

Au terme de cette étude nous aurons à présenter une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthode d'étude et de confortement et de proposer des recommandations par rapport au choix de la méthode de confortement adoptée.

CHAPITRE I :
SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CADRE
PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Situation géographique du site d'étude

Le glissement objet de notre étude est situé dans la commune de Texenna qui fait partie des 28 communes que compte la wilaya de Jijel, elle est située à 22 km au sud du chef-lieu de la wilayade Jijel, longeant la route nationale N°77 qui relie cette dernière à la wilaya de Sétif. La commune de Texenna est limitée administrativement par les communes suivantes (Fig1) :

- Au Nord par la commune de Kaous.
- Au Sud par la commune d'Erraguène et Beni-Yadjis.
- A l'Est par la commune d'Oudjana et de l'Emir Abdelkader.
- A l'Ouest par la commune d'El Aouana et Selma Ben Ziada.

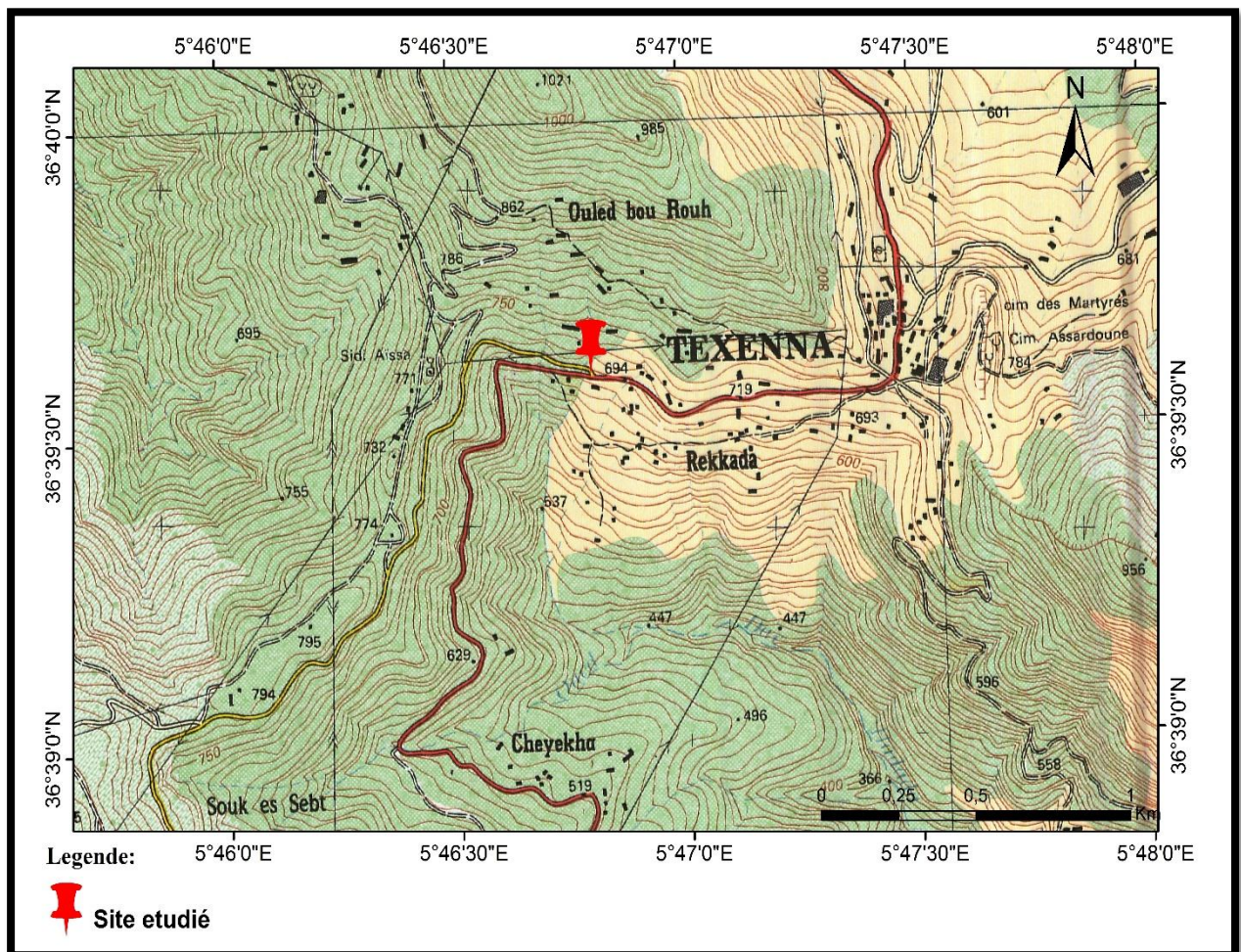


Figure 1 : Situation géographique du site étudié (extraite de la carte topographique Texenna NJ-31-V1-42 Ouest au 1/25000)

Le glissement est localisé à la sortie ouest de la commune de Texenna, juste au niveau de l'intersection entre le chemin wilaya 137A et RN77, plus exactement au point de départ du CW 137A au PK 00+100 (Fig1). Les coordonnées géographiques du site de glissement (Fig 1) sont définies comme suit :

- Longitude : $5^{\circ}46'40.34''E$
- Latitude : $36^{\circ}39'36.22''N$

I.2. Climat

La zone d'étude, est située dans la zone montagneuse de Jijel, caractérisée par un climat froid et pluvieux en hiver et chaud et sec en été. Elle fait partie des régions les plus pluvieuses du pays. La direction des vents dominants est d'orientations nord-nord-ouest à sud-sud-est.

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya varient entre 900-1600 mm/an selon les secteurs, d'après la carte des isohyètes (Fig 2).

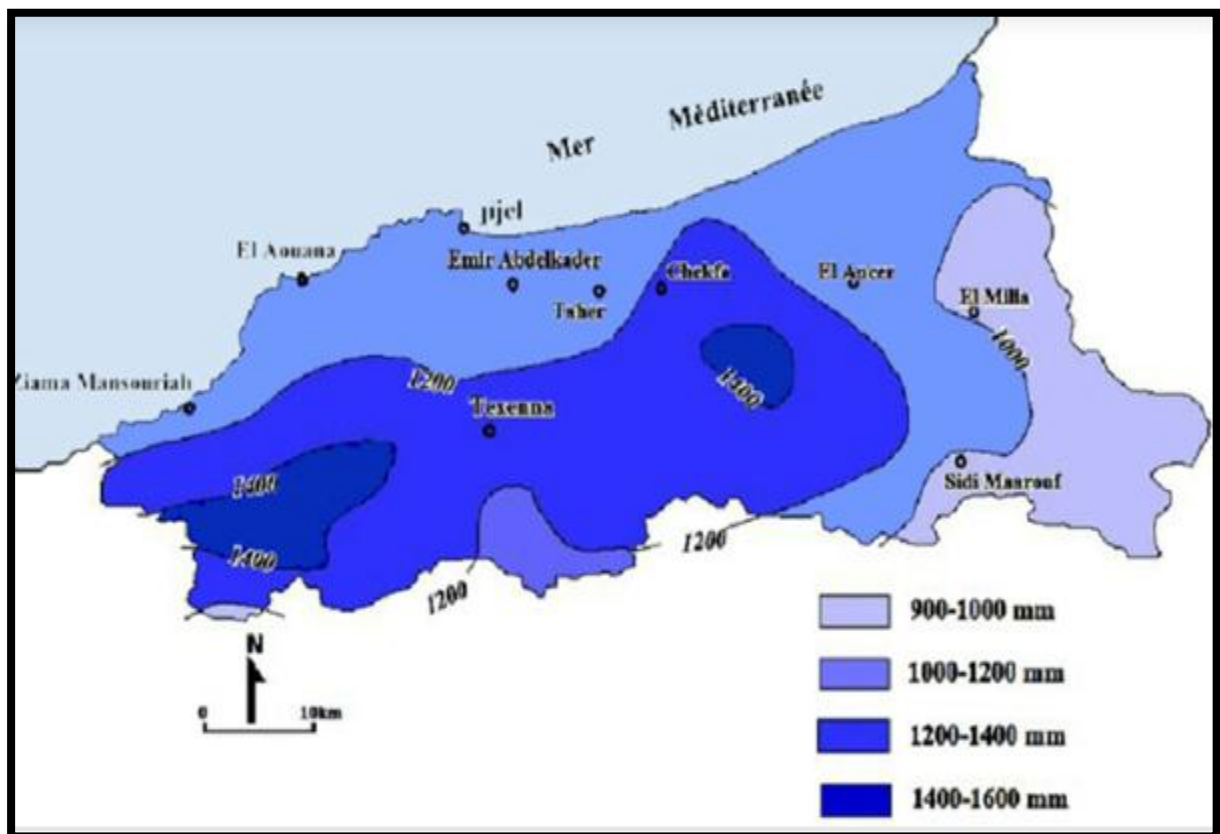


Figure 2. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).

I.3. Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense, elle couvre une grande partie du territoire de la commune de Texenna, cette couverture est favorisée par les conditions climatiques avec des précipitations moyennes annuelles de 1200 mm/an et la nature des terrains qui ont permis un développement des forêts représentées essentiellement par du chêne-liège, des broussailles et autres arbres fruitiers. Ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière qui joue un rôle important dans la stabilisation des terrains.

I.4. Orographie (relief)

La zone d'étude (commune de Texenna) est située dans un secteur avec une topographie montagneuse dont le chef-lieu se situant à 725 m d'altitude, les alentours présentent des sommets pourront atteindre plus de 1200 m (Dj. Djimla). Cette série de montagnes est limitrophe à celle de Dj. Babor dont l'altitude avoisinerait dans certains points 2000 m.

Le secteur est caractérisé par des versants moyennement à très inclinés, présentant des phénomènes d'érosion accélérée et des glissements. La région de Texenna est le résultat de grandes évolutions géologiques survenues au cours du temps géologique qui a engendré une diversité orographie, on distingue :

a. Montagnes

Représente la majeure partie de la surface de la wilaya avec environ 82%. La zone d'étude est caractérisée par des hauteurs importantes à l'exemple de Dj. Béni Khattab 682 m et Dj. Sendouah 1030 m.

b. Dépressions

Situées au nord, le long du littoral et entre les chaînes de montagne, ce sont des zones basses composées de terres cultivables le long des oueds qui se dirigent du sud vers le nord. La pente de ces terrains varie entre 0 et 26%, alors que l'altitude moyenne varie entre 400 et 800 m.

1.5. La pente

L'examen de la carte des pentes (Fig 3) fait apparaître que la région de Texenna est caractérisée par des pentes forte comprises entre 30-40° à très fortes au-delà de 40°.

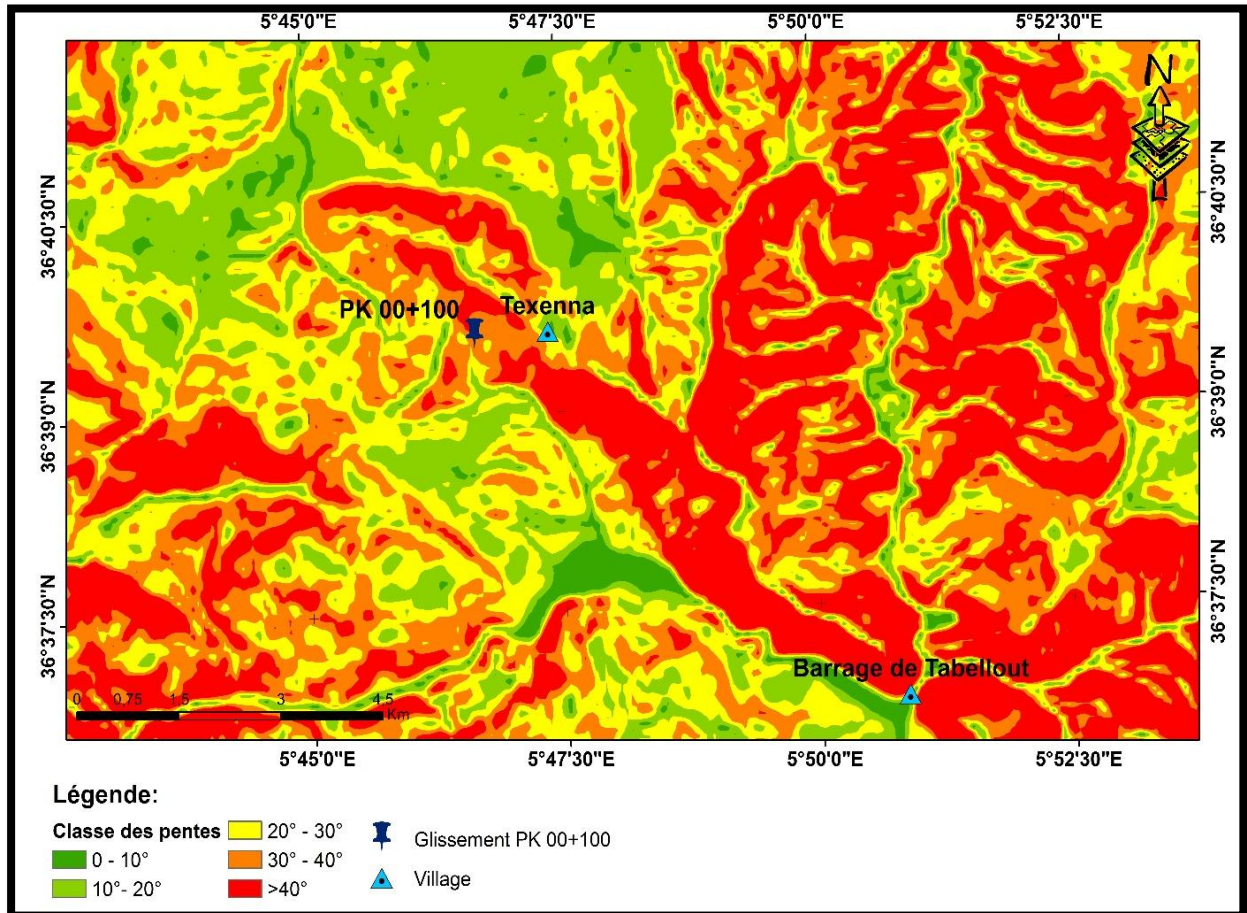


Figure 3 : Carte des pentes de la zone d'étude.

I.6. Réseau hydrographique

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en 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 les eaux de ruissellement en liaison surtout avec la fonte des neiges. Ces différents drains alimentent les principaux oueds de la région à l'exemple d'oued Djendjen, Oued Dar Hadada et Oued Sliman (Fig4).

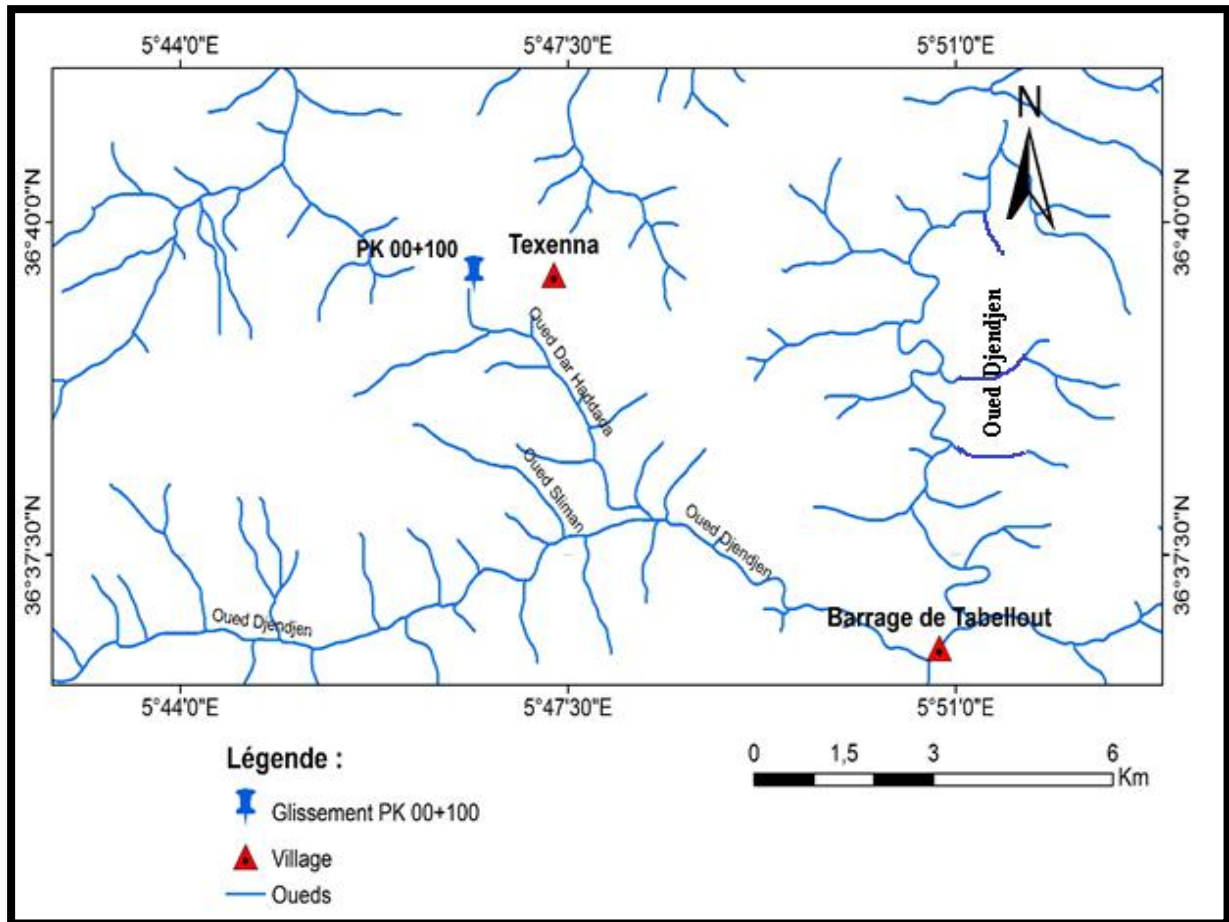


Figure 4 : Carte du réseau hydrographique de la zone d'étude.

I.7. Sismicité

Le Nord de l'Algérie est connu par son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopentrale.

Le règlement Parasismique Algérien (RPA, version 2013) a établi des règles, qui sont fonction de l'intensité de l'action sismique de la région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles ont été révisées après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, il subdivise le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques croissantes de 0 à III.

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

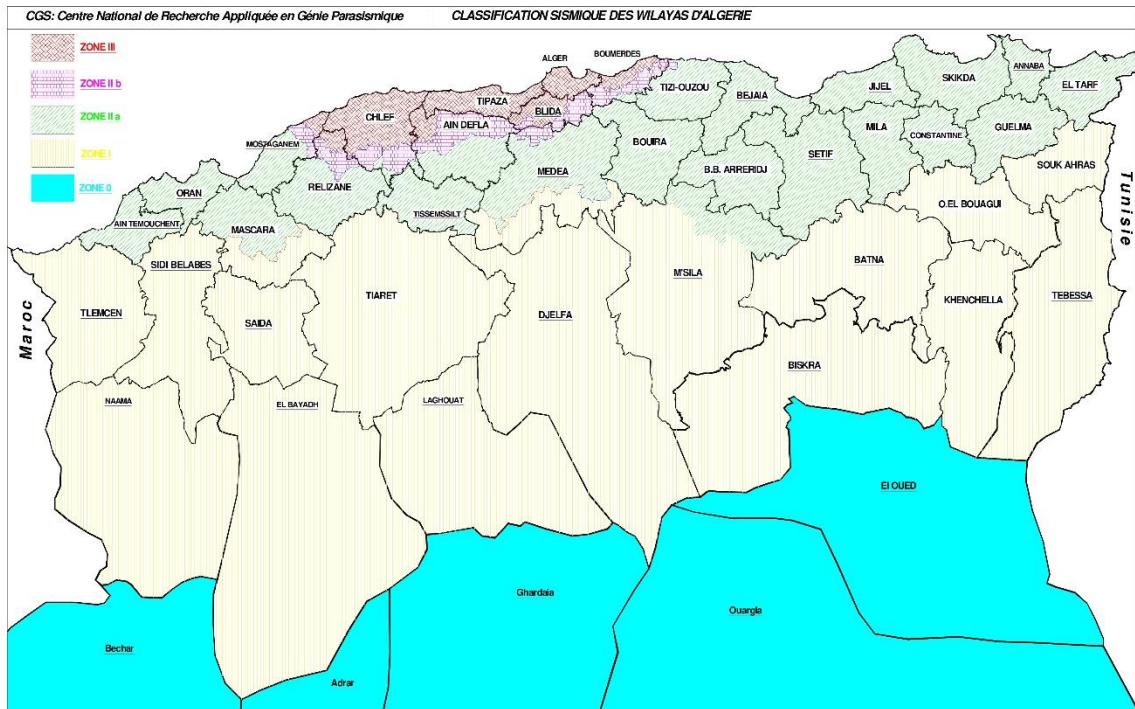


Figure 5 : Carte de zonage sismique du territoire national de l'Algérie (RPA, 2003)

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismique Algériennes, doit être classé dans l'un des quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

Cette classification préconise des seuils de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- ✓ Groupe IA : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe IB : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe II : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe III : ouvrage de faible importance.

Pour tout calcul d'ouvrage et selon le RPA, un coefficient d'accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, suivant le tableau (1) :

Tableau 1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPA, 2003).

Groupe de Pont	Zone sismique				Classification des ouvrages selon leurs importance
	I	Iia	Iib	III	
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale: sécurité, hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance : scolaire et culte
2	1.10	0.15	0.20	0.25	ouvrages courants: habitations, bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importante: hangars

D'après le document nous remarquons que la région de Jijel se trouve dans la **Zone IIa**, de «moyenne sismicité », et suivant l'importance de l'ouvrage (ouvrages courants) le coefficient d'accélération de zone qui peut être affecté pour le calcul de stabilité est $A = 0,15$

I.8. Conclusion

Le glissement étudié se situe à la commune de Texenna, au niveau de l'intersection entre le chemin wilaya 137A et RN77, au point de départ du CW 137A au PK 00+100, la région est caractérisée par :

- Un relief montagneux caractérisé avec un climat froid et pluvieux en hiver et chaud et sec en été, et une couverture végétale assez dense qui couvre une grande partie du territoire de la commune.
- Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la commune de Texenna varient entre 1200-1400 mm/an selon la carte des isohyètes.
- La pente du terrain naturel au niveau du site d'étude est forte à très forte est varié entre 20 à 40%.
- Le réseau hydrographique est dense et est marqué par la présence de nombreux oueds et chàabats.
- La région de Jijel dont fait partie la zone d'étude est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a).

CHAPITRE II :
CADRE GEOLOGIQUE (LOCAL ET REGIONAL)

II.1. Cadre géologique régional

II.1.1. Introduction

L'Algérie septentrionale fait partie de la chaîne alpine des Maghrébides qui s'étend de Gibraltar à la Calabre (Durand Delga, 1969 & Wildi, 1983). C'est une chaîne allongée suivant une direction globale E-W et sur une distance d'environ 2000 km avec une largeur de 150 km (Fig 6).

Le massif de la Petite Kabylie dont fait partie la région étudiée occupe une position septentrionale dans le domaine interne de la chaîne Alpine (Wildi, 1983). Il s'étend sur plus de 150 km, le long du littoral Algérien. Il est limité à l'Ouest par la chaîne des Babors, et l'Est par le massif de l'Edough, avec une extension Nord-Sud sur plus de 50 Km.

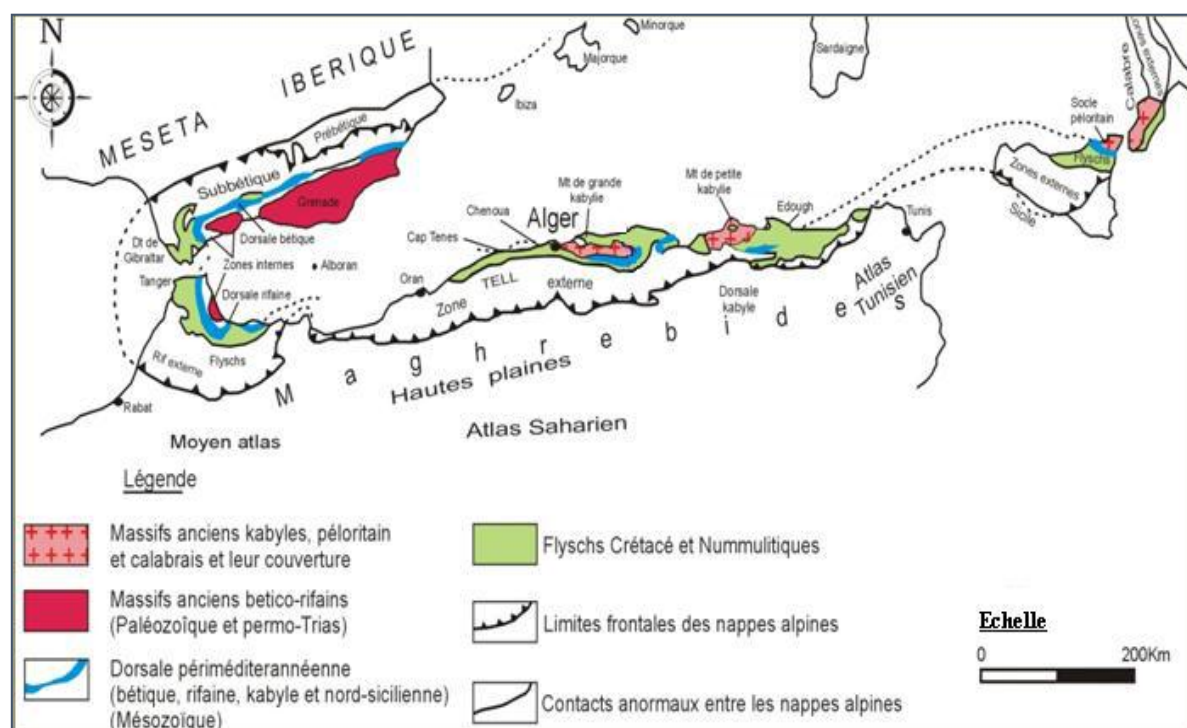


Figure 6 : Configuration des grands domaines de l'orogène alpin en méditerranée occidentale, modifié par Djellit, 1987 d'après (Durand Delga, 1969)

Le dispositif Alpin de l'Algérie du Nord oriental est marqué par l'empilement de plusieurs nappes, la plus importante est celle du socle Kabyle. Cette chaîne est subdivisée en trois grands domaines paléogéographiques ordonnés du Nord vers le Sud en : domaine interne, domaine des flysch et le domaine externe (Benlamari, A. 2015).

II.1.2. Domaine interne

Il comporte le socle Kabyle et sa couverture sédimentaire.

a) Le socle Kabyle

Une grande partie du socle affleure en Petite Kabylie. Il est caractérisé par des terrains métamorphiques d'âge Paléozoïque de nature variée (Vila, 1980), il comprend à sa base, des gneiss à intercalations de marbres et d'amphibolites avec des passés magmatiques, sur lesquels reposent des schistes satinés, de micaschistes, de phyllades, des porphyroïdes ocellés (Wildi, 1983).

b) La dorsale Kabyle

Appelée aussi la chaîne calcaire, située au Sud du socle Kabyle formant leur couverture (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1977). Elle est caractérisée par ses formations surtout carbonatées dont l'âge allant du Permo-trias au lutétien (Bouillin, 1977) et recouvert par des terrains grésos-micacés d'âge Priabonien à oligocène supérieur.

II.1.3. Domaine des flyschs

Par rapport aux zones externes, les flyschs occupent une position allochtone et reposent en différents modes sur les zones internes (Vila, 1980). Les travaux de Gélard et Raoult (1969) ont permis de signaler deux grands types de flyschs gréseux, respectivement, le flysch maurétanien, et le flysch massylien.

A ces deux types de flyschs s'ajoute le flysch Numidien.

a) Le flysch maurétanien

Il est formé par une série allant du Tithonique à l'Oligocène (Bouillin, 1977). Du Tithonique jusqu'à l'Albien moyen, un terme flyschoside à calcaire fin surmonté par un flysch argilo-gréseux, qui se poursuit par des micro-brèches dure à ciment calcaire, le Sénonien supérieur et le Paléocène comprennent des conglomérats et des calcaires micro-bréchiques recouvert au sommet, par des flysch grésos-micacés du Priabonien-Oligocène.

b) Le flysch massylien

Il est représenté par une alternance d'argile et de quartzite en bancs décimétriques du Crétacé inférieur (Bouillin, 1977), suivie par des calcaires fins et niveaux de phanites

noirs du Cénomaniens (Djellit, 1987). Au sommet, un ensemble du Crétacé supérieur (Vila, 1980) caractérisé par une alternance d'argile et de micro-brèche tendre en petits bancs.

c) Le flysch Numidien

D'âge Oligocène supérieur à Miocène inférieur, le flysch numidien occupe une position structurale élevée (Wildi, 1983). Il comporte de bas en haut :

- Argiles « sous- numidiennes » vertes, rouges ou violacées, a rares bancs gréseux et à Tubotomaculum (d'âge Oligocène moyen- supérieur) ;
- Grés en bancs épais, à quartz roulés hétérogènes (Aquitaniens –Burdigaliens inférieurs) ;
- Des argiles et des marnes claires à silexite «supra-numidienne» (Burdigaliens inférieurs).

II.1.4. Le domaine externe

Ce sont des formations définies par Vila (1980) comme étant des séries épaisses à dominante marneuse issues du sillon tellien. Les phases tectoniques tertiaires (Wildi, 1983) ont fractionné les séries telliennes en trois grandes entités, agencées du Nord vers le Sud (Vila, 1980) comme suit :

a) Les séries ultra-telliennes

Elles comportent un crétacé marneux et micritique clair, sur lesquels se dépose l'éocène à trois termes : marnes sombres à boules jaunes, calcaires à silex noirs et des marnes sombres.

b) Les séries telliennes (sens strict)

Elles comprennent globalement, un Jurassique essentiellement carbonaté, suivi par des marnes pélitiques gréseuses d'âge Crétacé inférieur, qui deviennent exclusivement marneuses et marno-calcaires jusqu'à l'Eocène supérieur.

c) Les séries péni-telliennes

Le terme péni-tellien a été créé pour désigner une série allochtone du versant nord du Djebel Zouaoui, dans le massif du Chettaba, près de Constantine (Vila, 1980). Les séries présentent (Wildi, 1983), du Lias au Sénonien supérieur, des alternances de faciès telliens typiques et de faciès rappelant ceux des domaines néritiques sétifiens ou constantinois.

II.1.5. Les séries postérieures à la phase fini-lutétienne

a) Le Nummulitique II

Il s'agit (Bouillin, 1977) de formations grés-micacées, d'âge Priabonien à Oligocène supérieur qui constituent la couverture des séries de la chaîne calcaire et des flyschs maurétaniens.

b) L'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes

L'Oligo-Miocène Kabyle ou OMK, constitue (Bouillin, 1977) la couverture stratigraphique transgressive et discordante du socle kabyle. Elle est formée de grés micacés, admettant des conglomérats à leur base d'âge Oligocène supérieur, et des silexites d'âge Aquitanien, à leur sommet. A cet Oligo-Miocène kabyle succèdent des Olistostromes, formations tectono-sédimentaires à débris de flyschs, dont l'âge est essentiellement Aquitanien et Burdigalien supérieur.

II.1.6. Les formations post-nappes

Ce sont des formations développées sur tout le domaine du socle Kabyle (Bouillin, 1977), d'âge Burdigalien moyen-supérieur au Langhien. Elles comportent deux cycles, l'un marneux (à la base), l'autre conglomératiques (au sommet).

II.1.7. Les manifestations magmatiques du Miocène

Le littoral Algérien a connu une intense activité magmatique durant le Miocène, qui a engendré la mise en place, de granite et granodiorite dans la région de Beni Toufout et du Cap Bougaroun et de microgranite, microgranodiorite, rhyolites et ignimbrite dans les régions de Collo et d'El Milia (Bouillin, 1977).

II.1.8. Principales phases tectoniques

La chaîne des maghrébides a connu durant sa formation une intense activité tectonique. La succession des événements tectoniques sont à l'origine de la structuration de cette chaîne, notamment durant le tertiaire. Selon la littérature, les principales phases tectoniques qui ont marqué cette chaîne peuvent être résumées comme suit :

a) Les phases tectoniques mésozoïques**1. La phase jurassique supérieure**

Cette phase souligne la fin d'une période distensive et subsidente. Dans les zones telliennes, les structures associées sont avérées par des discordances angulaires marquant la base du crétacé inférieur (Wildi, 1983).

2. La phase Anté-sénonienne

Elle correspond à une phase de compression a engendré des plissements orientés EstOuest, ainsi qu'une forte schistosité de fracture (Wildi, 1983).

b) Les phases tectoniques tertiaires**1. La phase priabonienne**

Appelée aussi la phase fini-lutétienne ou encore la phase atlasique (Raoult, 1974), d'âge priabonien (Eocène supérieur). D'après Vila (1980), la tectonique priabonienne marque un grand cycle sédimentaire commencé avec le trias supérieur et dont l'organisation n'a pas été perturbée malgré des manifestations compressives fortes mais locales.

2. La phase Burdigalienne

C'est la phase tectonique compressive Burdigalienne à vergence Nord. Elle se manifeste (Vila, 1980) par la genèse :

- Des olistostromes kabyles et de la nappe numidienne résultant de la formation d'une dépression septentrionale préfigurant la Méditerranée ;
- D'un bombement à l'aplomb du bord kabyle méridional où s'étaient antérieurement empilées les unités de flyschs sur les nappes telliennes au Priabonien ;
- Des structures plissées, au Sud du domaine kabyle.

3. La phase Tortonienne

C'est la phase tangentielle Tortonienne majeure, à vergence Sud. Selon Vila (1980), elle a affecté l'édifice structural, du Nord au Sud et de haut en bas :

- Un bloc kabyle septentrional à Burdigalien-Langhien peu ou pas déformé.
- Une zone intermédiaire à Burdigalien-Langhien, écaillée ou fortement plissée.
- Une zone nappée méridionale, où se manifestent de vastes mouvements anormaux, impliquant les formations postérieures au Burdigalien, élevées.

c) La tectonique récente

Cette phase tectonique post-nappes (Guellal S. et al. in Benabbas, 2006) est responsable de l'orographie actuelle. Elle a induit le comblement des bassins mio-pliocènes, alimentés par la destruction des reliefs environnants.

II.2. Cadre géologique local

Dans la zone d'étude quatre formations géologiques sont bien représentées à l'affleurement qui peut être résumées comme suit (Fig 7) :

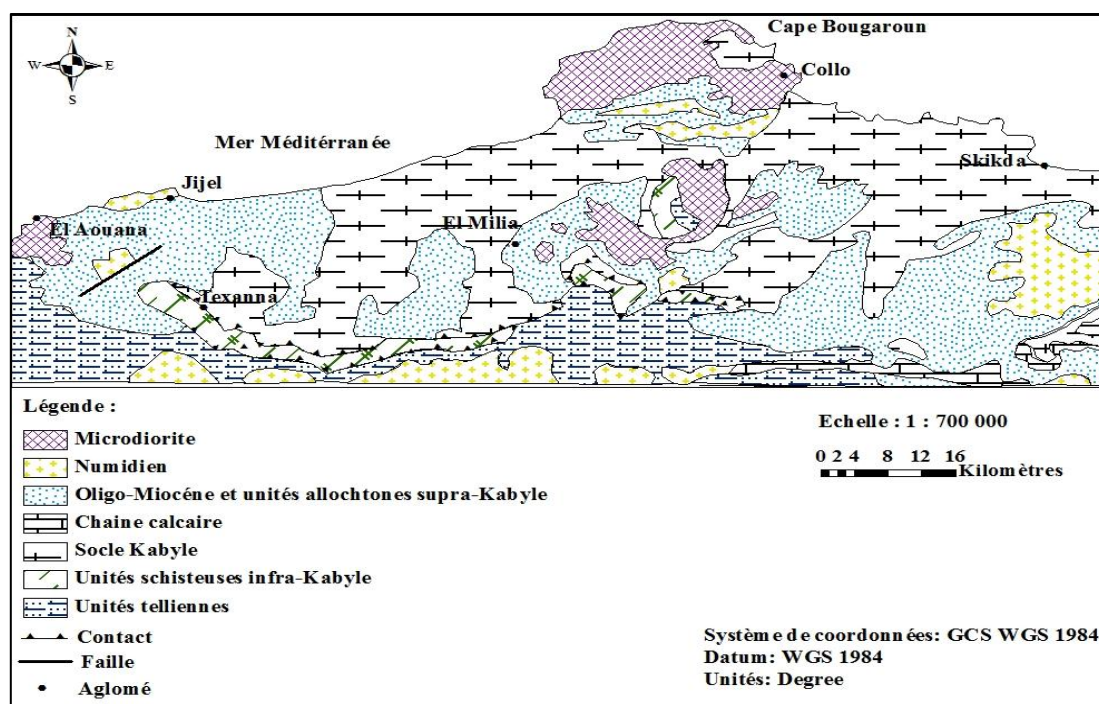


Figure7 : Carte structurale simplifié de la petite Kabylie (d'après Durand Delga.1969).

II.2.1. Formations cristallophylliennes du « Socle Kabyle »

Les formations cristallophylliennes du « Socle Kabyle » sont représentées dans la région de Texenna (Fig 8) par des gneiss oeillées, des schistes et des phyllades. Ils forment la plus basse unité géologique de la région, l'âge Précambrien probable est attribué à ces formations (Durand Delga, 1955).



Figure 8 : Des schistes de Précambrien

Ces formations sont bien visibles et affleurent le long de la route nationale N°77 conduisant au site étudié. Il faut noter, que l'ensemble de ces formations est charrié vers le Sud sur les formations du flysch Massylien. Le contact de chevauchement est situé à quelques mètres justes en dessous de la zone de glissement objet d'étude.

II.2.2. Formations du Complexe Volcano-Sédimentaire de Texenna (C.V.S.)

Le complexe volcano-sédimentaire d'âge jurassique présumé affleure en bande pincée entre le socle métamorphique et le flysch massylien (flysch albo-aptien) au niveau de Texenna et se prolonge jusqu'à la cluse de l'oued Djendjen, son épaisseur est de l'ordre de 500 m environ. L'ensemble de ces formations est charrié vers le sud sur les formations de flysch massylien (Bouillin, 1977).

Ce complexe est constitué par un ensemble basal de 200 à 300 m, composé d'un empilement de roches volcaniques à texture variable, aphyrique à grains fins, porphyrique à grands cristaux de plagioclase. Il débute localement par des pillow-lavas auxquels sont associés des radiolarites. Les roches volcaniques, d'épaisseur métrique, sont foliées et montrent des intercalations de calcschistes centimétriques gris-bleutés (Djellit H (1987).

L'ensemble sommital de 200 m d'épaisseur est constitué d'un premier terme représenté par une série volcano-sédimentaire d'une épaisseur d'environ 50 m, contenant des niveaux quartz-pélitique de teinte vert-jaune ou noir violacé très riches en micas blanc et des basaltes en coussins passant latéralement à des basaltes. Les niveaux verts d'origine sédimentaire sont constitués de fragments des roches volcaniques (Djellit H (1987).

Le deuxième terme est essentiellement constitué d'une alternance de calcaires d'épaisseurs centimétrique à décimétrique, de teinte claire à cassure sombre et de calcschiste et micaschistes satinée riches en micas blancs et chlorite (Fig9). Au niveau de Djebel Sendouah (à l'ouest de Texenna) cet ensemble éruptif tardivement redressé est juxtaposé à un flysch albo-aptien en série renversée, comportant des pelites schisteuses satinées et des grès quartzifères à nombreuses filonnets de quartz analogues au flysch « albo-aptien » (Djellit, 1987).



Figure 9 : Micaschistes satinés du complexe métamorphiques du socle Kabyle.

II.2.3. Formations de type flysch Massylien

Le glissement de terrain étudié dans ce mémoire se situe à la limite entre les formations cristallophylliennes de type socle et celle du flysch massylien d'âge Albo-Aptien.

Le flysch Massylien au niveau du site est représenté par une formation épaisse détritique, constituée essentiellement par une alternance plus ou moins régulière de schistes et de bancs de grès quartzitiques centimétriques, parfois décimétriques, très plissés, surmontés par des microbrèches calcaires à ciment pélitique et des marnes. Il contient par endroits des phtanites de couleur noir (le long de la route vers l'oued Djendjen on remarque une importante barre de phtanites) (Durand Delga, 1955).

Dans la zone d'étude l'affleurement le plus visible et le plus étendu du flysch massylien et au sud de Texenna, qui se prolonge jusqu'à l'oued Djendjen limitant le contact majeur entre les formations du complexe volcano-sédimentaire et du socle avec celle des formations telliennes.

Le flysch est caractérisé par des pélites et argilites feuilletées alternées à de quartzites, grès fins et calcaires (Fig10), admettant en intercalation des niveaux de phanites noires. Ces lithologies sont souvent pliées et déformées, et les contacts avec les autres unités, notamment les micaschistes, les gneiss, et les argiles vari colores du Trias, sont de type tectonique.

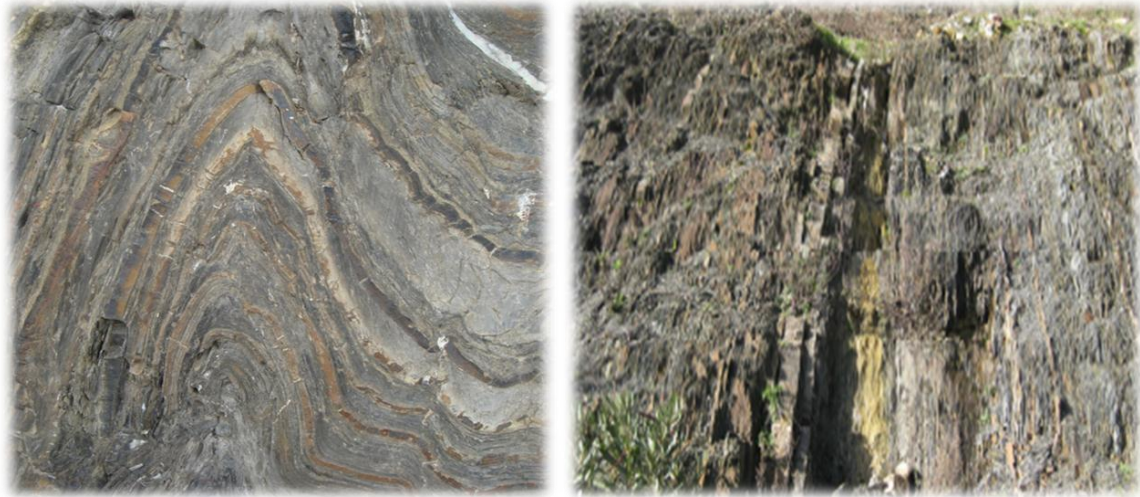


Figure 10 : Pélites feuilletées du Crétacé inférieur (Néocomien).

II.2.4. Formations du Quaternaire

Au niveau du site, les formations quaternaires sont représentées essentiellement, soit par des colluvions (dépôts de pente) constitués par une matrice argilo-sableuse dans laquelle est enchâssé des blocs et galets de différentes tailles, soit par l'amas rocheux.

On peut donc retrouver localement des matériaux plus franchement argileux et autres plus rocheux mais très fracturés (roches friables). De toute façon, en général les dépôts au niveau du glissement sont caractérisés par une matrice sableuse, limoneuse, argileuse avec des graviers et cailloux.

En plus, on peut noter la présence de la partie superficielle présentée par une tranche de terre végétale, ainsi que des alluvions actuelles et récentes, caractérisés par des sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux avec des niveaux plus grossiers (cailloux arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse), très abondants en particulier dans les oueds plus importants à l'exemple de l'oued Djendjen au sud du site (Fig11).



Figure 11 : Dépôts alluvionnaires au niveau d'oued Djendjen.

II.2.5. Aspect morpho-structural du site

Le secteur du glissement objet d'étude se caractérise par la présence d'une intense activité tectonique liée aux structures tectoniques régionales actives (failles et chevauchement de la petite Kabylie), sont orientées presque parallèlement à la direction de la vallée de l'Oued Djendjen (Est-Ouest).

Il s'agit de zones de faille actives, localement de largeur considérable, caractérisées par la présence des surfaces de discontinuité sub-verticales et d'amas rocheux très déformés, fracturés voir broyés ; au niveau de ces secteurs se développe des phénomènes de glissement et éboulements. Les structures tectoniques observées mettent en contact les amas rocheux de nature et caractéristiques géotechniques différentes, tel que les amas très fracturés et broyés des roches au niveau des failles.

II.3. Conclusion

La chaîne des Maghrébides, constitue un tronçon de la chaîne Alpine d'Afrique du Nord, elle s'est différenciée en plusieurs domaines paléogéographiques qui sont actuellement en partie superposés du Nord vers le Sud, se situe :

- Les zones internes, formées de terrains cristallophylliens constituent le socle kabyle et des terrains carbonatés.
- Le domaine des flyschs, constitué par des différents types de flyschs, occupant une position allochtone et reposant en différents modes sur les zones externes.
- Les zones externes, définies comme étant des séries épaisses à dominante marneuse issues du sillon tellien.

Les phases tectoniques successives ont modelé, violemment et en différents modes la structure et la disposition de la chaîne des Maghrébides.

Le secteur d'étude appartient aux formations de type flysch massylien, d'âge Albo – Aptien représentées principalement par des alternances de schistes et des bancs de grès quartzitiques centimétriques à décimétriques, microbréchiques au sommet et contiennent par endroits des phanites noires.

Ces formations sont altérées en surface et recouverts par endroit d'une couverture végétale quaternaire.

CHAPITRE III :
ETUDE HYDRO-CLIMATOLOGIQUE

III.1. Introduction générale

L'étude hydro-climatique est primordiale dans toute étude géologique, hydrogéologique et géotechnique puisqu'elle permet d'établir le bilan hydrologique et par conséquent de comprendre les mécanismes d'alimentation et de circulation des eaux de surface et souterraines.

La variation des conditions hydro-climatologiques est l'une des principales causes d'instabilités de terrain. Son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades.

L'établissement d'un bilan hydrologique nécessaire pour le fonctionnement d'un système hydraulique de surface, la connaissance des paramètres suivants : la précipitation, l'évaporation, l'infiltration et le ruissellement qui conditionnent ce bilan. Cette étude climatique débouchera sur un calcul du bilan en exploitant les données météorologiques disponibles et en utilisant la méthode adaptée à la région.

Dans cette étude, on s'attachera plus particulièrement à déterminer les apports d'eau dans la région d'étude, en mettant l'accent sur les quantités d'eau ruisselées, infiltrées et celles perdues par évapotranspiration.

III.2. Etude des facteurs climatiques

La caractérisation du climat d'une zone donné à l'aide d'indices ou diagrammes permet de comparer les climats d'une région à l'autre .ils prennent généralement en compte l'offre pluviométrique, la demande évaporative et les températures.

Les données relatives aux précipitations et températures présent en considération dans le présent travail sont ceux de la station du barrage d'El-Agrem (Tab 2) pour une période allant de 2002 à 2018, dont les coordonnées de la station sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 2 : Coordonnées de la station pluviométrique du barrage El-Agrem.

Code station	Coordonnées géographiques		Série
	Longitude	Latitude	
03-03-03 Barrage El-Agrem	5°49'23.62"E	36°43'38.60"N	2002-2018

III.1.2. Précipitations

Les précipitations constituent le facteur principal dans le comportement hydrologique d’une région. Plus précisément, dans la région de Texenna, les précipitations liquides sont relativement importantes et irrégulières.

En se basant sur les données de la station météorologique du barrage El Agrem, on trouve un taux moyen annuel de pluie estimé de 1080,11 mm. Cette valeur étant proche de celle estimée par la carte générale de la pluviométrie citée au premier chapitre.

L’étude des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Tab 3) permet la connaissance de la répartition des pluies au cours de l’année.

Tableau 3 : Répartition moyennes mensuelles et saisonnières des précipitations (station du barrage El Agrem).

Précipitations	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			/
Mensuelles	68.52	92.79	147.99	181.61	161.62	149.99	120.69	81.12	43.59	15.49	2.91	13.76	1080.11
Saisonnières	309.31			493.22			245.41			32.16			/
	28.64%			45.66%			22.72%			28.64%			100.00%

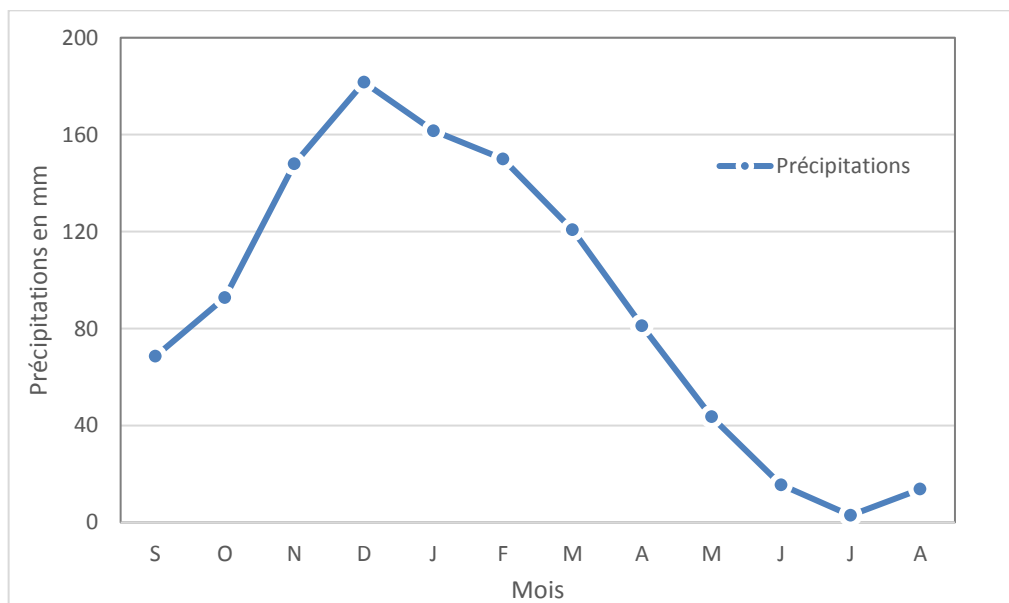


Figure 12 : Variations mensuelles des précipitations (station du barrage El Agrem).

D’après les données présentés dans le Tableau 3 et illustrés dans la figure 12, on constate un maximum pluviométrique enregistré durant le mois de Décembre avec un taux moyen de 181.61 mm, un minimum pluviométrique enregistré durant le mois de Juillet avec un taux moyen de 2.91mm.

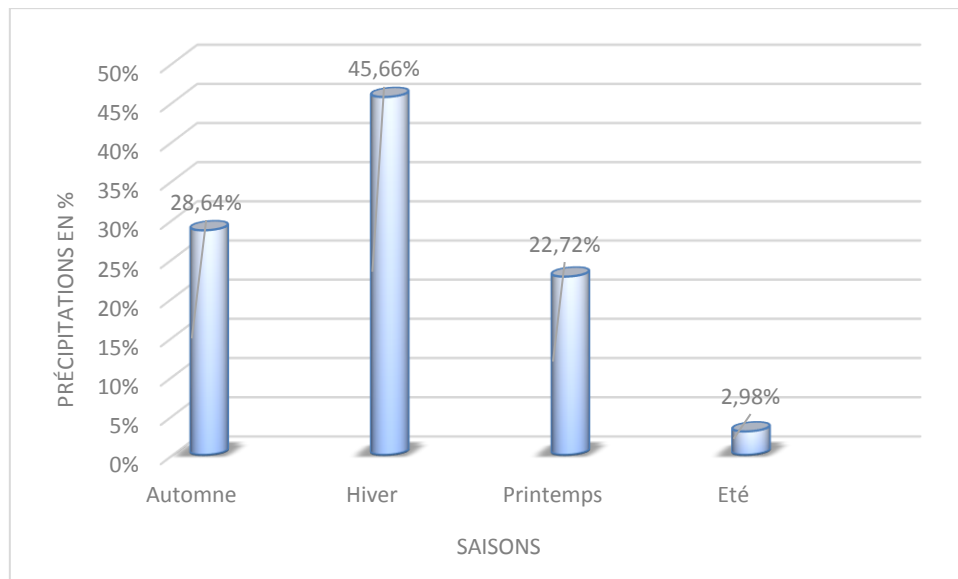


Figure 13 : Variations saisonnières des précipitations de la station du barrage El Agrem.

L'histogramme de la figure 13, présente la répartition saisonnière des précipitations concernant la station du barrage El Agrem (2001-2018) et montre que la saison la plus pluvieuse est celle de l'hiver avec 45,77% des précipitations totales et la saison la plus sèche et l'été avec 2,96% des précipitations.

III.2.2. Températures

L'étude du facteur température est primordiale pour caractériser le contexte climatique dans une région ; la combinaison de celui-ci aux précipitations permet de contrôler plusieurs paramètres du cycle de l'eau surtout les indices climatiques et l'évapotranspiration.

Le (Tableau 4) donne la répartition mensuelle de la température pour la période 2001-2018. On constate que les températures moyennes annuelle est de 18,12 °C, la température moyenne mensuelle des maximas la plus élevée est celle du mois d'Aout ou il a été enregistré la valeur de 26,97°C. En revanche la température moyenne mensuelle des minimas la plus basse est celle du mois de janvier ayant une valeur de 10°C.

Pour la température saisonnière, on constate que l'hiver est la saison la plus froide avec une valeur de température moyenne saisonnière de 10,89°C, par contre l'été représenté la saison la plus chaude avec une valeur de température moyenne saisonnière de 25,51°C.

Tableau 4 : Données des températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem).

Station	Température (c°)												
barrage El Agrem	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Févr.	Mars.	Avrl.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Moyen
	23.67	19.65	16.06	11.10	10.16	11.41	13.47	16.33	18.99	23.13	26.44	26.97	18.12
	19.79			10.89			16.26			25.51			
	Automne			Hiver			Printemps			Eté			

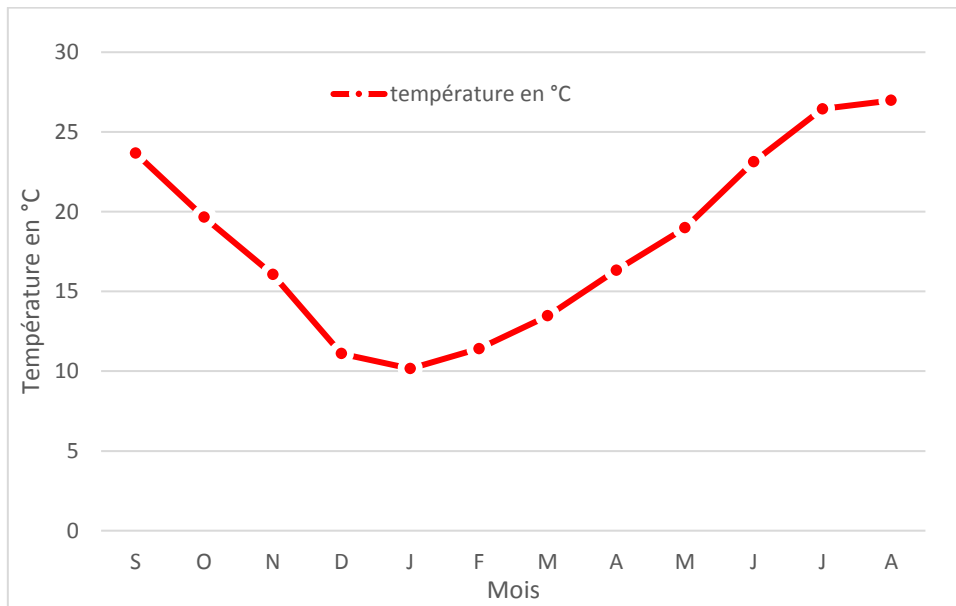


Figure 14 : Températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem).

III.3. Diagramme ombrothermique

Un diagramme ombro-thermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année, des températures et des précipitations selon des gradations standardisées : une gradation de l'échelle des précipitations correspond à deux gradations de l'échelle des températures ($P = 2T$). Il a été développé par Gaussen & Bagnouis, 1953 pour mettre en évidence les périodes de sécheresse définies par une courbe des précipitations se situant en dessous de la courbe des températures. Ces diagrammes permettent de comparer facilement les climats de différents endroits du point de vue pluviométrique.

Le diagramme ombro-thermique permet de déterminer la période sèche et la période humide de l'année. Il définit la période humide comme étant celle où les précipitations mensuelles dépassent le double de la température mensuelle, tandis que la période sèche est celle où le double des températures mensuelles dépasse les précipitations mensuelles.

Tableau 5 : Répartition des précipitations et températures moyennes mensuelles (Station du barrage El Agrem).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	161.62	149.99	120.69	81.12	43.59	15.49	2.91	13.76	68.52	92.79	147.99	181.61
T (°C)	10.16	11.41	13.47	16.33	18.99	23.13	26.44	26.97	23.67	19.65	16.06	11.10

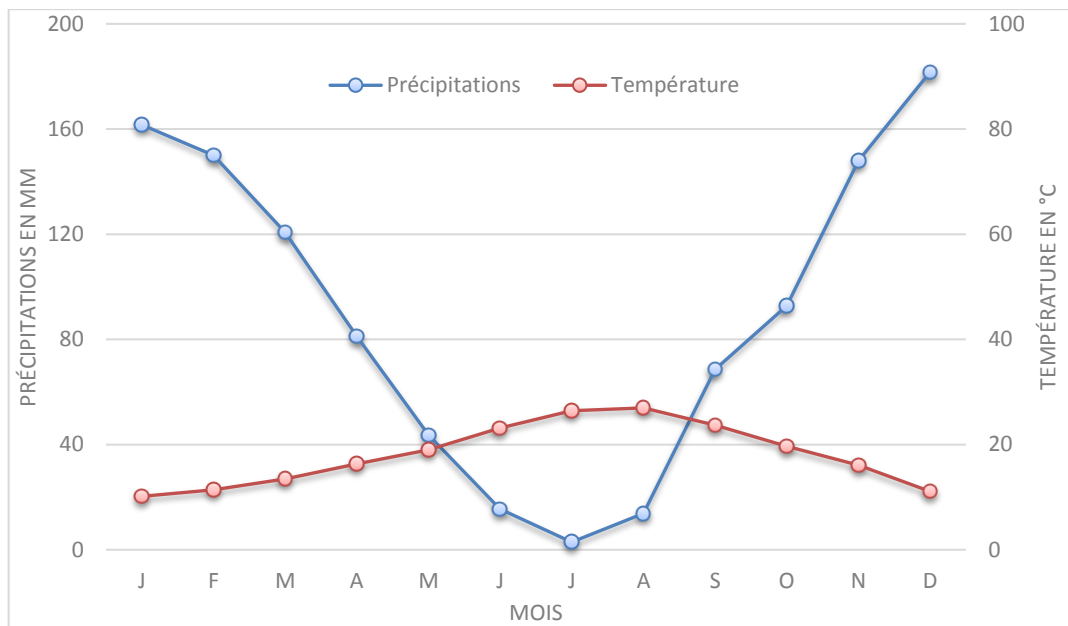


Figure 15 : Diagramme Ombro-thermique (Station d'El Agrem).

D'après le diagramme ombro-thermique, on remarque la succession de deux saisons (Fig 15), la première dite la saison humide qui s'étend de la fin du mois d'Aout jusqu'au mois de Mai et se caractérisant par une forte pluviométrie et une faible température. La saison chaude occupe le reste des mois, c'est-à-dire début du mois de Mai à la fin du mois d'Aout.

III.4. Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite

L'établissement du bilan hydrologique selon *Thornthwaite* est primordial pour l'évaluation des réserves d'eau transmises ou emmagasinées dans une région. Il est exprimé par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Avec :

- P** : Précipitations moyennes annuelles en mm
- ETR** : Evapotranspiration réelle en mm
- R** : Ruissellement en mm
- I** : Infiltration moyenne en mm
- Wa** : Variation des réserves (terme souvent négligeable).

Ce bilan s'effectue sur une année hydrologique, période de 12 mois choisie pour que les variations des réserves soient minimales.

III.4.1. Calcul de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un transfert de l'eau de la terre vers l'atmosphère par évaporation des eaux de surface et du sol et par transpiration de la végétation.

✚ Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'E.T.P est un paramètre entrepris par plusieurs climatologues est d'une part favorable pour analyser les besoins en eau des cultures, et d'autre part pour y remédier aux différentes carences au niveau desquelles les plantes sont soumises à l'exemple du stress hydrique (DUBOST, 1992).

C'est la quantité d'eau nécessaire à la transpiration non ralentie d'un tapis végétal couvrant entièrement et alimenté régulièrement en eau. La formule générale utilisée pour le calcul d'ETP selon Thornthwaite est la formule suivante :

$$\text{ETP} = 16 (10T/I)^a$$

Où :

T : Température moyenne mensuelle exprimé en °C.

K : coefficient d'ajustement de la formule de Thornthwaite en fonction de la Latitude.

I : Indice thermique annuel égal à $I = \sum_{i=1}^{12} i$ avec : $i = (T/5)^{1,514}$

a : Exposant climatique défini ainsi : $a = 0,016(I) + 0,5$

$$\text{ETP corrigée} = 16 (10T/I)^a \cdot K$$

ETPc : Evaporation potentielle mensuelle corrigée.

On trouve que : **a = 1,901**

Tableau 6 : Résultats de calcul de l'évapotranspiration potentielle (Station du barrage El Agrem 2001-2018).

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	68.52	92.79	147.99	181.61	161.62	149.99	120.69	81.12	43.59	15.49	2.91	13.76	1080.1
T (°C)	23.67	19.65	16.06	11.10	10.16	11.41	13.47	16.33	18.99	23.13	26.44	26.97	18.12
i	10.53	7.94	5.85	3.34	2.93	3.49	4.48	6.00	7.54	10.17	12.45	12.83	87.54
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.1	1.21	1.22	1.24	1.26	/
ETP (mm)	105.97	74.39	50.70	25.12	21.23	26.47	36.29	52.33	69.72	101.42	130.78	135.80	923,30
ETPc (mm)	109.15	72.16	43.60	21.10	18.47	22.50	37.38	57.56	84.36	123.73	162.16	171.11	/

✚ Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

ETR est la somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol et par les plantes quand le sol est à une certaine humidité et les plantes à un stade de développement physiologique et sanitaire spécifique.

L'utilisation des différents paramètres hydro-climatiques calculés, auparavant, permet de fournir une base de données nécessaire pour le calcul de l'ETR par la méthode de Thornthwaite.

1) Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle :

L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle

$$(Si : P > ETP \rightarrow ETR = ETP).$$

2) Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle

$$Si : P + RU > ETP \rightarrow ETR = ETP$$

$$Si : P + RU < ETP \rightarrow ETR = P + RU$$

Tableau 7 : Calcul du bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite (Station El Agrem 2001-2018).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	68.52	92.79	147.99	181.61	161.62	149.99	120.69	81.12	43.59	15.49	2.91	13.76	1080.11
ETPc (mm)	109.15	72.16	43.60	21.10	18.47	22.50	37.38	57.56	84.36	123.73	162.16	171.11	923.30
P-ETPc	-40.62	20.63	104.39	160.51	143.15	127.48	83.31	23.56	-40.77	-108.24	-159.25	-157.35	
RFU	0	20.63	100	100	100	100	100	100	59.23	0	0	0	
EX	0	0	25.03	160.51	143.15	127.48	83.31	23.56	0	0	0	0	563.04
DA	40.62	0	0	0	0	0	0	0	0	49.01	159.25	157.35	406.24
ETR	68.52	72.16	43.60	21.10	18.47	22.50	37.38	57.56	84.36	74.72	2.91	13.76	517.06

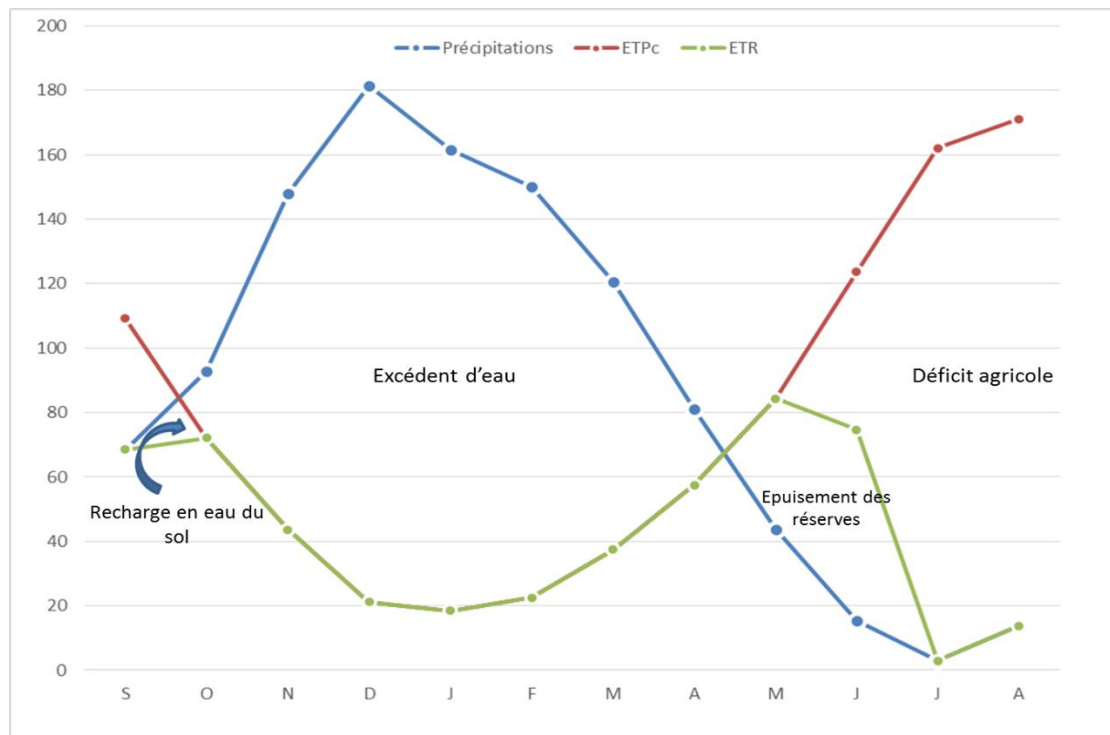


Figure 16 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite de la période (2001-2018), (Station du barrage El Agrem).

L'examen des données illustrées dans le (Tab 7) et le graphique du bilan hydrologique représenté sur la Figure 16 permet de déduire les remarques suivantes :

- La période hivernale s'étale du mois d'octobre à la fin avril, dans cette période les précipitations liquides sont très abondantes et supérieurs à l'évapotranspiration. Les pluies tombés vont en premier lieu pour recharger les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau donc va s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.
- La période hivernale représente une période favorable au phénomène d'instabilité des versants du fait de l'augmentation des pressions interstitielles et de diminutions des caractéristiques mécaniques des sols.

III.5.L'estimation du ruissellement et de l'infiltration

a. Le ruissellement(R)

Le ruissellement est un paramètre essentiel pour calculer le bilan hydrologique. L'estimation du ruissellement se fait à partir de la formule de Tixeront-Berkaloff qui donne les valeurs à l'échelle annuelle :

$$R = \frac{p^3}{3(ETP)^2}$$

Avec :

- **R** : ruissellement en (mm)
- **P** : précipitations moyennes annuelles
- **ETP** : évapotranspiration potentielle en (mm)

Application :

- ETP = 923.30 mm
- P = 1080.11 mm

R = 492.71 mm/An Soit 45.62 % des précipitations

Cette valeur de ruissellement obtenue par l'application directe de la formule de Tixeront-Berkaloff, reste discutable puisqu'elle ne tient pas compte de la nature lithologique des terrains traversés et l'influence de la perméabilité sur le ruissellement qui sont négligeable.

b. Infiltration (I)

L'estimation de l'importance du processus d'infiltration permet de déterminer quelle fraction de la pluie va participer à l'écoulement de surface, et quelle fraction va alimenter les écoulements souterrains et donc aussi participer à la recharge des nappes souterraines.

A partir de la formule du bilan hydrologique :

$$P = ETR + R + I$$

Avec :

- **P = ETR + R + I**
- **I = P - (ETR + R)**

Application :

- **P = 1080.11 mm**
- **ETR = 517.06 mm**
- **R = 492.71 mm**

$$\mathbf{I = 70.34 mm/An}$$

Soit 6.51% des précipitations.

Le bilan hydrologique établi par la méthode de Thornthwaite pour la station du barrage El Agrem période 2001-2018a montré que :

- L'ETP atteint son maximum au mois d'Aout avec 171,11 mm et son minimum au mois de janvier avec 18,47mm.
- Un déficit agricole enregistré en 4 mois (juin, juillet, aout, septembre) avec une valeur annuelle de (406,24mm).

- Un excédent enregistré durant 6 mois ou RFU atteint son maximum à partir du mois de Novembre jusqu'au mois Mai, avec une valeur maximale de 160,51 mm atteint au mois de Décembre ; l'accroissement du volume d'eau durant cette période (saturation de sol) dans le rapport de ruissellement au niveau de la station du barrage El Agrem de l'ordre de 45,62% des précipitations ; ainsi que l'infiltration est de l'ordre 6.51% des précipitations.

Tableau 8 : Valeurs des termes du bilan hydrologique.

	Période	P (mm)	ETP (mm)	ETR (mm)	R (mm)	I (mm)
Station du barrage El Agrem	2001-2018	1080,11	923,30	517,06	492,71	70,34

III.6. Conclusion

Le présent chapitre a pour objectif d'établir une étude climatique de la région de Jijel en décrivant ses différents contextes et on se basant sur les données climatiques (températures et précipitations).

Les résultats obtenus ont permis de définir les principaux paramètres du bilan hydrologique de la région, ainsi que son climat.

- ✚ La région d'étude est caractérisée par un climat froid pendant la saison hivernale et chaud pendant la saison d'été.
- ✚ La valeur des précipitations moyennes annuelles enregistrées est de 1080,11 mm/an et une température moyenne annuelle de l'ordre de 18.12°C.
- ✚ Les précipitations sont plus fréquentes pendant l'hiver avec une valeur de 493,22 mm soit 45,66% des précipitations totales et l'été est la saison la plus chaude et la plus sèche avec une moyenne de température de 25.51C° et une valeur de précipitations de 32,16 mm soit 2.98 % des précipitations totales.
- ✚ La quantité d'eau absorbée par le sol et le sous-sol est de 70,34 mm soit 6,51% des précipitations totales, et une autre quantité d'eau d'une valeur de 492,77 mm soit 70,34% des précipitations totales correspond au ruissellement.

CHAPITRE IV :
SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE ET
RECONNAISSANCE DU SITE

IV.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents types de mouvements de terrain selon leur vitesse (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager les principales causes qui peuvent mobiliser ces glissements et aussi citer les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement et son degré vis-à-vis à son intensité.

La détermination de type de glissement de terrain (glissement plan, circulaire ou quelconque) selon les informations disponibles tel que la géométrie, les caractéristiques mécanique, et élastiques et surtout la présence des eaux souterraines et des nappes phréatiques, permet de proposer des analyses et méthodes de calculs pour les différents mode de rupture .

IV.2. Description et classification des mouvements de terrain

Il existe de nombreuses classifications de mouvement de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...).

L'évolution dans le temps d'un glissement de terrain peut conduire à distinguer 4 familles (Fig 17) qui se différencient par la brutalité du phénomène (Gominet, 2005) :

- les fluages ;
- les glissements ;
- les coulées
- les écroulements ;

Nous ne décrivons dans ce chapitre que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture (les glissements).

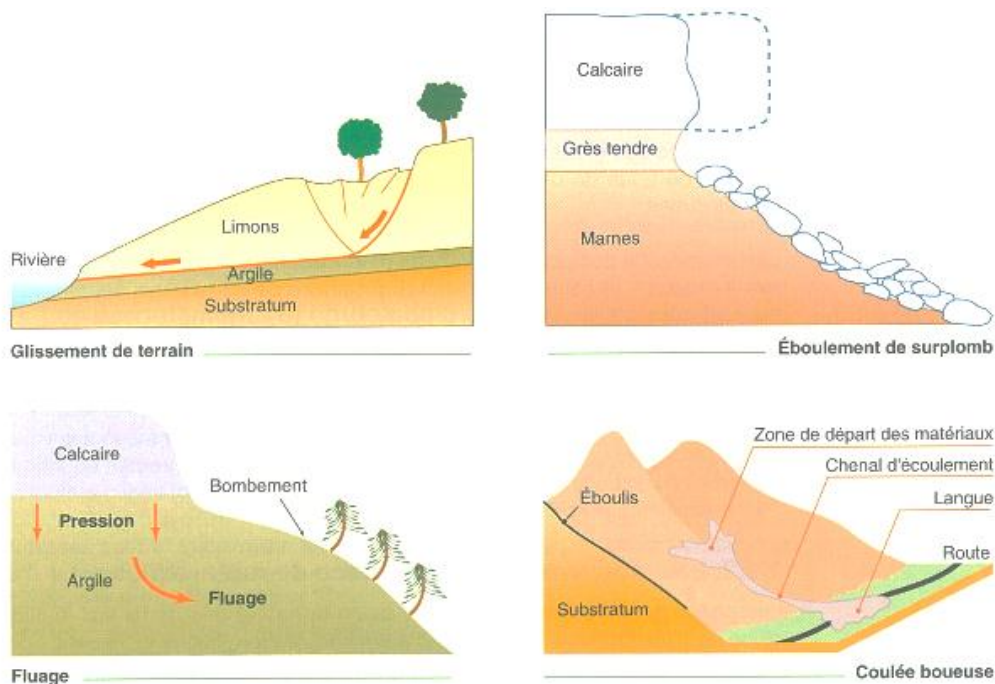


Figure 17 : Les quatre grands types de mouvements de terrain

IV. 2.1. Les glissements de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Les glissements ce sont donc des mouvements gravitaires lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, il se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes que sont la résistance au cisaillement et le poids de pied du versant.

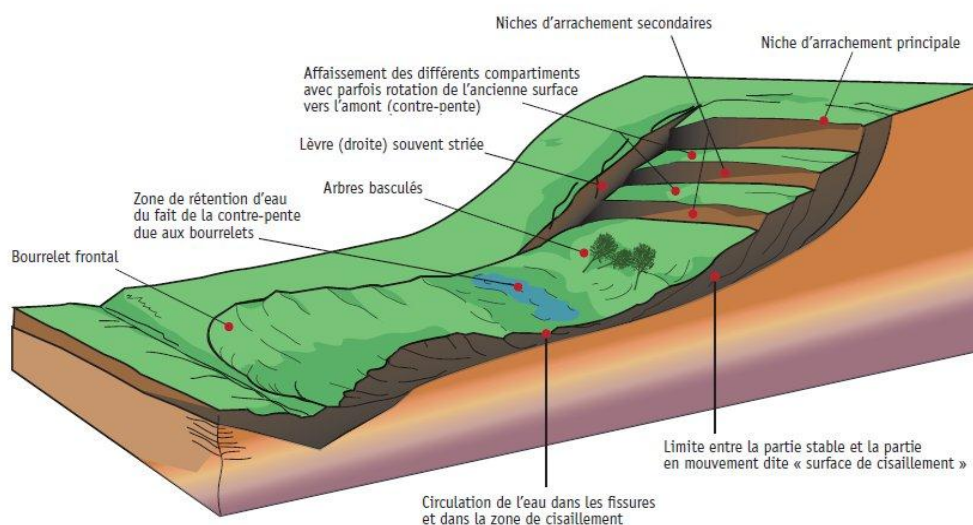


Figure 18 : éléments de glissement de terrain

Les glissements sont des formations marneuses et argileuses, qui se caractérisent par des loupes superficielles de glissements (appelées aussi loupes d'arrachement et parfois de solifluxion) sortes de demi-sphères biconvexes avec des structures d'arrachement et de rupture en tête (partie haute de loupe dégagant parfois une couronne et une niche d'arrachement (comme dans les falaises des vaches noires) et de grosses déformations de la surface en pied et en font de glissement (partie basse de la loupe)

IV.2.1.1. Différents types de glissement

La classification des glissements de terrain est faite suivant les modèles géométriques déversés en : glissement transrationnels ou rotationnel à composite de déplacement essentiellement horizontale, verticale ou oblique.

Il existe de nombreuses classifications de glissements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, causes de la rupture...)

a) Glissement plan ou transrationnel (le long d'une surface plane)

Dans le cas des glissements plans ou transrationnels, la surface de glissement est plane ; les couches ou des ensembles de couches de terrain glissent sur les zones de faiblesse existante. Les surfaces affectées par un glissement plan peuvent s'étendre sur km^2 , et peut aller jusqu'à 30km^2 . La figure ci-dessous schématise les deux types de glissement.

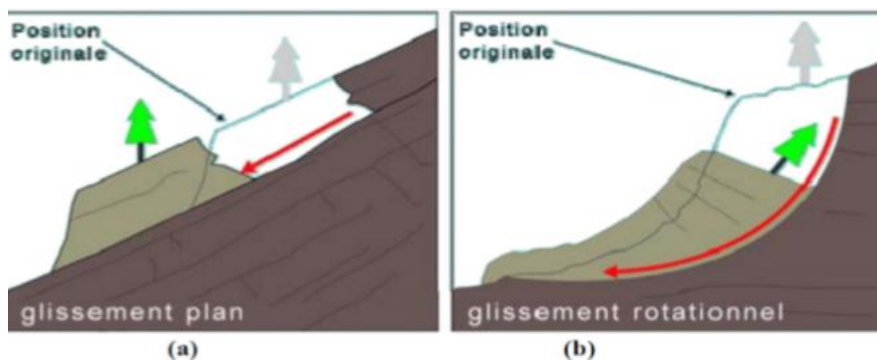


Figure 19 : les deux types de glissements (a) plan et (b) rotationnel.

b) Glissement de type circulaire ou rotationnel (le long d'une surface convexe)

La surface de glissement rotationnel est généralement de forme circulaire, concave, elle présente une topographie bosselée caractéristique (Fig19 b). Les dimensions de glissements rotationnels varient de quelque mètre à plusieurs kilomètres de long et de quelque dm à plusieurs mètres d'épaisseurs. Ils se produisent principalement dans les terrains meubles (surtout argileux et silteux), et dans les roches homogènes à faibles cohésion ou très divisées.

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

✓ **Les glissements rotationnels simples**

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

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

✓ **Les glissements rotationnels complexes**

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

✓ **Glissement quelconque ou composite**

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais les surfaces de rupture sont de forme générale convexe et passent au travers de différents niveaux de faiblesse du massif.

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

➤ **Vitesse moyenne de glissement de terrain**

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

Tableau 9 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

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

➤ **Profondeur de glissement**

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

Tableau 10 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi profond	2 – 10m
Profond	>10m

IV.3. Principales causes des glissements

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc.

D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche, le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau, etc.

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

IV.3.1. Techniques de stabilisation

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

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site,

La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, la pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des

entreprises locales.

IV.3.2. Méthodes de confortement des talus

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes :

- Drainage ;
- Modifications géométriques (déchargement, reprofilage et substitution) ;
- Renforcement.

IV.3.2.1. Drainage

L'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. Le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes. Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- ✓ Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- ✓ Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

a) Collecte et canalisation des eaux de surface

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

b) Massifs drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile

ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

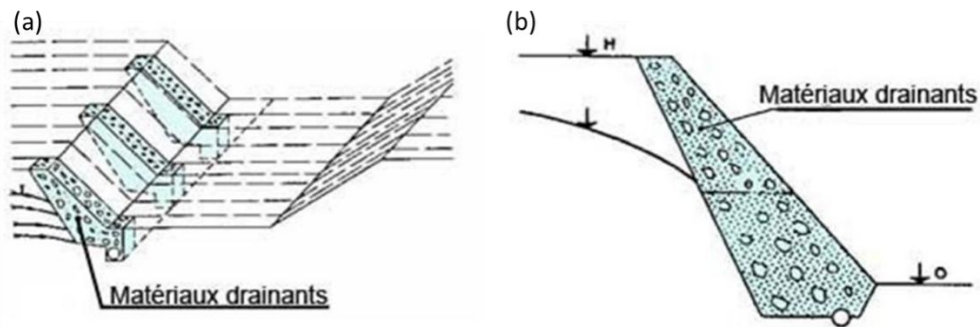


Figure 20 : (a) éperon drainant ; (b) masque drainant.

c) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

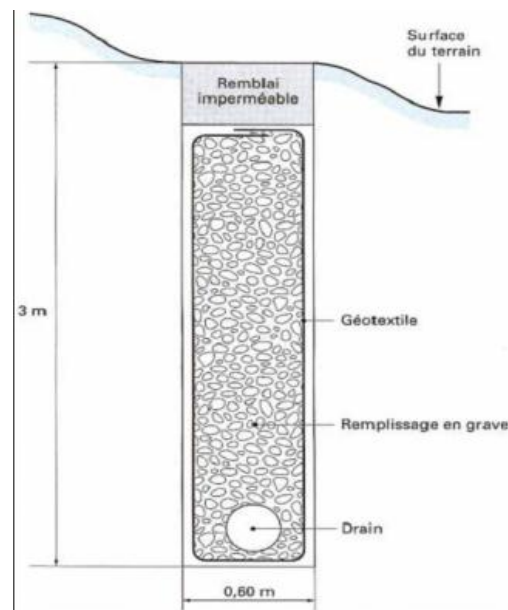


Figure 21 : coupe type d'une tranchée drainante

d) Drains subhorizontaux

La réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur

l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépinés (Fig21). Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

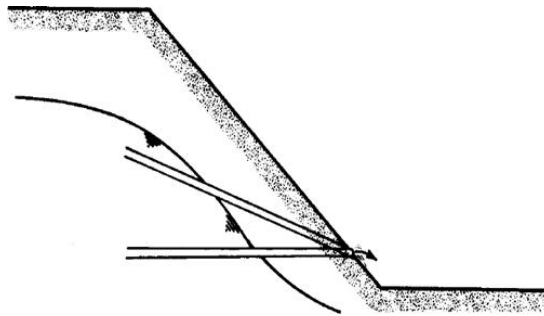


Figure 22 : Drains subhorizontaux

e) Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage. Les galeries drainantes (Fig 23) ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages.

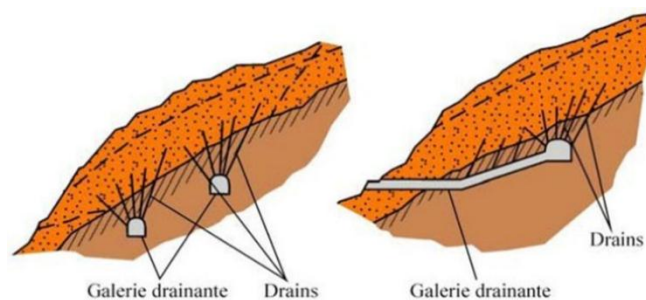


Figure 23 : Galerie drainante

IV.3.2.2. Modifications géométriques

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique

et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème ; parmi ces méthodes on cite :

a) Butée de pied

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

b) Allègement en tête

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

c) Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

d) Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

e) Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus (Fig.24). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

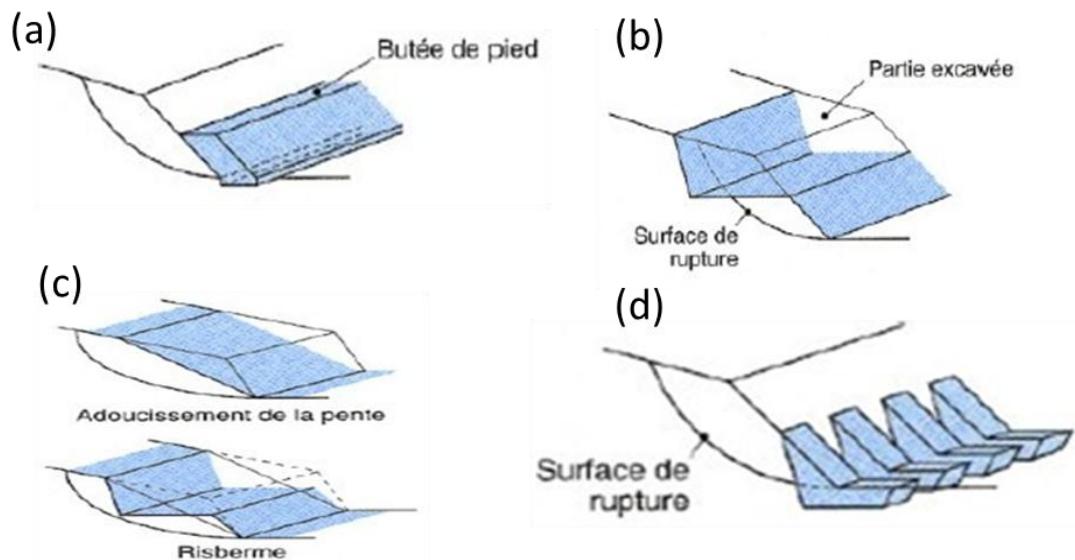


Figure 24 : Modifications géométriques : (a) butée de pied, (b) allègement en tête, (c) reprofilage, (d) substitution partielle

IV.3.2.3. Renforcement

a) Organes résistants en pied

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

b) Les ouvrages de soutènement rigides

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

c) Ouvrages de soutènements souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

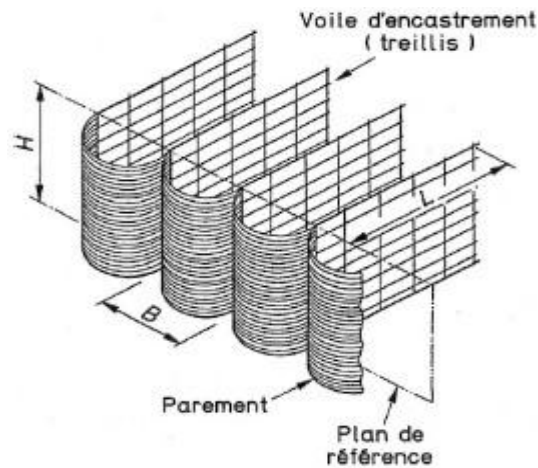


Figure 25 : schéma illustratif d'un soutènement souple

IV.3.2.4. Quelques exemples de murs souples

- **Gabions**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple. C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.

- **Murs Tervoile**

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux.

d) Mur renforcé par nappes de géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géogrilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques.
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

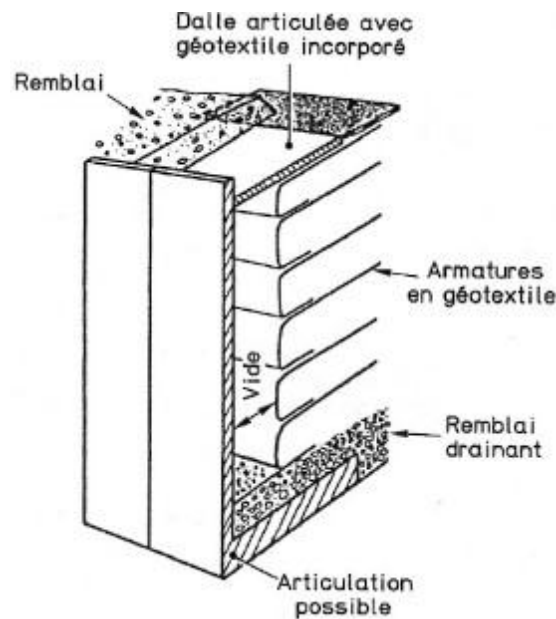


Figure 26 : renforcement par nappes de géo-synthétiques.

e) Techniques de renforcement par inclusions

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

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

IV.4. Diagnostic et description des désordres

L'ouvrage existant objet d'étude est représenté par un mur de soutènement en béton armé d'une longueur totale estimée à 60 m constitué ou fractionné en six éléments jointifs de 10 m chacun, et d'une hauteur de 4.0 m environ. Au-dessus du mur on note la présence de quatre rangées de gabionnage réalisées en forme d'escalier pour protéger et conforter le talus ainsi que la route (CW137A).

En amont du mur on trouve la route et son corps de chaussée constitué d'une couche de fondation en TVC de 60 cm, un couche de base en GNT 0/31.5 de 35 cm d'épaisseur et enfin une couche de roulement en BB 0/14 de 15 cm au maximum. Le talus au-dessus de la route (CW137A) est conforté par des rangées de gabionnage (04 rangées), avec présence de fossé bétonné.

La visite effectuée au niveau du site, nous a permis de prendre des photos de l'état des désordres et des dégradations affectant d'une part le mur de soutènement et d'autres part la chaussée, et qui peuvent être résumé comme suit :

- Basculement de deux compartiment du mur de soutènement (Fig27) avec entrainement (effondrement) des quatre rangées du gabionnage, bien visible sur les photos ;
- Les autres parties du mur de soutènement sont relativement stable, mais reste vulnérable.
- Présence de fissures longitudinales (fissures de tractions) ouvertes le long de la chaussée (CW137A) avec des ouvertures pouvant atteindre les 4 à 5 cm, et avec des longueurs dépassant les 10 m linéaire (Fig27b, c) ;
- Des traces d'érosion superficielles constatées le long du talus effondré avec apparition de crevasses dû aux infiltrations des eaux pluviales ;
- Aussi la présence de crevasses profondes derrière le mur renversé, signe d'érosion interne initiée par les eaux infiltrés à travers le corps de chaussées voir le long du talus ;
- Il faut signaler que la partie amont de la route (CW137A) est pratiquement stable (Fig28C) et les désordres n'affectent que la partie aval ;
- D'après la direction des travaux publics de la wilaya de Jijel, ses dégradations en apparues en période hivernal après de forte précipitations qui ont marquées la région ;
- Les relevés piézométriques effectués en période d'automne en mis en évidence un niveau d'eau à 13.0 m de profondeur ;



Figure 27 : Photos illustrant les désordres affectant le mur de soutènement et le gabionnage (stage de terrain en 2016/2017)



Figure 28 : Photos illustrant les désordres affectant la chaussée du CW137A

IV.5. Causes probables de l'instabilité

En se basant sur les désordres constatés et les informations recueillis au niveau du site, nous pouvons à priori avancer les arguments suivants :

- A notre avis, la cause principale de ses désordres est le manque flagrant, voir absence totale des travaux d'entretien au niveau du site, vu que la route CW137A présente un axe routier important.
- Les premiers désordres qui ont déclenchés l'instabilité sont les fissures longitudinales (fissures de traction), observées le long de la couche de roulement. Ces fissures ont permis l'infiltration des eaux pluviales dans le corps de chaussées et engendrés des érosions internes et externes (excès de pression interstitielles) et ont vite accéléré le processus d'instabilité. Si des travaux de colmatage de ces fissures (colmatage avec un bitume fluidifié) ont vite été entrepris peut être nous aurions pu éviter ces désordres.
- Absence de système de drainage en surface pour évacuer les eaux pluviales essentiellement en période hivernale (imperméabilisation des talus avec un béton projeté, fossés bétonnés ouverts, fossés de dérivation ...etc), et même absence de drainage interne périphérique au mur de soutènement et au remblai routier (tranchés drainantes).
- La pente du versant atteignant les 60% et le trafic routier devenu plus important et intense représentent des facteurs aggravants qui ont permis une accélération du processus de désordres ;
- Enfin, il faut signaler que l'ouvrage en question (mur de soutènement) est mal dimensionné voir sous dimensionné par rapport aux charges transmises (charges permanentes et charges d'exploitation) ;

IV.6. Conclusion

Une large description et classification des mouvements de terrain a été illustrée dans ce chapitre avec présentation des causes probables et techniques de confortement ou de stabilisation. A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que le traitement et l'étude de ces instabilités, nécessite des visites de terrain et une documentation approprié à savoir : levé topographie, carte géologique, carte hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site.

Les désordres et instabilités observés au niveau de notre site d'étude, se traduisant par un basculement et déplacement d'une partie du mur de soutènement et du gabionnage, apparition de fissures de tractions le long du corps de chaussée, signes d'érosion interne et externe. On signale que les fissures longitudinales ont évoluées suite aux variations de la pluviométrie (intempéries) et une prédisposition du sol, ou la pente à apporter sa contribution.

Dans ce chapitre, un ensemble d'observation a été décrit en relation avec les désordres. Ces remarques de terrains nous permettent de bien comprendre les principales causes de ce glissement de terrain et de fournir au concepteur (géotechnicien) les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement efficace.

CHAPITRE V :
CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE
GEOTECHNIQUE

V.1. Introduction

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyses de la stabilité, on indique les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

L'étude géotechnique permet de définir les caractéristiques du terrain, de mesurer les déformations, les résistances, afin d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.

V.2. Campagne de reconnaissance

Une campagne de reconnaissance par sondages carottés a été menée au niveau du site parla Société d'Etudes Techniques de Sétif (SETS). Le Tableau ci-dessous présente les travaux de reconnaissance par sondages effectués au niveau du site.

Tableau 11 : Investigation par sondages (SETS 2017).

Type d'essai	Nombre d'essai	Profondeur d'investigation
Sondage carotté	04	15-25 m
Piézomètre	02	15-18 m
Essai pénétromètre PDL	07	-



Figure 29: Schéma d'implantation des essais géotechniques in situ (image Google).

V.3. Essais in situ

Dans le cadre de notre mission, nous avons réalisé une campagne de reconnaissance comporte la réalisation de :

1. Quatre (4) sondages carottés de 15 à 25 m de profondeur, avec prélèvement d'échantillons en nombre de 11 échantillons.
2. Installation de deux piézomètres de 15 et 18 m à l'aide d'un Tube PVC Crépiné.
3. Sept (07) sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDL).

V.3.1. Les sondages carottés

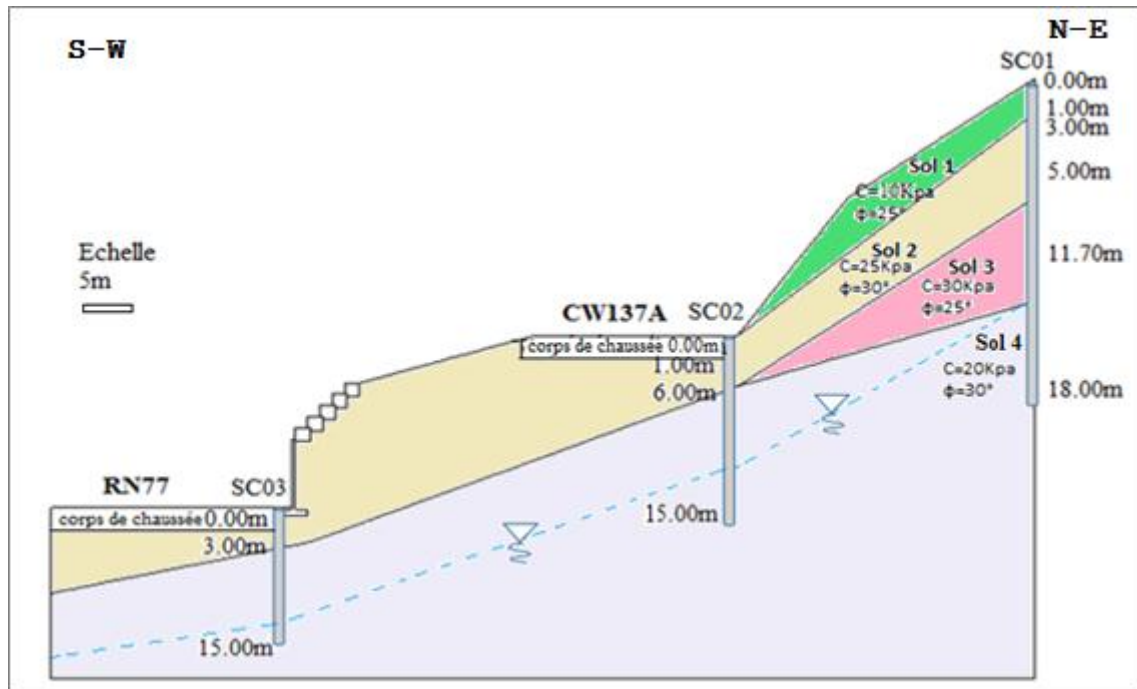
Quatre (04) sondages carottés ont été réalisés sur une profondeur allant de 15 - 25 m avec une prise d'échantillons (11 échantillons), Ces sondages ont été implantés de manière à couvrir toute la superficie du glissement Figure 29 .Ces sondages ont pour but de collecter des informations sur :

- La nature lithologique des couches et leurs épaisseurs ;
- Les propriétés physiques et mécaniques des sols ;
- Evaluer l'aptitude des sols à supporter les différentes charges ;

Les résultats obtenus par ces sondages sont représentés dans le tableau 12 ci-dessous :

Tableau 12 : Description lithologique des sondages carottés (SC1 au SC4) (SETS 2017).

N° sondage	Profondeur en m	Description lithologique
SC 01	0.0 - 0.30	Terre végétale.
	1.00- 3.00	Alternances décimétriques de schistes altérés et des grés quartzites.
	3.00 - 3.40	Argiles graveleuses à débris de schistes.
	3.40- 5.00	Sables graveleux légèrement argileux.
	5.00-11.70	Argiles graveleuses avec intercalation de grés quartzitique à des profondeurs (5.7- 5.9m, 9.5-9.7m, 10.2-10.3m, 11.7-11.7m)
	11.70-18.0	Schistes friables et altérés.
SC 02	0.0-1.00	Corps de chaussé (BB : 0.15 m, GNT : 0.35 m, TVC : 0.60 m)
	1.00-3.00	Grés quartzitique très fragmentés et fracturés
	3.00-6.00	Alternances décimétriques de schistes altérés et de grés quartzites.
	6.00-15.0	Schistes plus ou moins compacte, parfois friables.
SC 03	0.0-0.30	Corps de chaussé (BB : 5 cm, GNT : 25 cm).
	0.30-0.80	Remblais constitué de galets, sables et d'argiles.
	0.80-3.00	Alternances décimétriques de schistes altérés et de grés quartzitiques.
	3.00-15.0	Schistes friables parfois argileux
SC 04	0.0 -0.70	Corps de chaussé (BB : 0.07 m, GNT : 0.20 m, TVC : 0.43 m)
	0.70-4.00	Schistes altérés et friables.
	4.00-9.00	Sables graveleux légèrement argileux.
	9.00-14.80	Schistes altérés et friables.
	14.80-25.0	Calcschistes plus ou moins compacte qui deviennent friables en profondeur.



Légende :

- Sol 1 : Terre végétale.
- Sol 2 : Argile graveleuse avec intercalation de grés/quartzite.
- Sol 3 : Alternance schiste altéré/grés quartzite.
- Sol 4 : Schiste plus ou moins compacte à friable.

Figure 30 : Coupe géotechnique le long du PK 00+100 (SETS, 2017).

✚ Résultats et commentaires

En se basant sur les colonnes lithologiques (Tab 12), et l'exploitation de la coupe géotechnique (Fig 30) établit à partir des sondages carottés, on a pu relever :

- Une première couche représentée par une alternance décimétrique de schistes altérés et de grés quartzitiques à une profondeur comprise entre 0.80 à 3.0 m et pouvant aller jusqu'à 6.0 m (sondage 2).
- Une deuxième couche d'argiles et sables graveleux allant de 3.0 – 5.0 m de profondeur, surmontant un substratum constitué de schistes et de calcschistes plus ou moins friables et fragmentés de 6.0 à 15.0 m et pouvant aller à 25.0 m de profondeur (sondage 4).

L'ensemble est recouvert par une couche de terre végétale (0.0 à 0.30 m) ou par des matériaux constituant le corps de chaussée de la route existante à savoir du béton bitumineux (BB 0/14), Grave non traitée concassée (GNT0/20) et un tout venant de carrière (TVC 0/31.5) d'épaisseur variable de 0.30 à 1.0m.

V.3.2. Relevés piézométriques

Les relevés piézométriques (Tab13) permettent de définir la position de la nappe. Afin de relever le niveau piézométrique, les sondages carottés ont été équipés de tubes en PVC crépinés, pour servir de piézomètre.

Tableau 13 : Résultats des relevés piézométriques (SETS 2017).

Sondages	Date du relevé piézométrique	Niveau de la nappe (ml)
SC 01	18/10/2017	13.10 /TN
	22/10/2013	13.10 /TN
	20/11/2017	13.00 /TN
SC 02	18/10/2017	13.20 /TN
	22/10/2013	13.20 /TN
	20/11/2017	13.15 /TN

✚ Résultats et commentaires

Les résultats du suivi piézométrique listés dans le tableau13, ont permis de tirer les remarques suivantes :

- Les relevés ont été effectués en phase de l'avant-projet détaillé (APD), en période automnal (octobre/novembre 2017), et ont révélés des profondeurs de la nappe allant de 13.10à 13.20 m, comme rapportées dans le tableau 13.
- L'évolution de la piézométrie au niveau du sondage SC01 est presque similaire à celle observée sur le piézomètre au niveau du sondage SC02avec une légère différence du niveau de la nappe.

V.3.3. Essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL)

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H et de mesurer le nombre de coups Nd nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h (Kabou Y. Merad L. 2013).

Les résultats des essais pénétrométriques sont représentés sur la figure31 :

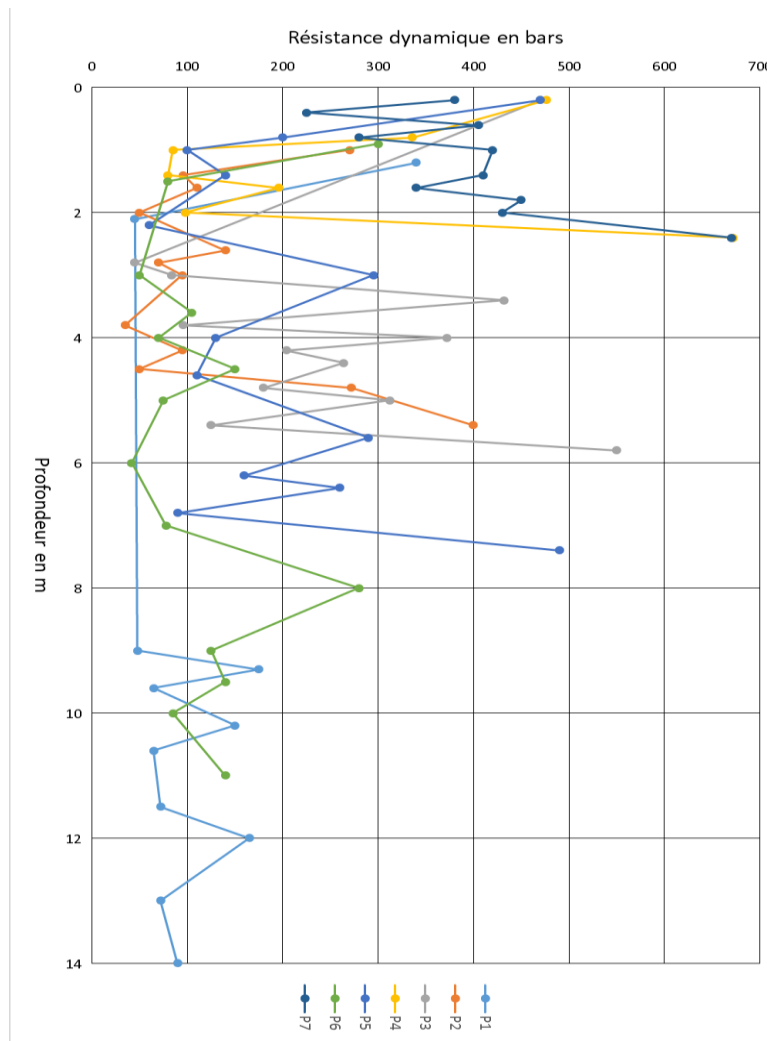


Figure 31 : Résultats des essais pénétrométriques.

✚ Commentaires sur les résultats

A partir de la figure 31 on peut conclure que :

- Les sondages pénétrométriques P1, P6 ont été poussés à 14 et 11 m de profondeur respectivement sans obtenir un refus.
- Les sondages pénétrométriques P2, P3, P4, P5, P7, ont été poussés à 2.4 et 7.4 m de profondeur équivalents au refus.
- Les sondages P1 et P6, dénotent une bonne ressemblance d'allure $R_p = f(z)$ (Fig 31), ils présentent des résistances de pointe moyennes à élevées le long des profondeurs investiguées allant de 90 – 140 bars, avec parfois des pics de résistance montrant la présence d'éléments graveleux (cas du sondage P6 à 8 m avec un $R_d = 280$ bars).
- Les essais P2, P3, P4, P5 et P7, dénotent des variations très aléatoires d'allure $R_p = f(z)$ (Fig 31), ils présentent des résistances de pointe moyennes à élevées le long des profondeurs investiguées, avec parfois des pics de résistance probablement dû à la présence de formations de types schisteuses et avec des refus à faible profondeur (P4 et P7 à 2.6 et 2.4 respectivement).

- Les sondages pénétrométriques sont permis de mettre en évidence trois horizons :
 1. Un horizon de consistance élevée allant de 1 à 3 m de profondeur avec des résistances de pointe moyennes à élevées allant de 50 – 670 bars caractérisant les schistes et grès quartzitiques.
 2. Un deuxième horizon de moyenne consistance, de profondeur 3 – 8 m avec des résistances de pointe allant de 50 – 550 bars, caractérisant les argiles graveleuses à débris de schistes. .
 3. Un troisième horizon au-delà de 8 m de profondeur, de faible consistance avec des R_d comprises 165 - 280 bars, caractérisant les schistes altérés à friables.

V.4. Essais de laboratoire

A partir des carottes extraites des sondages et mises dans des caisses en bois (Fig 32), des échantillons ont été prélevés et soumis à des essais physico-mécaniques et chimiques à savoir :

- ❖ Essais physiques d'identification et de classification :
 - Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie.
 - Mesures de densités et de teneur en eau.
 - Valeur ou bleu de Méthylène du sol (VBS).
- ❖ Essais mécaniques :
 - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type consolidé drainé (CD).
- ❖ Analyses chimiques sommaires



Figure 32: Caisse pour carottes avec échantillonnage pour essais de laboratoire.

V.4.1. Essais physiques d'identification

Dans un sol naturel, les différents éléments (air, eau, grains) sont disposés en ordre dispersé et suivant un arrangement lié à la fois aux conditions et à l'histoire ultérieure subie. On peut schématiser les 3 phases dans un diagramme simplifié (Fig 33)

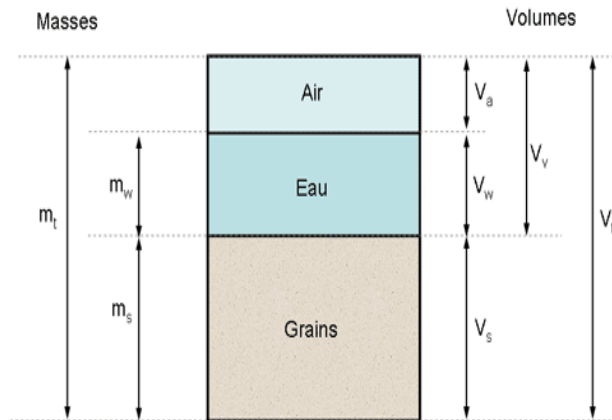


Figure 33: Diagramme des phases d'un sol

Le but des essais physiques est de déterminer l'ensemble des caractéristiques (W , γ_d , γ_s , γ_h , V_{bs} , ...) indispensable pour caractériser et classer les sols afin de comprendre leurs comportements éventuels.

V.4.1.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol.

- **Sédimentométrie:** pour les grains inférieurs à $< 80 \mu\text{m}$.
- **Tamissage :** pour les grains d'un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe appelée courbe granulométrique, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieur à chaque diamètre.

Les résultats de l'analyse granulométrique sont récapitulés dans le tableau (Tab 14) suivant :

Tableau 14 : Résultats d'analyses granulométriques (SETS 2017).

N° SC	Profondeur en (m)	Granulométrie % Tamisât		
		2 -20 mm (%)	0.08-2 mm (%)	<80 μm (%)
SC 01	3.00 - 03.20	16.90	18.47	64.63
	08.00 – 08.50	23.70	25.15	51.15
	12.70 – 13.00	55.42	21.15	23.43
SC 02	03.50 - 03.70	25.03	24.8	50.17
	06,00 - 06.40		Roche	
SC 03	0.80 - 01.00	44.06	22.09	33.85
	08.40 – 08.80		Roche	
	11.80 - 12.10		Roche	
SC 04	01.20 - 01.50	38.51	35.03	26.46
	05.90 – 06.20	38.08	36.26	26.66
	12.30 – 12.50		Roche	

✚ Résultats et commentaires

D'après les résultats illustrés dans le tableau 14 :

- Les passants à 0.08 mm représentent plus de 23 à 64% avec une moyenne de 39%.
- La fraction granulométrique 0.08/2 mm caractérisant les sables fin à moyen, varie entre 18 à 36% avec une moyenne de 26%.
- La fraction 2 -20 mm caractérisant les sables grossiers et les gravillons, représente une moyenne de 35% et avec des valeurs variant entre 16 - 55%.

A partir de ces résultats, on peut conclure qu'on est en présence de sols fins, d'où on relève la présence d'un substratum rocheux.

V.4.1.2. Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W_n contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en(%).

$$W_n = 100 \times (W_w / W_s)$$

Tableau 15 : Etat du sol en fonction de la teneur en eau (Kabou Y. Merad L. 2013).

Teneur en eau (W_n) en %	Etat
01–25	Légèrement humide
25–50	Humide
50–75	Mouillé
75–90	Détrempé
≤ 100	Saturé

V.4.1.3. Poids volumiques

- Poids volumique du sol humide (γ_h)

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimé en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3).

$$\gamma_h = W_t / V_t = (W_s + W_a + W_w) / (V_t + V_a + V_w)$$

- Poids volumique du sol sec (γ_d)

C'est rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (gr/cm^3 , kg/m^3 , t/m^3).

$$\gamma_d = W_s / V_t$$

- Poids volumique des grains du sol (γ_s)

C'est le rapport du poids matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimée en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3) (Kabou Y. Merad L. 2013).

$$\gamma_s = W_s / V_s$$

V.4.1.4. Essai au bleu de méthylène

L'essai de bleu de méthylène est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet absorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

Tableau 16 : Classification des sols selon VBS (SETS 2017).

Valeur	Etat
0.2	Seuil de sensibilité à l'eau
$1.5 \leq VBS \leq 2.5$	Sols sablo-argileux à sols limoneux peu plastique
$2.5 \leq VBS \leq 6.0$	Sols limoneux plasticité moyenne à sols limoneux
$6.0 \leq VBS \leq 8.0$	Sols argileux

V.4.1.5. Degré de saturation

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau.

$$Sr(\%) = V_w / V_v$$

- Pour le sol saturé : **Sr=100%**
- Pour le sol sec : **Sr=0%**

Les résultats des essais physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Résultats des essais physiques (SETS 2017).

N° SC	Profondeur (m)	Identification				
		γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Wn (%)	Sr %	Vbs
SC 01	3.00 - 03.20	1.75	2.11	20.96	10.8	1.33
	08.00 – 08.50	1.74	2.09	20.15	10.2	1.16
	12.70 – 13.00	1.84	2.24	21.91	13.1	0.62
SC 02	03.50 - 03.70	1.67	2.06	23.49	10.6	1
	06.00 - 06.40	Roche				
SC 03	0.80 - 01.00	1.88	2.20	17.07	11.04	1.16
	08.40 – 08.80	Roche				
	11.80 - 12.10	Roche				
SC 04	01.20 - 01.50	2.19	2.38	8.62	10.87	0.83
	05.90 – 06.20	2.27	2.44	7.67	12.13	0.33
	12.30 – 12.50	Roche				

✚ Commentaires sur les résultats

- D’après les résultats obtenus (Tab 17), on désigne que les valeurs de teneur en eau sont comprises entre 7 - 23%, caractérisent des sols légèrement humide ($0 < W_n < 25\%$) d’après la classification mentionnée dans le tableau 15.
- Les valeurs des poids volumiques ($1.67 < \gamma_d < 2.27 \text{ t/m}^3$ et $2.06 < \gamma_h < 2.44 \text{ t/m}^3$), caractérise des sols moyennement dense à dense.
- Les valeurs des degrés de saturation dans les 4 sondages sont très homogènes avec une moyenne de 11.25%, caractérisant des sols faiblement saturés en eau.
- Les valeurs $V_b S$ varient de 0.33 – 1.33, caractérisant des sols classé comme étant sols sablo-limoneux (Tab 16).

V.4.2. Les essais d’identification mécaniques

V.4.2.1. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type CD

Le but de ces essais est de déterminer les valeurs de la cohésion (**C**) et l’angle de frottement interne (ϕ).

➤ Principe de l’essai

L’essai consiste à mettre un échantillon de sol dans l’appareil constitué de deux demi boîte pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur plan de séparation. L’échantillon est soumis à une force verticale **N** (effort de compression) par l’intermédiaire de la demi boîte supérieur, et un effort de tension **T** horizontal pour une certaine valeur de **N** appliquer sur l’échantillon, on fait varier l’effort **T** (moteur à vitesse contrôlé) jusqu’à l’obtention la rupture.

La connaissance de **N** et **T** permet de déterminer un point de la courbe intrinsèque, en effet, si **A** est la surface de la boîte, les composantes de la contraintes sont :

$$\sigma = N / A \text{ et } \tau = T / A \text{ (Kabou Y. Merad L. 2013).}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 18 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte (SETS2017).

Sondage n°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne			
		CD			
		Caractéristique du pic		Caractéristique résiduelle	
		ϕ_p°	C_p (bar)	ϕ_p°	C_r (bar)
SC 01	3.00 - 3.20	18.00	0.63	16.17	0.60
	8.00 - 8.30	27.47	0.31	25.41	0.27
SC 02	3.50 - 3.70	33.12	0.24	34.12	0.14

✚ Commentaires sur les résultats

D'après le tableau 18, les résultats des couples de cisaillement (C et ϕ) pour les deux caractéristiques (pic et résiduelle) sont presque similaires, et dénote :

- Un sol moyennement à fortement frottant ($18 < \phi_p < 33^\circ$; $16 < \phi_r < 34^\circ$)
- Faiblement cohérent à cohérent ($0.24 < C_p < 0.63$ bars ; $0.14 < C_r < 0.60$ bars)

V.4.3. Analyses chimiques sommaires

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés dans les différents sondages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Résultats des analyses chimiques (SETS 2017)

N° SC	Profondeur (m)	Teneur exprimé en (%) par au matériau sec			
		Carbonates	Matières organiques	Sulfates	Insolubles
SC 01	8.00 - 8.50	2.73 %	1.52 %	0.397 %	95.35 %
SC 02	3.50 - 3.70	2.39 %	2.29 %	0.415 %	94.90 %
SC 03	0.80 - 01.00	3.08 %	2.12 %	0.452 %	94.34 %

✚ Commentaires sur les résultats

A partir du tableau 19, on peut conclure que :

- Les teneurs en carbonate varient entre 2 - 3% ($\text{CaCO}_3 < 10$), caractéristiques de sols pauvres en carbonates.
- Le pourcentage de matières organiques compris entre 1,5-2% ($\% \text{MO} < 3$), ces résultats signifient que le sol est très faiblement organique.
- Le pourcentage des sulfates comprise entre 0,3-0,4% ($0.24 < \% \text{SO}^{-4} < 0.6$), ces résultats signifient que le sol est faiblement agressif, dont l'utilisation d'un ciment ordinaire (CPI 42.5) est vivement recommandé.

V.5. Conclusion

Les reconnaissances géotechniques nous ont permis d'avoir une description plus claire sur la lithologie du site, avec une estimation des propriétés physiques et mécaniques indispensable pour l'analyse et la modélisation du comportement du terrain à différents sollicitations.

La lithologie mises en évidence par les sondages carottés pressiométriques se résume en :

- Une alternance décimétrique de schistes et de grés quartzitiques.
- Argiles et sables graveleux
- Des schistes et des calcschistes plus ou moins friables et fragmentés

L'ensemble est recouvert par une couche de terre végétale ou par des matériaux constituant le corps de chaussée d'épaisseur variable de 0.30m à 1.00 m.

Les essais de pénétromètre dynamique exécutés ont permis de mettre en évidence la présence de trois horizons mécaniquement hétérogènes dans la zone investiguée.

Les résultats des essais physiques effectués sur les échantillons paraffinés prélevés au droit de chaque sondages carottés, indiquent qu'on est en présence de sols fins à grenus, faiblement saturés et moyennement denses à denses. Les essais mécaniques ont mis en évidence des sols moyennement frottants à frottants et faiblement cohérents à cohérents.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE CONFORTEMENT ET ANALYSE DE
STABILITE

VI.1. Introduction et objectifs de l'étude

L'étude de confortement et analyse de la stabilité, objet de ce chapitre a pour but de recommander le mode ou le type d'ouvrage de soutènement à proposer assurant d'une part le côté technique et d'autre part le côté financier.

A priori et d'après les désordres constatés au niveau du mur de soutènement, et en vue de la grande panoplie des ouvrages de confortement déjà présentés dans le chapitre IV, nous recommandons deux types d'ouvrages :

- a. **Un mur de soutènement en béton armé** : ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai (Fig 34).

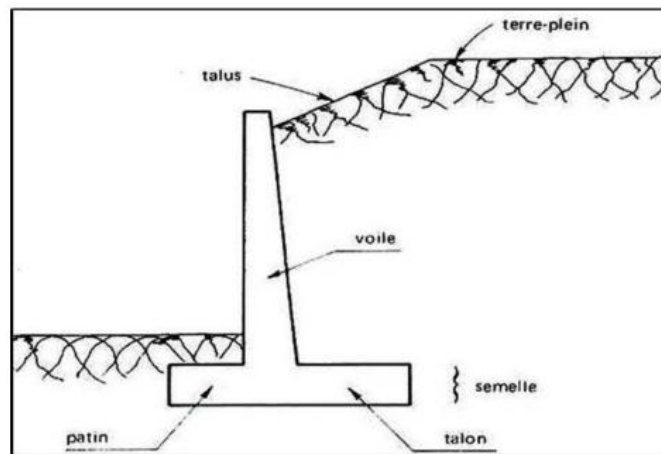


Figure 34 : Profil en travers d'un mur cantilever en béton armé.

- b. **Un mur de soutènement renforcé par nappes de géotextiles** : Cette méthode a été adoptée par le maître d'ouvrage (DTP de la wilaya de Jijel) et le maître d'œuvre (SETS, Jijel). Elle consiste à édifier un mur relativement déformable avec un remblai renforcé par des nappes de géotextiles (géogrilles), avec un talus verticale (Fig 35).

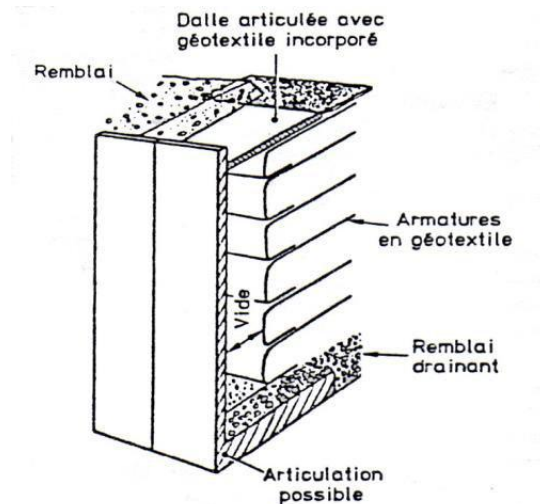


Figure 35 : Profil en travers d'un mur renforcé par géotextiles.

L'analyse de stabilité au glissement est faite par analyse informatique à l'aide du logiciel Geostudio 2007 V7.10, Build 4143), qui consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.4$). Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques (méthode des éléments finis) sur des surfaces de ruptures circulaire et non circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrie, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges...etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

VI.2. Etude de la variante 1 mur de soutènement en béton armé

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Le soutènement sera assuré par un mur en béton armé ancré suffisamment, la figure 34 représente une coupe transversale du mur. Derrière le mur, il sera procédé à la pose d'un drain en matériaux granuleux et le remblaiement par un tout venant d'Oued ou de carrière (TVO ou TVC 0/60).

VI.2.1. Prédimensionnement de mur de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité.

Les paramètres inconnus à déterminer, sont les dimensions du voile et de la semelle. On doit dimensionner le mur de soutènement conformément aux charges transmises et on vérifie la stabilité du mur en différentes combinaisons (Fig36):

- Hauteur du mur $H = 6 \text{ m}$
- Epaisseur de la semelle : $h = H/12 = 6/12 = 0.5 \rightarrow h = 0.5 \text{ m}$
- Largeur de la semelle : $L = 0.20 + 0.45H \rightarrow L = (0.2 + 0.45 \times 6.0) \rightarrow L = 2.90 \text{ m}$ (en prendra une largeur $L = 3.0 \text{ m}$).
- Epaisseur du mur à la base : $E_b = H/12 = 6/12 \rightarrow E_b = 0.5 \text{ m}$
- Epaisseur du mur à la tête : $E_t = H/24 = 6/24 \rightarrow E_t = 0.25 \text{ m}$
- Largeur du patin : $A = H/8 \text{ à } H/5 = 6/8 \text{ à } 6/5 = 0.75 - 1.20 \rightarrow$ en prendra alors $A = 1.0 \text{ m}$
- Largeur du talon $C = L - E_t - A = (3.0 - 0.5 - 1.0) \rightarrow C = 1.50 \text{ m}$
- Fruit minimal du mur = 2%

Ce genre de soutènement avec un comportement rigide nécessite un ancrage dans un sol compact de bonne portance, d'après SETRA :

- $D = 1.0 \text{ m}$ pour une hauteur du mur $H \leq 4.0 \text{ m}$
- $D = 1.50 \text{ m}$ pour une hauteur du mur $H \geq 4.0 \text{ m}$

Alors, la semelle sera ancrée dans les argiles graveleuses à intercalation de grès quartzite à une profondeur de l'ordre minimale de 1.50 m.

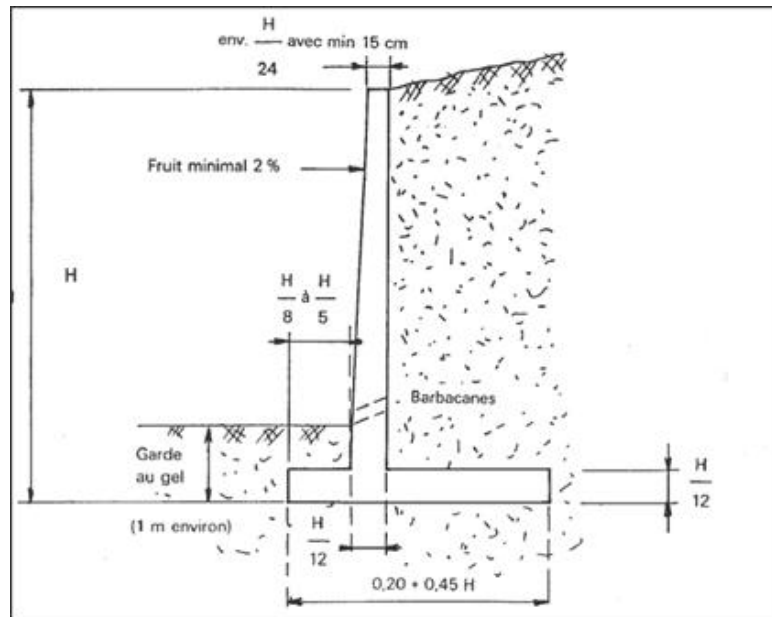


Figure 36 : Coupe en travers du mur de soutènement avec prédimensionnement

VI.2.2. Analyses des charges et calcul des poussées

La problématique consiste, à partir des données, de dimensionner le voile et la semelle du mur de soutènement. Les données sont :

- Les propriétés géométriques du mur et du terrain ;
- Les propriétés mécaniques et physiques du terrain (γ : poids volumique et φ : angle de frottement interne) ;
- Les propriétés mécaniques et physiques des sols de fondation du mur : la cohésion du sol c et l'angle de frottement interne φ ;

Tableau 20 : Caractéristiques des matériaux

	Poids volumique en KN/m^3	Angle de frottement en degrés
Mur de soutènement	25	-
Remblai	20	37

Les forces agissant sur un mur de soutènement, sont :

- Le poids propre du mur ;
- Le poids des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont) ;
- Le poids des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval) ;
- La charge d'exploitation Q sur le terre plein à l'aplomb de la fondation ;
- La résultante PG de la poussée des terres soutenues ;
- La résultante PQ de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein ;
- La résultante P_b de la butée du terrain devant le mur ;
- La réaction R du sol sous la base du mur.

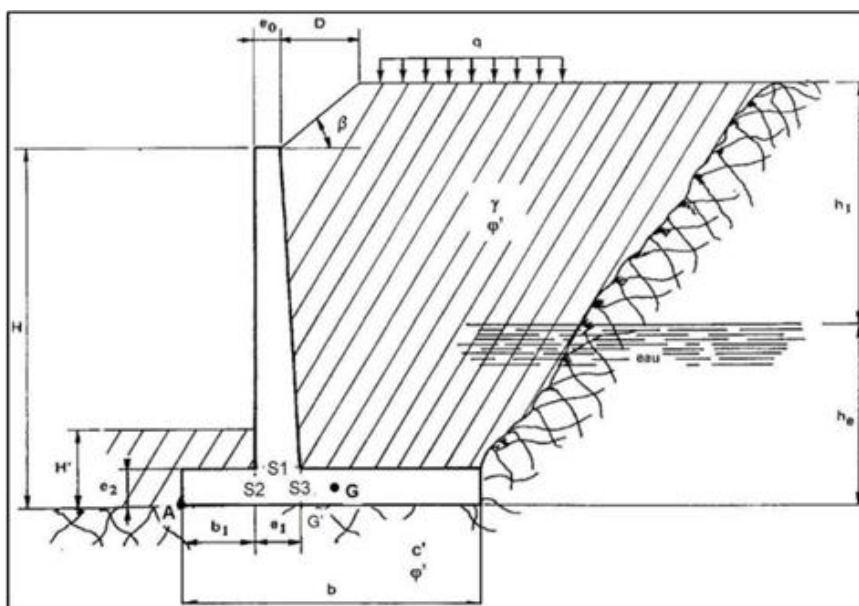


Figure 37 : Caractéristiques géométriques et physiques du mur de soutènement.

VI.2.3. Poussée du sol

Le cas d'un talus incliné à un angle β sur l'horizontale est limité par un terre-plein horizontal infini (Fig 38), est fréquent en pratique. La poussée finale résulte de deux diagrammes de poussée.

- Pour la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' , le coefficient de poussée est désigné $K_{\alpha 0}$ (pour $\beta = 0$).
- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β ($\neq 0$) sur l'horizontale, le coefficient de poussée est $K_{\alpha \beta}$.

Pour la détermination du diagramme des contraintes (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, le diagramme de poussée correspond au

minimum des deux diagrammes représentés sur la figure 38. La cote du terre-plein est prise comme origine des côtes de profondeur z.

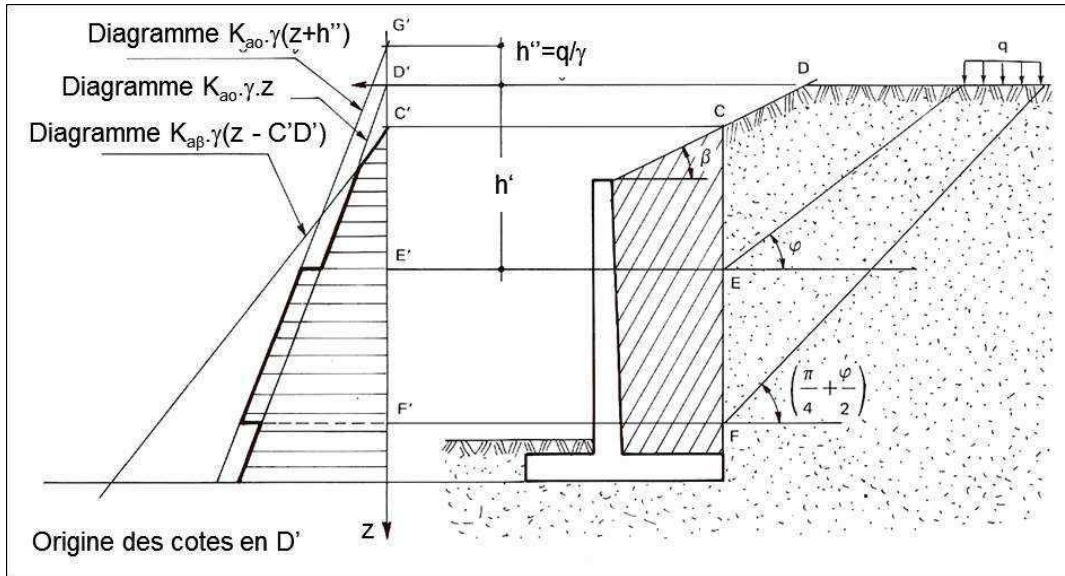


Figure 38 : Effet du chargement uniforme infini sur le remblai

$$\text{Poussée statique totale} = 1/2 * K_a * \gamma * H^2$$

Ou :

- γ : Poids spécifique du remblai
- K_a : Coefficient de poussée
- H : Hauteur du mur

La poussée des terres derrière l'écran BC, est régie par deux phénomènes.

- 1) La poussée à partir du point C', due à un talus infini et incliné à un angle 24° sur l'horizontale (Fig38), et que le remblai horizontal commence à 3,00 m derrière le voile ($DD' = 3,00$ m). Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

Les tables de Caquot-Kérisel donnent pour :

$$\beta = 24^\circ \text{ et } \lambda \cong 0^\circ : \delta = \beta = 24^\circ \text{ et } \phi = 37^\circ, \text{ soit : } \beta/\phi = 0,6 \text{ et } \delta/\phi = 0,6.$$

La table en annexe donne, après interpolation linéaire entre les lignes :

$$\text{Pour } \delta/\phi = 1 : K_a = 0,488 \text{ et pour } \delta/\phi = 2/3 : K_a = 0,469. \text{ Soit alors pour } \delta/\phi = 0,6 : K_a = 0,48.$$

$$\text{D'où finalement : } K_{a\beta H} = K_a \cdot \cos 24^\circ = 0,44 \text{ et } K_{a\beta V} = K_a \cdot \sin 24^\circ = 0,19.$$

Application numérique :**Voile :**

Diagrammes de poussée sur la hauteur du voile, sont :

- pour les effets des terres : un diagramme triangulaire sur la hauteur du voile avec une valeur maximale :

$$F_h = 1/2 * \gamma * K_a * H^2 = 1/2 * 20 * 0.44 * (6.0)^2 = 1197.26 \text{ KN/ml} = 158.40 \text{ kN/ml}$$

- Pour une charge d'exploitation (charge routière), uniforme et infinie de 15 kN/m², est appliquée sur le remblai, la poussée unitaire sera augmentée en tout point de l'écran de : pour l'effet du chargement sur le terre-plein : $K_{aH} \cdot q = 0.44 \times 15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$.

VI.2.4. Calcul du moment de renversement

Le moment de renversement est égal à la force de poussée résultante multipliée par son point d'application.

$$\text{Moment de renversement} \rightarrow M_m = P_{\text{sta-terr}} \cdot H/3 = 158.40 * (6.0/3) = 316.8 \text{ kN/ml}$$

Tableau 21 : Efforts internes (sollicitations) dus aux différentes actions

Elément	Efforts	F _h (kN/m)	F _v (kN/m)	Bras levier/A	M _A (kN.m/m)	
G	Poids Béton	Semelle	37.50	1.50	-56.25	
		Voile rectan	34.38	1.125	-38.68	
		Voile triangu	17.19	1.375	-23.64	
	1	Total	89.07		-118.57	
	2	Amont		178.75	2.38	-425.43
	3	Poids sols	Aval	20.00	0.5	-10.00
Surcharge			85.0	2.30	-195.5	
4	Poussées sols	158.40		2.0	316.8	
Q	5	Poids	34.15	2.38	-81.28	
	6	Poussées	31.15	2.60	81.00	

VI.2.5. Vérification de la stabilité du mur

Après avoir déterminé les calculs et leurs synthèses dans le tableau 21, on peut passer à la vérification des conditions de sécurité.

- La capacité d'un écran de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous 2 aspects :
- la résistance intrinsèque du mur : par exemple si le mur en béton armé : calcul de béton armé (non traité dans cette partie), en considérant généralement le mur comme une poutre verticale.

La stabilité du mur est assurée si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci compte tenu des charges qui lui sont appliquées. C'est ce deuxième aspect qui fait l'objet des sections qui suivent :

Les critères de stabilité sont :

- non glissement du mur,
- non renversement du mur,
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

VI.2.6. Vérification de la sécurité vis-à-vis au glissement

Pour que le mur de soutènement soit stable vis-à-vis au glissement, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{N}{F} \times f \geq 1.5$$

N : Les forces stabilisantes

F : Les forces motrices

f : $\text{tg}\varphi = 0.7$

Alors, $N/F \cdot f = \frac{496.04}{189.55} \times 0.7 = \mathbf{1.83}$

Donc, on aura $C_g = 1.83 > 1.5 \rightarrow$ la sécurité contre le glissement est vérifiée.

VI.2.7. Vérification de la sécurité contre le renversement

On doit vérifier que : $\frac{\sum M_r}{M_m} > 1.5$

Application numérique : $949.35 / 316.8 = 2.99 > 1.5 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.2.8. Vérification de la sécurité de la portance du sol (sécurité au poinçonnement)

Après le glissement et le renversement, on étudiera maintenant le mur en tant que fondation.

Si $e \leq (CB/6)$, la résultante des forces F passe par le tiers central de la semelle du mur, l'intensité de la contrainte maximale est égale à :

$$\sigma_{\max} = (f_v / B) \cdot [1 + (6e / B)]$$

On vérifie alors que l'intensité de la contrainte maximale provenant du mur est inférieure à la contrainte admissible du sol : $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm sol}}$

- La résultante des charges verticales : $F_v = 496.04 \text{ kN/m}$
- CB : largeur de la semelle
- e : L'excentricité ; qui est le point d'application de la résultante des forces F par rapport à l'axe de symétrie de la semelle est : $e = |d - (CB/2)|$
- $d = Mr / F_v$

Application numérique :

$$d = \frac{949.35}{496.04} = 1.91 \text{ m}$$

Donc, $e = |1.91 - (3.0/2)| = 0.41 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{496.04}{3.0}\right) \cdot \left[1 + \left(\frac{6 \times 0.41}{3.0}\right)\right] = 300.93 \text{ kN/m}^2 = 3.00 \text{ bars}$$

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

Avec :

q_1 : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de fondation

γ_2 : poids volumique de sol latéralement à la fondation

q : surcharge vertical latérale à la fondation

C : cohésion du sol sous la base de fondation

B : largeur de fondation

D : profondeur de l'encastrement

$N_q(\varphi)$, $N_\gamma(\varphi)$ et $N_c(\varphi)$ sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de fondation.

Application numérique :

$$q_1 = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.88 \cdot 3.0 \cdot 19.13\right) + (0.25 \cdot 37.16) + (496.04 + (1.5 \cdot 2.2 \cdot 22.46))$$

$$= 633.39 \text{ kN/m}^2 = 6.33 \text{ bar}$$

Donc : $\sigma_{\max} = 3.00 \text{ bar} < q_1 = 6.33 \text{ bar} \rightarrow$ Alors la condition est vérifiée.

D'après les calculs de stabilité du mur de soutènement, on a pu déterminer que l'ensemble des vérifications sont satisfaisantes voir concluantes.

VI.3. Etude de la variante 2 d'un mur renforcé par géotextiles

VI.3.1. Introduction

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

Actuellement, les géotextiles sont plus utilisés et mieux connus que les géomembranes, employées notamment pour l'étanchéité des ouvrages. On recense plusieurs dizaines de domaines d'utilisation des géotextiles, de la géotechnique routière aux ouvrages hydrauliques en passant par la stabilisation des sols. Dans tous ces ouvrages les géotextiles remplissent l'une au moins des six fonctions élémentaires : la séparation, la filtration, le drainage, le renforcement, la protection, la lutte contre l'érosion (Payeur, J.B., 2015).

VI.3.2. Les géotextiles pour le renforcement des sols

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations.

L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles (Payeur, J.B., 2015).

Les **géogrilles** sont l'une des catégories de matériaux synthétiques (Fig 39) utilisés en génie civil dits « géosynthétiques », développés pour préparer des structures en couches plus souples et portantes, tout en étant plus légères (par rapport aux dalles ou routes classiques).



Figure 39 : Echantillons de géotextiles de renforcement (géo-grilles) (Lieux internet 7).

VI.3.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques

La modalisation du versant, préalable à tout calcul de stabilité, résulte des études qui ont été entrepris par le maître d'œuvre (SETS) en collaboration avec le maître d'ouvrage (DTP de Jijel), faites à base de reconnaissances et études réalisées lors de la première phase à savoir la phase préliminaire et étude géotechnique.

La conception consiste en la réalisation d'un mur en remblai technique d'une hauteur totale de 6.0 m, renforcé par des 12 nappes de géogrilles de types Fortrac de 110T, espacé de 0.50 m. la face du mur et protégé par une grille de végétalisation type HATE 23,142.

L'arrière du mur est équipé par un drain (POZIDRAI 7D240D/NW8) le long du talus après travaux de terrassement, connecté à une tranchée drainante équipée d'un drain PEHD Ø200 et un géotextile de recouvrement type ERGO ST 200 T.

Les caractéristiques des géogrilles utilisés sont énumérées ci-dessous :

➤ **Performance :**

- ✚ Très haute résistance et module.
- ✚ Effet d'imbrication immédiat.

- ✚ Renforcement par câblés en PET haute ténacité ou en PVA, adapté à des conditions des sols particuliers (PH élevés).
- **Renforcement :**
 - ✚ Excellent coefficient des frottements entre les sols et les géotextiles par imbrication.
 - ✚ Protection contre d'éventuels dégâts lors de l'installation.
- **Caractéristique :**
 - ✚ de 50 kN/m à 800 kN/m dans chaque direction.
 - ✚ Enduction respectant l'environnement (sans PVC).
 - ✚ Rouleaux de largeur 5.30m.
 - ✚ Rouleaux de largeur 100m au plus.
 - ✚ Service spécifique (à la demande pour de très haute résistance) : longueur adapté à la cale pinage.
 - ✚ Intégration possible de fibre optique pour monitoring.
- **Domaine d'application :**
 - ✚ Plateforme de transfert de charge sur inclusions rigides.
 - ✚ Culés de ponts et murs de soutènements.
 - ✚ Renforcement de sols peu porteurs, routes, voies ferrées, pistes.

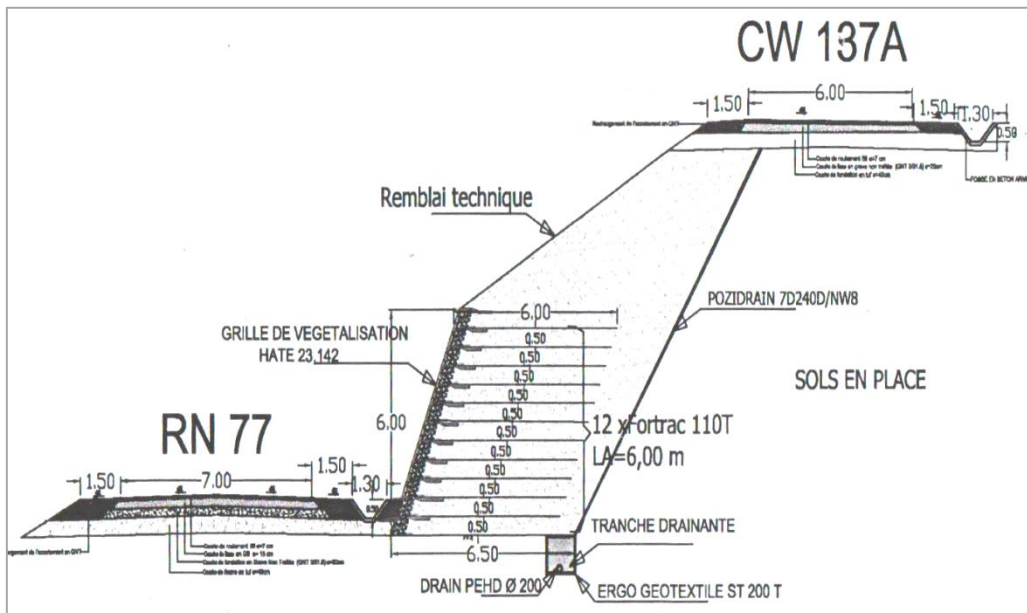


Figure 40 : Profil en travers avec dispositif de renforcement par géogrilles.

La démarche de la modalisation sera la suivante :

- Tracé de profils caractéristiques, notamment dans l'axe et la direction du glissement, à partir des données de la topographie de surface, de la stratigraphie du terrain et de la connaissance de la profondeur de la surface de glissement.
- Détermination des couches du calcul : chacune des couches définies à partir de la connaissance générale du site et des résultants des essais mécaniques des sols. On y définit notamment les valeurs des parements nécessaires au calcul à savoir :
 - γ : poids spécifique.
 - C : cohésion.
 - φ : angle de frottement.
- Détermination du régime hydraulique (ligne piézométrique)

VI.3.4. Synthèses de la caractérisation géotechnique de terrain

La loi de comportement utilisée pour caractériser le comportement des sols est « Mohr-Coulomb » (Elastic-Plastic). Les caractéristiques physicomécaniques des matériaux pris en considération dans la modélisation sont présentées dans le tableau 22 ci-dessous :

Tableau 22 : Caractéristiques géotechniques des unités géologiques.

Matériau	Modèle comportement	γ [kN/m ³]	C [kpa]	φ [°]
Couche 01	Mohr-coulomb	17.0	10.0	25.0
Couche 02	Mohr-coulomb	18.0	25.0	30.0
Couche 03	Mohr-coulomb	18.0	30.0	25.0
Couche 04	Mohr-coulomb	22.0	20.0	30.0

Le niveau de la nappe a été considéré à -13.0 m environ du terrain naturel en référence au modèle géologique déduit des lectures piézométriques des sondages près du profil étudié.

Tableau 23 : Caractéristiques de support (Géogrilles)

Type de renforcement	Espacement en (m)	Capacité de traction (KN)	Capacité de la plaque (KN)	Capacité de cisaillement (KN)	Longueur de liaison en (m)	La force de liaison (KN/m)
Fabric	0.5	800	450	100	6.0	50

À modélisation de l'effort sismique se fera par insertion du coefficient d'accélération sismique qui est pris égale à 0.20 g. Les charges dues au trafic routier sont modélisées comme des forces concentrées verticalement de 95 KN pour chaque roue espacée de 2 mètres.

La nappe est modélisée par une ligne qui s'étend de la partie amont vers la partie aval de la section traversant une ou plusieurs couches du sol.

VI.4. Analyse de stabilité

Une analyse de stabilité au glissement a été entreprise en prenant en considération les deux variantes proposées à savoir : un mur de soutènement en béton armé et un mur en remblai renforcé par des géogrilles.

Le pré-dimensionnement du mur a été effectué et l'ensemble des vérifications (au glissement, au renversement et au poinçonnement ont été concluante. Pour ce cas de la deuxième variante un prédimensionnement a été effectué par le bureau d'étude, et notre mission est vérifier la stabilité au glissement.

La présente analyse de stabilité au glissement a été effectuée en deux types de chargement statique et dynamique. Les résultats de coefficients de sécurité minimum sont récapitulés dans les tableaux (24 ; 25) ci-dessous :

Tableau 24 : Coefficients de sécurité « Variante 1 mur de soutènement en béton armé ».

Méthodes	Coefficient de sécurité F_s			
	Sans séisme	Commentaire	Avec séisme	Commentaire
Fellenius	1.701	Stable	1.425	Douteux
Bishop	1.905	Stable	1.603	Stable
Janbu	1.673	Stable	1.400	Douteux

Tableau 25 : Coefficients de sécurité « Variante 2 mur renforcé par des nappes de géogrilles ».

Méthodes	Coefficient de sécurité F_s			
	Sans séisme	Commentaire	Avec séisme	Commentaire
Fellenius	1.604	Stable	1.349	Douteux
Bishop	1.821	Stable	1.553	Stable
Janbu	1.612	Stable	1.358	Douteux

Les cercles de glissement critique (FS_{\min}) pour les deux variantes proposées à différentes

charges sont illustrés dans les figures (41 ; 42) ci-dessous :

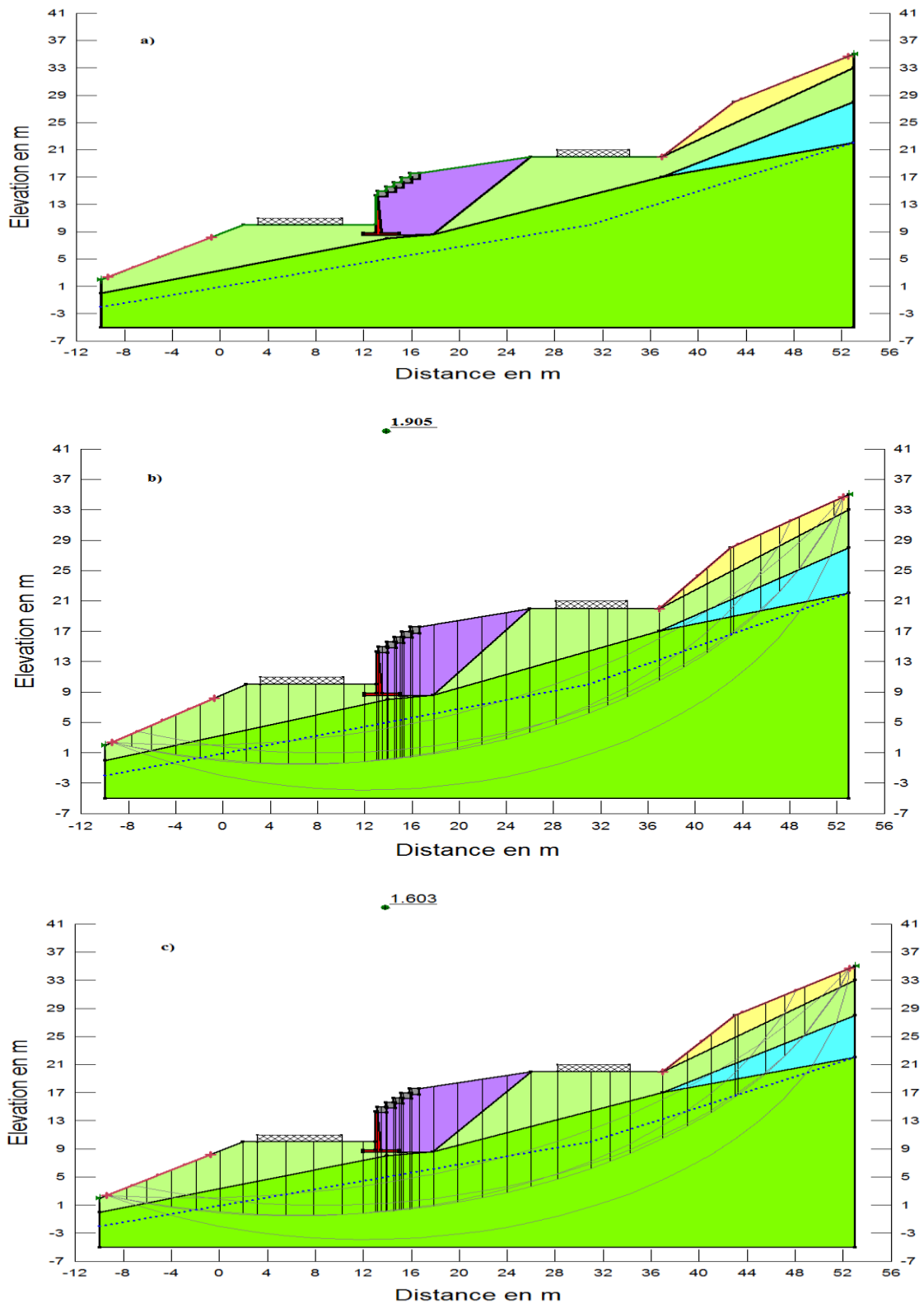


Figure 41 : Présentation des résultats d'analyse de stabilité pour la variante 1 Mur de soutènement en béton armé. (a)Modèle adopté, (b) analyse de stabilité à l'état statique, (c)analyse dynamique de stabilité (avec séisme).

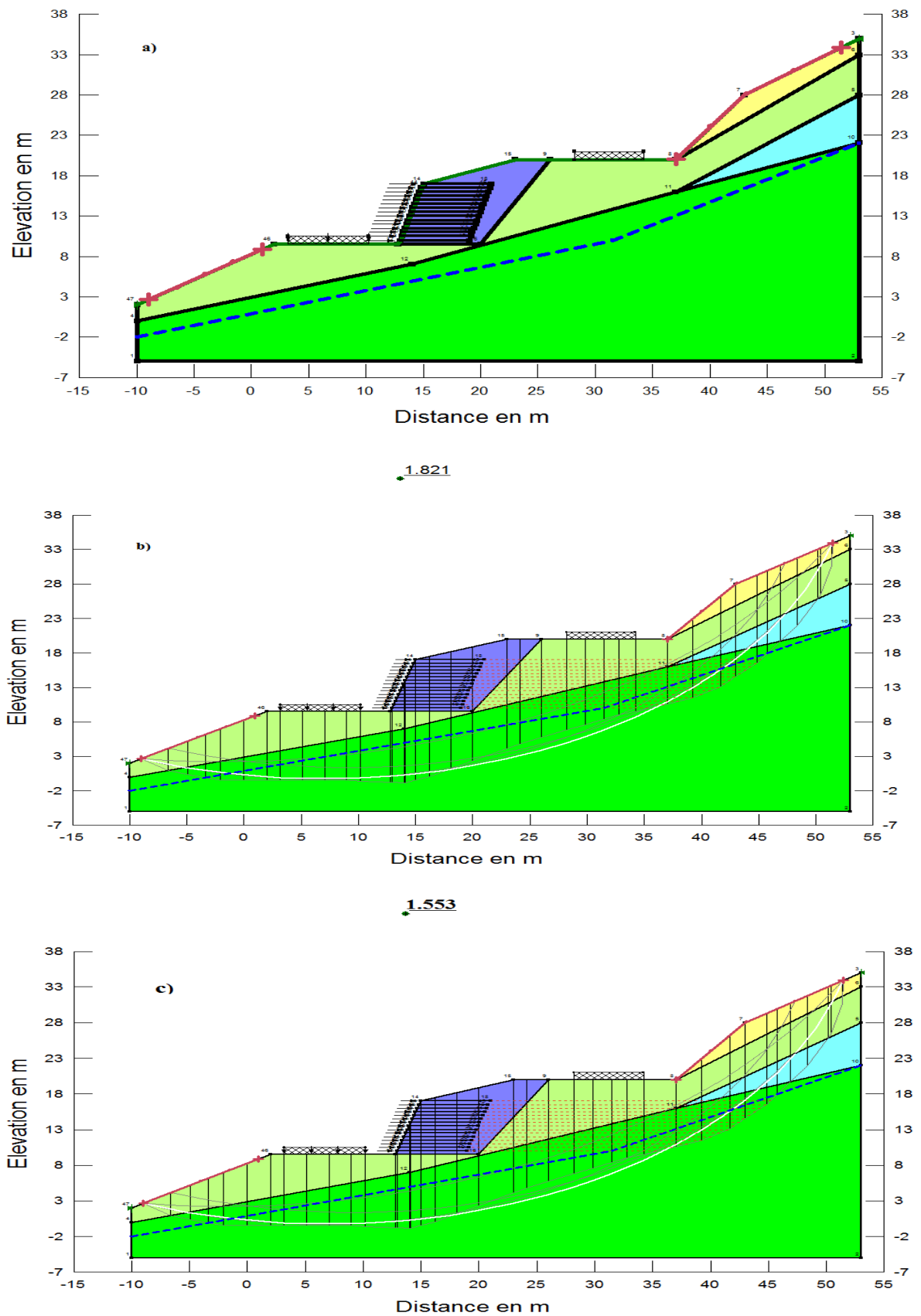


Figure .42 : Présentation des résultats d’analyse de stabilité pour la variante 2 Mur renforcé avec géogrilles. (a)Modèle adopté, (b) analyse de stabilité à l’état statique, (c)analyse dynamique de stabilité (avec séisme).

➤ Résultats et discussion

D'après les résultats obtenus présentés dans le tableau 24 et 25 et illustrés dans les figures 41 et 42, et suivant les profils choisis, on peut dégager les conclusions suivantes :

- Pour le cas de la variante 1 de mur de soutènement en béton armé, les résultats obtenus donnent tous les coefficients de sécurité largement en dessus des normes requises ($FS > 1.5$ pour le cas statique et > 1.0 pour le calcul dynamique).
- Pour la deuxième variante de mur en remblai renforcé par des géogrilles, les valeurs de coefficients de sécurité en différentes charges est de même que la 1^{ère} variante supérieures aux normes requises ($FS > 1.0$).

Au vu des résultats trouvés et vu l'importance du projet, la conception (dimensionnement) adoptée du mur avec les deux variantes présente des solutions bien adaptées au problème posé, car elles mènent à une augmentation des forces de résistance, et des coefficients de sécurité très encourageants.

VI.6. Conclusion

L'analyse de stabilité réalisée avec le logiciel Géoslope pour les profils choisis et pour les deux variantes adoptées ont mis en évidence des coefficients de sécurité largement admissibles et conformes aux normes requises pour les deux types de chargement statique et dynamique.

La solution de mur de soutènement en béton armé de 6.0 m de hauteur et 3.0 m de largeur de la semelle et avec un ancrage de 1.50 m a donné des résultats de vérification de la stabilité du mur (au glissement, au poinçonnement et au renversement) très satisfaisants, voir vérifiés. Cette conception a été validée par l'analyse de stabilité de l'ensemble.

De même pour la variante mur de soutènement en remblai renforcé par des géogrilles, les valeurs de FS largement supérieures aux normes requises permettent de valider ce choix.

Les valeurs de FS trouvées, indiquent que les solutions proposées présentent les modes de confortement les plus efficaces car ils mènent à une augmentation des forces de résistance, et des coefficients

Conclusion Générale et Recommandations

Le présent travail, rentre dans le cadre du projet de réhabilitation de la route CW137A au niveau du PK 00+100, il consiste en l'étude de confortement par mur de soutènement et analyse de stabilité au glissement de l'ensemble.

En ce qui concerne la méthodologie, on a effectué une étude de dimensionnement d'un mur de soutènement en béton armé et un mur en remblai renforcé par des géogrids et enfin analysé la stabilité au glissement afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide du logiciel Géoslope et elle a permis de localiser les surfaces du glissement critique.

A partir de cette étude, les deux approches de confortement adoptées ont été données des coefficients de sécurité largement admissibles, qui témoigne de son degré d'efficacité et qui permette de valider les deux variantes.

A partir des résultats trouvés, on a opté pour la solution qui prévoit la réalisation d'un mur de soutènement en béton armé de 6.0 m de hauteur, 3.0 de largeur de la semelle avec un ancrage de 1.50 m. Cette solution est largement économique et a permis d'arriver à un niveau de sécurité très encourageant avec des coefficients de sécurité conforme aux spécifications même dans les conditions de charges les plus défavorables et les charges sismiques.

Enfin, on peut dire que lors de l'étude de confortement de n'importe quel projet routier, ce qui compte, c'est d'effectuer un bon diagnostic des causes de désordres afin de pouvoir lutter efficacement contre. Il est évidemment possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le gain de sécurité vis-à-vis de la stabilité que l'on souhaite.

Mais il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

Recommandations

A l'image des résultats trouvés, on peut dire que la plupart des sinistres affectant les murs de soutènement, proviennent essentiellement d'une sous-estimation des effets du sà la présence d'eau :

- Phase de conception du mur : oubli à l'élaboration du projet des dispositifs de drainage et d'évacuation ;
- Phase d'exécution du mur : mauvaise réalisation de ces dispositifs.

Pour cela et dans tous les cas, un mur de soutènement doit être muni de dispositifs de drainage et d'un système d'évacuation des eaux susceptibles de s'accumuler derrière le voile. Ces dispositifs peuvent différer selon la qualité du remblai mis en place derrière le mur. Les remblais argileux doivent absolument être proscrits.

Quelques exemples de solutions courantes.

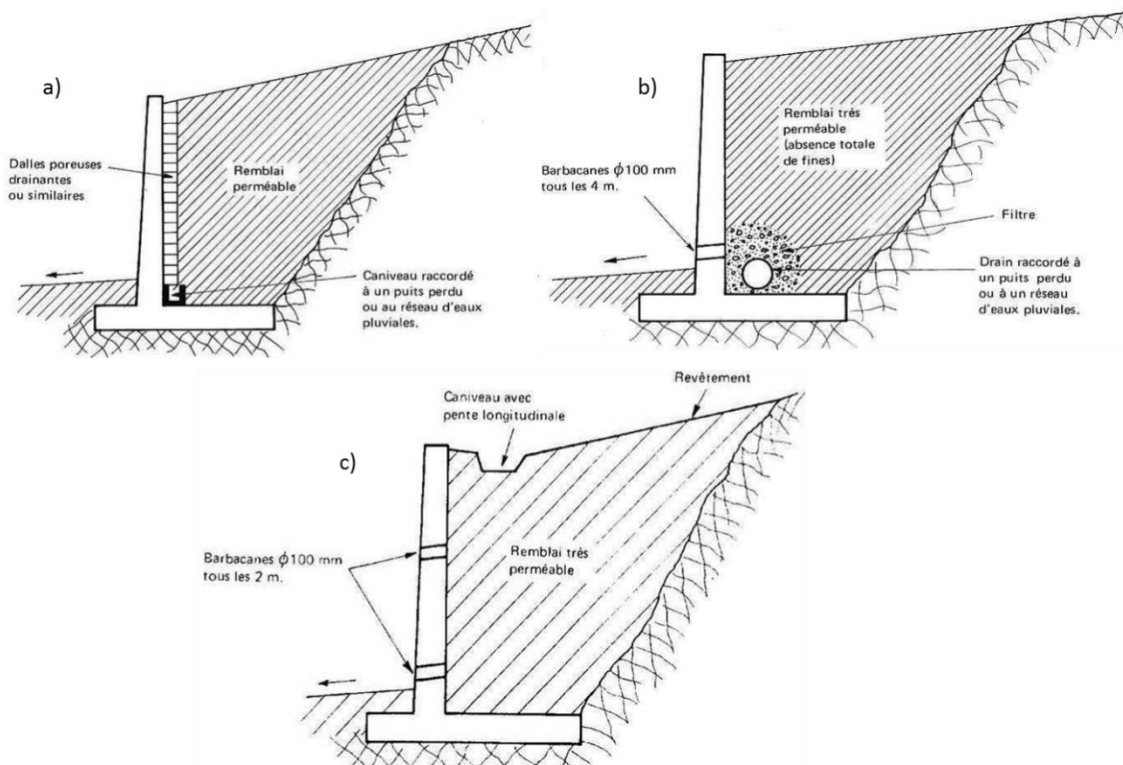


Figure 43 : Solution de système de drainage préconisé dans le cas des murs de soutènement.

Une autre solution acceptable consiste à augmenter le nombre de barbacanes (Fig 43c). Mais il y'a un risque qu'elles peuvent se colmater dans le temps, nécessitant donc un entretien périodique. De plus cette solution est peu esthétique et il existe toujours des coulures d'eau et de terre sur le parement du mur.

En cas de venue d'eaux de ruissellement importantes, il est conseillé de mettre en œuvre sur le terre-plein, un dispositif de recueillement et d'évacuation de ces eaux (Fig 43c).

Avant la mise en œuvre du remblai, il convient de s'assurer que ses caractéristiques géotechniques sont conformes à celles prises en compte dans l'élaboration du projet :

- Au niveau du calcul des poussées (contrôle de l'angle de frottement interne).
- Au niveau des dispositifs de drainage (vérification de leur perméabilité).

Une mauvaise exécution du remblai peut être la cause d'un déplacement important en tête du mur.

La mise en œuvre se fait par couches successives n'excédant pas 0,50 m, avec des engins de compactage légers. Le remblaiement en grande masse ou avec un engin de compactage lourd passant près du mur est à proscrire car l'ouvrage serait, dans ce cas, soumis à des conditions plus défavorables que celles pour lesquelles il a été calculé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

- **ANRH, (2017).** Précipitations enregistrées (en mm) période (2001-2018), station d'el agrem. Jijel.
- **ANRH, (2017).** Températures enregistrées (en C°) période (2001-2015), station d'el agrem. Jijel.
- **Benlamari, A. (2015).** Etude géologique et gîtologique de la minéralisation ferrifère et cupro-baritique des massifs carbonates de Kef Sidi Marouf, Kef Derdja et Kef Boulehname, Commune de Sidi Marouf (NE ALGERIEN), mémoire fin d'étude, université de Constantine. 86 p.
- **Bouillin, J.P (1977).** Géologie alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El Milia. Thèse de doctorat d'état, université de Paris VI (Pierre et Marie Curie), 511p.
- **Djellit, H (1987).** Évolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doct. Univ. De Paris-Sud Centre d'Orsay. 206p
- **Durand, Delga M (1955).** Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique (Thèse Paris). Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 2^{ème} Série, stratigraphie, descriptions régionales, N°24, 533 p. Alger.
- **Fahd, F., El Rhaffouli, O., (2016).** Etude climatologique de la région de Fes. Mémoire fin d'étude. Université Sidi Mouhammed Ben Abdellah, Maroc. 26 p.
- **Kabou, Y. Merad, L (2013).** Etude de stabilité et de confortement de glissement de terrain de Tergua Ouzemour Bejaia. mémoire fin d'étude. université de Bejaia. 109 p.
- **Payeur, J.B., (2015).** Modélisation du comportement d'un remblai renforcé sous chargement ferroviaire de type TGV. Thèse de doctorat, Ecole des Pont ParisEch, France, P260.
- **Raoult, J.F., (1974).** Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Thèse- Paris. Mém. N°121. Soc. Géol. Fr.162p.

- **SETS « Société d'Etude Technique de Sétif » (2017)**. Rapport campagne géotechnique : glissement N°1-CW 137A- PK00+100, Commune de Texenna. Antenne de Jijel.
- **Smahi, A. Zeghar, Z (2014/2015)**. Etude de confortement de glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kharrata wilaya de Bejaia. mémoire de fin d'étude. université de Bejaia. 69 p.
- **Vila, J.M. (1980)**. La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse de doctorat d'état, université Pierre et Marie Curie – Paris VI, 663p.
- **Wildi, W. (1983)**. La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : Structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. Rev. Géol. dyn. Géogr. Phys., vol.24, fasc. 3, pp. 201-297.
- **Liens internet :**
 1. https://fr.m.wikipedia.org/wiki/Glissement_de_terrain
 2. <http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4301.php>
 3. <https://d1n7iqsz6ob2ad.cloudfront.net/document/pdf/5385b4b5b79cd.pdf>
 4. https://www.imanuel.fr/RESTMG_SG/RESTMG_SGpart10dos29AC4doc18.htm
 5. Enregistreur de niveau piézométrique, Température, Pression.fr
 6. <https://www.prosensor.fr>,
 7. <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/7/76/Geogrids1.jpg>
 8. cours-mecanique-sols-1–Slideshare
<https://fr.slideshare.net/SouhilaBenkaci/coursmecaniquesols1>

ANNEXES



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A
 Endroit : PK 00+100

Dossier N° :
 Client : BEGETEC

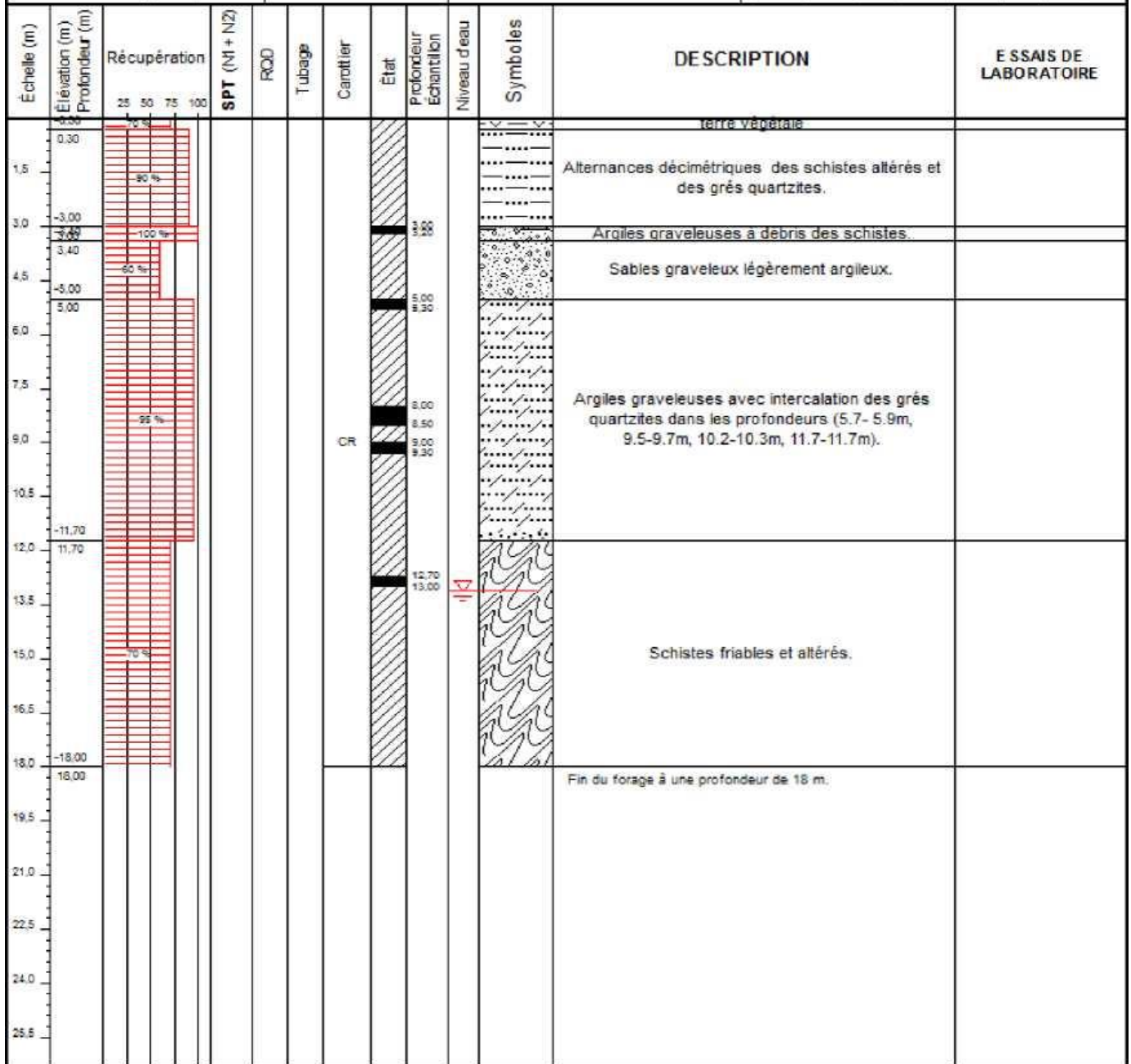
Date début : 16/10/2017
 Date fin : 16/10/2017
 Profondeur forée (m) : 18
 Niveau d'eau (m) : 13,10

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

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

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche



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, IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gs, 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

23/10/2017

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 02

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A
 Endroit : CW 137A PK 0+100

Dossier N° :
 Client : begetech

Date début : 03/10/2017
 Date fin : 04/10/2017
 Profondeur forée (m) : 15
 Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Eau
 Type forage : Rotation
 Foreuse : APAFOR 450 RS

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roope

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25 50 75 100										
1.0	-1.00 1.00	85 %			1.20						Corps de chaussé (BB : 0.15 m, GNT : 0.35 m, TVC : 0.60 m).	
2.0		90 %									Grès quartzite très fragmentés et fracturés.	
3.0	-3.00 3.00							3.50 3.70			Alternances décimétriques des schistes altérés et des grès quartzites.	
4.0		85 %										
5.0												
6.0	-6.00 6.00							6.00 6.40				
7.0						CR						
8.0												
9.0												
10.0		90 %									Schistes plus ou moins compactés, parfois friables.	
11.0												
12.0												
13.0												
14.0												
15.0	-15.00 15.00										Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
16.0												
17.0												

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
 CIB : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à renforcement

Préparé par : AMIMOUR M

Vérifié par : HASSEINE ALI

11/10/2017

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 03

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A
 Endroit : CW 137A PK 0+100

Dossier N° :
 Client : begetech

Date début : 05/10/2017
 Date fin : 08/10/2017
 Profondeur forée (m) : 15
 Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Eau
 Type forage : Rotation
 Foreuse : APAFOR 450 RS

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0.30		25 50 75 100									Corps de chaussée (BB : 0.05 m, GNT : 0.25 m).	
	0.30											Remblais constitué des galets, sables et des argiles.	
1.0	0.80					120						Alternances décimétriques des schistes altérés et des grès quartzites.	
2.0													
3.0	-3.00												
4.0	3.00												
5.0													
6.0													
7.0													
8.0							CR						
9.0												Schistes friables parfois argileux.	
10.0													
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0	-15.00											Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
16.0	15.00												
17.0													

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'Aterberg (WL, IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (Gd, Gh)
 AG : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à renforcement

Préparé par : AMIMOUR.M

Vérifié par : HASSEINE ALI

11/10/2017

Page : 1 de 1

β/φ	δ/φ		0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,406	0,467	0,364	0,427	0,367	0,433		
+ 0,4	0,464	0,544	0,422	0,504	0,428	0,515		
+ 0,6	0,510	0,603	0,468	0,566	0,476	0,580		
+ 0,8	0,586	0,699	0,546	0,668	0,557	0,688		
+ 1,0	0,922	-	0,879	-	0,906	-		

$\varphi = 25^\circ$

β/φ	δ/φ		0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,333	0,398	0,300	0,366	0,308	0,378		
+ 0,4	0,386	0,470	0,352	0,440	0,363	0,458		
+ 0,6	0,428	0,528	0,395	0,499	0,409	0,534		
+ 0,8	0,500	0,624	0,469	0,602	0,488	0,634		
+ 1,0	0,850	-	0,822	-	0,866	-		

$\varphi = 30^\circ$

β/φ	δ/φ		0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,271	0,336	0,247	0,314	0,260	0,333		
+ 0,4	0,316	0,403	0,291	0,383	0,309	0,409		
+ 0,6	0,353	0,456	0,329	0,439	0,349	0,472		
+ 0,8	0,419	0,548	0,397	0,538	0,423	0,583		
+ 1,0	0,767	-	0,756	-	0,819	-		

$\varphi = 35^\circ$

β/φ	δ/φ		0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,218	0,282	0,202	0,269	0,219	0,295		
+ 0,4	0,254	0,341	0,239	0,331	0,261	0,366		
+ 0,6	0,286	0,388	0,271	0,382	0,297	0,425		
+ 0,8	0,342	0,472	0,330	0,475	0,364	0,533		
+ 1,0	0,676	-	0,683	-	0,766	-		

$\varphi = 40^\circ$



Essai de Pénétration Dynamique
NF P 94-115

INTITULE : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137A-PK 00+100
N°DOSSIER : 41/E/16/2017
LIEU : CW 137 APk 0+100
CLIENT : Begetech
DATE ESSAIS : 15/11/2017 au 15/11/2017

Référence essai : PDL 1

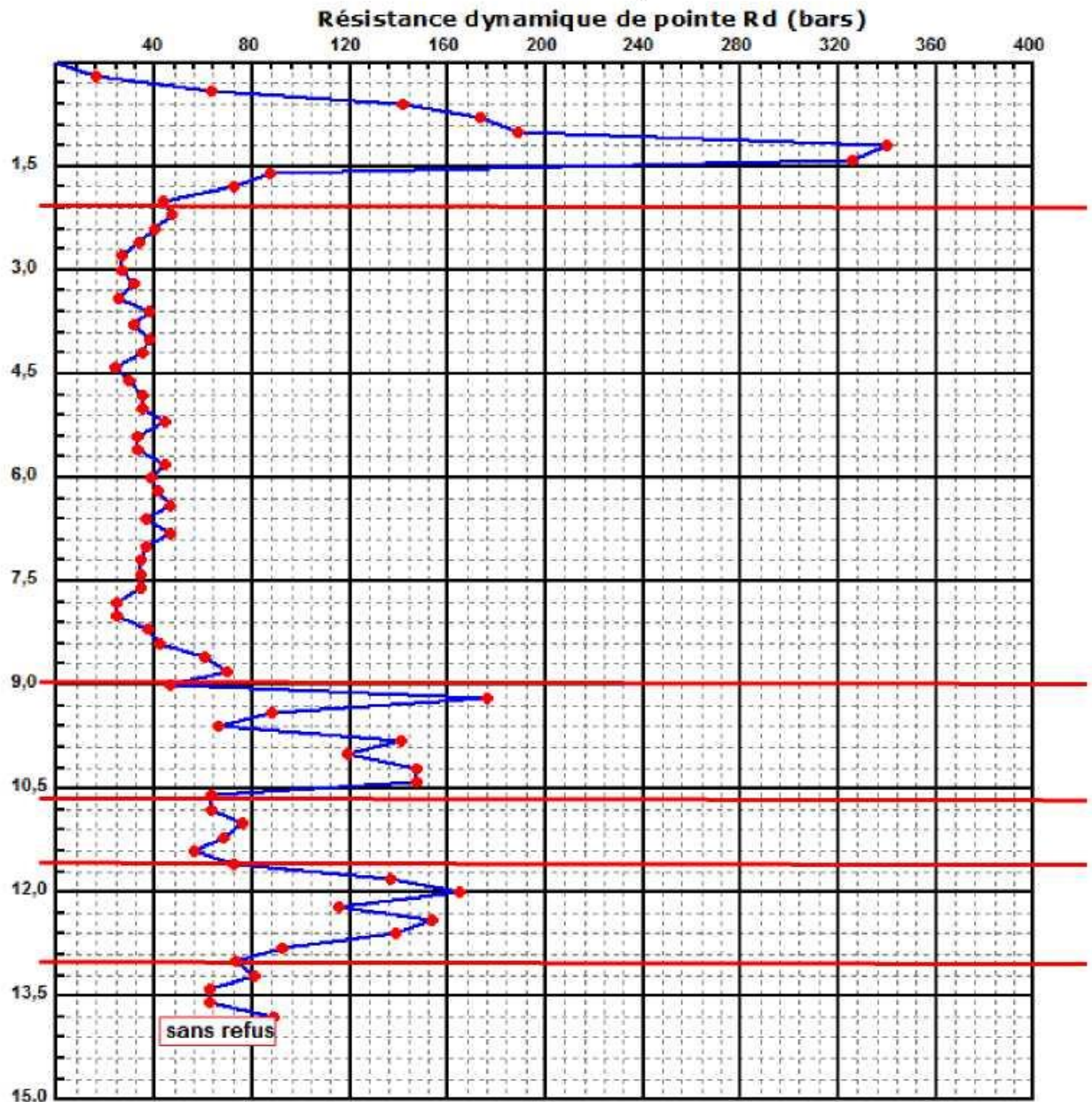
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

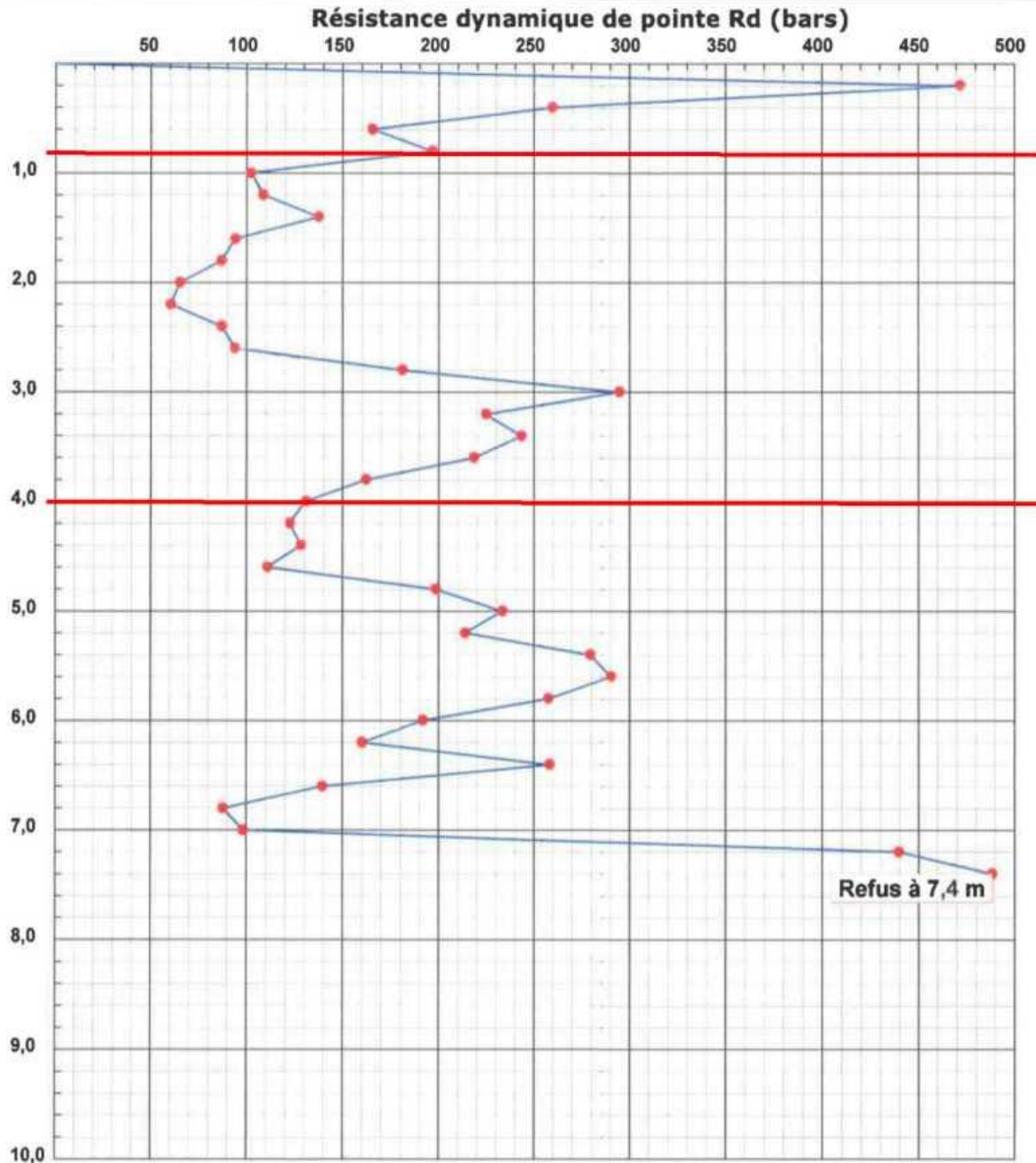
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e/N \times (m + \sum m')}$$



N°DOSSIER : /E/18/2017
LIEU : JIJEL
CLIENT : BEGETEC
DATE ESSAIS : 10/10/2017 au 10/10/2017

Localisation :
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

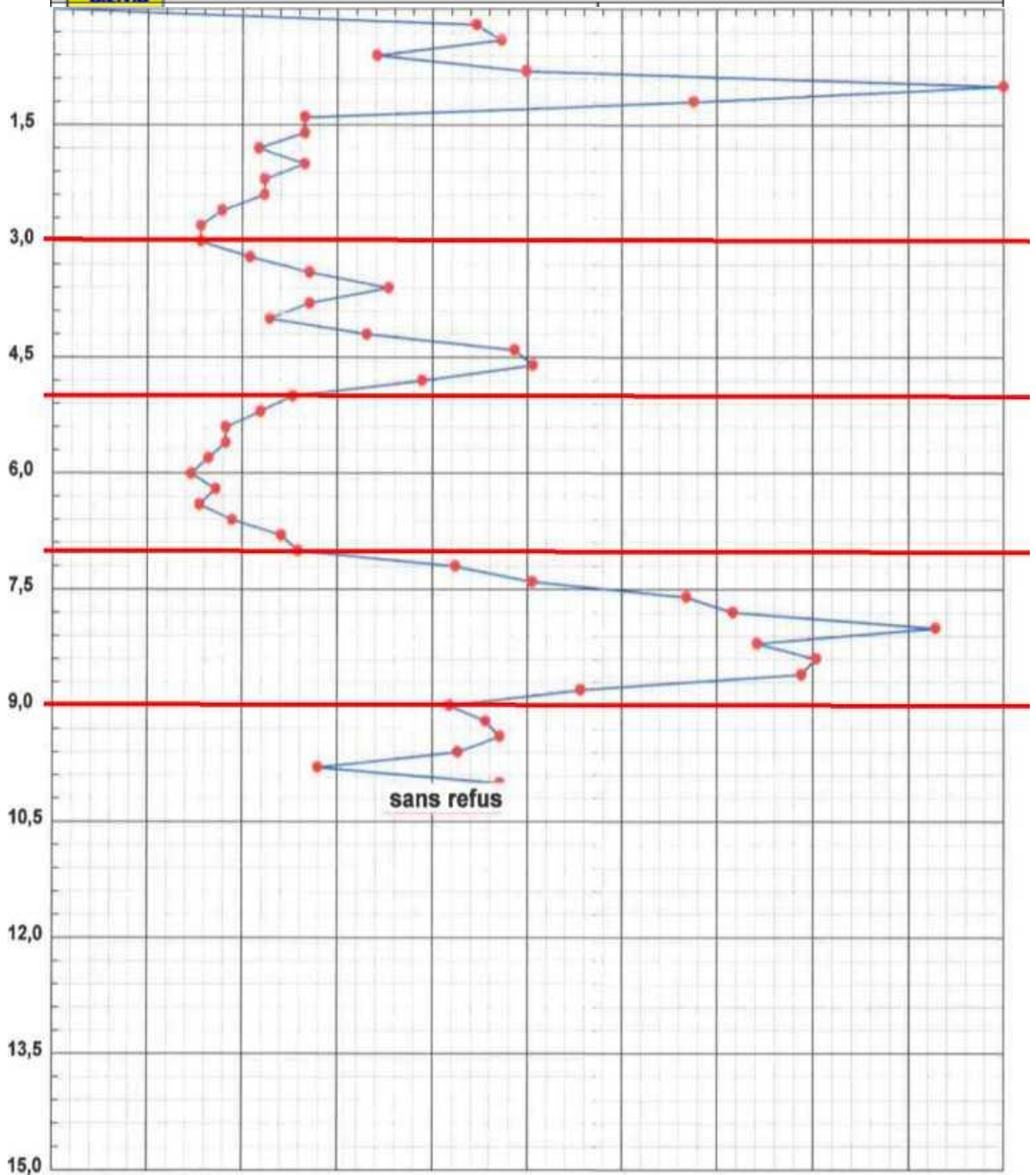
Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e/N \times (m + \sum m')}$$



Essai de Pénétration Dynamique
NF P 94-115



Résumé

L'instabilité de terrain étudiée dans ce mémoire se situe sur le CW137A à l'intersection entre Texenna et Selma, à 20 km du Sud-Est de la wilaya de Jijel. Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs : la pente du talus, la lithologie du sol, la forte pluviométrie et la surcharge en tête du talus

Le projet objet d'étude consiste en l'étude de dimensionnement et d'analyse de stabilité au glissement de deux variantes de mur de soutènement, le premier en béton armé et un deuxième en remblai renforcé par des géogrilles,

Une campagne de diagnostic des désordres apparus à l'ouvrage préexistant a été menée pour expliquer les causes probables, suivi d'une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique afin de déterminer la nature lithologique et les caractéristiques physico-mécaniques des différentes formations constituant le terrain de fondation.

L'étude a été entreprise par un prédimensionnement du mur de soutènement en béton armé qui a aboutie a un mur de 6.0 m de hauteur, larguer de la semelle de 3.0 m et un ancrage à 1.50 m de profondeur, en se basant sur les formules statiques et conformément aux charges transmises. Une seconde étude d'un remblai renforcé par des géogrilles a été adoptée et validé par le maitre d'ouvrage.

L'analyse de stabilité au glissement des deux variantes a été effectuée par modélisation numérique avec le code SLOPE/W. A partir des résultats obtenus qui donne des valeurs de coefficient de sécurité très satisfaisant à différentes combinaison de charges, nous pouvons dire que les deux variantes sont à retenir, et le choix d'un mur de soutènement en béton armé reste la solution la plus économique.

Mots clés : mur de soutènement, géogrilles, stabilité, prédimensionnement, remblai renforcé, Texenna, CW137A.

Abstract

The ground instability studied in this memoir is located on the city road CW137A at the intersection between Texenna and Selma, 20 km from the Southeast of Jijel city. The disorders observed in the study area are the result of the combination of several factors : slope ground, soil lithology, high rainfall and overload at the head of the slope.

The project under study consists of the study of dimensioning and analysis of the stability of the sliding of two variants of retaining wall, the first in reinforced concrete and a second embankment reinforced by geogrids.

A campaign to diagnose the disorders that appeared at the pre-existing structure was conducted to explain the probable causes, followed by a geological and geotechnical reconnaissance campaign to determine the lithological nature and the physico-mechanical characteristics of the various formations constituting the terrain of foundation.

The study was undertaken by a pre-dimensioning of the reinforced concrete retaining wall that resulted in a 6.0 m high wall, a 3.0 m footing and an anchor at 1.50 m depth, based on the formulas static and comply with the transmitted loads. A second study of an embankment reinforced by geogrids has been adopted and validated by the client.

The slip stability analysis of the two variants was performed by numerical modeling with the SLOPE / W code. From the results obtained, which give very satisfactory safety coefficient values to different load combinations, we can say that both variants are to be retained, and the choice of a reinforced concrete retaining wall remains the most economical solution. .

Keywords: retaining wall, geogrids, stability, predimensioning, reinforced embankment, Texenna, CW137A.

ملخص

تقع حالة عدم الاستقرار التي تمت دراستها في هذه المذكرة على الطريق الولائي CW137A عند نقطة التقاطع بين منطقتي سلمى وتاكسنة، على بعد 20 كم جنوب شرق ولاية جيجل. الاضطرابات التي لوحظت في منطقة الدراسة هي نتيجة لمزيج من عدة عوامل: ميل المنحدر طبيعة التربة ارتفاع هطول الامطار والثقل الزائد عند راس المنحدر

المشروع قيد الدراسة يعمل على دراسة الأبعاد وتحليل الاستقرار للانزلاق لنوعين مختلفين من الجدار الحاجز، الأول مشكل من الخرسانة المسلحة والثاني ردم من التربة معزز ب- geogrids

تم إجراء حملة لتشخيص الاضطرابات التي ظهرت في الطريق الموجود مسبقاً لشرح الأسباب المحتملة لذلك، تلتها حملة استطلاعية جيولوجية وجيوتقنية لتحديد الطبيعة الليثولوجية والخصائص الفيزيائية والميكانيكية لمختلف التكوينات التي تشكل أساس الارضية.

تم إجراء الدراسة من خلال تحديد أبعاد سابقة للجدار الحاجز بالخرسانة المسلحة والذي أدى إلى تحديد ارتفاع الجدار ب- 6.0 أمتار وقاعدة ب- 3.0 أمتار ومرساة على عمق 1.50 متر، استناداً إلى القوانين الثابت وطبقاً للحمولات المطبقة. تم اعتماد دراسة ثانية لردم من التربة معزز ب- geogrids ورسم منقّب لصاحب المشروع.

تحليل ثبات الانزلاق للحالتين من خلال النمذجة العددية لبرنامج SLOPE/W. انطلاقاً من النتائج المتحصل عليها، والتي تعطي قيمًا مرضية جدّ المعامل السلامة لمختلف ظروف الحمل، يمكننا القول أن كلا الخيارين يجب الاحتفاظ بهما، ويظل اختيار جدار بالخرسانة المسلحة هو الحل الأكثر اقتصاداً.

الكلمات المفتاحية: جدار الدعم، geogrids، الثبات، تحجيم اولي، تاكسنة، ردم ترابي مدعم. CW137A