الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur **et de la** *Recherche Scientifique*

جـــامعـــة محمد الصديق بن يحي- 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

كليـة عـــلوم الطـبيعـة و الحـــياة
قســـم: علوم الأرض والكون

Mémoire de fin d'études

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

Option : **Génie Géologique**

Thème

Etude de confortement de terrain par paroi berlinoise au niveau du PK 31+600, Projet pénétrante autoroutière 77, Djendjen El-Eulma,Wilaya de Jijel

Membres de Jury
President: M^lle^. Kherrouba Hassiba
Examinateur: Mr. Kebab Hamza
Encadrant : Dr. Baghdad Abdelmalek

Présenté par :
Madi Ahmed
Benlfatmi Ismail

Année Universitaire 2017-2018

Numéro d'ordre (bibliothèque) :……..……..

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné courage et santé durant nos années d'études.

Nous remercions notre encadreur Mr. Baghdad Abdelmalek, pour son aide et conseils tout au long de la préparation de ce travail.

Sans oublier aussi de remercier les membres du jury qui ont bien voulu accepter de juger ce modeste travail.

Nos remerciements sont adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nous remercions tous les responsables de l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA), en particulier le chef sous-section ouvrage d'arts Monsieur YAKOUBI Mohamed pour les explications, les aidées et les conseils.

Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragé de près ou de loin durant la finalisation de notre projet de fin d'étude.

Merci à Tous.

Ismail et Ahmed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de fin d'études

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Ma mère qui m'a donnée l'espoir d'exceller dans mes études

Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mes frères : ALI, DAOUD et ANTAR YAHIA

A ma sœur : ROKIA

A toute ma famille BENLFATMI

A tous mes amies sans exception.

A la promotion de Génie Géologique 2018

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

ISMAIL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de fin d'études

A *mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin*

Ma mère qui m'a donnée l'espoir d'exceller dans mes études

Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mes frères FETAH, KARIM, ZIZOU, SALAH, ABDOU, ALI et OMAIR.

A RIAD

A mes sœurs ASSIA, NORA, KHAOLA, SOUMIA, NEHLA, WAFA AMINA.

A ANES, BELKISS, TAHA, OUADOUD, HIMOU, SALSABIL, ALAA

A toute la famille MADI

A tous mes enseignements

A la promotion Génie de Géologique 2018.

A tous mes amis sans exception.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

AHMED

Résumé

Le secteur objet de notre étude est situé à la terminaison sud du viaduc localisé sur d'oued Djendjen, plus exactement sur le tronçon qui traverse en déblais au PK 31+600 un terrain en pente. Pour éviter tout risque de glissement de terrain pendant réalisation ou à long terme, il a été décidé de renforcer le talus par une paroi berlinoise en pieux constituée d'une ligne de pieux de 1.20 m de diamètre, espacés de 0.20 m et de de 20 m de profondeur et soutenue par des tirants d'ancrage lors des phases d'excavation.

L'objectif essentiel de notre travail est d'assurer la stabilité lors les travaux par établissement une modélisation permettant de simuler les phasages de réalisation de la paroi berlinoise en prenant en considération les travaux de mise en place de la proie, des tirants d'ancrages et des excavations et enfin analysé la stabilité générale du versant après renforcement.

La modélisation a été effectuée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Géo-studio 2007 (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W). Les résultats de la modélisation ont permis à priori d'appréhendé le comportement de la paroi berlinoise, avec des déplacements par rapport à x et par rapport à Y. L'interaction entre la paroi et les tirants est également correctement estimée et traduite par l'évolution des déplacements en tête de paroi.

- **Mots clés :** paroi berlinoise, stabilisation, tirants d'ancrages, renforcement, modélisation.

Abstract

The sector of our study is located at the southern end of the viaduct located at Wadi Djendjen level, more precisely at a section that cuts through a cut-off site at KP 31 + 600. To avoid any risk of landslide during the construction phase or in the long term, it was decided to support the embankment with a Berlin wall in piles consisting of a line of piles 1.20 m in diameter, spaced 0.20 m and 20 m deep and supported by tie rods during the excavation phases.

The main objective of our work and to establish a model allowing to simulate the phases of realization of the Berlin wall by taking into account the work of installation of the prey, the anchors and the excavations and finally analyzed the general stability of the slope after reinforcement

The modeling was done using the Geo-studio 2007 suite of software packages (i.e. SIGMA / W and SLOPE / W). The results of the modeling made it possible, in principle, to apprehend the behavior of the Berlin wall, with displacements with respect to x, and a maximum displacement with respect to for a support height of 10.0 m. These values seem to be very acceptable. The interaction between the wall and the tie rods is also correctly estimated and reflected by the evolution of the wall head displacements.

- **Key words**: Berlin wall, stabilization, ties rods, reinforcement, modeling.

ملخص

تقع منطقة الدراسة في النهاية الجنوبية من جسر واد جن جن تحديدا على مستوى المقطع الكيلومتري 600+31 مرورا بمنحدر ناشئ جراء تسوية التربة، وذلك لتجنب خطر انزلاق التربة على المدى البعيد، ولهذا تقرر تثبيت التوازن في هذا المنحدر بإنشاء حائط صد بالأعمدة من نوع بيرلينواز المتكون من أعمدة مسطرة قطرها 1.20 متر، ومعدل تباعد 0.20 متر، وعمق الانغماس يقدر ب 20متر مدعم بقضيب ربط من كابلات مغروس في عمق التربة.

الغرض الأساسي من هذا العمل هو انشاء برمجة تحاكي مراحل انشاء حائط الصد مع الاخذ بعين الاعتبار الدعائم القضيبية وكذا دراسة التوازن العام للمنحدر والحائط معا خلال كل مرحلة من التسوية.

تتم المحاكات بمجموعة من البرامج التابعة لبرنامج(SEGMA/W.SLOP/W) Géo-studio2007 . نتائج المحاكات مكنت من فهم خصائص هذا الحائط منها تحديد قيمة الانحراف وفق المحور الافقي في اعلى الحائط X وكذا درجة الانحراف القصوى وفق المحور العمودي Y عند بلوغ 10 أمتار من التسوية. هذه القيمة تعتبر جد مقبولة. اذن فالتأثيرات المتبادلة ما بين الحائط والدعائم القضيبية مقدرة بشكل جيد وهذا ما تبين في نتائج الانحراف القصوى اعلى حائط الصد.

- **الكلمات المفتاحية:** حائط صد بيرلينواز. التوازن. الدعائم القضيبية. تدعيم. محاكات.

Table des Matières

- Résumé
- Table de matière
- Introduction générale……..……1

Chapitre I : Cadre géographique et géomorphologique

I.1 Introduction…….…..……...…..2

I.2 Localisation du projet objet d'étude (paroi en pieux types Berlinoise) …….....….2

I.3 Climat……..…3

I.4. Hydrogéologie du site……....……..……..…….…4

I.4.1 La nappe de l'oued Djendjen.....5

I.4.2 Barrages de Tabellout.....5

I.4.2 Géomorphologie du secteur d'étude.…….……6

I.5.1 Condition de sol.....8

Chapitre II: Cadre géologique régional et local

II.1 Introduction 9

II.2 Les grands ensembles géologiques du massif de petite Kabylie :.....…10

II.2.1 Le domaine interne.....10

II.2.1.1 Le socle Kabyle.....10

II.2.1.2 Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle (OMK) et les olistostromes..…11

II.2.1.3 Les formations olistostromiques 11

II.2.2 Le domaine des flyschs.....11

II.2.2.1 Le flysch mauritanien (flysch de Guerrouch) 11

II.2.2.2 Le flysch massylien.....12

II.2.2.3 Le flysch Numidien.....12

II.2.3 Formation telliennes ……..…….……12

II.2.4 Les dépôts néogènes.....13

II.2.5 Les formations du Quaternaires 13

II.2.6 Les roches magmatiques 13

II.3 Cadre géologique local 14

II.3.1 Introduction 14

II.3.2 Litho stratigraphie des formations géologiques le long du PK 31+400 à PK 34+600 :.....14

II.3.2.1 Le trias 15
II.3.2.2 Les formations de type flysch massylien 15
II.3.2.3 Complexe Volcano Sédimentaire 16
II.3.2.4 Les formations telliennes 18
II.3.2.5 Les formations du Quaternaires 19
II.4 Sismicité ……..…….20
II.4.1 Aspect morpho-structural du site 21
II.5 Conclusion……22

Chapitre III : Campagne de reconnaissances géotechniques

III.1 Introdution 23
III.2 Compagne de reconnaissances géotechniques 23
III.2.1 Levés géo-structuraux 25
III.2.2 Les sondages carottés 27
III.2.3 Essai In-situ 29
III.2.3.1 Essai de perméabilité Lugeon et Lefranc 29
III.2.3.1.1 Essai d'eau Lugeon 29
III.2.3.1.2 Essai d'eau Lefranc 30
III.2.3.2 Mesure piézométrique 31
III.2.3.3 Essai de pénétration au carottier (SPT) 31
III.2.4 Essais au laboratoire 32
III.2.4.1 Essais physiques 33
III.2.4.1.1 Granulométrie 33
III.2.4.1.2 Teneur en eau, poids volumique, porosité et indice des vides 33
III.2.4.1.3 Limites d'Atterberg 34
III.2.4.1.4 Essai de bleu de méthyléne 36
III.2.4.2 Essais mécanique 37
III.2.4.2.1 Essai de cisaillement rectiligne à la boite (Essai CD) 37
III.2.4.3 Analyses chimiques 38
III.3 Synthèse de la caractérisation géotechnique 38
III.4 Conclusion 39

Chapitre IV : Comportement du paroi et modélisation

IV.1 Introduction 41
IV.1.1 Paroi Berlinoise 41
IV.1.2 Paroi en pieux distants ou sécants 41
IV.2 Présentation du projet et objet d'étude 42
IV.2.1 Domaine d'emploi 43
IV.2.2 Principe de la technique « Paroi berlinoise » 43
IV.2.3 Caractéristiques et conception de la Paroi en pieux « Berlinoise » au Pk31+690..45
IV.2.4 Description de la technique 45
IV.2.4.1 Propriétés des tirants……..46
IV.2.5 Les étapes de réalisation de la paroi berlinoise en pieux 47
IV.2.6 Synthèses de la caractérisation géotechnique 47
IV.3 Approche numérique de modélisation 48
IV.3.1 Présentation des logiciels SIGMA/W et SLOPE/W 49
IV.3.2 Géométrie du modèle 49
IV.3.3 Procédures de calcul et modélisation en contrainte-déformation avec SIGMA/W……...50
IV.4 Conclusion.. ……..59

- Conclusion générale.....60

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 : Situation géographique de la zone d'étude (extrait de la carte topographique Texanna 3
Figure I-2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH1996). 4
Figure I-3 : Bassin versant d'Oued Djendjen 5
Figure I-4 : Retenue du barrage Tabelloute 6
Figure I-5 : Carte des pentes de bassin versant d'Oued Djendjen 7
Figure I-6 : Vue panoramique de la zone d'étude caractérisant une topographie peu vallonnée. 7

Chapitre II :

Figure II-1 : Carte de localisation des principales unités géologique.....9
Figure II-2 : Configuration des grands domaines de l'orogéne alpin en méditerranée occidentale, modifié par Djellit, 1987 d'après (M. Durand.Delga,1969). 10
Figure II-3 : Pélites feuilletées du Crétacé inférieur(Néocomién).....16
Figure II-4 : Esquisse géologique de la petite Kabylie (Andrieux et Djellit,1989)......17
Figure II-5 : Dépôts alluvionnaires au nieau d'oued Djendjen 19
Figure II- 6 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)……..20

Figure II-7 : Carte géologique du secteur caractérisé par la faille régionale active chevauchement de la petite Kabylie.....21
Figure II-8 : Coupe géologique N-S de la région d'étude réalisée par Rouikha.Y (2016)…….22

Chapitre III :

Figure III-1 : Localisation des sondages de compagne de reconnaissance 24
Figure III-2 : Coupe N-S illustrant les différentes unites géotéchnique et l'implantation des moyens de reconnaissances. 25
Figure III-3 : Etat de fracturation du massif rocheux. 26
Figure III-4 : projection stéréographique des discontinuités des levés LG 67. 26
Figure III-5 : Photo des caisses à carotte du sondage Pk31+800 de (0.00 à 25.00 m).....28
Figure III-6 : Principe de l'essai d'eau Lugeon. 29
Figure III-7 : Réalisation d'une cavité pour un essai d'eau Lefranc (NF P94-132). 30
Figure III-8 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier (NF P94-116). ……..31

Figure III-1 : Représentation schématique des limites d'Atterberg NF P 94-051……..35

Chapitre IV :

Figure IV-1 : Vue d'ensemble d'une paroi en pieux distants tirantée, réalisée dans les schistes (Nouvel Equipement Culturel, Rennes**).** 42
Figure IV-2 : Vue en plan de la section objet d'étude PK31+690. 43
Figure IV-3 : Schéma d'exécution d'une paroi Berlinoise. 44

Figure IV-4 : Coupe en travers de la paroi berlinoise illustrant les pieux et les tirants d'ancrage. 46
Figure IV-5 : Configuration générale de la paroi.....48
Figure IV-6 : Modèle adopté pour la modélisation numérique.....50
Figure IV-7 : Présentation des courbes de variation des déplacements par rapport à X de la phase 1 à la phase 4 53
Figure IV-8 : Présentation des courbes de variation des déplacements par rapport à X de la phase 5 à la phase 8. 54
Figure IV-9 : Présentation des graphes de variation des contraintes totales, des forces de cisaillement et des déplacements par rapport à X de la phase 1 à phase 4……..55
Figure IV-10 : Présentation des graphs de variation des contraintes totales, des forces de cisaillement et de déplacement par rapport à X de la phase 5 à la phase 8.....56
Figure IV-11 : Cercle de glissement au niveau du talus……..…….57

Liste des Tableaux

Chapitre II :

Tableau II-1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPA , 2003).....……21

Chapitre III :

Tableau III-1 : Programme de reconnaissances géotechnique. 24
Tableau III-2 : Colonne lithologique du sondage S-RL 13-1.....27
Tableau III-3 : Description des unités géotechnique le long du tracé. 28
Tableau III-4 : Résultats de perméabilité de type Lugeon et Lefranc. 30
Tableau III-5 : Résultats des lectures piézométrique au niveau du sondage S-RL 13-6.....31
Tableau III-6 : Résultats de l'essai SPT. 32
Tableau III-7 : Résultats des essais granulométriques au niveau du sondage S-RL13-1.....33
Tableau III-8 : Résultats des essais physiques (teneur en eau, poids volumique et degrée de saturation. 34
Tableau III-9 : Résultats de l'essai limite d'Atterberg. 35
Tableau III-10 : Etat du sol d'aprés l'indice de plasticité (sanglerat,et Costet,1983) 35
Tableau III-11 : Capacité d'échange de cations (CEC) et spécifique de quelques argiles (grim,1962).....36
Tableau III-12 : Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthylene VB 36
Tableau III-13 : Résultats de l'essai au bleu de méthylene. 37
Tableau III-14 : Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne(consolidé drainé). 37
Tableau III-15 : Résultats d'analyses chimiques. 38
Tableau III-16 : Caracrtéristiques intrinsèques des unités géotechniques. 40

Chapitre IV :

Tableau IV-1 : Propriétés des tirants……..……..46

Tableau IV-2 : Caractéristique géotechnique des unités géologique.....47
Tableau IV-3 : Valeur du tassement totale par rapport à X et Y les différentes phases de calcul ……..……57

Introduction générale

Le tracé de la pénétrante autoroutière projetée entre le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest s'étend sur plus de 110 km environ. Le tracé passe à proximité des localités de Taher, Texenna, Djimla, Ain Sebt, Beni Aziz, Beni Fouda et prend fin à l'échangeur de l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma. Il traverse en tunnel le secteur montagneux de Texenna et par la suite la retenue du barrage de Tabellout par un viaduc majeur.

Le secteur objet de notre étude est situé à la terminaison sud du viaduc plus exactement au niveau d'une section qui traverse en déblais au PK 31+700 un terrain en pente. Pour éviter tout risque de glissement de terrain en phase de travaux ou à long terme, il a été décidé de soutenir le talus par une paroi berlinoise en pieux constituée d'une ligne de pieux de 1.20 m de diamètre, espacés de 0.20 m et de de 20 m de profondeur et soutenue par des tirants d'ancrage lors des phases d'excavation.

L'objectif essentiel de notre travail est d'établir une étude géologique et géotechnique du site objet d'étude afin d'avoir un maximum de donnée permettant d'entreprendre une modélisation permettant de simuler les phasages de réalisation de la paroi berlinoise. La modélisation sera effectuée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Geostudio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W). Pour notre cas d'étude, les déplacements et les contraintes aura d'abord sera calculées par SIGMA/W. Les résultats aura ensuite sera utilisés dans un cadre conventionnel d'équilibre limite par SLOPE/W pour calculer le facteur de sécurité basé sur l'entrée fournie par SIGMA/W.

Pour mener à bien notre travail, nous avons subdivisé notre manuscrit en quatre chapitres présentés comme suit :

- Un premier chapitre qui s'intéresse au cadre géographique et géomorphologique de la zone d'étude.
- Un deuxième chapitre qui traite du cadre géologique régional et local.
- Le troisième chapitre décrit l'ensemble des essais et travaux effectués in situ entrant dans le cadre de campagne de reconnaissance géotechnique.
- Le quatrième et dernier chapitre traite d'un essai de modélisation de la paroi berlinoise et son comportement vis-à-vis des travaux d'excavation et de mise en place de la paroi et des tirants d'ancrages.

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 renforcement.

I. Cadre géographique et géomorphologique

I.1 Introduction

Le nouveau Projet de la pénétrante autoroutière d'un linéaire de 110 km, que le gouvernement algérien se propose de réaliser entre le port et l'autoroute Est-Ouest confortera les échanges entre les wilayas de Jijel et de Sétif. Le maître d'ouvrage étant ANA (Agence Nationale des Autoroutes), la réalisation a été confiée au groupement RDE (Rizzani De Eccher), ETRHB HADDAD et SAPTA, quant au suivi et contrôle il a été confié à LTPE et SAETI, et ce, avec les objectifs majeurs suivants :

- Répondre à la demande de trafic et aux besoins en matière de transport et de décongestionner les routes de la région et créer et de valoriser les richesses locales ;
- Augmenter la sécurité des transports ;
- Augmenter le gain de temps pour les usagers ;
- Contribuer à un aménagement équilibré et rationnel du territoire ;
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement, que ce soit au niveau commercial, industriel ou touristique ; Et créer un emploi important pendant la phase des travaux.

I.2 Localisation du projet objet d'étude (paroi en pieux types « Berlinoise »)

Notre projet à savoir la paroi en pieux « type Berlinoise », s'étend au niveau de la pénétrante Jijel-Eulma à partir PK 31+690 jusqu'au PK 31+847(157m de longueur) en parallèle du tracé.

Le site est situé à 7 km au Sud-est du village de Texenna, il est limité au N-E par la forêt de Tabelout (Dj. Beni Khatab) et Dj. El Fartassa plus à l'est, et au S-W par la forêt de BenYajis. Ce morceau du tracée situé plus exactement au niveau de la région de Taberkout juste au-dessus de la rive droite d'oued Djendjen.

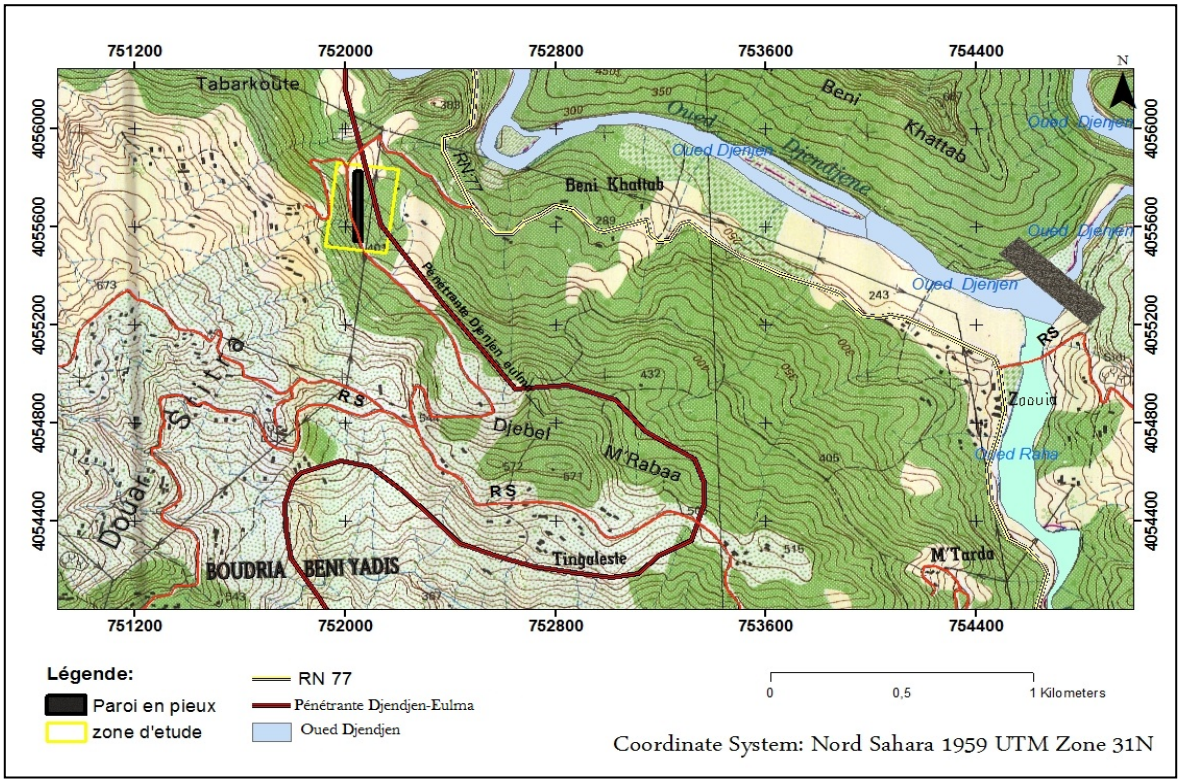


Figure I-1 : Situation géographique de la zone d'étude (extrait de la carte topographique Texenna).

I.3 Climat

La région 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. On note aussi qu'au col de Texenna à 725 m d'altitude, l'enneigement dure plus de 111 jours/an.

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent. La direction des vents dominants est d'orientations nord-nord-ouest – sud-sud-est. Le sirocco, un vent chaud et sec, souffle généralement en été dans les hautes plaines et atteint également la zone littorale.

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya varient de 800 à 1500 mm/an selon les secteurs. La carte des isohyètes illustre (Figure I-2) Pour la zone d'étude, la distribution des pluies. Cette répartition montre que l'aire d'étude est très arrosée. La répartition des pluies dans le cycle annule est très inégale. Elle est fortement influencée par le facteur saisonnier, ceci favorise le développement du couvert forestier assurant la protection contre l'érosion même sur certains terrains tendres. En revanche, les pluies souvent soudaines favorisent les crues importantes en oueds et les phénomènes d'érosion sur les zones et les pentes dénudées. Ces éléments sont à considérer dans la conception et la construction des ouvrages.

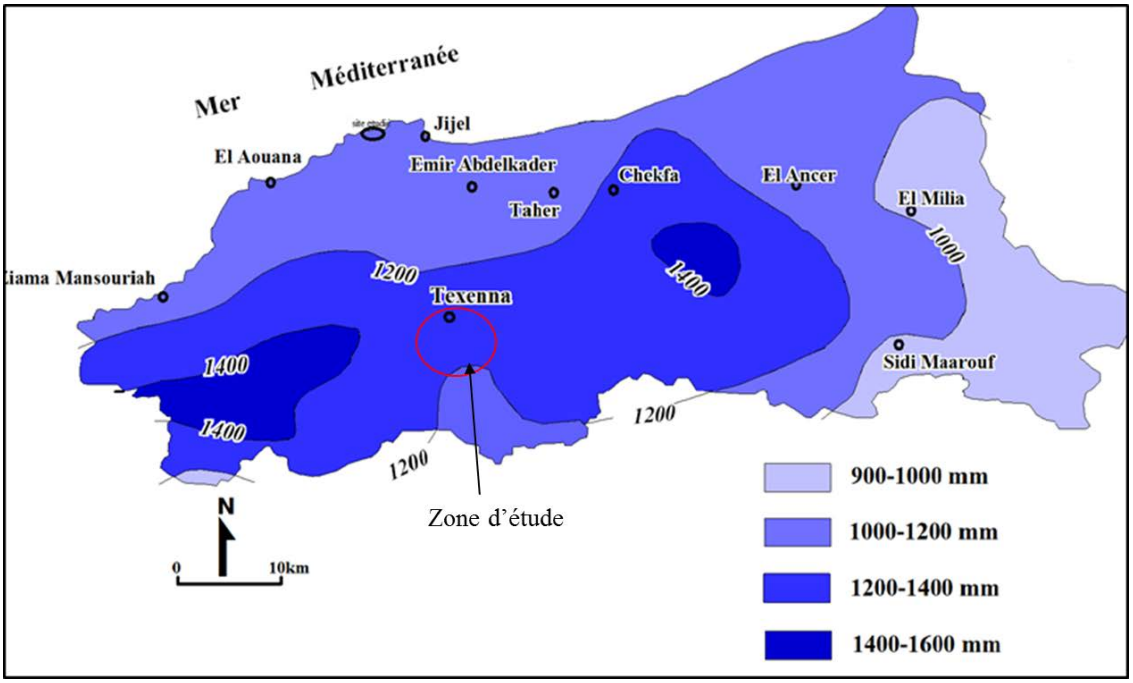


Figure I-2: Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH1996).

La température dans cette région ne dépasse pas 40°C et ne descend pratiquement jamais en dessous de 0°C. Le maximum est de 30 °C sur le littorale et le minimum en Janvier est de 7°C (ONM et ANRH ; 2014).

I.4 Hydrogéologie du site

Le bassin d'en fait partie notre site d'étude présente un réticule hydrographique sub-dendritique, avec la rive gauche qui est caractérisée par des cours d'eau plus développés, avec une extension supérieure. Les affluents de la rive droite sont généralement moins étendus et ont une tendance à géométrie rectiligne.

Le tronçon en étude (PK 31+600) se développe entièrement en rive droite à une altitude d'environ 390 m. Dans ce secteur le cours d'eau principal présent une géométrie courbée, avec quelque coude bien prononcé, probablement pour effet de la tectonique qui affecte la chaîne montagneuse. Les ressources en eau souterraine sont localisées dans les formations alluvionnaires du quaternaire, on distingue :

I.4.1 La nappe de l'Oued Djendjen

Située à une profondeur de 30 m, elle est contenue exclusivement dans les formations du quaternaire. Ces formations remplissent la grande plaine de Taher, d'Emir Abdelkader et

s'étend jusqu'à Texenna. Son alimentation se fait par la pluviométrie et par l'Oued Djendjen en périodes de crues. Les potentialités hydriques de cette nappe sont estimées à 13 x 10^6 m^3/an.

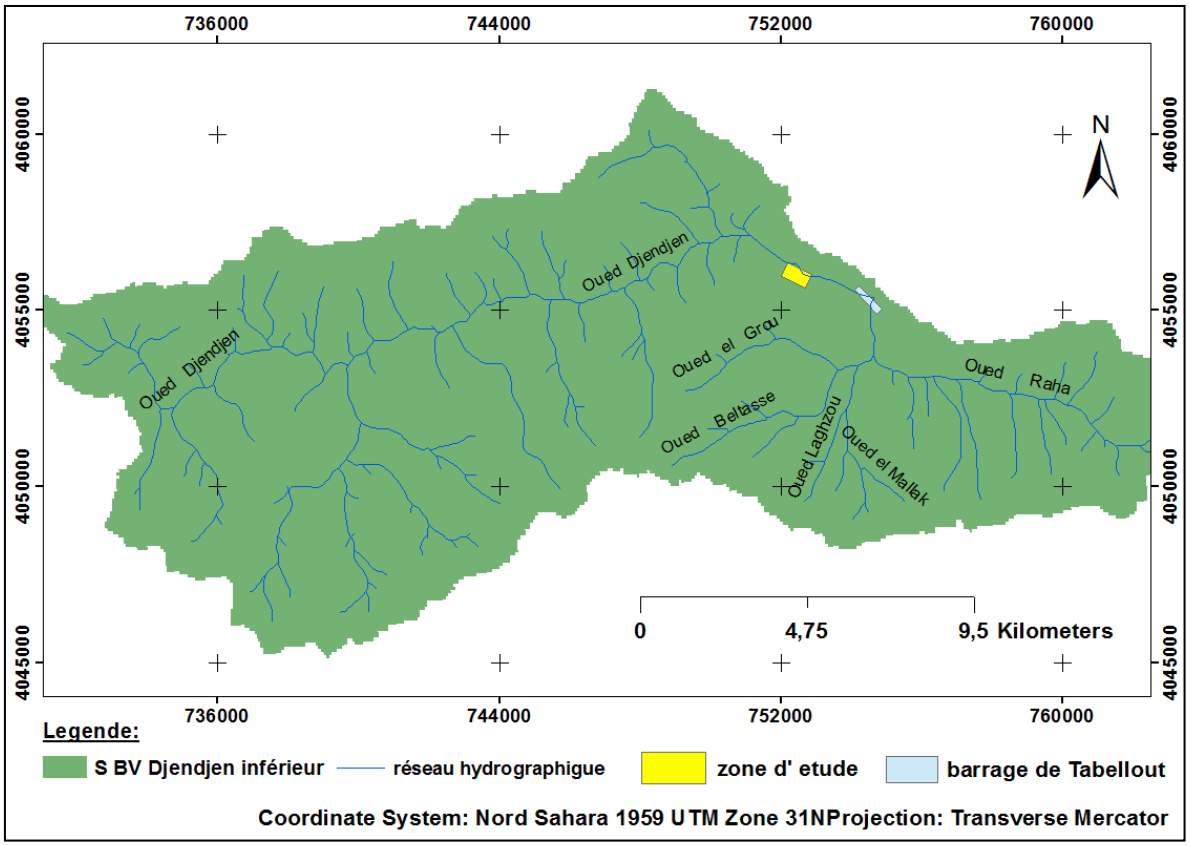


Figure I-3: Bassin versant d'Oued Djendjen.

I.4.2 Barrages de Tabellout

D'une longueur de 366 mètres et d'une hauteur de près de 112 mètres, ce barrage en béton va créer un réservoir d'une capacité de 294 millions de m^3 dont les eaux sont destinées à l'alimentation en eau potable de la ville d'El Eulma et des Daïras de Djimla, de Texanna et d'une partie de Taher, en plus de l'irrigation de la plaine sétifienne.

La cote maximale d'eau (PHE) dans la retenue de Tabellout sera de 329,45 m selon les informations de l'ANBT. De plus, l'ANBT demande que l'axe de l'autoroute à l'endroit de la retenue ne soit pas inférieur au niveau 340,00 m. Le tronçon PK31+600 est pas loin du PHE (plus haut niveau de barrage), avec une altitude de 390,00 m.

La nappe a été mesurée dans ce secteur ou les valeurs de la profondeur de la nappe sont très variables entre 2.80m et 6.20mde profondeur.

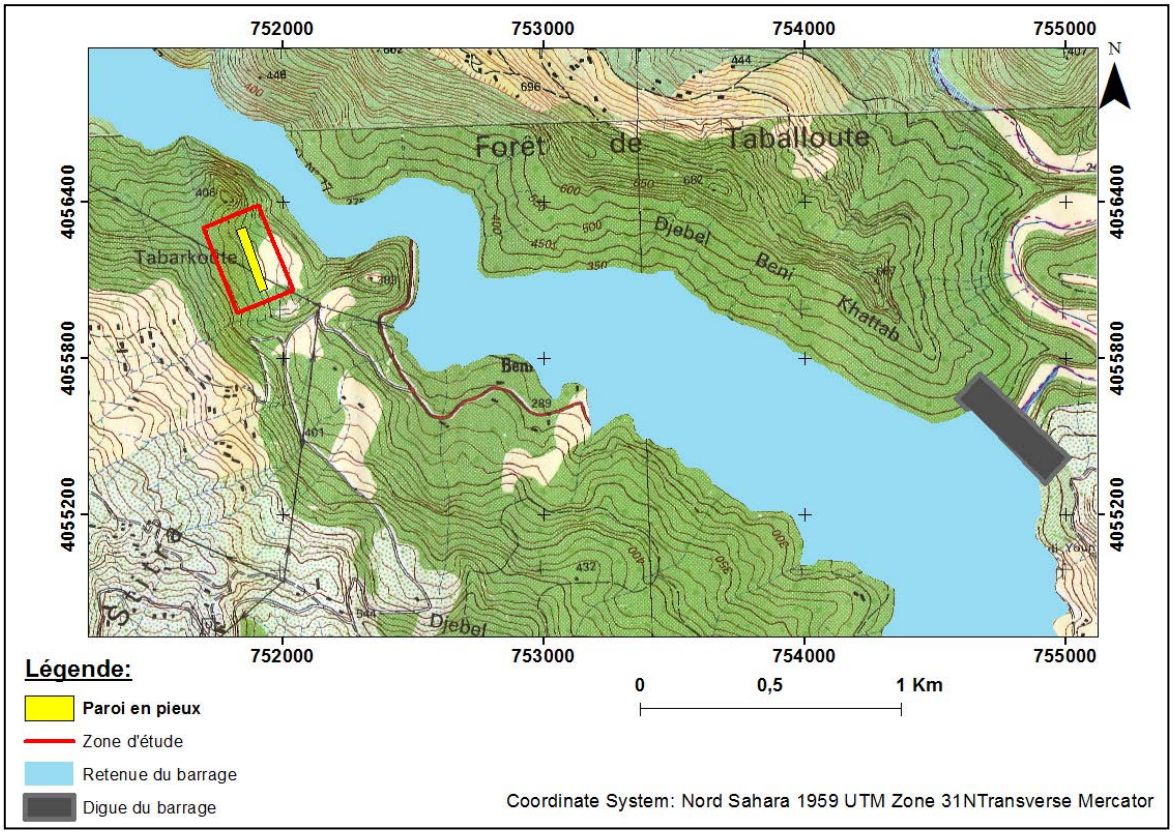


Figure I-4: Retenue du barrage de Tabellout.

I.5 Géomorphologie du secteur d'étude

Le tronçon objet d'étude est situé dans un secteur avec une topographie montagneuse, caractérisée par des versants moyennement à très inclinés, avec des pentes d'environ 20° à 30°.Dans ce secteur sont présent des phénomènes d'érosion accélérée et des glissements.

Les glissements se peuvent produire en raison des horizons plus altérés et/ou fracturés. Les talus les plus inclinés peuvent être dénudés par le ruissellement de surface et par l'érosion des cours d'eau à la base du versant. Les phénomènes d'érosions accélérées peuvent être observés surtout dans les ravins et les talwegs.

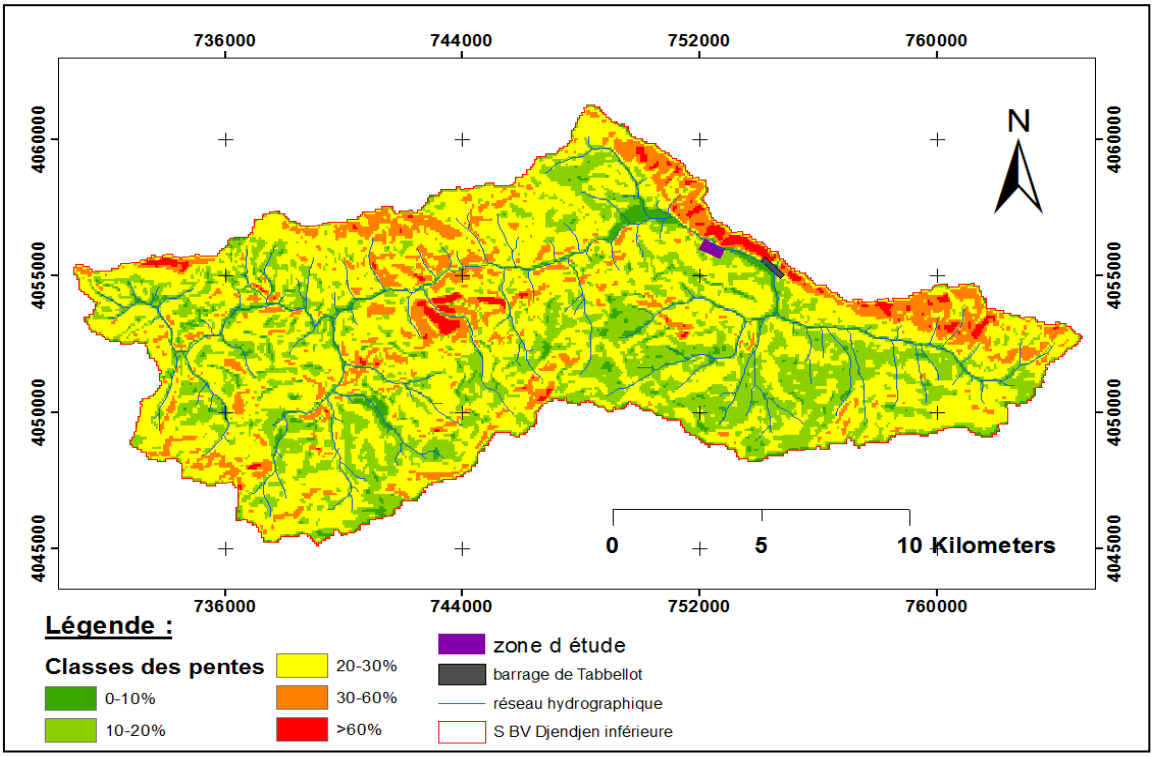


Figure I-5 : Carte des pentes de bassin versant d'oued Djendjen.

Les versants sur la rive droite de la vallée, se caractérisent par des glissements, profonds et/ou superficiels, ayant différente nature et caractéristiques géomorphologiques et indiquent une instabilité générale du versant.

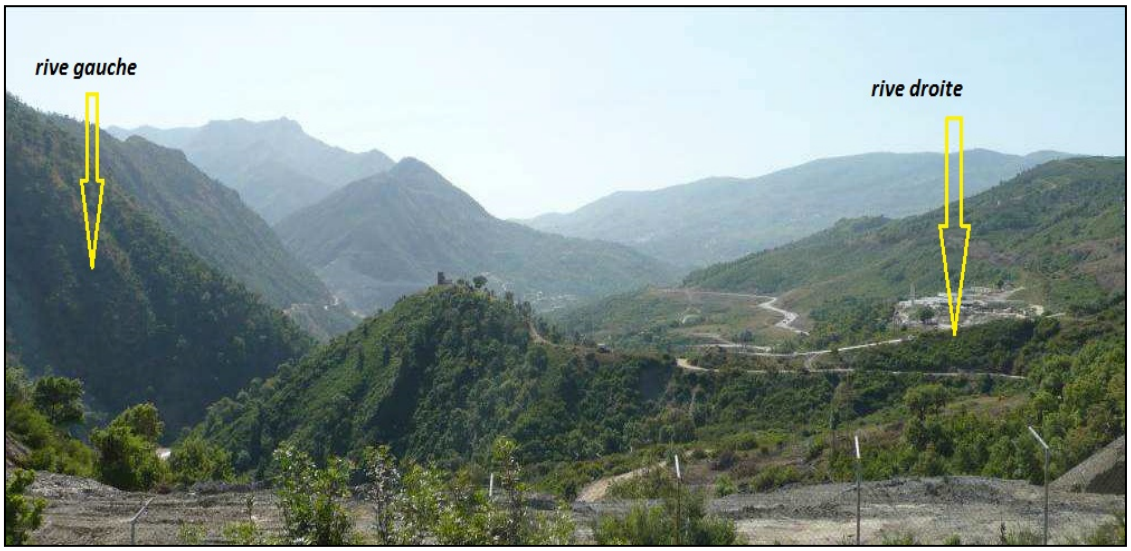


Figure I-6: Vue panoramique de la zone d'étude caractérisant une topographie peu vallonnée.

I.5.1 Condition de sol

De manière générale, les sols de la zone du projet connaissent une érosion très intense due vraisemblablement à la nature argilo-marneuse des terrains, à la topographie accidentée et au caractère torrentiel des précipitations. Le facteur humain (déboisement, labour, pâturage) accentue davantage ce processus.

Les entreprises de réalisation doivent prévoir des mesures de drainage et de stabilisation des sols pendant les travaux de construction précédant l'aménagement final. En particulier, un drainage efficace des remblais et des déblais est essentiel pour assurer la pérennité des ouvrages pendant les travaux ainsi qu'à court et à long terme.

II. Cadre géologique régional et local

II.1 Introduction

L'Algérie septentrionale composée de diverses unités géologiques et structurales, 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 (*Figure II-1*).

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 de150Km, le long du littoral Algérien. Il est limité à l'Ouest par la chaîne des Babors, et l'Est parle massif de l'Edough, avec une extension Nord-Sud sur plus de 50 Km.

Figure II-1: Carte de localisation des principales unités géologique.

- **Kabylides = Zones internes en Algérie (Socle cristallophyllien + Dorsale kabyle + Oligo-Miocène kabyle) ;**
- **Atlas intracontinental = Aurès + Atlas saharien + Atlas tunisien. Rif + Tell = Maghrébides ;**
- **Zones Internes en Espagne = Nevado-Filabrides, Alpujarrides et Malaguides ; Zones internes dans le Rif = Sebtides et Gomarides (dorsale rifaine).**
- **Zones internes en Italie = Monts péloritains et dorsale péloritaine ; Trait plus gras : limite des Zones Internes (Domzig, 2006)**.

Sur le plan structural, les Maghrébides sont constitués par un charriage de plusieurs nappes sur la plateforme africaine, on y distingue de l'intérieure vers l'extérieure de la chaîne :

- Le domaine interne (kabyle).
- Le domaine des flysch.
- Le domaine externe (tellien et l avant-pays).

Sur l'ensemble de ces unités géologiques repose en discordance la nappe numidienne, et les formations post-nappes.

II.2 Les grands ensembles géologiques du massif de petite Kabylie

II.2.1 Le domaine interne

Il comprend les ensembles géologiques suivants :

II.2.1.1 Le socle Kabyle

Le socle Kabyle est constitué de formations cristallophylliennes d'âge Paléozoïque *(Durand Delga, 1969 et J. F. Raoult, 1974)* Il comporte deux ensembles :

- Un ensemble inférieur constitué par des gneiss varié, d'amphibolites de marbres saccharoïdes à grenat avec des passés magmatiques *(Durand Delga, 1955).*
- Un ensemble supérieur composé par des schistes satinés, de micaschistes, de phyllades, des porphyroïdes oeillés, caractérisé par une zone inférieure à biotite et une supérieure à chlorite *(Durand Delga, 1955).*

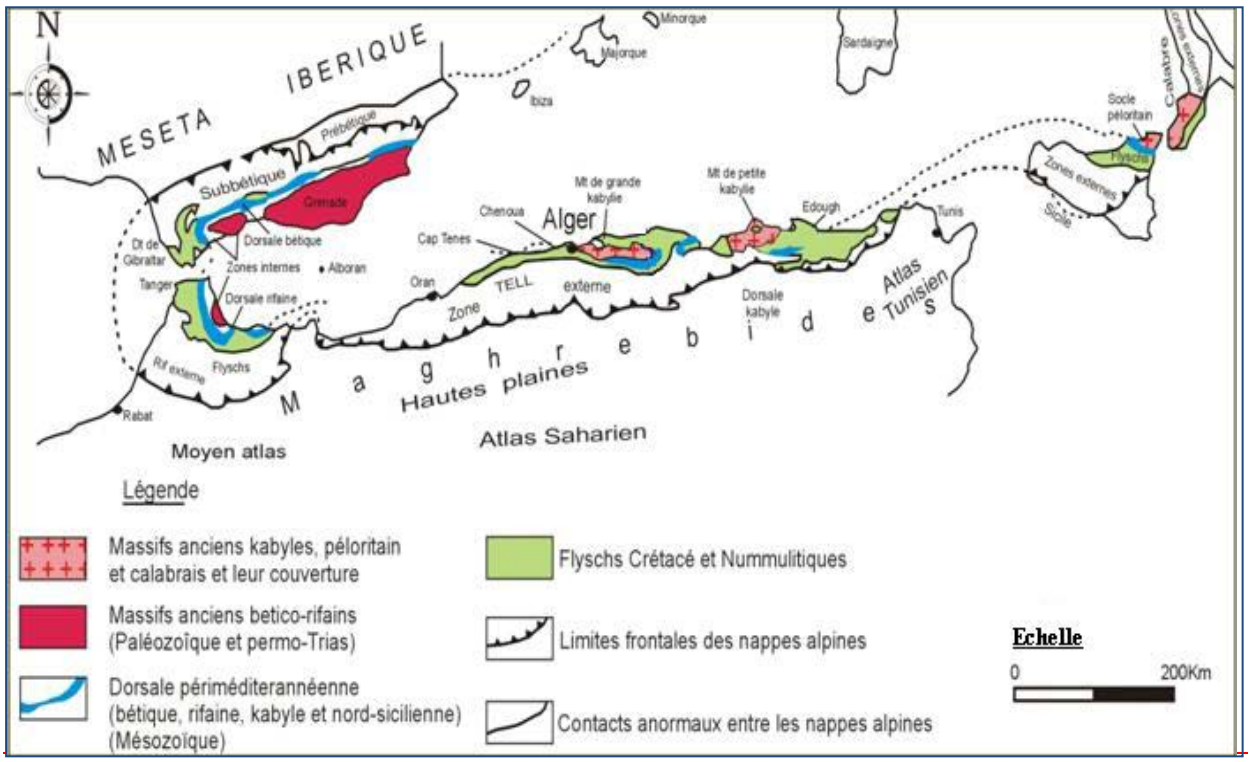


Figure II-2: : Configuration des grands domaines de l'orogéne alpin en méditerranée occidentale, modifié par Djellit, 1987 d'après (M. Durand.Delga,1969)

II.2.1.2 Les formations de l'Oligo-Miocène kabyle (OMK)

L'Oligo-Miocene Kabyle (OMK) (Durand Delga, 1969 ; Bouillin et Raoult, 1970 ; Bouillin et al, 1973) forme la couverture sédimentaire transgressive du Socle Kabyle. Il est constitué de trois termes lithologiques : des conglomérats à la base, reposant en discordance sur le socle, durant l'Oligocène. Au-dessus, s'installent des pélites micacées, des grés micacés et des conglomérats fins. Au sommet, des niveaux de silexites a l'Aquitanien.

A cet OMK succèdent des olistostromes qui sont des formations tectono-sédimentaires a matériels des flysch et des débris des formations telliennes d'âge Aquitanien a Burdigalien inferieur probable (Bouillin et Raoult, 1971).

Elles forment la couverture sédimentaire transgressive du socle *(Raoult, 1974),* représentées par :

- Un terme de base formé de conglomérats reposant en discordance sur le socle ;
- Un terme médian comportant des grès micacés à débris de socle associés à des pélites micacées ;
- Un terme sommital formé de silexites à radiolaires et diatomées d'âge Oligocène sup à Aquitanien (*Durand Delga, 1955).*

II.2.1.3 Les formations olistostromiques

Ce sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flysch mauritaniens et massyliens. Ces formations sont d'âge probablement aquitanien à burdigalien inférieur (J. P. Bouillin, 1977), enchâssé sur les formations de l'OMK.

II.2.2 Le domaine des flyschs

Le domaine des flysch est constitué d'un ensemble de nappes à matériel détritique. Cet ensemble regroupe des formations allant du Jurassique moyen à l'Éocène.

Le domaine des flysch est un large sillon qui a reçu des sédiments flyschoïdes. Sur la base de leurs faciès, on divise transversalement ce sillon en deux zones : une zone septentrionale relativement interne ayant reçu un flysch de type mauritanien et une zone méridionale, relativement externe ayant reçu un flysch de type massylien. Un troisième type de flysch, le « flysch numidien », pourrait également exister.

II.2.2.1 Le flysch maurétanien (flysch de Guerrouch)

Ce flysch est formé par une alternance de marnes et de calcaire à la base et au sommet par une puissante assise gréseuse, représentée par des grès homométriques attribués à l'Albo-Aptien et

des conglomérats datés de l'Eocène supérieur-oligocène*(Gelard.1969).* Il est localement connu sous l'appellation « grés de Guerrouch », il s'étend du sud du massif volcano-sédimentaire d'El-Aouana jusqu'à Texanna.

II.2.2.2 Le flysch massylien

Il est largement représenté au sud de Texanna et au sud d'El-Milia. Il montre une alternance schisto-quartzitique et des marnes allant du Néocomien à l'Albien supérieur et des phtanites du cénomanien supérieur *(Raoult ,1969).* Ce flysch schisto-gréseux est plissé en un vaste anticlinal kilométrique bien visible au sud de Texanna *(Djellit, 1987).*

II.2.2.3 Le flysch Numidien

Le flysch numidien dont l'âge est estimé à l'Aquitanien-Burdigalien*(Raymond, 1976),* comporte une base formé par des argiles bariolées vari-colores à tubotomaculum, dites argile sous Numidiennes, surmontée par une importante assise gréseuse *(Durand Delga, (1955) Djellit, 1987).*

Ce flysch couvre une grande partie de la côte de la ville de Jijel, notamment, la région de Mezghitane et de Kissir. Il est également, bien représenté au sud de Jijel (région de Djimla, et Tamzguida) et à l'Est de Jijel (région de Chehna, Bouraoui Belhadaf et El-Milia).

II.2.3 Formations telliennes

Elles sont caractérisées par un faciès marno-calcaire qui s'étale du Néocomien au Lutétien. *(D'après Durand Delga (1955) et J. P. Bouillin (1977),* ces séries peuvent être subdivisées comme suit :

- ***Séries péni-telliennes***

Cette série se distingue par des formations Jurassique-Crétacés, caractérisées par des faciès intermédiaires entre les faciès de la plate-forme (calcaire et marno-calcaire du néritique) ; et des faciès de bassin (marne du domaine tellien).

- ***Séries méso-telliennes***

Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique, elle est considérée comme la couverture de la plate-forme constantinoise.

- ***Série ultra-tellienne***

Cette série comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène *Durand Delga (1969)*

II.2.4 Les dépôts néogènes

Le Mio-Pliocène recouvre en discordance toutes les formations antérieures, y compris le Numidien et les Olistotromes. Dans la région de Jijel, les formations du néogène sont pour l'essentiel, représentées par :

- Les marnes du Miocène : ces formations occupent la majeure partie des bassins néogènes de Jijel et d'El Milia. Ces marnes de couleur grises ou bleues d'une épaisseur d'environ 200 à300 mètres sont datées à leur extrême base du Burdigalien-Langhien *(Bouillin, 1977)* ou du Tortono–Messinien *(Djellit, 1987).*
- Les marnes miocènes du bassin néogène de Jijel sont surmontées par des conglomérats et des micro-conglomérats, des graviers, des sables se des marnes sableuses datés du pliocène *(Djellit, 1987).*

II.2.5 Les formations du Quaternaires

Dans la région de Jijel, les formations quaternaires sont représentées par :

Les dunes de sable : formant un cordon le long du littoral, s'étendent sur plus de 60 km. Elles comportent :

- Les dunes actuelles à sable fin parfois consolidées.
- Les dunes anciennes de sable fin limoneux parfois consolidées (région de Tassoust).

Les alluvions : représentées par :

- Les alluvions récentes qui constituent les terrasses anciennes des vallées.
- Les alluvions actuelles sont composées d'éboulis et de brèches non consolidées.

II.2.6 Les roches magmatiques

Dans la partie Nord de l'Algérie, on peut distinguer un magmatisme ancien qui a donné lieu à des roches basiques et ultrabasiques et des granites, leucogranites, pegmatites et aplites (Texenna et El-Milia et collo), et un magmatisme récent d'âge Miocène, qui adonnée lieu à des granites, microgranites, granodiorites, microdiorites et des laves volcaniques (Cap de fer, Filfila, Collo, El Aouana, El-Milia et Amizour) *(Semroud et al., 1992).*

II.3 Cadre géologique local

II.3.1 Introduction

Le tracé de la liaison autoroutière se développe sur une longueur d'une centaine de Kilomètres environs, passant à proximité des localités de Taher, Texenna, Djemila, Ain Sebt, Beni Aziz et Beni Fouda, et se termine à l'échangeur de l'autoroute Est- Ouest au niveau de la ville d'El-Eulma.

L'alignement de l'axe de la pénétrante autoroutière, reliant le port de Djendjen vers l'autoroute Est-Ouest, traverse du nord au sud une série de montagne s appartenant à l'atlas Tellien, formé par de multiples complexes tectoniques, de nappes et de couvertures récentes (du Mio-Plio-Quaternaire), encadré dans les grandes unités géologiques et structurales décrites dans la partie géologie régionale.

Du point de vue géologique, les différentes formations traversées par le tracé de la pénétrante 77 sont représentées par :

- Dépôts alluvionnaires récentes et anciennes, dépôts marneux constituant le remplissage du bassin néogène entre les PK 00+000 et 05+500 ;
- Eboulis, brèches consolidées et les dépôts conglomératiques du pliocène entre les PK 05+500 et 08+900 ;
- Le socle de la petite Kabylie et ses couvertures du miocène et post-miocène, appartenant à l'OMK entre les PK 08+900 et 22+000 ;
- Nappe de flysch mauritanien et massylien (crétacé au paléogène) entre les PK 22+000 et 38+000 ;
- Nappe des flysch numidiens entre les PK 40+000 et 59+000 ;
- La nappe tellienne de Djemila et ses couvertures post-miocène entre les PK 38+000 et 400 et les PK 59+000 et 110+400.

II.3.2 Litho stratigraphie des formations géologiques le long du PK 31+400 à PK 34+600

Les formations géologiques affleurant dans le secteur d'étude (du PK 31+400 au PK 34+600) comprise entre Texenna et Ben-Yadjiss sont principalement représentées par :

- Les formations triasiques
- Les formations de type flysch
- Les formations du complexe volcano-sédimentaire
- Les formations telliennes
- Les formations quaternaires

II.3.2.1 Le trias

Dans la région d'étude, le Trias se présente sous forme d'une bande le long de l'oued Djendjenet s'étale jusqu'au environ de sidi Marouf. On rencontre du Trias diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées, et des argiles de couleur lie de vin. Ces formations apparaissent en contact anormal avec les formations telliennes et les formations du flysch massylien. Des affleurements triasiques sont injectés dans le Crétacé suivant un alignement E-W. Ceux-ci pourraient être expliqués par l'injection de ces formations le long des accidents d'orientation E-W *(Durand Delga, 1955)*.

La zone de Beni Yadjis, présente le plus grand affleurement du trias a la proximité de la zone d'étude.

La masse triasique se résout en deux bandes élémentaires qui deviennent vers l'Est de plus en plus étroites et discontinues. La plus orientale et en même temps la plus importante de ces lames détermine une haute falaise le long de l'oued Raha, le Trias semble s'enfoncer au Nord sous le Flysch massylien .

II.3.2.2 Les formations de type flysch massylien

Selon Durand Delga *(1955)*, le flysch est une formation généralement épaisse, constituée essentiellement par une alternance plus ou moins régulière de couches marines détritiques, les unes grossières « gréseuses », les autres fines « schisteuses ». Elles sont représentées dans la région étudiée par les formations du flysch massylien.

Il comporte une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont du bas en haut :

- Des argiles et grés quartzitiques, des grés légèrement calcareux et localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- Des marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noires.
- Des bancs calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien-Cénomanien. Il est caractérisé par des schistes, des grès quartzitiques surmontée par des microbrèches à éléments calcaires et à ciment pélitique et des marnes, allant du Néocomien à l'Albien supérieur *(Raoult, 1969)*.

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 anormal entre les formations du complexe volcano-sédientaire 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 (*Figure II-5*), Admettant en intercalation des niveaux de phtanites noires. Ces lithologies sont souvent pliées et déformées, et les contacts avec les autres unités, notamment les micaschistes, les gneiss, et les argiles varicolores du Trias, sont de type tectonique.

Figure II-3 : Pélites feuilletées du Crétacé inférieur (Néocomien).

II.3.2.3 Complexe volcano-sédimentaire

Ce complexe volcano-sédimentaire d'âge jurassique présumé *(Djellit, 1987)* affleure en bande pincée entre le socle gneissique 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. Il comporte de basse en haut :

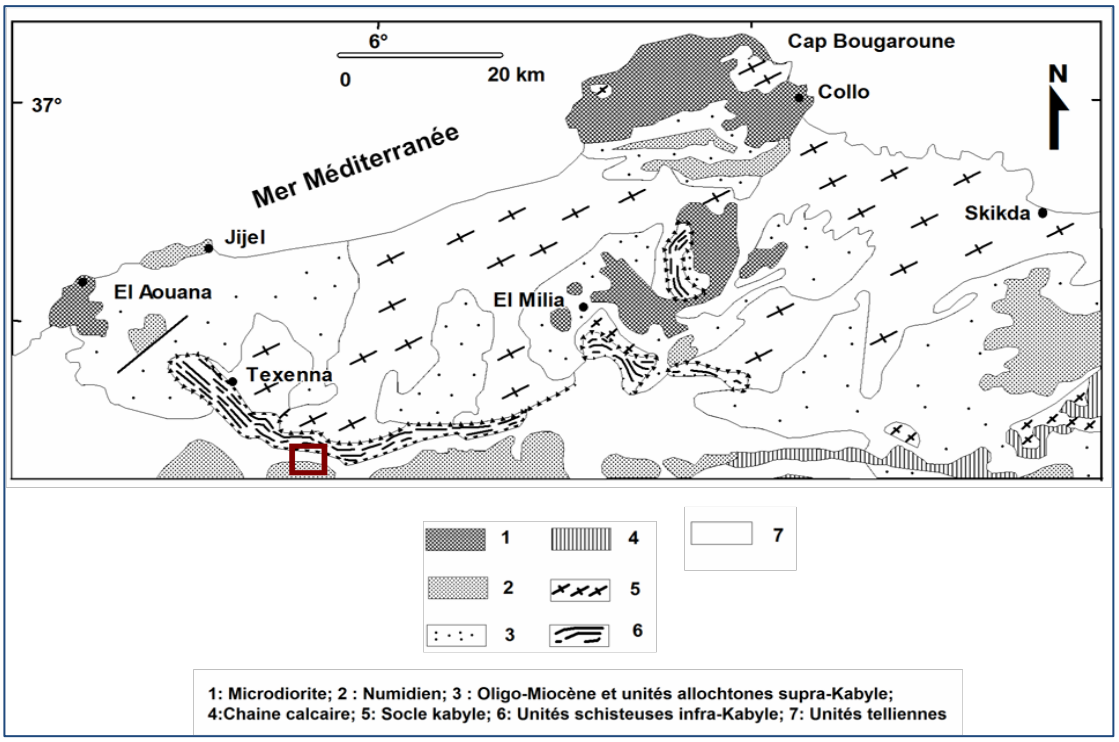


Figure II-3 : Esquisse géologique de la petite Kabylie (Andrieux et Djellit,1989).

– **Un ensemble basal (200 à 300 m)**

Il est composé d'un empilement de roches volcanique 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.

– **Un ensemble sommital (200 m environ)**

Comporte deux termes lithologiques distincts :

Le premier : est constitué d'une série volcano-sédimentaire d'une épaisseur d'environ 50 m, contenant des niveaux quartz-pélitiquede 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 fragment de roche volcanique.

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 (*Figure II-4*). Au niveau de Djebel Sendouah (à l'ouest de Texanna) 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)*

II.3.2.4 Les formations telliennes

Etudié par *Durand-Delga (1955)* et *Obert (1981),* l'ensemble tellien est caractérisé par des formations, lacuneuses et à nombreuses discordances, allant du Lias au Miocène. Les principaux affleurements des formations telliennes sont observés au niveau de Ben Yadjis où elles couvrent de larges surfaces du domaine tellien de cette région.

Les formations Jurassiques sont très réduites et sont principalement représentés, par des paquets de roches carbonatées, redressés à la verticale par la remontée diapirique du Trias (massif du Kef Sidi Mansour). Les formations carbonatées du Lias constituent un caractère orographique très marquant des régions où elles affleurent ; alors que les formations du Dogger et du Malm sont moins carbonatées et plus marneuses et sont moins fréquentes.

Les formations Crétacés sont représentées par des marnes et marno-calcaires du Crétacé inférieur (Néocomien-Barrémien) et des marnes du Crétacé supérieur (Sénonien) *(Vila, 1980 ; Bouillin, 1977).*

Les principales formations du Paléocène sont constituées par des marnes noires à boules calcaires jaunes. Vers les parties supérieures, elles surmontent, en continuité stratigraphique les formations crétacées de type tellien, constituant ainsi le complexe marneux du Crétacé supérieur-Paléocène.

Les formations de l'Eocène sont constituées par des marnes noires à boules jaunes en continuité stratigraphique avec les marnes du paléocène voire sénoniennes. Suivi de calcaire compacts, lités, de patine blanchâtre mais à cassure noirâtre ou grisâtre, avec souvent des silex noirs surmontant en parfaite continuité les marnes noires précédente. Il s'agit du classique faciès des calcaires (Suessoniens) à Globigérines, datés de l'yprésien et du Lutétien inférieur *(Durand Delga, 1955).* Le Lutétien supérieur est caractérisé par des marnes noires identiques à celle de l'éocène basal.

II.3.2.5 Les formations du Quaternaires

Essentiellement représentées par les :

- **Alluvions actuelles et récentes** : Généralement caractérisés par sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux, avec niveaux plus grossiers (cailloux arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse), très abondants en particulier dans les oueds plus importants (*Figure II-6*)
- **Dépôts colluviaux et dépôts de glissement :** Des phénomènes d'instabilité ont été relevés au niveau du tronçon objet d'étude. Ces phénomènes se sont développés en périodes différentes, soit à travers les dépôts colluviaux, soit à travers 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 de glissement sont caractérisés par une matrice sableuse limoneuse argileuse avec du gravier et cailloux.

Figure II-5 : Dépôts alluvionnaires au niveau d'oued Djendjen.

II.4 Sismicité

L'activité tectonique récente du nord de l'Algérie est la conséquence de la convergence entre les plaques lithosphériques africaines et eurasiennes. Elle se traduit, d'une part, par des plissements et par des fracturations qui affectent notamment les niveaux du Miocène post-nappes, du Pliocène et du Quaternaire et par une activité sismique, d'autre part.

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

Selon le RPA version 2003 (Règles Parasismique Algérienne), cinq (5) zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (*figure I-8*) :

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

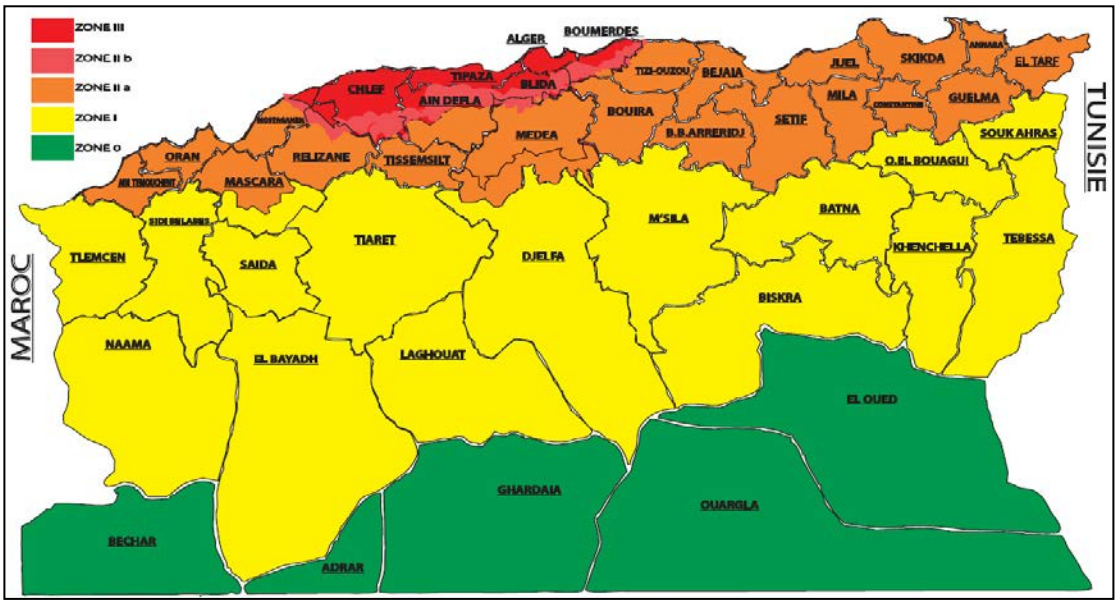


Figure II- 6 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA, 2003).

Selon la carte sismique du nord de l'Algérie, la région traversée par le Projet (Jijel-Mila) se situe parmi les régions moyennement sismiques classées en « ***zone II.a*** **»,** avec un coefficient d'accélération de zone estimer à A= 0.20 en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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

Groupe d'ouvrage	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

II.4.1 Aspect morpho-structural du site

Le secteur du tronçon objet d'étude, entre les PK 31+400 et PK 34+600, se caractérisé par la présence d'une intense activité tectonique liée aux structures tectoniques régionales actives (failles et chevauchement de la petite Kabylie) (*FigureII-7*), 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.

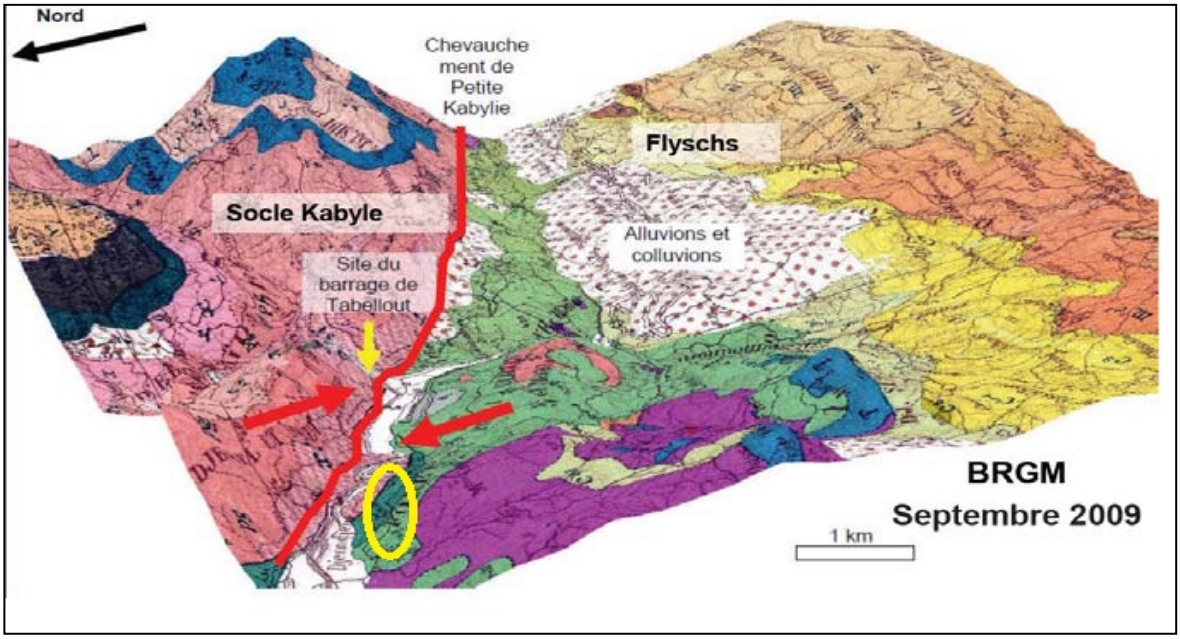


Figure II-7 : Carte géologique du secteur caractérisé par la faille régionale active chevauchement de la petite Kabylie

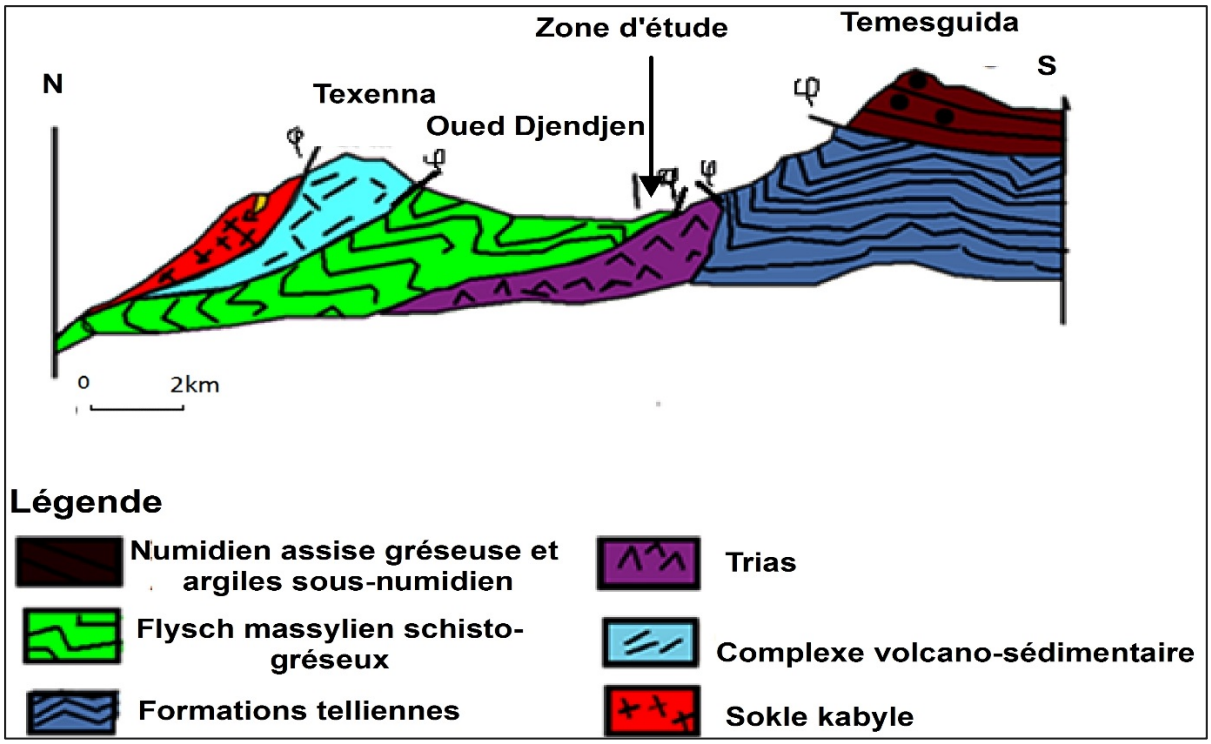


Figure II - 4 : Coupe géologique N-S de la région d'étude réalisée par Rouikha.Y (2016).

II.5 Conclusion

La région d'étude marque la limite entre les formations du domaine interne (socle cristallophyllien) au nord et les formations du domaine externe (tellienne) au sud. L'ouvrage objet d'étude (paroi en pieux au niveau du PK31+600) sera fondé sur des dépôts récents du quaternaires caractérisés par des blocs et fragments rocheux, enrobés dans une matrice fine oargilo-limoneuse, gisant sur un substratum du crétacé inférieur (flysch massylien).

Une grande partie des affleurements dans la zone d'implantation de l'ouvrage sont formé par une alternance de pélites (schisto-gréseuse) et argilites feuilletées avec intercalation de niveaux de quartzites, grés fins et calcaires avec des marnes argileuses et de calcaires marneux de couleur grise-noire.

III. Campagne de reconnaissances géotechniques

III.1 Introdution

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie, elles doivent permettre de préciser la description des terrains, leur état de contraintes in-situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution des travaux puis l'exploitation de l'ouvrage concerné, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages.

Il est bien évident qu'un programme de reconnaissance des sols est en fonction des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser et de la nature géologique de la zone étudiée.Il est cependant, un principe essentiel à toujours respecter :

- Il faut refuser de procédé par simple analogie et extrapolation des résultats obtenus sur un échantillon voisin ;
- L'hétérogénéité des sols est telle, en effet, que même dans une zone supposée bien connue et dite homogène des anomalies locales sont toujours à craindre.
- Il faut donc essayer de les déceler ou tout au moins de réduire le plus possible l'importance des zones ou elles peuvent se présenter.
- Les différents procédés de reconnaissance montrent que les possibilités d'investigations sont très vastes, il est naturellement nécessaire d'effectuer un choix en fonction du type d'ouvrage à réaliser et des conditions géologiques et morphologiques du site dans lequel il sera implanté.

III.2 Campagne de reconnaissances géotechniques

La reconnaissance d'un sol consiste à définir d'une part, sur une certaine profondeur, la nature géologique des différentes couches qui le composent, déceler la présence d'une nappe éventuelle, et déterminer d'autre part, les différents paramètres qui permettent de prévoir son comportement sous les charges qui lui seront apportées par l'ouvrage.Plusieurs types d'essai et mesures in-situ peuvent être réalisés à différents stades de l'étude (APD, EXE). Ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols en parallèle avec leurs reconnaissances.

Dans le site étudié, la campagne de reconnaissances in situ a consisté en la réalisation de plusieurs sondages carottés et essais pressiométrique, d'après le tableau ci-dessous :

Tableau III-1 : Programme de reconnaissances géotechniques.

Phase	Code	Profondeur (en m)	Type	Piézomètre (en m)	Essais in-situ et au labo
Préliminaire	LG 66(PK31+600)	1.5	Levés géostructuraux	/	/
	LG 68(PK31+700)	4.5	Puits d'exploration	1.5	
EXE	S.RL.13.6(PK31+800)	25	Carotté	25	01 Lugeon 01Lefranc
EXE	S.RL.13.1(PK31+960)	40	Carotté	40	01 Spt 13 Essais d'identification

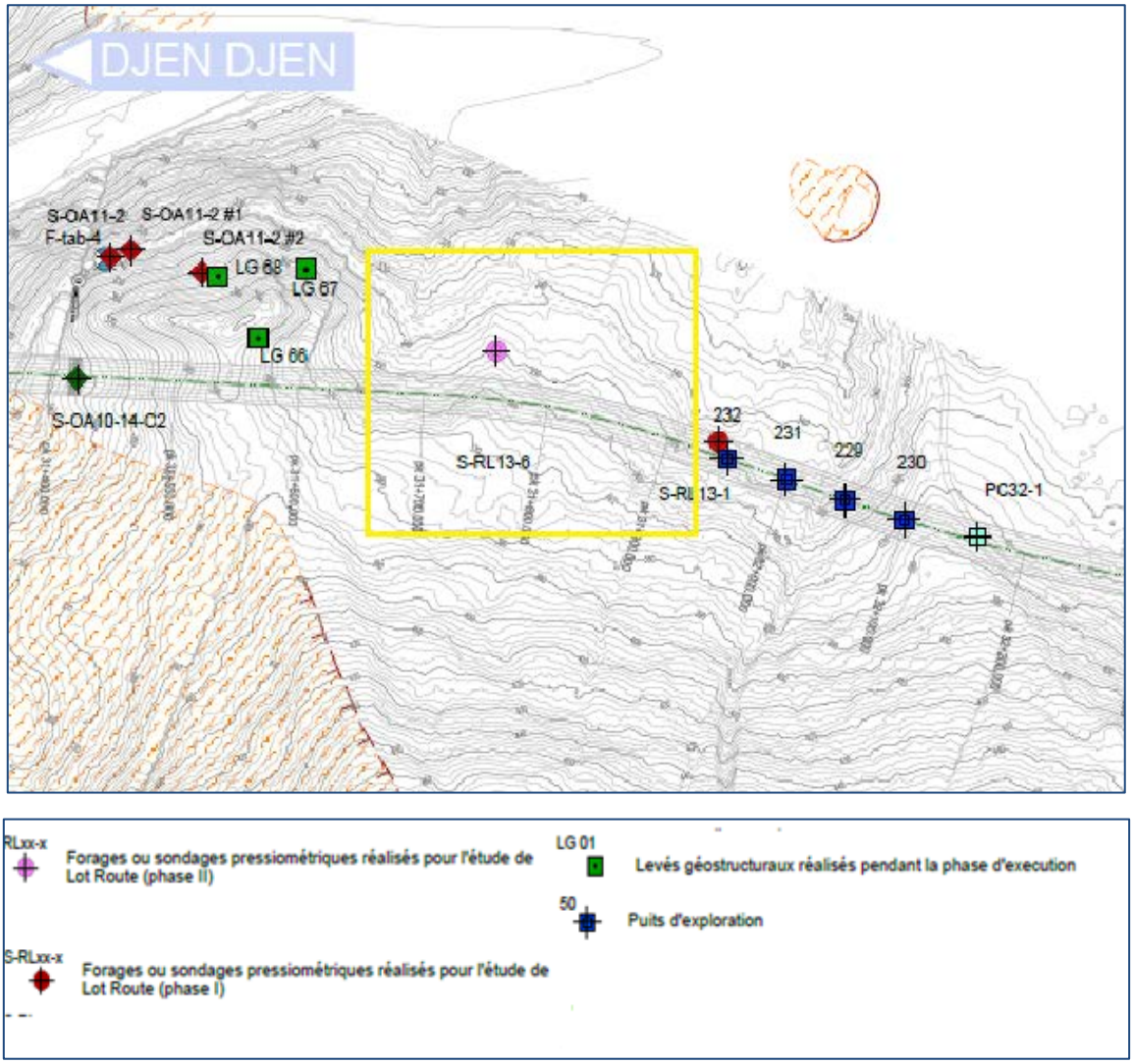


Figure III-1 : Localisation des sondages de campagne de reconnaissances.

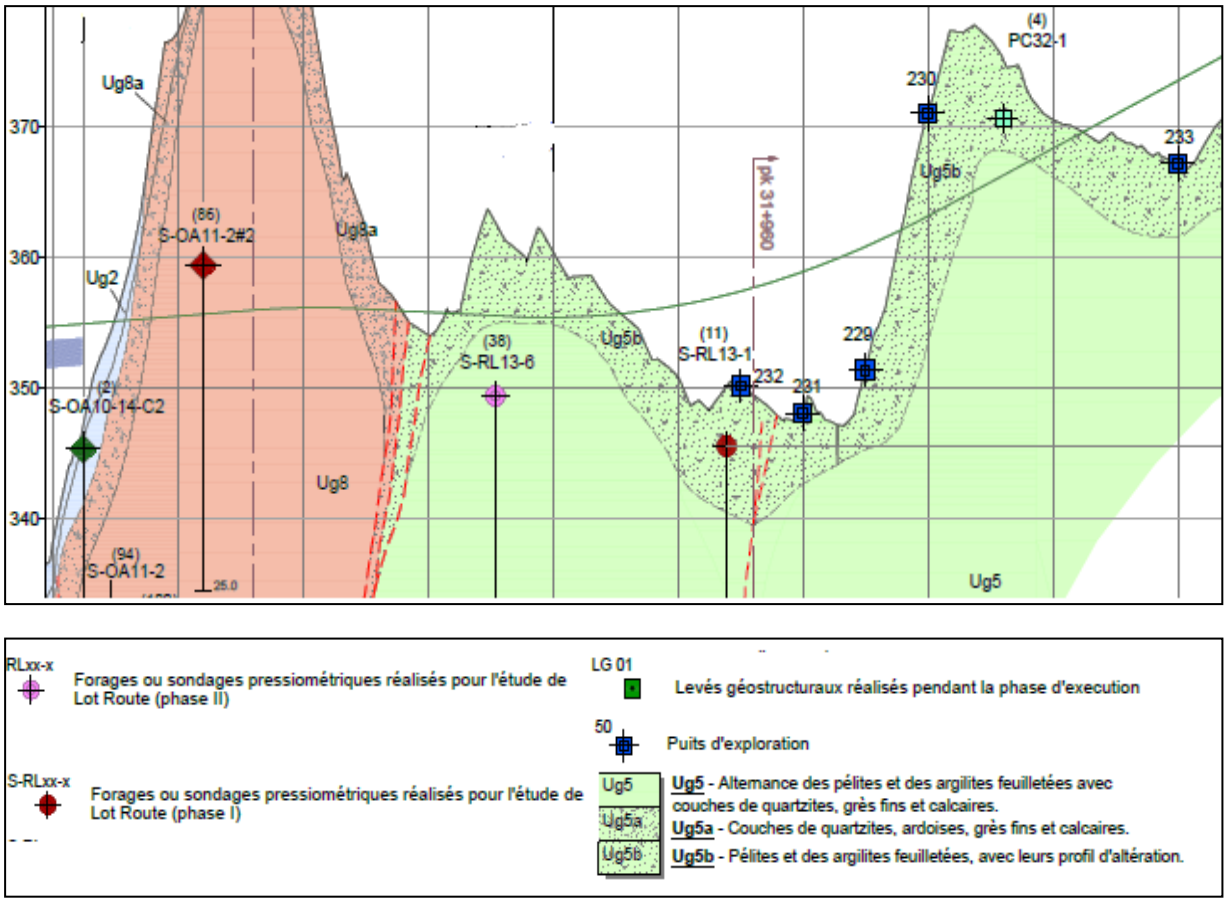


Figure III-2 : Coupe N-S illustrant les différentes unites géotechniques et l'implantation des moyens de reconnaissances.

III.2.1 Levés géo-structuraux

Du point de vue géo-mécanique, tous les affleurements analysés dans le premier part du tronçon (entre PK 31+400 et 31+800) sont lithologiquement caractérisé par des affleurements de micaschistes, qui se présentent en massif rocheux très fracturé, caractérisé par 4-5 familles de fractures principales.

Les joints varient de faible à moyenne persistance (1-3 m, 3-10 m), espacement faible (<6 cm, 6-20 cm) et sont caractérisés parschistosité, légèrement ondulé, de modérément à très altérée (*Figure III-3*). Pour ces afflerements, la gamme de GSI (*Geological Strength Index*) analyse avec approximation qualitatif, est de l'ordre de 25-30 caractérisant un massif rocheux fracturée/destructurée.

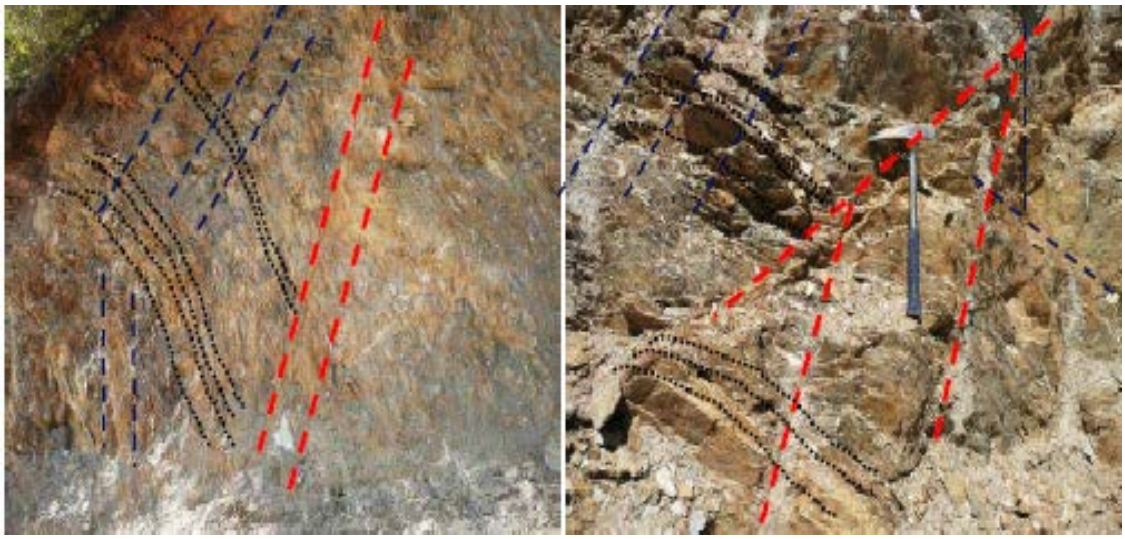


Figure III-3 Etat de fracturation du massif rocheux.

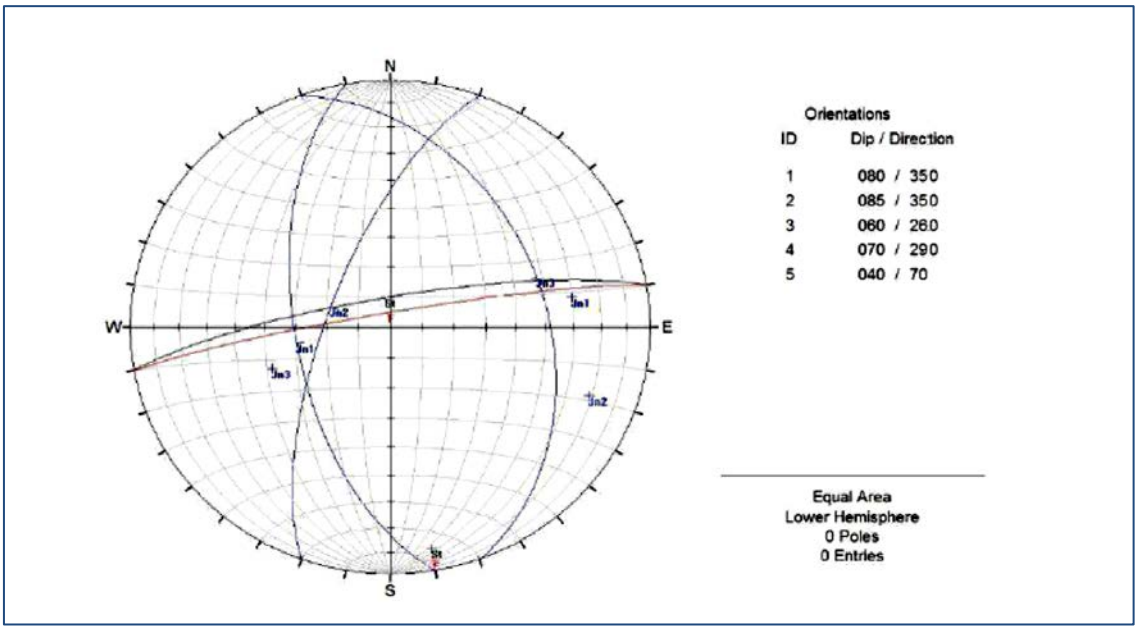


Figure III-4: projection stériographique des discontinuité des levés **LG 67**.

Les affleurements au-delà du PK 31+800 jusqu'à la fin du tronçon en étude sont caractérisés par le Flysch du Crétacé. Les affleurements rencontrés montre que le complexe un massif rocheux fracture, caractérisée par 3-4 familles de fractures principales.

Les joints sont caractérisés par une persistance moyenne (3-10 m), espacement variable entre 6-20 cm – 20-60 cm avec des surfaces rugueuses, légèrement ondulés, de peu à moyennement altérées. La gamme de GSI (*Geological Strength Index*) analyse est de l'ordre de 25-40, avec la présence local de failles, donc en peut classifier comme un massif rocheux de mauvaise qualité.

III.2.2 Les sondages carottés

Les sondages carottés permettent de reconnaître la lithologie du sous-sol par extraction des échantillons intacts et/ou remaniés servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leurs propriétés géotechniques.

Pour le cas de notre site d'étude,deux (02) sondages carottés ont été réalisés, dont un (01) au nivaux de la paroi, effectuépar *GEOMAG-Laboratoire*. Pour le sondage S.RL.13.6 (PK31+800) réalisé à une profondeur de 25 m, la lithologie des terrains traversés est représentée au niveau du *Tableau 02 et figure 04* ci-dessous.

Tableau III-2 : Colonne lithologique du sondage S-RL 13-1.

Profondeur en (m)	Discription litologique
0.00 - 1.20	Argile marneuse bleuâtre emballer quelques fragments rocheuses.
1.20 - 2.00	Argile limoneuse ferme jaunâtre emballer un peu des graves.
2.00 - 3.20	Galet de taille décimétriques caillouteux a peu argileux.
3.20 - 4.10	Argile versicolores très oxydée
4.10 - 6.00	Schiste altérer friable.
6.00 - 7.60	Schiste a aspect rocheux.
7.00 - 18.00	Marne à aspect schisteux friable à léger trace de calcite.
18.00 - 23.30	Marne dur moyennement dur fracturé et fragmenter riche en inclusion calcite.
23.30 - 25.00	Marne a aspect schisteux friable.

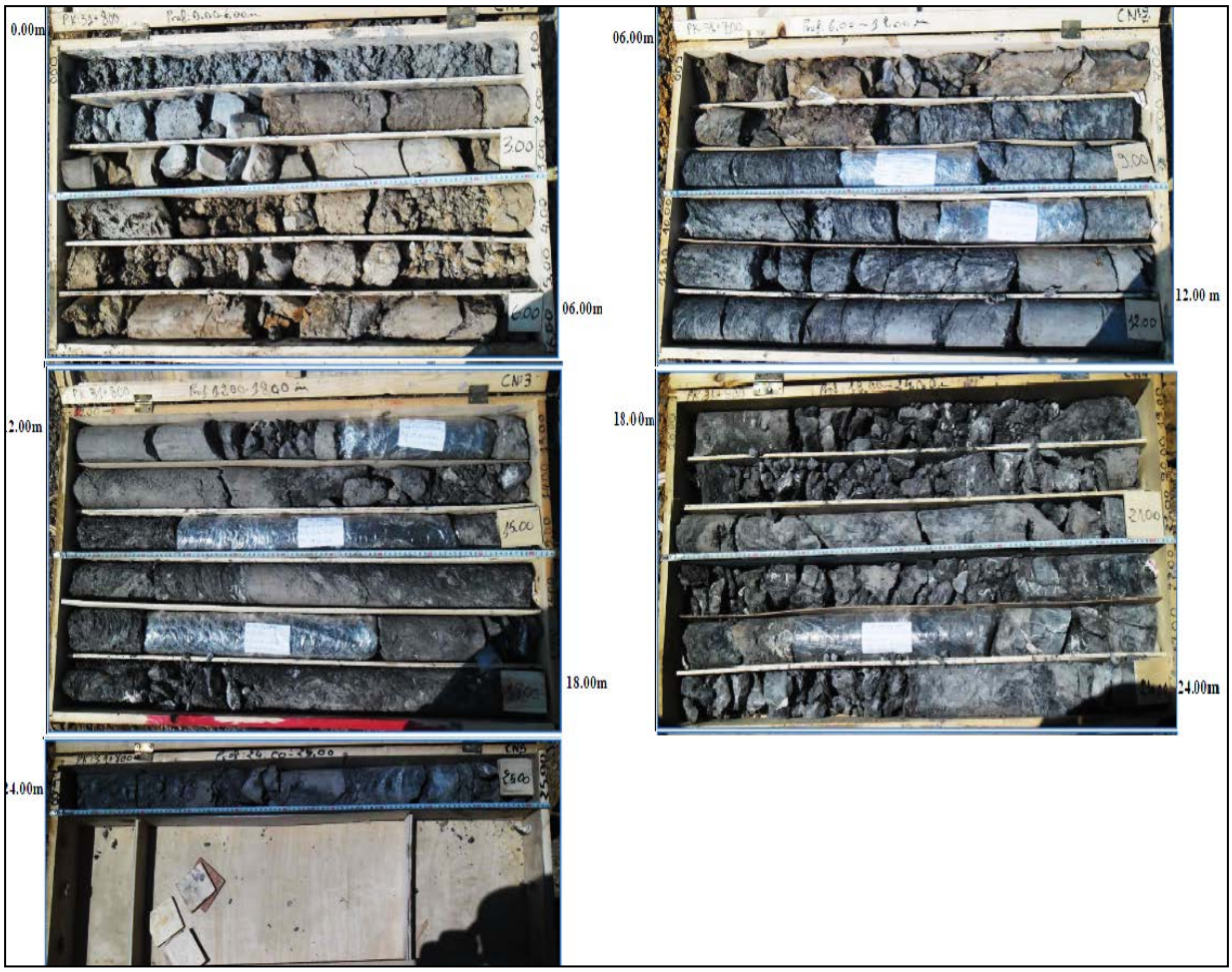


Figure III-5 : Photo des caisses à carotte du sondage Pk31+800 de (0.00 à 25.00 m).

Le long du tronçon du PK 31+600 au PK32+000, trois unités géotechniques principales ont été distinguées sur la base des caractéristiques géologiques des formations traversées (contexte géologique local, stratigraphie et description lithologique reportée dans le log de sondage).

Tableau III- 3 : Description des unités géotechniques le long du tracé.

Unité géotechnique	Sub-unité Géotechnique	Lithologie	Unité géologique	Age
Uf	/	Dépôts hétérogènes	Glissements Eboulis	Quaternaire
Ug5	**Ug5b**	Pélites et argilites	Flysch Massylien	Crétacé inf.
	Ug5	Flysch schisteux gréseux-quartzitique		

III.2.3 Essai In-situ

III.2.3.1 Essai de perméabilité Lugeon et Lefranc

Aux nivaux du sondage S.RL.13-6 deux (02) essais de perméabilité un (01) Lugeon, un (01) Lefranc et un essai piézométrique ont été réalisés par *GEOMAG*-Laboratoire.

III.2.3.1.1 Essai d'eau Lugeon

L'essai d'eau Lugeon est un essai en place realisé en sondage. II s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai. Il permet d'évaluer la possibilite de circulation d'eau dans le sol et àdéceler des hétérogeneites ou des fissurations.

L'essai consiste a injecter de l'eau sous pression dans une cavite constituee d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné.

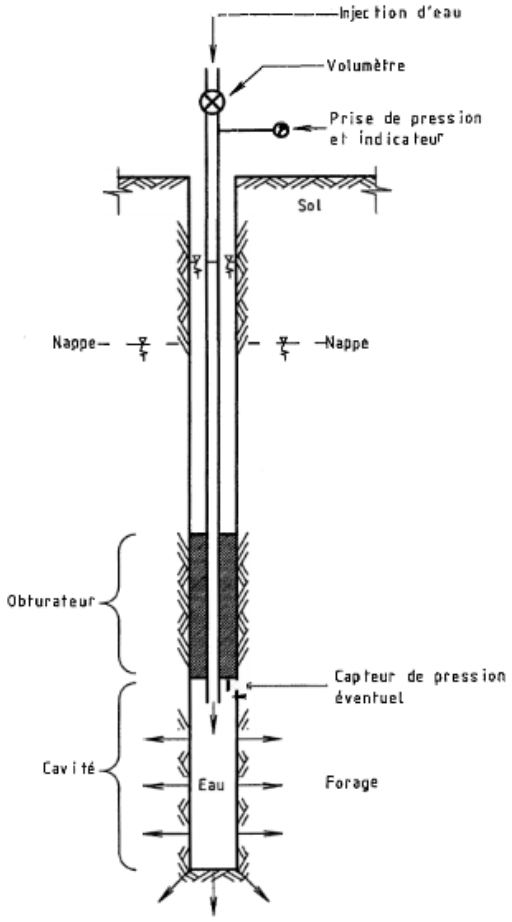


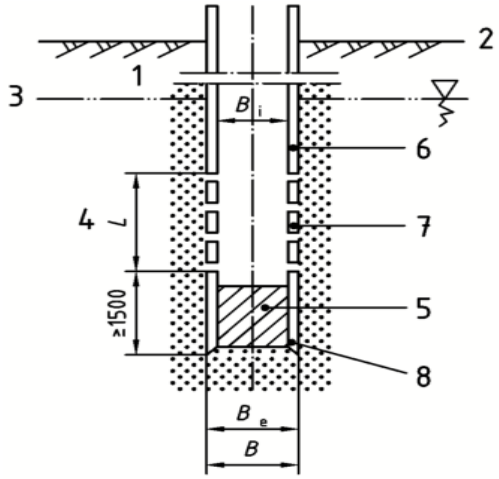
Figure III-6: Principe de l'essai d'eau Lugeon.

Le résultat de l'essai d'eau se traduit par un paramètre d'absorption d'eau qui s'exprime en unité Lugeon et qui correspond au débit moyen injecté sous une pression de 1 MPA, exprimé en litres par minutes et ramené à un mètre de forage.

Le tracée de la courbe pression débit ***(annexe)*** et la valeur de perméabilité ***Lugeon*** permet d'estimer l'état de fissuration du massif rocheux qui indique faible pérméabilité avec colmatage a haute pression .

III.2.3.1.2 Essai d'eau Lefranc

L'essai d'eau Lefranc est réalisé en place dans les sols fins ou grenus sous la nappe dont le coefficient de perméabilité présumé est supérieur à une valeur de l'ordre de 1.10^{-6} m/s. L'essai permet de déterminer un coefficient de perméabilité locale qui peut être nettement différent du coefficient de perméabilité en grand.



a) Sol pulvérulent

Légende

1	Terrain	5	Bouchon étanche ou obturateur dilatable
2	Niveau du terrain naturel	6	Tubage
3	Niveau de la nappe	7	Manchon perforé (Lefranc)
4	Cavité	8	Sabot

Figure III-7 : Réalisation d'une cavité pour un essai d'eau Lefranc (NF P94-132).

Tableau III-4 : Résultats de perméabilité de type Lugeon et Lefranc.

Sondage	Profondeur d'essai en(m)	Type Essai	Litho-type	Coefficient de Perméabilité K
S-RL13-6	5,50	Lefranc	Pélites et argilites	$3,53.10^{-3}$m/sec
	23,00	Lugeon	Flysch schisto-gréseux	$1,39.10^{-7}$ m/sec

Les resultats d'essai ***Lefranc*** montre une valeur de pérmeabilité moyenne de 0.003 m/sec.

III.2.3.2 Mesure de niveaux piézométriques

La profondeur du nivaux piézométrique est la distance verticale entre la surface du sol et le nivaux d'eau (nappe d'eau) dans le piézométre,les résultats des mesures pièzométriques sont consignées dans le *Tableau III-5* ci-après :

Tableau III-5 : Résultats des lectures piézométriques au niveau du sondage S-RL 13-6.

Sondages	Profondeur		Profondeur de la nappe		Date de musure
	Forage	Piézométre			
Code	(m)	(m)	(m)	(NGA)	
S-RL13-6	25	25	4.30	345.12	08/07/2015
			5.20	344.22	11/07/2015
			5.50	343.92	23/07/2015
			7.35	342.07	20/08/2015
			8.95	340.47	20/09/2015

D'après les mesures effectuées, le niveau piézométrique a été considéré à -4.3 m environ du terrain naturel (tête de la paroi) en référence au modèle géologique déduit des lectures piézométriques des sondages près du profil étudié.

III.2.3.3 Essai de pénétration au carottier (SPT)

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm, il est limité à une profondeur de 50 m.

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalise battu en fond d'un forage préalable. L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

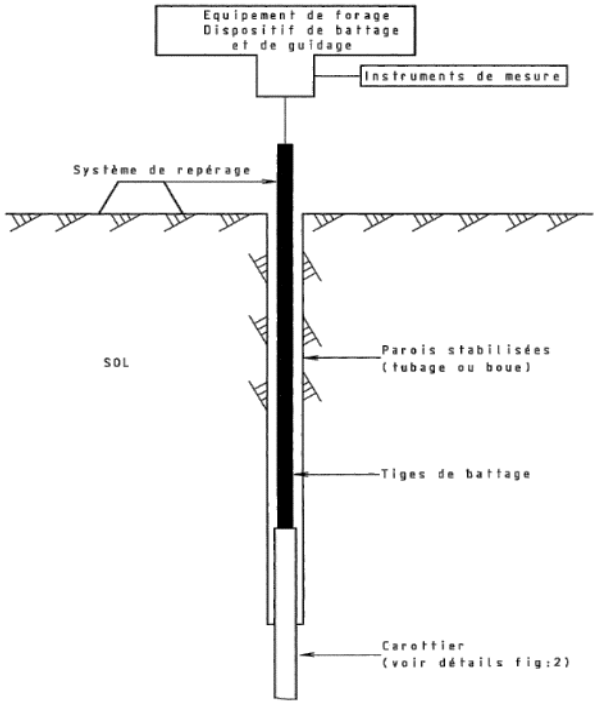


Figure III-8 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier (NF P94-116).

Lors de la phase d'exécution un (01) essai SPT a été réalisé à proximité du sondage S-RL13-1, les résultats sont reportés dans le *Tableau III-6* ci-après en fonction des unités géologiques telle que décrit précédemment :

Tableau III-6 : Résultats de l'essai SPT.

Code de sondage	Unité géologique	Profondeur D'essai(m)	N Spt	Peck-Hanson & Thornburn	Schultze & Menzenbach	Skempton	Stroud (1974)	Shioi et Fukui (1982)
				φ [°]	E' [MPa]	D_R [%]	Cu [Kpa]	Cu (Kpa)
S-RL 13-1	Ug5b	1.00	55	43	366	74	275	269.78
	Ug5b	4.00	51	41	345	71	255	250.16
	Ug5b	7.00	25	34	208	50	125	122.63
	Ug5b	10.00	37	37	271	61	185	181.49
	Ug5	13.00	42	39	297	65	210	206.01
	Ug5	16.00	43	39	303	66	215	210.92
	Ug5	19.00	45	40	313	67	225	220.73
	Ug5	22.00	45	40	313	67	225	220.73
	Ug5	25.00	37	38	271	61	185	181.49
	Ug5	28.00	43	39	303	66	215	210.92
	Ug5	31.00	41	39	292	64	205	201.11
	Ug5	34.00	44	40	308	66	220	215.82
	Ug5	37.00	50	41	340	71	250	245.25
	Ug5	40.00	47	40	324	69	235	230.54

L'essai SPT montre que l'unité géotechnique Ug5b présente une dispersion de résultats avec valeurs plus hautes en surface qui peut être lié à la pré-consolidation de la couche plus superficielle, alors que l'unité Ug5 présente une bonne consistance constante avec la profondeur. (*Voir courbe d'essai Spt en annexe*).

III.2.4 Essais au laboratoire

Lors des travaux d'investigations effectués en phase d'exécution, des échantillons de sol ont été prélevés par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) qui a procédé à une compagne d'essais d'identification au laboratoire sur carottes de sondage S-RL 13-1.

Les échantillons prélevés ont été soumis aux essais de laboratoire suivant :

- Granulométrie NFP 94-056 et NFP 94-057.
- Teneur en eau NFP 94-050.
- Masses volumiques NFP P 94-053.
- Porosité et indice des vides NFP 94-053 & NFP 94-410-3.
- Limites d'Atterberg NFP 94-051.

- Analyse chimiques UNI EN 206.
- Valeur au bleu de méthylène NFP 94-068.
- Résistance au cisaillement NFP 94-071-1.

III.2.4.1 Essais physiques

Les essais de laboratoires réalisés sur les échantillons prélevés ont permis de déterminer les caractéristiques physiques suivantes :

III.2.4.1.1 Granulométrie

Des essais granulométriques par tamisage et sédimentmétrie ont été effectués sur 13 échantillons de sol prélevés au niveau du sondage S-RL 13-1. Les résultats sont présentés dans le *Tableau III-07* ci-après :

Tableau III-7 : Résultats des essais granulométriques au niveau du sondage S-RL 13-1.

Code sondage	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	% < 2 µm
S-RL 13-1	4.40 - 4.70	96.46	70.56	51.30
	9.10 - 9.30	97.30	73.20	59.90
	14.67 - 14.84	94.15	74.90	58.21
	15.05 - 15.25	90.60	70.10	55.23
	19.00 - 19.20	86.65	54.10	49.74
	20.30 - 20.53	94.17	72.17	50.12
	26.40 - 26.62	78.25	34.40	23.50
	28.35 - 28.48	92.15	61.60	43.25
	30.65 - 30.80	91.15	60.65	38.72
	30.40 - 31.00	89.88	63.12	43.90
	35.10 - 35.30	89.15	57.85	42.15
	37.80 - 38.00	100	100	67.18
	39.60 - 39.75	90.75	59.10	37.60

L’analyse granulométrique effectuée sur les échantillons analysés a montré une fraction fine (éléments < à 0.08 mm) supérieur à 50% (pour plus informations voir les courbes sur l’annexe). Une telle proportion indique qu’on est en présence d’un sol fin.

III.2.4.1.2 Teneur en eau, poids volumique, porosité et indice des vides

Les prélèvements effectués au niveau du sondage SRL 13-1 ont permis d’effectuer une identification des caractéristiques physiques (teneur en eau, masse volumique humide et sèche, degré de saturation … etc.). Les résultats sont présentés dans le *Tableau III- 08* ci-après :

Tableau III-8 : Résultats des essais physiques (teneur en eau, poids volumique et degré de saturation).

Code Sondage	Profondeur	W %	γ h t/m³	γ d t/m³	W sat %	Sr %	Porosité %	Indice des vides %
SRL 13-1	4.4 - 4.7	18.65	1.85	1.56	27.07	68.69	41	0.72
	9.1 - 9.3	24.36	1.90	1.52	28.75	84.73	44	0.77
	14.67 - 14.84	24.71	1.92	1.54	27.90	88.56	43	0.75
	15.05 - 15.25	24.45	1.93	1.55	27.48	88.97	44	0.74
	19.00 - 19.20	24.60	1.91	1.53	28.24	87.11	43	0.76
	20.30 - 20.53	9.62	2.06	1.88	16.14	59.75	31	0.44
	26.40 - 26.62	26.78	2.22	2.02	12.47	78.42	24	0.33
	28.35 - 28.48	11.65	2.23	2.00	12.97	89.82	26	0.35
	30.65 - 30.80	10.55	2.22	2.00	12.95	81.34	25	0.35
	30.80 - 31.00	12.65	2.24	1.98	13.47	93.91	26	0.36
	35.10 - 35.30	14.65	2.18	1.90	15.60	93.91	30	0.42
	37.80 - 38.00	13.65	2.18	1.92	15.05	90.70	29	0.40
	39.60 - 39.75	12.60	2.24	1.98	13.47	95.54	26	0.36

- Sur les échantillons testés, la teneur en eau se tient dans une fourchette entre 9% et 26% (sol légèrement humide) et un degré de saturation qui varie de 59 à 93%, ce qui dénote que le sol se trouve dans un état hydrique naturel humide, mais loin de la saturation totale.
- Les valeurs des densités sèches sont globalement proches, et varient entre 1.53 et 2.02 t/m³. Les densités humides sont respectivement de l'ordre de 1.85 à 2.23 t/m³, caractérisant un ***sol moyennement dense à dense***. (*Voir sur l'annexe les courbes qui représente ces valeur pour chaque profondeur de sondage*)

III.2.4.1.3 Limites d'Atterberg

On utilise généralement deux limites universellement appelées limites d'Atterberg (1911).

- ✓ Limite de liquidité $\boldsymbol{W_L}$ ou $\boldsymbol{L_L}$: teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique.
- ✓ Limite de plasticité $\boldsymbol{W_P}$ ou $\boldsymbol{L_P}$: teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.

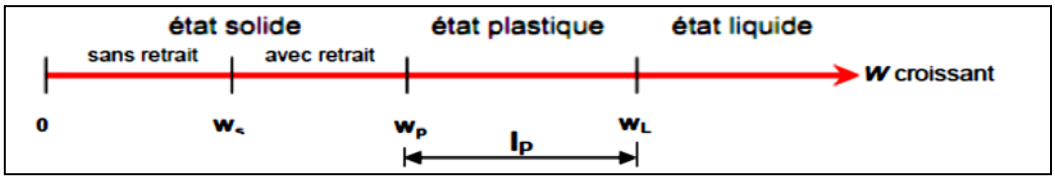


Figure III-9 : Représentation schématique des limites d'Atterberg NF P 94-051.

Les résultats de 13 échantillon prélvés sont représentésde l'éssai aux limites d'atterberg dans le *Tableau III-9* suivant :

Tableau III-9 : Résultats de l'essai limite d'Atterberg.

Code de sondage	Profondeur(m)	w_L %	w_P %	I_P %	Ic %
SRL 13-1	4.40 - 4.70	33.92	21.96	11.96	1.27
	9.10 - 9.30	36.14	22.72	13.42	0.88
	14.67 - 14.84	35.98	23.71	12.27	0.92
	15.05 - 15.25	31.97	20.69	11.28	0.66
	19.00 - 19.20	36.83	25.67	11.16	1.09
	20.30 - 20.53	33.79	22.65	11.14	2.16
	26.40 - 26.62	32.77	22.67	10.10	0.6
	28.35 - 28.48	33.63	22.73	10.90	1.99
	30.65 - 30.80	30.83	20.74	10.09	2.00
	30.40 - 31.00	30.88	21.48	9.40	1.93
	35.10 - 35.30	36.82	25.72	11.10	1.99
	37.80 - 38.00	33.87	22.64	11.23	1.8
	39.60 - 39.75	31.92	21.60	10.32	1.87

On peut également connaitre le type du sol et leur état de plasticité à partir de la valeur de l'indice de plasticité, comme il est présenté dans le tableau ci-dessous *Tableau.III-10* :

Tableau III-10: Etat du sol d'aprés l'indice de plasticité (sanglerat,et Costet,1983)

Indice de plasticité Ip	
0 < Ip < 5	Sol non plastique (sol peu sensible à l'eau)
5 < Ip < 10	Faiblement plastique
10 < Ip < 20	Moyennement plastique
20 < Ip < 40	plastique
Ip > 40	Très plastique

Sur la base des résultats trouvés et d'après l'indice de plasticité, on a pu tirer les conclusions suivantes conformément aux unités géotechniques définies précédemment :

- ***Ug5b :*** il s'agit des argiles avec niveaux de sable fin ou grossiers, parfois argileuse, Moyennement plastique (10 < IP < 15), mais les résultats des essais pourraient être altéré par le degré de lithification de l'unité.
- ***Ug5 :*** il s'agit d'argilites d'aspect schisteux très fracturées et altérées, les indices de plasticité (9 < IP < 11) caractérisant des sols moyennement à faiblement plastique.

III.2.4.1.4 Essai de bleu de méthyléne

L'essai au bleu de méthylène permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux.

L'essai au bleu de méthylène, constitue donc un des paramètres d'identification de la classification des sols essentiellement argileux.

Tableau III-11: Capacité d'échange de cations (CEC) et spécifique de quelques argiles (grim,1962).

Argiles	CEC (meq/100 g)	Surface spécifique totale (m^2/g)
Montmorillonite :		
Ca^{++}	80	300
Na^{+}	150	800
Illite	10-40	40-60
Kaolinite	3-15	5-20
Éléments non argileux		1-3

Le principe consiste à contrôler l'adsorption du bleu de méthylène injecté dans un bain aqueux contenant la prise d'essai, en observant une goutte de suspension déposée sur une feuille de papier filtre.

Une subdivision des différentes catégories de sol est faite en fonction de la valeur du bleu de méthylène (*Voir .Tableau III-12*).

Tableau III-12: Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthyléne VB (Philipponnat et Bertrand, 2003).

Valeur de bleu de méthylène (VB)	Catégorie de sol
VB < 0,1	Sol insensible à l'eau
0,2 < VB < 1,5	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
1,5 < VB < 2,5	Sol sablo argileux, peu plastiques
2,5 < VB < 6,0	Sol limoneux de plasticité moyenne
6,0 < VB < 8,0	Sol argileux
VB > 8,0	Sol très argileux

A partir des treize (13) échantillons prélevés au niveau du sondage SRL 13-1, des essais de bleu de méthylène effectuée conformément à la norme française « NF P 94-068 », et les résultats sont présentés dans le *Tableau III-13* ci-dessous :

Tableau III-13: Résultats de l'essai au bleu de méthylène.

Code de sondage	Profondeur (m)	VBS
SRL 13-1	4.40 - 4.70	2.23
	9.10 - 9.30	2.95
	14.67 - 14.84	2.42
	15.05 - 15.25	2.55
	19.00 - 19.20	2.15
	20.30 - 20.53	2.63
	26.40 - 26.62	1.63
	28.35 - 28.48	2.71
	30.65 - 30.80	2.34
	30.40 - 31.00	2.48
	35.10 - 35.30	2.66
	37.80 - 38.00	2.37
	39.60 - 39.75	2.41

À partir des résultats obtenus, on peut constater que la valeur du bleu de méthylène est homogène pour l'ensemble des échantillons avec une moyenne de 2,43 qui indique qu'on est en présence d'un ***sol sablo-argileux, peu plastiques***.

III.2.4.2 Essais mécanique

III.2.4.2.1 Essai de cisaillement rectiligne à la boite (Essai CD)

Pour avoir une mesure des valeurs de φ' et c', indispensable pour la caractérisation des unités géotechniques, pendant la campagne complémentaire d'EXE deux (2) essais de cisaillement rectiligne consolidés drainés ont été effectués ***(Tableau III-14)*** :

Tableau III-14: Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne(consolidé drainé).

Code sondage	Profondeur en m	Vitesse en mm	φ' en (°)	C' en Kpa	Unité géotechnique
S-RL13.1	4.4 - 4.7	0.002	20.28	11	Ug5b
	25.10 - 25.30	0.002	21.84	17	Ug5

D'après les résultats obtenus , on constate que la valeur de l'angle de frottement est homogène (21° en moyenne) caractérisant des sols moyennement frottant et des valeurs de cohésion qui varie entre 11 et 14 Kpa avec une moyenne de 14 Kpa.

III.2.4.3 Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques, effectuées sur des échantillons prélevés, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 : Résultats d'analyses chimiques.

Code De sondage	Profondeur (m)	Sulfates ($CaSO_4$)	Chlorures (NaCl)	Carbonates ($CaCO_3$)	Anhydrides Carbonique CO_3
SRL 13-1	4.40 - 4.70	Traces	0.43	7.25	3.23
	16.40 - 16.62	Traces	0.45	6.95	3.22
	39.60 - 39.75	Traces	0.51	8.12	3.30

Les analyses chimiques ont décelés une présence de carbonates comprises entre 6 et 8 % avec une moyenne de 7% caractérisant des sols pauvre en carbonates, de plus ont dénote la présence de sulfates en traces. Cependant le sol est non agressif selon la norme NF P18-011, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42.5) peut convenir pour la confection de béton.

III.3 Synthèse de la caractérisation géotechnique

La synthèse de la caractérisation géotechnique adoptée pour le Projet d'Exécution, à savoir la définition des principaux paramètres géotechniques des unités qu'ont été distinguées dans le secteur d'étude. Cette caractérisation a été définie sur la base des résultats des campagnes de reconnaissances décrits précédemment, comme suit :

- **Ug5. Flysch Pélito-quartzitique**

L'unité Ug5 qui représente le substrat rocheux du Crétacé, est caractérisée par les lithotypes du Flysch Massylien et son profil d'altération. Il s'agit d'alternances de pélites et alternance argilites et grés, grés fins et calcaires. Les lithologies de pélites-argileuses sont plus fréquentes par rapport aux niveaux plus compétents. Cette variabilité stratigraphique est typique des formations complexes tell que les Flysch caractérisées par des couches plus résistantes (grés, quartzite, calcaires et calcaires marneux) alternées aux niveaux plus faibles de nature limoneuse-argileuse.

- **Ug5b. Pélites et argilites feuilletées**

La sub-unité Ug5b représente la composante la plus fine du flysch qui correspond aux pélites et argiles, et le profil d'altération argileux de l'unité géotechnique Ug5. Il s'agit de roches faibles feuilletées en couches minces, souvent très déformés et altérés qui passent à des terrains argileux résultants des phénomènes d'altération.

III.4 Conclusion

Dans le cadre de réalisation de la paroi berlinoise objet d'étude et à partir de la campagne de reconnaissances in situ et au laboratoire, on peut conclude ce qui suit :

- Les terrains de fondation sont marqués par des formations de type flysch massylien du Crétacé inférieur représentés par des pélites et argilites feuilletées et flysch pélito-quartzitique, en surface on note la présence de dépôts hétérogènes liés aux glissements et éboulis de pente.
- La perméabilité des terrains varie de $3{,}53.10^{-3}$ m/sec pour les pélites et argilites à $1{,}39.10^{-7}$ m/sec pour les flyschs pélito-quartzitique. Le niveau de la nappe a été considéré à -4.3 m environ du terrain naturel (tête de la paroi) en référence au modèle géologique déduit des lectures piézométriques des sondages près du profil étudié.
- L'analyse granulométrique a mis en évidence des sols fins avec une fraction fines (éléments < à 0.08 mm) supérieur à 50%.
- Les limites d'Atterberg en mis en évidence des sols moyennement plastique avec 10< IP <15 pour les argiles à niveaux de sable fin ou grossiers et peu plastique (9< IP <11) pour les argilites d'aspect schisteux fracturées et altérées.
- Les caractéristiques intrinsèques déterminés par l'essai de cisaillement rectiligne montre des valeurs d'angle de frottement homogène avec une moyenne de 21° et des valeurs de cohésion compris entre 11 et 14 Kpa avec une moyenne de 14 Kpa.
- Les analyses chimiques ont mis en évidence des sols non agressif selon la norme NF P18-011, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42.5) peut convenir pour la confection de béton.

Le tableau suivant présente les différents paramètres géotechniques à prendre en considération lors de la modélisation de la paroi.

Tableau III-16 : Caracrtéristiques intrinsèques des unités géotechniques.

					Paramètres de la roche			
Paroi Micro-pieux PK31+690	**Unité Géotechnique**	**Poids Volumique**	**Cohésion**	**Angle de frottement**	**Module de Young**	**GSI**	**UCS**	**m_i**
	[Ug]	**γ [KN/m^3]**	**C'en Kpa**	**φ' en °**	**E_i [MPa]**	**[-]**	**[Mpa]**	**[-]**
Couche01	Ug5b	21	11	20.28	50	20	5	6
Couche02	Ug5	22	17	21.84	100	25	8	8

Avec:

GSI : geological strength index
UCS : uniaxial compressive strength en [Kpa]
$m_{i:}$ rock constant.

IV. Modélisation du comportement de la paroi

IV.1 Introduction

IV.1.1 Paroi Berlinoise

La paroi berlinoise englobe à la fois des soutènements provisoires et des soutènements permanents, porteurs et non porteurs. Elle consiste en la mise en place dans le sol d'éléments structurels verticaux (profilés métalliques ou pieux en béton) séparés les uns des autres par une distance définie et qui sont ensuite relié entre eux à l'avancement de l'excavation par des éléments horizontaux (blindage et béton projeté,). Cette technique a été utilisée dès la première moitié du XX^{ème} siècle pour des projets d'envergure parmi lesquels on peut citer la construction du métro de Berlin (Spilker, 1937), d'où son appellation.

IV.1.2 Paroi en pieux distants ou sécants

Les pieux, dont la fonction première est d'offrir une fondation profonde aux ouvrages, ont également été utilisés comme rideau de soutènement dès les années 1950 (Veder, 1953). Plusieurs techniques de soutènement à base de pieux ont été développées. Dans le cas d'un sol offrant une cohésion suffisante et en l'absence de nappe d'eau derrière la paroi, la technique des pieux distants peut être utilisée, le principe de soutènement étant alors le même que pour une paroi berlinoise.

A l'inverse, si le sol est faiblement cohérent et/ou si de l'eau est présente dans le sol, la technique de la paroi en pieux sécants ou en pieux jointifs sera mise en œuvre car elle permettra, d'une part, d'empêcher l'effondrement du sol soutenu entre les pieux et d'autre part elle présentera une certaine étanchéité.

Un inconvénient majeur de ce type d'écran, est l'emprise nécessaire du fait de l'encombrement du matériel de forage qui empêche de venir se positionner au plus près d'éventuels ouvrages mitoyens. Dans les deux types de soutènements un lierne de couronnement est réalisé en tête afin d'homogénéiser les déplacements de la paroi.

Figure IV-1 : Vue d'ensemble d'une paroi en pieux distants tirantée, réalisée dans des schistes (Nouvel Equipement Culturel, Rennes).

IV.2 Présentation du projet et objet d'étude

Dans le cas du projet objet d'étude, et en vue des sections en déblais intéressés par corps de glissement ou par matériaux présentant mauvaises caractéristiques de résistance (portions de pélites et argilites feuilletées) ou encore par des pendages naturels critiques, une proposition a été faite pour intervenir avec ouvrage de soutènement type berlinoise, réalisées avec pieux de diamètre ∅ 1.2 m et tirants d'ancrage réalisée au niveau du PK 31+600 en amont de la pénétrante autoroutière (*Figure IV-2*).

Un choix de ce type de soutènement, consiste à l'introduisant dans le terrain des éléments augmentant la résistance interne des terrains instables, qui se révèle nécessaire afin d'assurer la stabilité de l'entière masse glissante. En effet, le problème qu'on rencontre dans les configurations décrites ci-dessus ne concernent pas seulement la stabilité superficielle des talus, mais plutôt de l'ensemble sur des profondeurs allant jusqu'à 20 m.

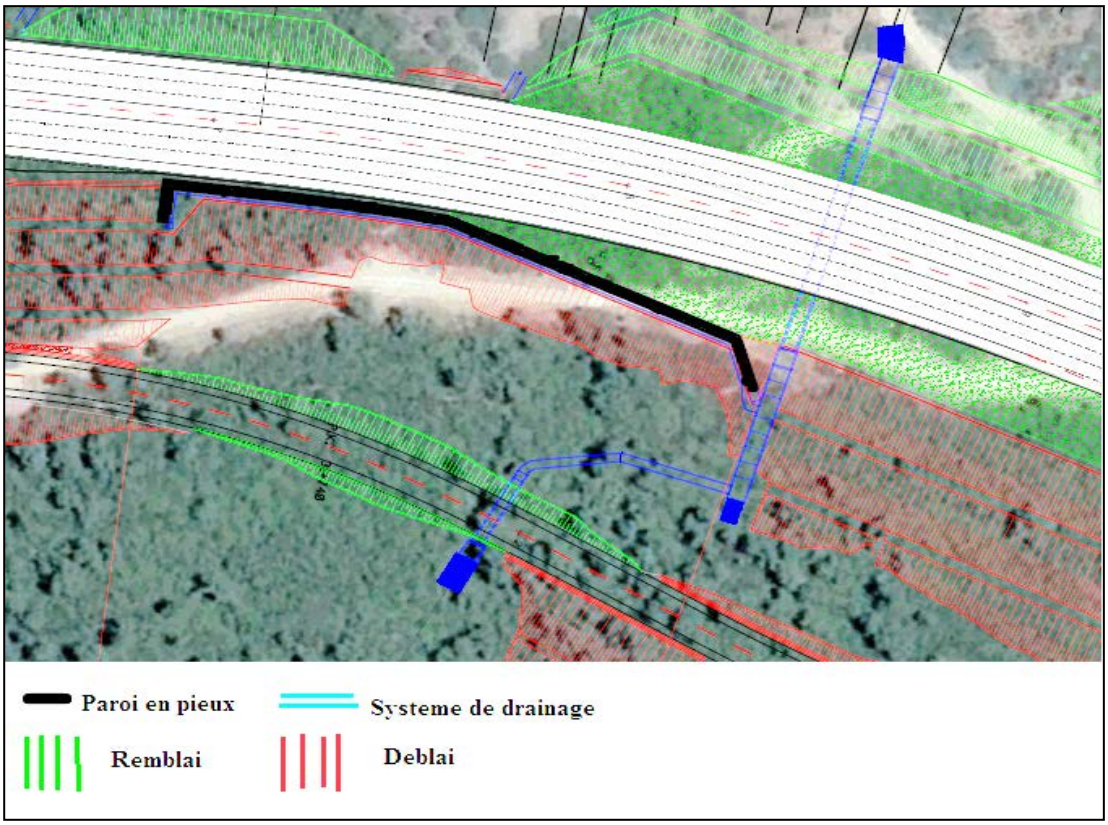


Figure IV-2 : Vue en plan de la section objet d'étude PK 31+690.

IV.2.1 Domaine d'emploi

Les parois berlinoises en pieux sont des ouvrages réalisés en déblai, en site terrestre et, le plus souvent aussi, en site urbanisée ou à proximité de voies de circulation routière ou ferroviaires, là où les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles.

Ces parois sont réalisables dons pratiquement tous les terrains, y compris les sols raides, compacts, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux.

IV.2.2 Principe de la technique « Paroi berlinoise »

Les ouvrages de ce type associent des éléments verticaux, plus ou moins rigides et espacés, généralement scellés dans des forages sous le niveau général de terrassement, des panneaux réalisés entre les éléments verticaux au fur et à mesure des phases d'excavation.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associés des dispositifs d'appui (tirants, clous ou butons) mis en place à l'avancement des travaux (*Figure IV-3*).

Ces types d'ouvrages font l'objet d'un guide technique intitulé : « Ouvrages de soutènement, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites (LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

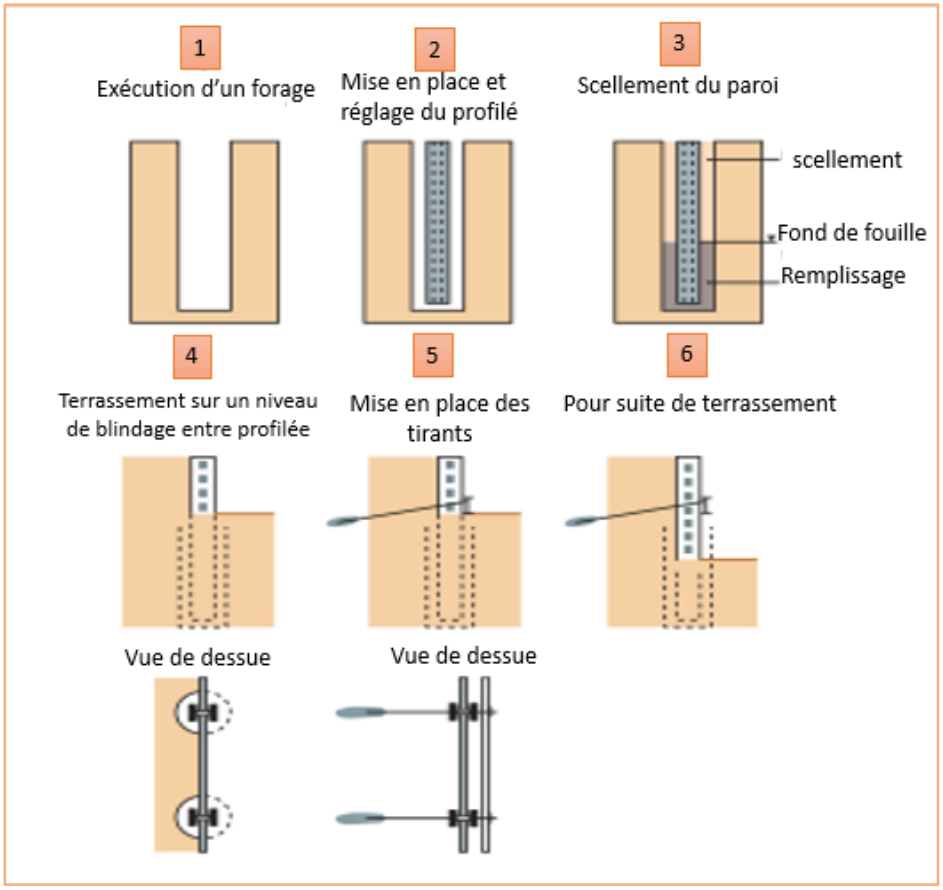


Figure IV-3 : Schéma d'exécution d'une paroi Berlinoise.

Lors des phases d'excavation, la stabilité locale de la fouille, dans sa partie non revêtue, est assurée par la mobilisation d'un effet de voûte entre les éléments les plus rigides : en plan, entre les éléments verticaux ; en élévation, entre le sommet et le pied de la nouvelle partie excavée.

La mobilisation de tels arcs de décharge entre les éléments résistants est analogue à celle mise en jeu dans un massif cloué. En phase définitive, les panneaux sont soumis à des efforts de poussée des terres et les reportent vers les éléments verticaux. Le comportement d'ensemble s'apparente alors davantage à celui d'écrans continus.

IV.2.3 Caractéristiques et conception de la Paroi en pieux « Berlinoise » au PK 31+690

Comme déjà cité, la solution retenue par le maître de l'ouvrage (Agence nationale des autoroutes ANA) pour stabiliser la section en déblai du PK 31+690 jusqu'au PK31+847 est de réaliser une paroi berlinoise en pieux tirantée, présentant les caractéristiques suivantes :

- Rideaux des pieux (∅ pieux = 1.20 m ; espacement pieux = 1.40 m, Hauteur = 20 m)
- Tirants actifs en torons (∅ *torons = 150 mm*^{2}), les tirants actifs, constitués par 3 torons de 15.24 mm (A1toron = 150 mm^2), sont soumis à une précontrainte de 350 KN. Le diamètre minimum de forage pour les tirants est 120 mm :
- La longueur totale des tirants de 1ère rangée est 23.0 m dont la section libre est de 14 m. L'ancrage dans la zone de scellement (9.0 m) est à exécuter strictement sous injection en pression IGU (Injection Global et Unitaire).
- Pour la 2ème rangée la longueur totale des tirants est 19.0 m dont la section libre est 10 m. L'ancrage dans la zone de scellement (9.0 m) est à exécuter strictement sous injection en pression (IGU).
- Pour la 3ème rangée la longueur totale des tirants est 19.0 m dont la section libre est 10 m. L'ancrage dans zone de scellement (9.0 m) est à exécuter strictement sous injection en pression (IGU).
- Poutre en tête de liaison des pieux et répartition des charges sera réalisée en béton armé pour le premier ordre des tirants supérieures H = 1.8 m et B = 2.0 m.
- Poutres de répartition (*type HEB*) en acier pour l'ancrage et répartition des tirants inférieurs.
- Une paroi de revêtement (*éventuelle*) pour la seule couverture des pieux et poutres en acier.
- Un système de drainage (drains subhorizontales, intéressants le volume significatif du terrain en amont de la paroi) prolongé jusqu'au bord externe de la paroi de revêtement pour permettre soit l'évacuation de l'eau de drainage soit l'entretien du drain même.

IV.2.4 Description de la technique

La paroi en pieux est constituée d'une succession de pieux forés en béton armé de diamètre égale à 1,20 m. Les pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 1 et 4 mètres en fonction de type de sol et les charges transmises (*voir en annexe figure 01 chapitre 04*).

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant la paroi dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Elle est ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, appuyé sur des poutres horizontales métalliques ou en béton armé (*Voir en annexe figure 02 chapitre 04*), il peut être disposée également à la droite des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de la réservation spécialement prévus à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs.

Les sections analysées sont faites sur la base d'une zone sismique « Iia », et pour un groupe de pont de classe « 2 » selon le RPOA 2008. A ces données correspond un coefficient d'accélération de zone égal à : A = 0,20. *(Voir en annexe figure 03, chapitre 04)*

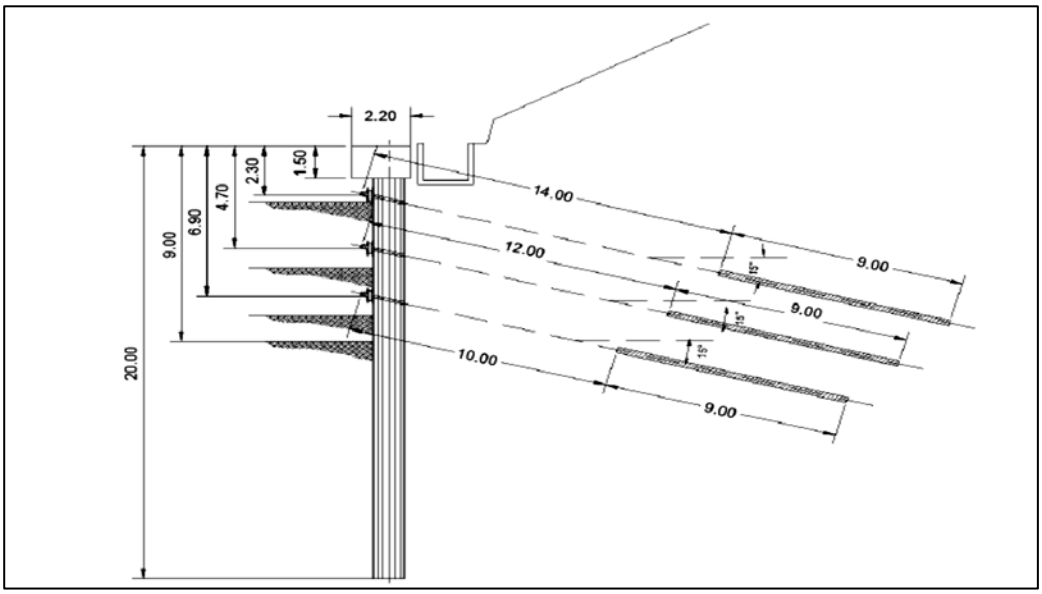


Figure IV-4 : Coupe en travers de la paroi berlinoise illustrant les pieux et les tirants d'ancrage.

IV.2.4.1 Propriétés des tirants

Tableau IV.1 : Propriétés des tirants.

Paramètres	**Désignations**	
Type de comportement	Matériel type	Elasto-plastique
Rigidité normale	*EA*	$9{,}45 \times 10^4$ KN
Espacement	$L_{spacing}$	2,8 m

IV.2.5 Les étapes de réalisation de la paroi berlinoise en pieux

- Forage et réalisation des pieux (H_{TOT} = 25.0 m) et construction de la poutre en tête.
- Excavation partielle et réalisation poutre de liaison tête pieux.
- Excavation partielle jusqu' à -2.3m de niveau d'introduction du premier rang des tirants avec inclinaison de 15°.
- Réalisation de premier rang des tirants.
- Mise en œuvre de la poutre en acier du premier rang de tirants et leur précontrainte.
- Essais de tout le tirant de première rang et pré-tension à la valeur de projet.
- Excavation partielle jusqu' à -4.7 de niveau d'entré de deuxième rang des tirants avec inclinaison de 15°.
- Réalisation de deuxième range des tirants.
- Mise en œuvre de la poutre en acier du deuxième rang de tirants et leur précontrainte.
- Essais de tout le tirant de première rang et pré-tension à la valeur de projet.
- Excavation partielle jusqu' à -6.9 de niveau d'entré de troisième rang des tirants avec inclinaison de 15°.
- Réalisation de troisièmes range des tirants.
- Mise en œuvre de la poutre en acier du troisième rang de tirants et leur précontrainte.
- Essais de tout le tirant de première rang et pré-tension à la valeur de projet.
- Excavation final et réalisation revêtement de paroi.

IV.2.6 Synthèses de la caractérisation géotechnique

La loi de résistance utilisée pour caractériser le comportement des sols est « linéaire élastique » ; le tableau suivant présente les différents paramètres pour les unités considérées :

Tableau IV-2 : Caractéristiques géotechniques des unités géologiques.

					Paramètres de la roche			
Paroi Micro-pieux PK31+690	**Unité Géotechnique**	**Poids Volumique**	**Cohésion**	**Angle de frottement**	**Module de Young**	**GSI**	**UCS**	**m_i**
	[Ug]	**γ [KN/m^3]**	**C'en Kpa**	**φ' en °**	**E_i [MPa]**	**[-]**	**[Mpa]**	**[-]**
Couche01	Ug5b	21	11	20.28	50	20	5	6
Couche02	Ug5	22	17	21.84	100	25	8	8

Le niveau de la nappe a été considéré à - 4.3 m environ du terrain naturel (tête paroi) en référence au modèle géologique déduit des lectures piézométriques des sondages près du profil étudié.

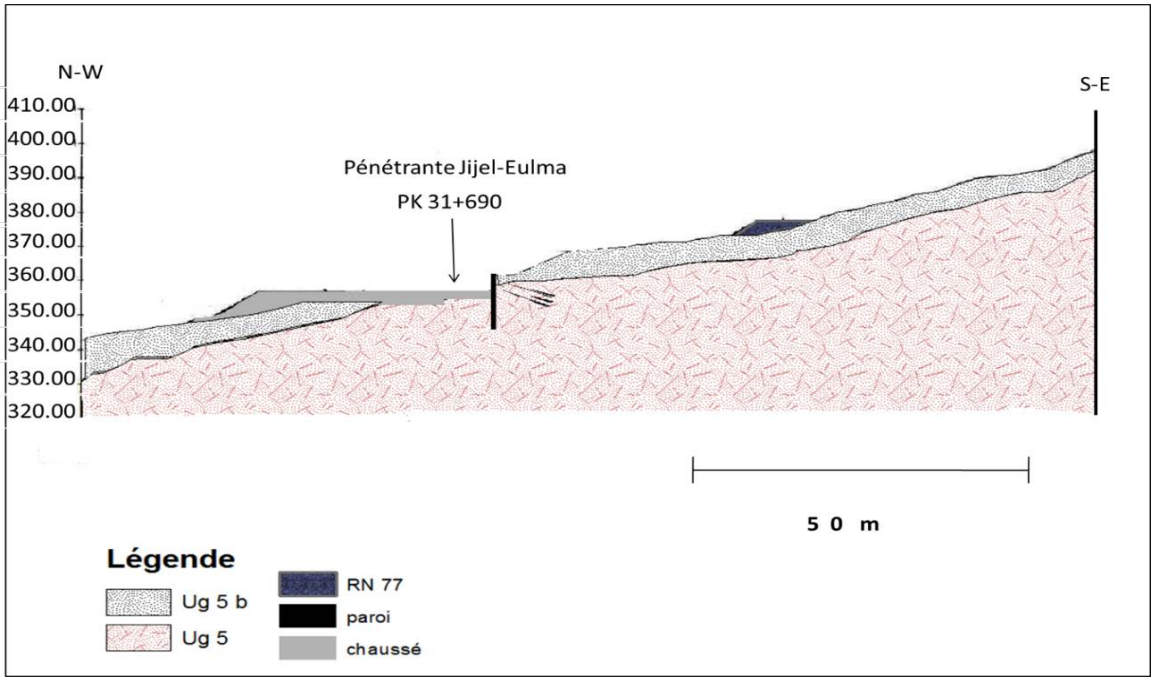


Figure IV-5 : Configuration générale de la paroi.

IV.3 Approche numérique de modélisation

La modélisation a été réalisée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Géo-studio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W ; Géo-Slope International Ltd, 2008). Les valeurs des efforts à appliquer dans les tirants d'ancrage sont exprimées par mètre linéaire de paroi. Tous les paramètres entrés dans le logiciel sont conformes à ceux énoncés en préambule et concordent avec le rapport d'étude de sol.

Le but de cette étude est d'arrêté en premier lieu un modèle géotechnique de référence pour le cas de notre projet et en deuxième étape effectué une modélisation sur le modèle prédéfini. Dans le cas de notre projet (Paroi berlinoise), on se propose d'effectuer une modélisation de différentes phases d'excavation en évaluant la variation des contraintes et déformations au cours de la réalisation et enfin réalisé une analyse de stabilité au glissement avec SLOPE/W.

Les résultats de stabilité vis-à-vis du glissement sont obtenus par une approche couplée en utilisant SIGMA/W et SLOPE/W.

IV.3.1 Présentation des logiciels SIGMA/W et SLOPE/W

Le code SIGMA/W est basé sur la méthode des éléments finis. Il peut simuler des problèmes avec des conditions aux limites qui changent avec le temps de calcul. Il peut être utilisé pour modéliser divers problèmes de contrainte-déformation dans des sols tels que les problèmes de consolidation et les analyses en contrainte-déformation.

Il comprend diverses formulations pour les équations de constitution, d'un simple modèle élastique linéaire à des modèles élasto-plastiques hautement non linéaires. Il peut être utilisé pour calculer les contraintes et les déformations avec ou sans modification des pressions interstitielles. SIGMA/W peut également être couplé avec SEEP/W pour l'analyse interactive des changements dans les pressions interstitielles et les déformations.

Le code SLOPE/W utilise la théorie de l'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité pour la stabilité des pentes. Il peut analyser la stabilité de la pente pour les zones saturées/non saturées en calculant le facteur de sécurité en fonction des paramètres d'entrée. Il est capable de modéliser des types de sols hétérogènes et des géométries complexes de surface de glissement avec des conditions de pression interstitielle variables.

Diverses méthodes de tranches, y compris Bishop, Janbu et Morgenstern-Price, sont disponibles dans le code pour évaluer le facteur de sécurité FS de la pente. La distribution des contraintes obtenue avec les méthodes d'équilibre limite ne représente généralement pas le champ de contrainte réel le long d'une pente. L'ajout de la relation contrainte-déformation (de SIGMA/W) à l'analyse de stabilité aboutit à une répartition des contraintes plus précise et plus proche des conditions de terrain.

Pour notre cas d'étude, les contraintes ont d'abord été calculées par SIGMA/W. Les résultats ont ensuite été utilisés dans un cadre conventionnel d'équilibre limite par SLOPE/W pour calculer le facteur de sécurité basé sur l'entrée fournie par SIGMA/W.

IV.3.2 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié pris en considération dans la modélisation est représentée sur la *figure IV-6* ci-dessous :

- La hauteur du talus : H= 45 m, la pente β=26,56° et la position des pieux est au pied talus.
- Le terrain étudié se compose de deux couches de sol :

- De 0 à 10 m de profondeur : couche 1 de surface
- De 10 à 45 m de profondeur : couche 2

- La mise en place des tirants d'ancrage :

  - La 1ère rangée situer au niveau – 2,3 m de tête de pieu, avec 23 m de longueur et 15° d'inclinaison.
  - La 2ème rangée situer au niveau – 4,7 m de tête de pieu, avec 21 m de longueur et 15° d'inclinaison.
  - La 3ème rangée situer au niveau – 6,9 m de tête de pieu, avec 19 m de longueur et 15° d'inclinaison.

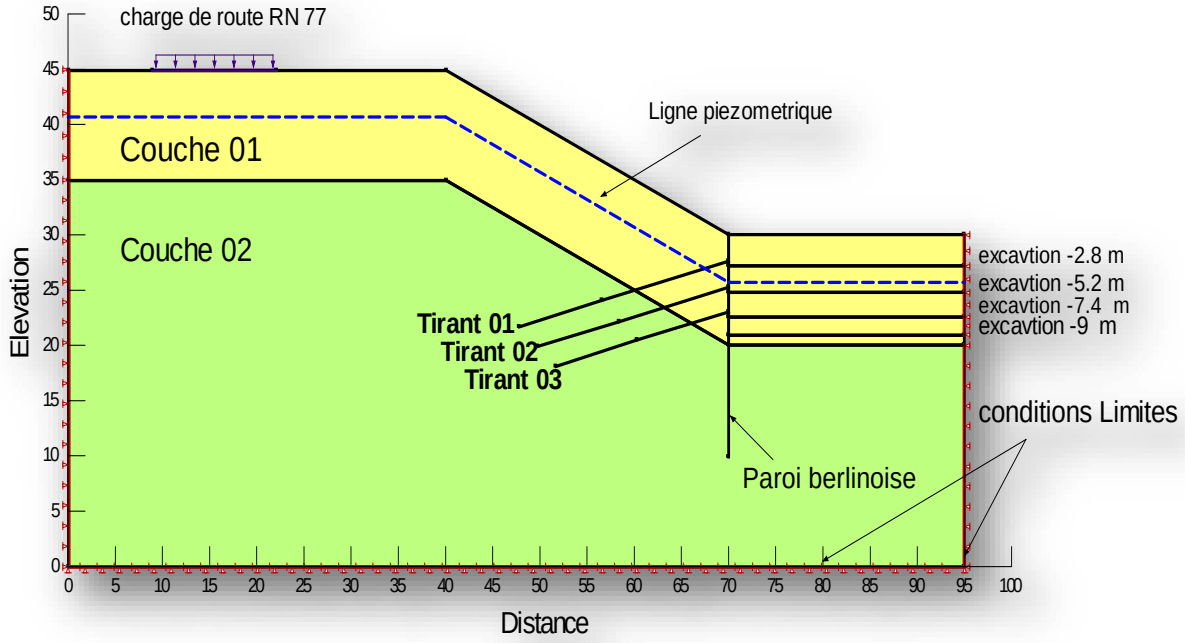


Figure IV-6 : Modèle adopté pour la modélisation numérique.

IV.3.3 Procédures de calcul et modélisation en contrainte-déformation avec SIGMA/W

Le calcul du modèle se fait en plusieurs phases :

- **État initial (Conditions initial)**

  - Créer un fichier d'analyse « ***Parent*** » pour définir l'état initial.
  - Dessiné la géométrie du talus.
  - Insérer les paramètres de différentes couches (Module de Young, l'angle de frottement, cohésion), le modèle : Linear-Elastic et type d'analyse : In-situ

- Insérer les conditions limites « ***Boundary conditions*** », de tassement par l'option fixe x et fixe x/y et les charges existant par l'option « ***Y stresse »*** avec une valeur négative.

Phase 01 : Mise en place de la paroi berlinoise en pieux

- Ajouté un sous-fichier de fichier ***« Parent »***, avec type d'analyse : Load/Deformation
- Insérer les paramètres de la paroi par l'option « ***Structural Beam »***.
- Dessiné la paroi.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** ».
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 02 : Excavation – 2.8 m

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Supprimer sur l'aval de la paroi une couche d'épaisseur -3,2 m.
- Insérer les nouvelles conditions limites en relation avec la décompression du sol après travaux de terrassement ainsi que la pression interstitielle.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** ».
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 03 : Excavation -2.8 m + mise en place Tirant N°01

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Insérer le premier rang des tirants à 2.8 m de profondeur
- Ajouté les caractères de tirant
- Pour la partie libre on a choisi l'option « **Structural Bar** ».
- Pour la partie scellée on a choisi l'option « **Structural Beam** ».
- Insérer les nouvelles conditions limites de décompression et de pression interstitielle.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** ».
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 04 : Excavation -5.2 m

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Supprimer sur l'aval de la paroi la deuxième couche de sol jusqu'au -5.2.
- Insérer les nouvelles conditions limites de décompression et de pression interstitielle.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »,
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 06 : Excavation -5.2 m + Mise en place Tirant N°02

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Insérer les Tirants avec les mêmes caractères précédents au niveau -4.7m.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 06 : Excavation -7.4 m

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Supprimer sur l'aval de la paroi la troisième couche de sol jusqu'au -7.4 m.
- Insérer les nouvelles conditions limites de décompression et de pression interstitielle.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 07 : Excavation -7.4 m + Mise en place Tirant N°03

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Insérer les Tirants avec les mêmes caractères précédents au niveau -6.9 m.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

Phase 08 : Excavation finale -9.0 m

- Ajouter un autre sous fichier de l'étape précédente.
- Supprimer sur l'aval de la paroi la quatrième couche de sol jusqu'au -9.0 m.
- Insérer les nouvelles conditions limites de décompression et de pression interstitielle.
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

L'ensemble des phases et résultats de modélisation sont présentés dans les figures ci-dessous :

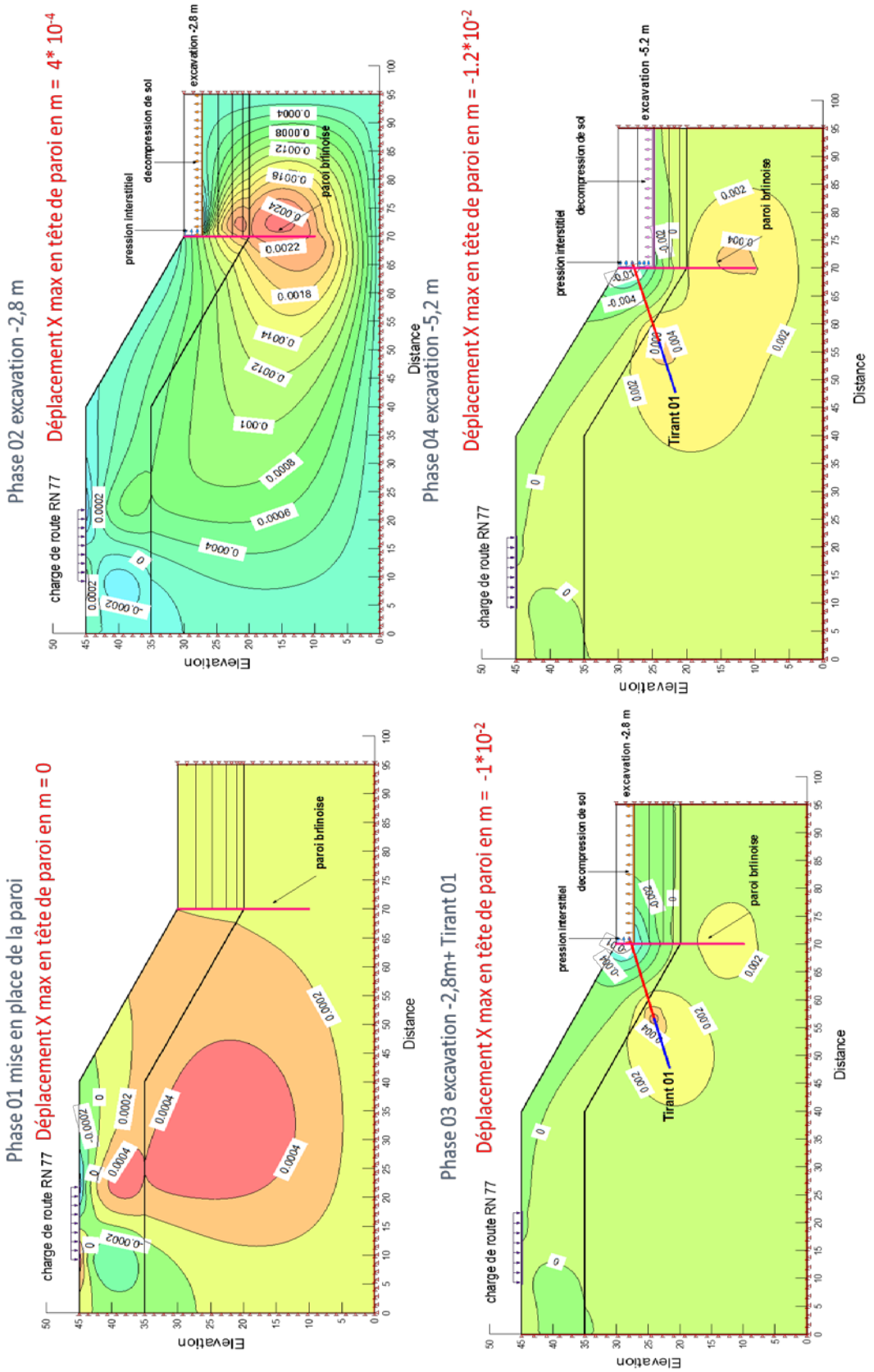


Figure IV-7: Présentation des courbes de variation des déplacements par rapport à X de la phase 1 à la phase 4

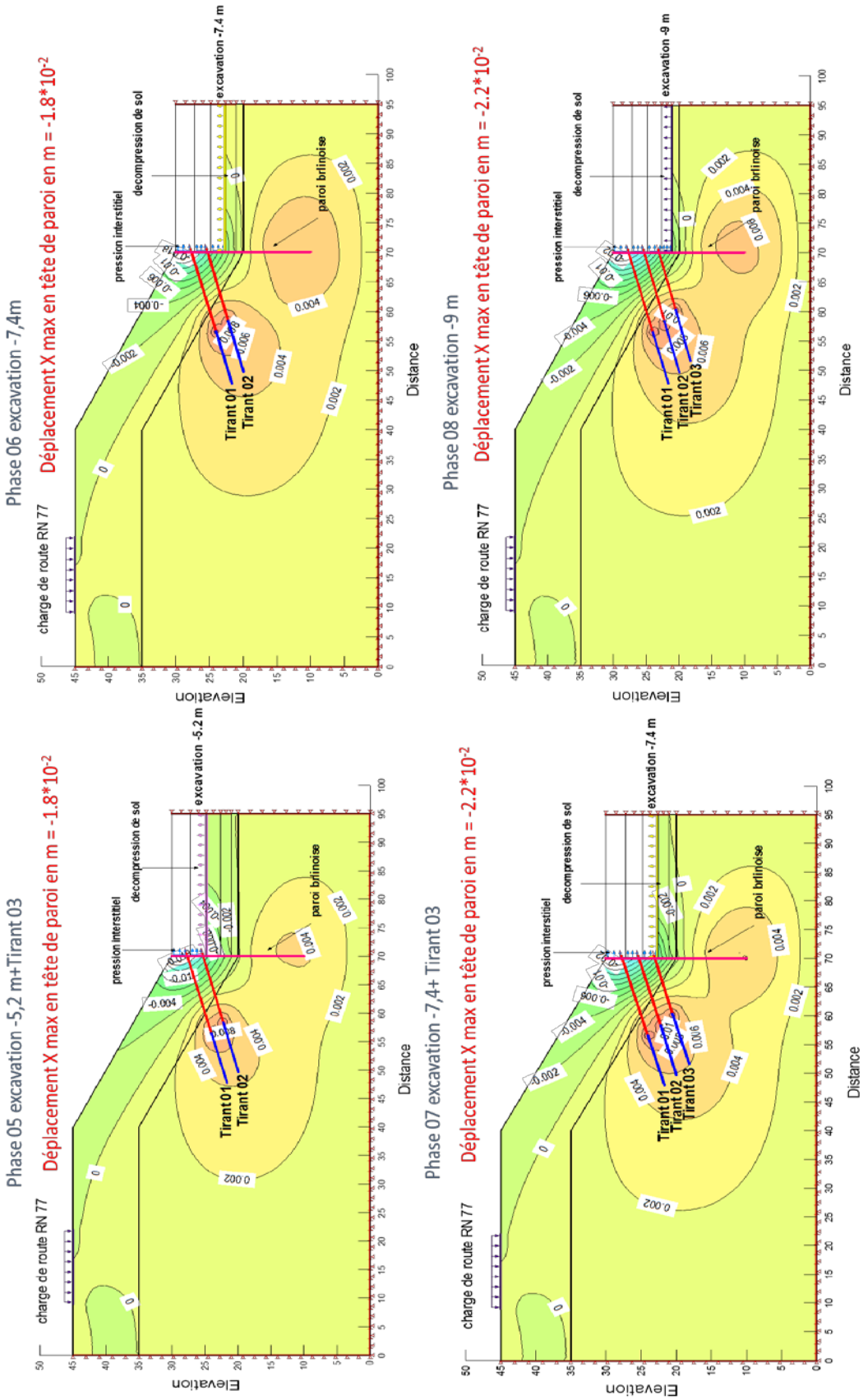


Figure IV-8: Présentation des courbes de variation des déplacements par rapport à X de la phase 5 à la phase 8.

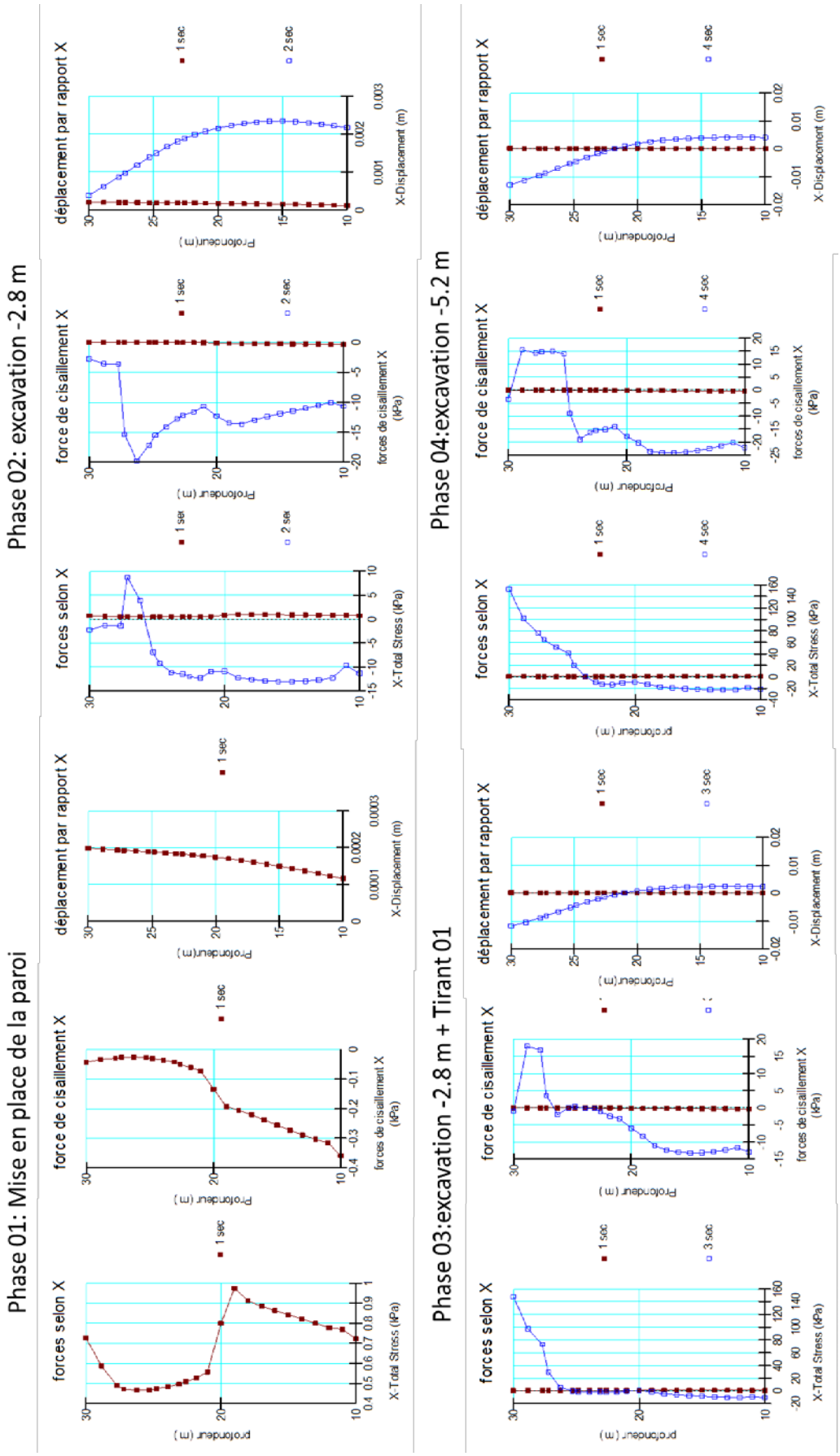


Figure IV-9: Présentation des graphes de variation des contraintes totales, des forces de cisaillement et des déplacements par rapport à X de la phase 1 à phase 4.

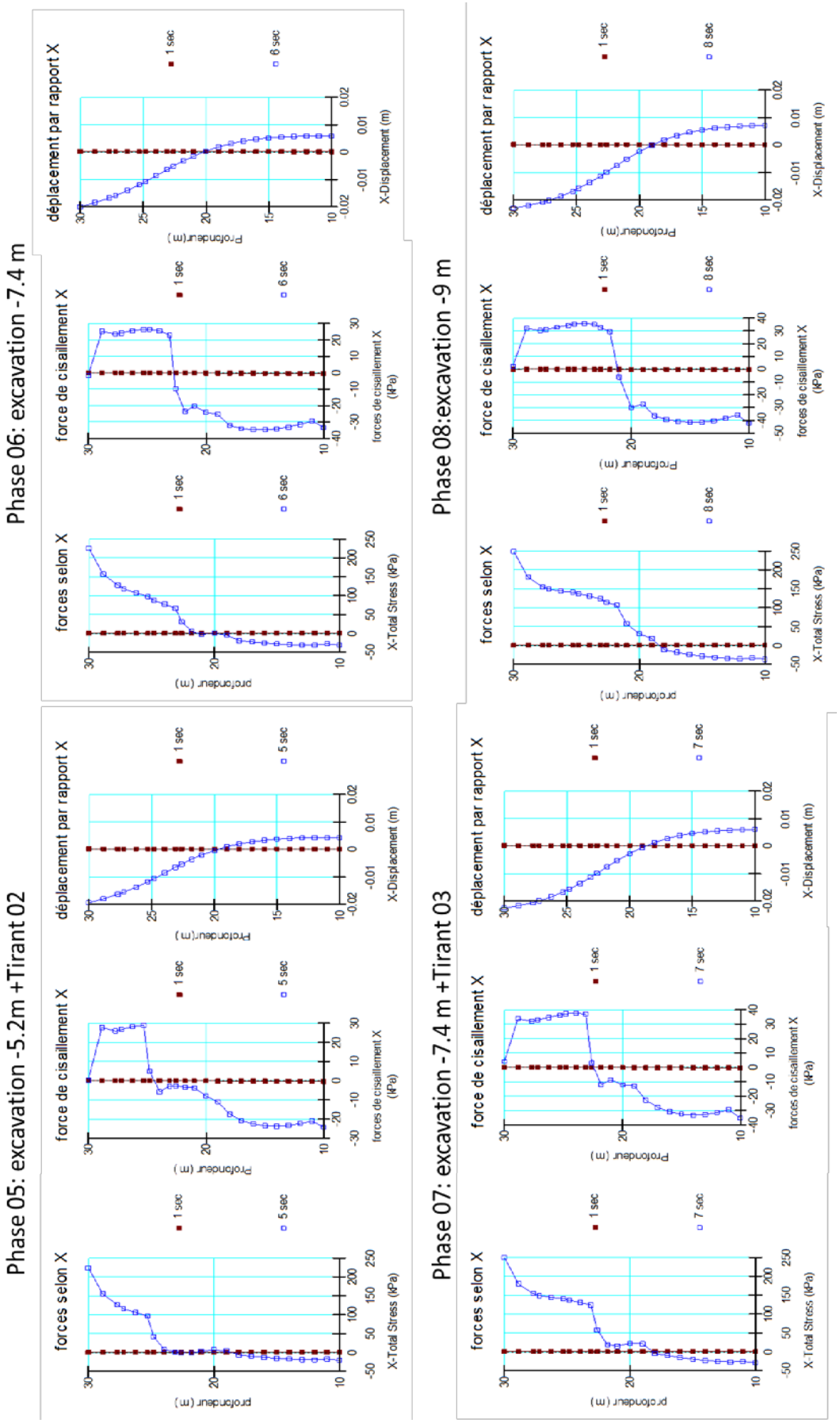


Figure IV-10 : Présentation des graphs de variation des contraintes totales, des forces de cisaillement et de déplacement par rapport à X de la phase 5 à la phase 8.

L'ensemble des résultats de calcul des déplacements en différentes phases sont récapitulé dans le *Tableau 02* ci-dessous :

Tableau IV-1 : Valeur du tassement totale par rapport à X et Y les différentes phases de calcul :

	Phase 1	**Phase 2**	**Phase 3**	**Phase 4**	**Phase 5**	**Phase 6**	**Phase 7**	**Phase 8**
Déplacement total par rapport à Y en m	$5{,}4.10^{-3}$	$1{,}56.10^{-2}$	$1{,}57.10^{-2}$	$2{,}5.10^{-2}$	$2{,}5.10^{-2}$	$3{,}04.10^{-2}$	$3{,}05.10^{-2}$	$3{,}24.10^{-2}$
Déplacement total par rapport à X en m	0	$4{,}0.10^{-4}$	$-1{,}0.10^{-2}$	$-1{,}2.10^{-2}$	$-1{,}8.10^{-2}$	$-1{,}8.10^{-2}$	$-2{,}2.10^{-2}$	$-2{,}2.10^{-2}$

A l'image des résultats, on constate que :

- Pour les déplacements par rapport à X, on constate nettement l'effet des tirants d'ancrages sur la réduction des déplacements en tête de la paroi avec des valeurs qui varie de $4{,}0.10^{-4}$ m à $-2{,}2.10^{-2}$ m respectivement de la phase 2 à la phase 8. On a calculé à l'aide du logiciel un déplacement maximal par rapport à Y de $3{,}24.10^{-2}$ m pour une hauteur de soutènement de 10,0 m. Les déplacements de la paroi de soutènement semblent donc être admissibles.
- L'interaction entre la paroi et les tirants est également correctement estimée et traduite par l'évolution des déplacements en tête et des contraintes totales.
- Les résultats numériques font état de contrainte totale maximale de 250 Kpa en tête de paroi. Il en va de même pour les forces de cisaillement, celle-ci ayant une valeur maximale de 35 Kpa en tête de paroi et de - 40 Kpa à la base de la paroi.
- L'encastrement réel de la paroi est convenablement représenté sur les figures précédentes (*Figure IV.7 et IV.8*) relatives aux profils de déplacements en tête qui illustrent clairement la hauteur de fiche d'encastrement de 20 m, la déformée ne concerne que la partie au-dessus du fond de la fouille.

Phase 9 : « Analyse de stabilité au glissement de la paroi berlinoise »

- Additionné un autre sous fichier de l'étape précédent, mais cette fois on choisit ***SLOPE/W Analysis***
- Insérer les paramètres des couches (matériels) selon le model ***Mohr-coulomb*** (cohésion, l'angle de frottement, et le poids volumique).
- Dessiné la paroi et les tirant par l'option « ***Reinforcement Loads*** » et on choisit, « ***Pile »*** pour la paroi et « ***Anchor »*** pour les tirants.
- On choisit le type d'analyse ***Bishop, Ordinary and Janbu***,
- Définir la méthode de détermination du cercle de glissement (dans notre cas on choisit l'option « ***Entry and Exit »***).
- Lancer les calculs avec l'option « **Solve analyses** »
- Afficher les résultats et vérifier les contraintes et les déformations.

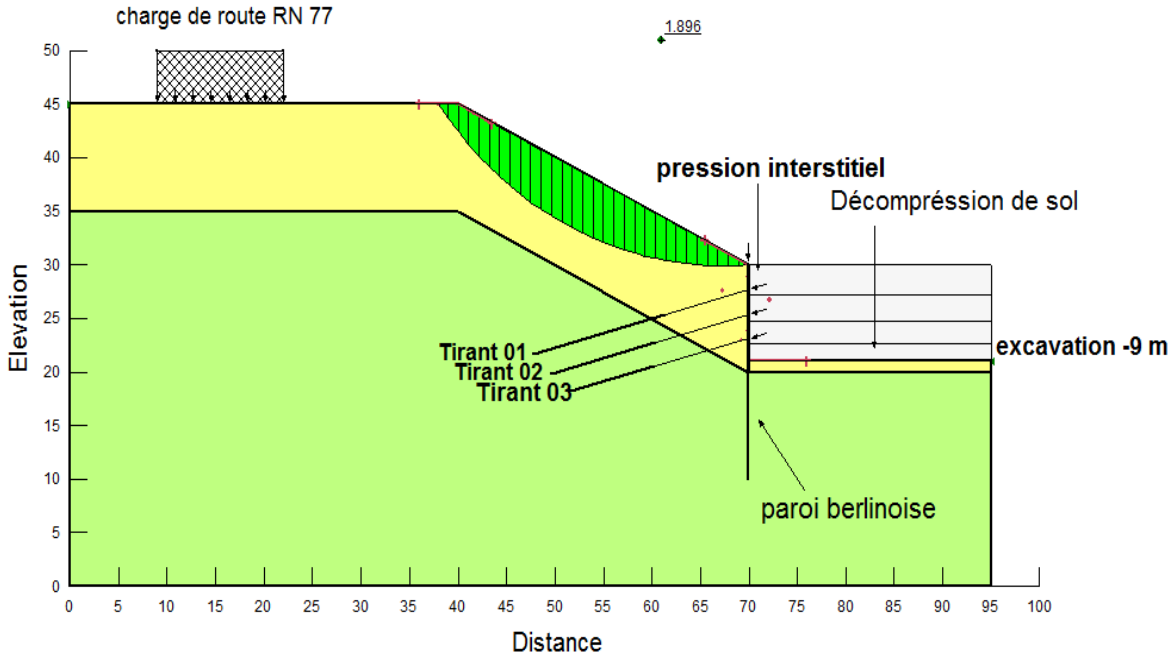


Figure IV-11 : Cercle de glissement au niveau du talus**.**

Sur l'ensemble des analyses de stabilité au glissement effectuées pour la détermination du cercle de glissement critique, on a pu constater que les cercles de glissement probables atteignant la tête de la paroi présentent des coefficients de sécurité largement admissible (Fs 1.89 > 1.5). Cela indique que la possibilité d'un glissement profond entrainant la paroi est totalement écartée.

En conclusion on peut dire que le massif de sol impacté par la mise en œuvre de la paroi de soutènement et plus particulièrement des tirants d'ancrage est pratiquement stable vis-à-vis d'un glissement.

IV.4 Conclusion

Au des analyses de stabilité effectuées, on peut conclure que la technique de stabilisation des talus renforcés par paroi berlinoise en pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement sur les terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles, qui subissent des tassements sous de faibles charges ou qui peuvent glisser sous l'effet d'une surcharge, d'une érosion continuelle, d'une forte pluie ou de surpressions interstitielles. La construction des infrastructures sur ce type de sol est source de problèmes.

La modélisation effectuée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Géo-studio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W) a permis de présenter l'ensemble des déformations et contraintes au voisinage de la paroi en différentes phases de calcul. La valeur de déplacement maximal au niveau de la paroi est de de $3{,}2.10^{-2}$ m qui est largement admissible. A signaler que le déplacement horizontal calculé en tête des pieux ne dépasse pas les 22 mm pour les hypothèses les plus défavorables, et il est donc très admissible. L'excavation est totalement stable vis-à-vis du glissement en différentes phase d'exécution des travaux et même pour un glissement profond.

En conclusion on peut dire que la mise en place d'une paroi de pieux de 20 m de longueur et jointifs (espace vide faible de 20 cm) a permis non seulement de procéder à l'exécution des déblais par phase de décaissement et mise en place des tirants d'ancrage mais garantit aussi la pérennité de la stabilité de la route.

☙ Conclusion générale ❧

Le présent travail, rentre dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière projetée entre le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest qui s'étend sur plus de 110 km environ, il consiste en l'étude d'un mur de soutènement de type paroi berlinoise en pieux qui traverse en déblais au PK 31+700 un terrain en pente, qui peut présenter un risque d'instabilité lors des travaux d'excavation.

Une étude géologique et géotechnique a été menée au niveau du site et qui a permis de mettre en évidence deux unités géotechniques. La première « Ug5 » qui représente un substrat rocheux du Crétacé inférieur (flysch massylien), il s'agit d'alternances des argilites avec des niveaux de quartzite, grés fins et calcaires. La deuxième unité « Ug5b » représente la composante la plus fine du flysch qui correspond aux argiles.

La modélisation permettant la simulation les phasages de réalisation de la paroi berlinoise a été effectuée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Géo-studio 2007 (Version 7.10, Build 4143) (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W). Les déplacements et des contraintes ont d'abord été calculés par SIGMA/W et les résultats ont ensuite été utilisés dans un cadre conventionnel d'équilibre limite par SLOPE/W pour calculer le facteur de sécurité basé sur l'entrée fournie par SIGMA/W.

Les résultats de la modélisation ont permis de présenter les déplacements et les contraintes au voisinage de la paroi en différentes phases de calcul. La valeur de déplacement maximal au niveau de la paroi ($3{,}2.10^{-2}$ m) qui est largement admissible. A signaler que le déplacement horizontal calculé en tête des pieux ne dépasse pas les 22 mm pour les hypothèses les plus défavorables, et il est donc très admissible. L'excavation est totalement stable vis-à-vis du glissement en différentes phase d'exécution des travaux et même pour un glissement profond.

En conclusion on peut dire que la conception générale assurant une stabilité au cours des travaux et en fin de construction prévoie la réalisation d'une paroi berlinoise sur pieux de 1.20 m de diamètre, fiché à 20 m de profondeur avec trois rangés de tirants assurant une pérennité de l'ouvrage.

Références bibliographiques

- ***Bouillin, J.P., 1977***. La transversale de Collo et d'El Milia (Petite Kabylie) : une région-clef pour l'interprétation de la tectonique Alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Mémoires de la Société Géologique de France, Nouvelle Série, N°135, 84 pages.
- ***Bouillin, J.P., (1977)*** : Géologie alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-milia (Algérie). Thèse Doctorat. Univ. P. et M. Curie, 511p.
- ***Djellit, H., 1987***. Evolution tectono-métamorphique du socle kabyle et polarité de mise en place des nappes de flysch en Petite Kabylie occidentale. Univ. Orsay, Algérie (Thèse Doct.). (206 pp.).
- ***Durand-Delga, M. (1955)*** : Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique (Thèse Paris). Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 2ème Série, stratigraphie. Descriptions régionales, N°24, 533 p. Alger.
- ***Durand-Delga M. (1969)***. Mise au point sur la structure du Nord-est de la Berbérie. Publ.Serv. Géol. Algérie, n°39, 89-131.
- ***Geo-Studio Tutorial,*** includes student edition lessons, geo-slope international Ltd, Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, First Edition, May 2004.
- ***Grim R.E. (1962).*** Applied Clay Mineralogy, McGraw Hill, New York, NY.
- ***Peck, R.B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H., (1974).*** "Foundation Engineering», John Wiley & Sons, 514p.
- ***Philipponnat, G et Bertrand, H. (2003).*** *Fondation et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris, p548.*
- ***Raoult J. F. (1974).*** Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord Constantine, Algérie). Mem. Soc. Géol. France, PP121-163.
- ***Sanglerat, G. et Costet, J. (1983).*** Cours pratique de mécanique des sols, Tome ŢI-calcul des ouvrages.3eme Ed. Dunod, Paris, p447.
- ***Semroud, B., Ouabadi, A., Belanteur, O., 1992***. Les granitoïdes associés à la chaîne alpine en Algérie du Nord. Bull. Ser. géol. Vol.9.N°1. pp 3-8.
- ***Semroud, B., Ouabadi, A., et Belanteur, O. (1992).*** Les granitoïdes associés à la chaîne alpine en Algérie du Nord. Bull. Serv. Géol. Algérie. Vol.3, №1.
- ***Semroud B, (1992).*** Les granitoïdes associés à la chaîne Alpine en Algérie du Nord. Bull. Serv. Geol. Vol, pp3-8. ***Shand S.J. (1927)-*** Eruptives rocks.
- ***Shioi.Y et Fukui.J (1982***). Application of N-value to design to foundations in japan, 2nd European symposium of Penetration Testing, Vol.1 pp. 159-164.
- ***SKEMPTON S, A.W. and BJERRUM, L., (1957).*** "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", Géotechnique, Vol. 7, p. 168.

- ***Stroud, M. A. (1974).*** The standard penetration test in insensitive clays and soft rock," Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Sweden: Stockholm, vol. 2(2), 367-375.
- ***Vila J M. (1980).*** La chaîne Alpine d'Algérie Orientale et des Confins algéro-tunisien. Thèse de Doctorat d'état. Paris, univ. P et M Curie.663-665P.
- ***WILDI W. (1983).*** La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. Rev. Geol. Dyn. Geogr. Phys. Vol. 24, fasc. 3, p201-297, 30fig. 2pl. h. t., Paris.

- **Annexe des tableaux**

Chapitre III :

Tableau 01 : résultats d'essai de perméabilité Lugeon (extrait de rapport Etude géotechnique de la pénétrante autoroutière Eulma-Jijel).

Etude : Pénétrante autoroutière Eulma-Jijel
Localisation : JIJEL
Base du forage : 25 m
Niveau d'eau avant essai : 4,10 m
Hauteur du manomètre : 1 m
Date de l'essai : 09/07/2015

Essai d'eau Lugeon
NF P 94-131
Sondage N° : PK-31+800
Profondeur : 22,00-25,00

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre) Debut	Compteur (litre) Fin	Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
0	10	4,1	0	0	0,00	0,51	0,00	0,51
2	10	4,1	0	3,5	0,35	0,51	0,00	2,51
4	10	4,1	0	8,3	0,83	0,51	0,001	4,51
6	10	4,1	0	14,7	1,47	0,51	0,002	6,51
8	10	4,1	0	20,1	2,01	0,51	0,003	8,51
10	10	4,1	0	49	4,90	0,51	0,011	10,50
7	10	4,1	0	21,8	2,18	0,51	0,004	7,51
5	10	4,1	0	14,9	1,49	0,51	0,002	5,51
3	10	4,1	0	9,1	0,91	0,51	0,001	3,51
1	10	4,1	0	4	0,40	0,51	0,001	1,51
0	10	4,1	0	0	0,00	0,51	0,00	0,51

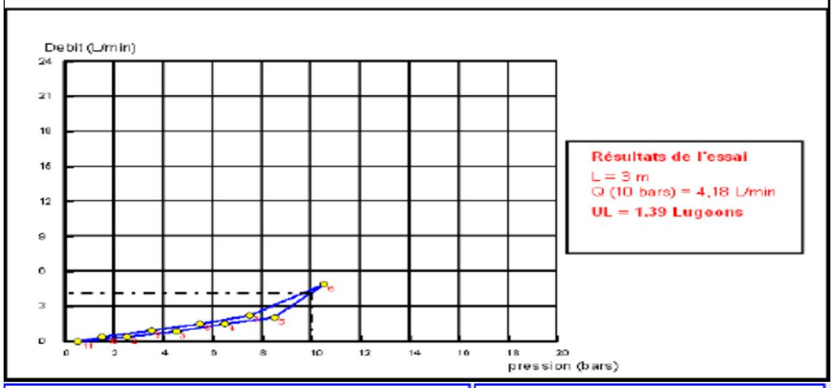


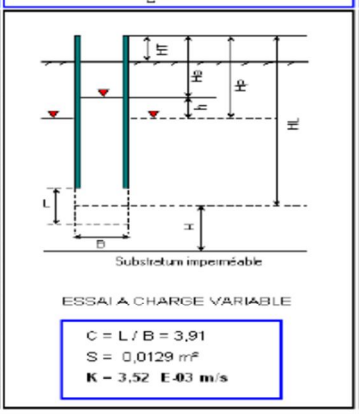
Tableau02 : résultats d'essai de perméabilité Lefranc (extrait de rapport Etude géotechnique de la pénétrante autoroutière Eulma-Jijel).

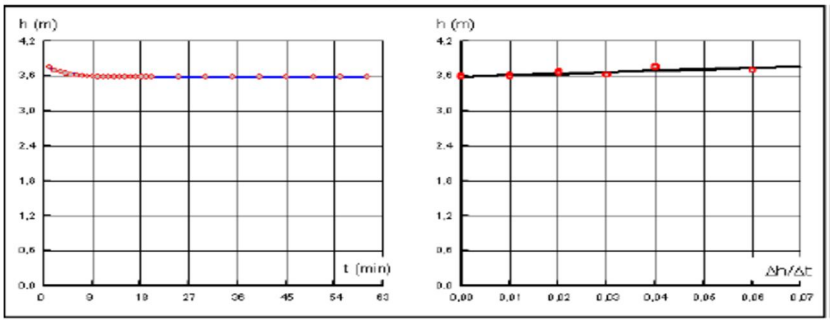
Etude : pénétrante autoroutière Eulma-Jijel
Cote du tubage/terrain naturel (HT) : 0,5 m
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) : 3,80 m
Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 5,50 m
Limite de l'aquifère (H) : m

Longueur de la cavité (L) : 0,5 m
Diamètre de la cavité (B) : 0,128 m

Essai d'eau Lefranc
NF P 94-132
Sondage N° : PK-31+800
Lieu : JIJEL
Date de l'essai : 04/07/2015
Coordonnées : X = Y = Z =

t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,515	0,04	25	0,000	0,21
2	0,772	0,1	30	0,000	0,21
3	0,257	0,12	35	0,000	0,21
4	0,257	0,14	40	0,000	0,21
5	0,386	0,17	45	0,000	0,21
6	0,129	0,18	50	0,000	0,21
7	0,129	0,19	55	0,000	0,21
8	0,129	0,2	60	0,000	0,21
9	0,000	0,2			
10	0,129	0,21			
11	0,000	0,21			
12	0,000	0,21			
13	0,000	0,21			
14	0,000	0,21			
15	0,000	0,21			
16	0,000	0,21			
17	0,000	0,21			
18	0,000	0,21			
19	0,000	0,21			
20	0,000	0,21			

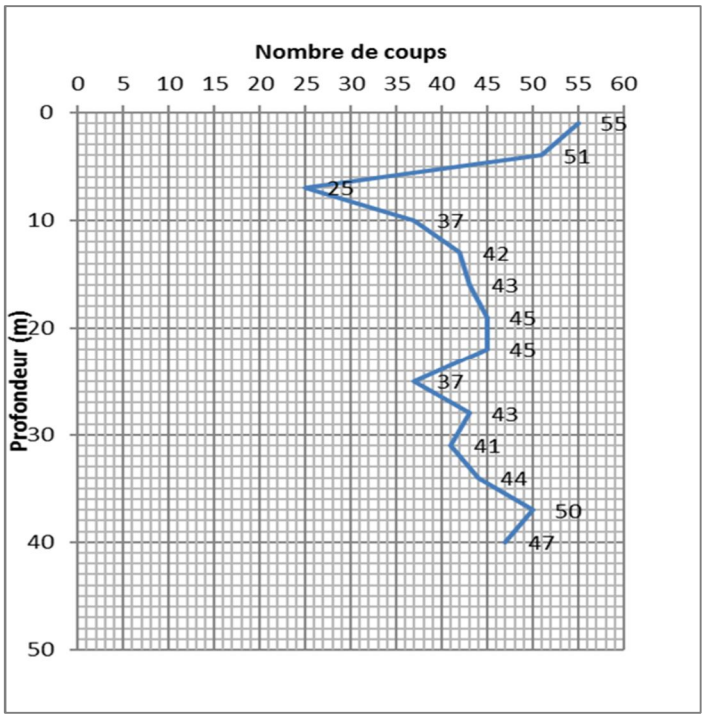




- **Annex des courbes :**

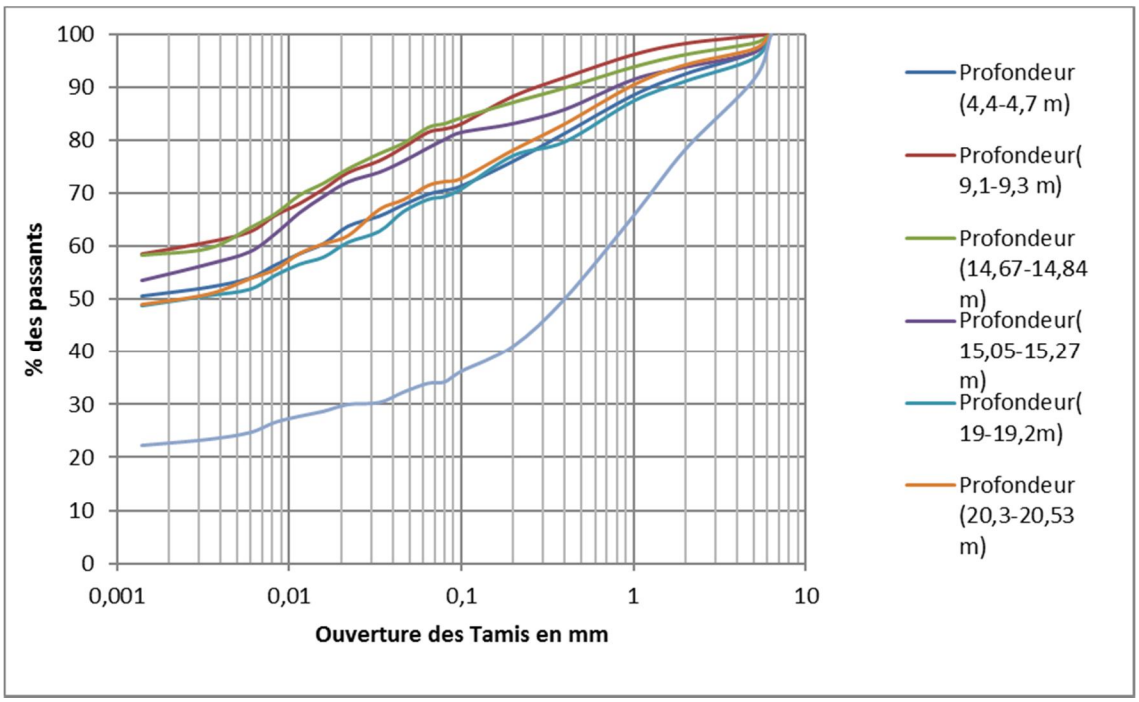
  <u>Chapitre III :</u>

- **Essai Spt :**

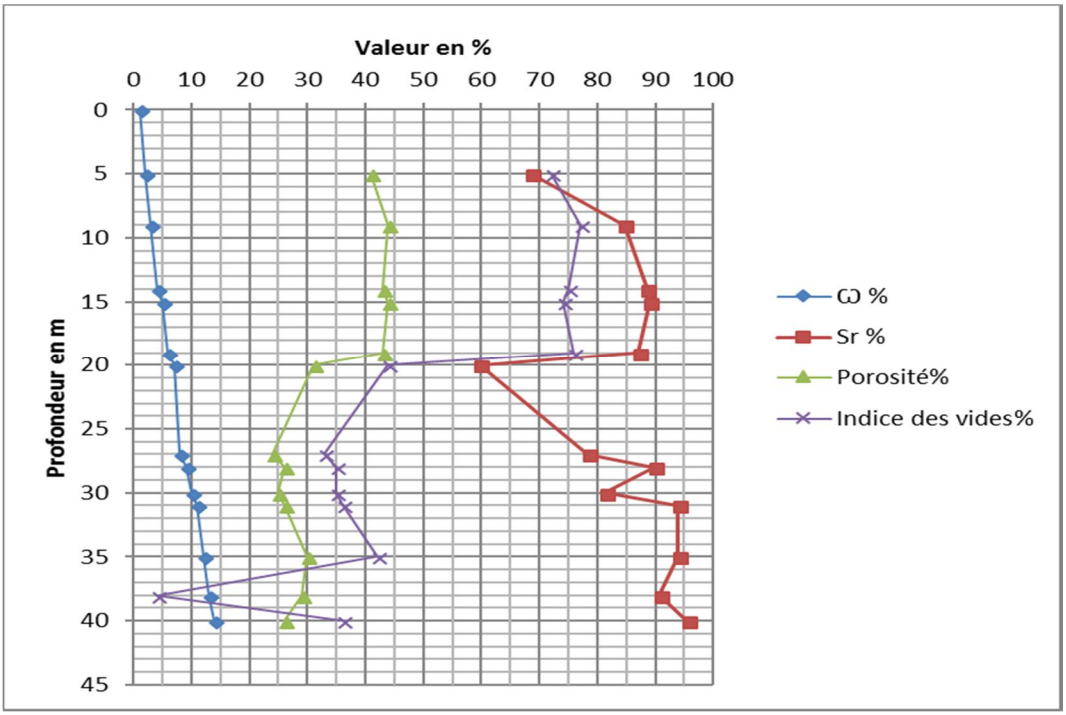


Graph 01 : Courbe d'essai Spt.

- **Analyse granulométrique :**



Graph 02 : Courbes d'analyse granulométrique pour chaque profondeur de sondage.



Graph 03 : Courbe représente W, Sr, porosité, indice des vides (e)en fonction de la profondeur.

- **Annexe des figures**

Chapitre IV :

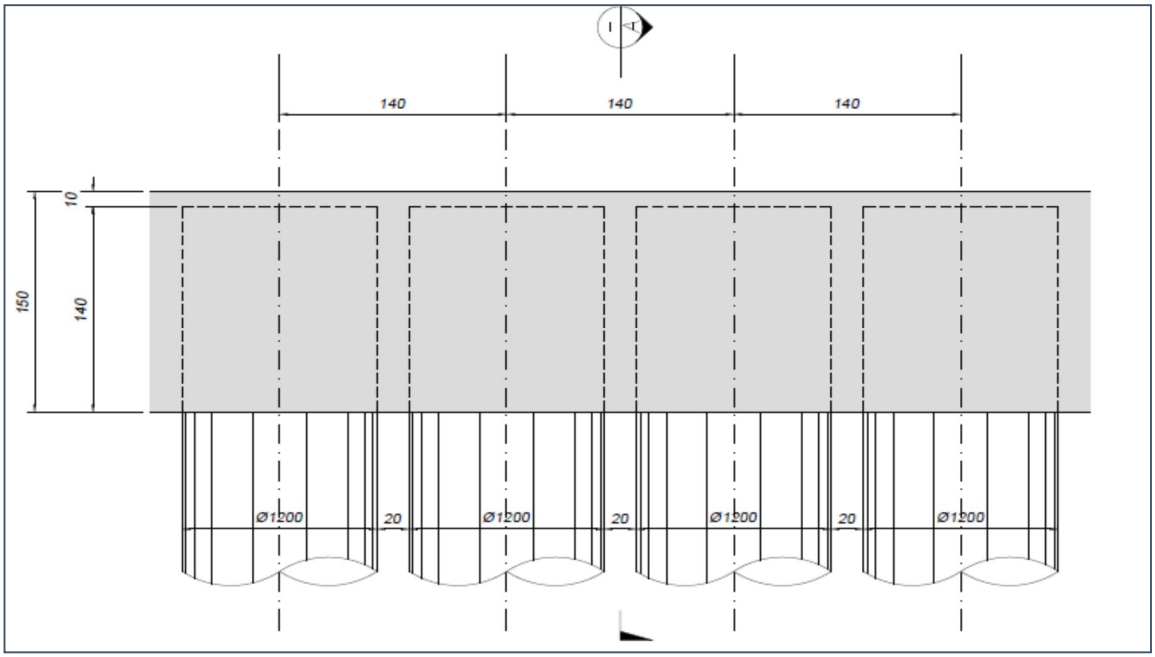


Fig 01. Vue en traver la disposition des pieux.

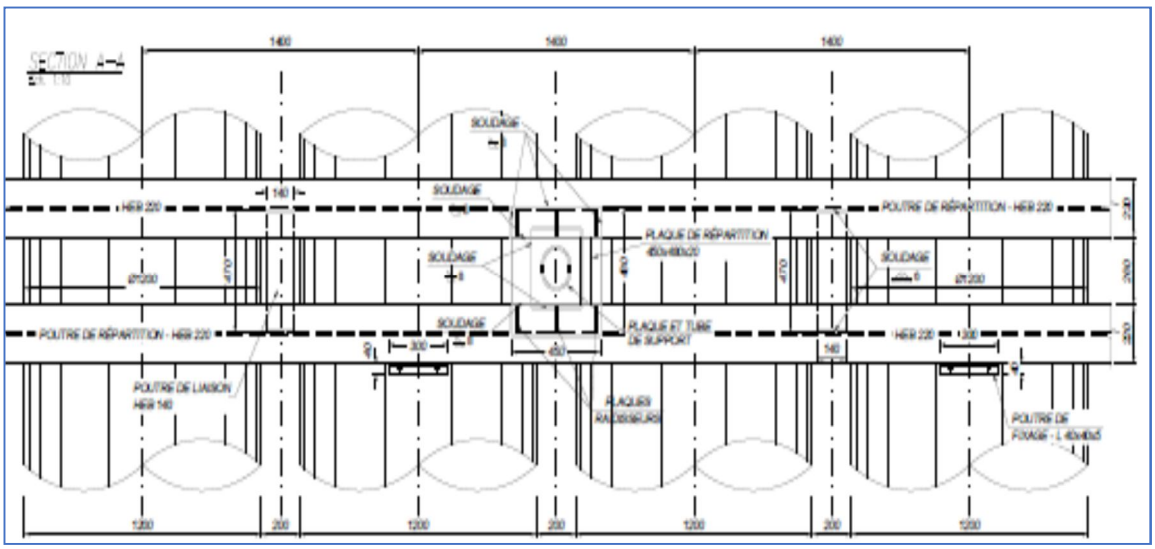


Fig 02. Disposition de la poutre de liaison.

Résumé

Le secteur objet de notre étude est situé à la terminaison sud du viaduc localisé sur d'oued Djendjen, plus exactement sur le tronçon qui traverse en déblais au PK 31+600 un terrain en pente. Pour éviter tout risque de glissement de terrain pendant réalisation ou à long terme, il a été décidé de renforcer le talus par une paroi berlinoise en pieux constituée d'une ligne de pieux de 1.20 m de diamètre, espacés de 0.20 m et de de 20 m de profondeur et soutenue par des tirants d'ancrage lors des phases d'excavation.

L'objectif essentiel de notre travail est d'assurer la stabilité lors les travaux par établissement une modélisation permettant de simuler les phasages de réalisation de la paroi berlinoise en prenant en considération les travaux de mise en place de la proie, des tirants d'ancrages et des excavations et enfin analysé la stabilité générale du versant après renforcement.

La modélisation a été effectuée à l'aide du groupe de logiciels de la suite Géo-studio 2007 (i.e. SIGMA/W et SLOPE/W). Les résultats de la modélisation ont permis à priori d'appréhendé le comportement de la paroi berlinoise, avec des déplacements par rapport à x et par rapport à Y. L'interaction entre la paroi et les tirants est également correctement estimée et traduite par l'évolution des déplacements en tête de paroi.

- **Mots clés :** paroi berlinoise, stabilisation, tirants d'ancrages, renforcement, modélisation.

ملخص

تقع منطقة الدراسة في النهاية الجنوبية من جسر واد جن جن تحديدا على مستوى المقطع الكيلومتري 31+600 مرورا بمنحدر ناشئ جراء تسوية التربة، وذلك لتجنب خطر انزلاق التربة على المدى البعيد، ولهذا تقرر تثبيت التوازن في هذا المنحدر بإنشاء حائط صد بالأعمدة من نوع بيرلينواز المتكون من أعمدة مسطرة قطرها 1.20 متر، ومعدل تباعد 0.20 متر، وعمق الانغماس يقدر ب 20متر مدعم بقضيب ربط من كابلات مغروس في عمق التربة.

الغرض الأساسي من هذا العمل هو انشاء برمجة تحاكي مراحل انشاء حائط الصد مع الاخذ بعين الاعتبار الدعائم القضيبية وكذا دراسة التوازن العام للمنحدر والحائط معا خلال كل مرحلة من التسوية.

تتم المحاكات بمجموعة من البرامج التابعة لبرنامج(SEGMA/W.SLOP/W) Géo-studio2007 . نتائج المحاكات مكنت من فهم خصائص هذا الحائط منها تحديد قيمة الانحراف وفق المحور الافقي في اعلى الحائط X وكذا درجة الانحراف القصوى وفق المحور العمودي Y عند بلوغ 10 أمتار من التسوية. هذه القيمة تعتبر جد مقبولة.

اذن فالتأثيرات المتبادلة ما بين الحائط والدعائم القضيبية مقدرة بشكل جيد وهذا ما تبين في نتائج الانحراف القصوى اعلى حائط الصد.

- **الكلمات المفتاحية:** حائط صد بيرلينواز. التوازن. الدعائم القضيبية. تدعيم. محاكات.