

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana**  
**Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la**  
**Terre**  
**Département des Sciences de la Terre**

**Filière : Géologie**  
**Spécialité : Géologie de l'ingénieur et géotechnique**



**Mémoire présenté pour l'obtention d'un diplôme de Master en Géologie de**  
**l'ingénieur et géotechnique**

**Thème**

**Evaluation géotechnique et renforcement de deux glissements de terrain CW02-PK25+300 et CW32-PK 02+500 à la wilaya de Chlef**

Réalisé par :

**Mr. Boubekour Ayoub**

**Mr. Guergab Ayoub**

Déposé le : 11 / 11 / 2020

Encadré par :

**Dr. Kellouche Yasmina**

MCB

Université Khemis-Miliana

Promotrice

**Dr. Gadouri Hamid**

MCB

Université Khemis-Miliana

Co-promoteur

Expertisé/examiné à distance par les examinateurs :

**Dr. Meziani Brahim**

MCB

Université Khemis-Miliana

Président/Examinateur

**Dr. Khebizi Wiem**

MAA

Université Khemis-Miliana

Examinatrice

**Promotion : 2019-2020**



## **DEDICACE**

*À mon père, que Dieu ait pitié de lui, qui a sacrifié sa vie pour que je réussisse.*

*À ma mère qui m'a soutenue et encouragée tout le temps.*

*À mes frères et sœurs et leurs enfants ( Hafssa, Chaima, Hala , Idris ; Abdellah ,  
Aïcha).*

*À tous mes amis et collègues, et tous ceux qui m'ont aidé et leurs familles.*

*À mon binôme **GuERqAB AqOUB** et à sa famille.*

**B. AqOUB**

## **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail*

*À ceux qui ont su planter en moi, tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir le plus grand des satisfactions et me voir muni des plus grandes distinctions.*

*À ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices Qu'elle a consentis pour moi.*

*À mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi Que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré*

*À mes sœurs, mes frères et toute ma famille*

*À tous mes amis (es)*

*À mon binôme BOUBKEUR Ayoub*

*Et à toute ma promotion de Géotechnique sans exception.*

*À tous les enseignants du département de Science de la terre, en particulier Dr.*

*GADOURI.H ET Dr.KELLOUCHE.Y.*

*G. Ayoub*

## ***Remerciements***

Nos plus vifs remerciements vont au **Dr. KELLOUCHE Yasmina** ,Enseignant chercheur à l'Université de Khemis Miliana et directrice de ce mémoire, pour l'aide qu'elle a fournie et les connaissances qu'elle nous a transmises et à notre Co-encadrant **Dr. GADOURI Hamid**, Enseignant chercheur à l'Université de Khemis Miliana pour sa disponibilité et la qualité de ses conseils.

Nous remercions également **Dr. MEZIANI Brahim** et **Dr. KHEBIZI Wiem**, Enseignants chercheurs à l'université de Khemis Miliana d'avoir accepté d'examiner ce mémoire. Sans oublier tous les enseignants du département des sciences de la terre qui nous ont aidés d'une façon précieuse durant notre parcours universitaire.

Nous remercions également tous les ingénieurs duLCTP, **M MENCHI, M. TOUGERTI, M ALLAL** et **M BERRANAN** de nous avoir fournis les informations et la documentation nécessaires pour établir ce travail de recherche.

Enfin, nous tenons à remercier toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

## المخلص

غالبًا ما تحدث تحركات الأراضي في العديد من البلدان ، وفي بعض الأحيان يكون لها تأثير كبير ومميت ، ويتم تصنيفها على أنها خسائر بشرية واقتصادية من الدرجة الأولى. العديد من الدراسات تم اتخاذها بعين الاعتبار لإيجاد حلول وقائية يتم تنفيذها من خلال الكشف عن المناطق غير المستقرة من أجل اختيار أفضل حلول الحماية أو العلاج. الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار وتعزيز الانهيارات الأرضية التي حدثت في ولاية الشلف : الأول على مقطع الطريق (CW02 PK 25 + 300) الواقع ببلدية أولاد بن عبد القادر والثاني على مقطع الطريق (CW32 PK 2 + 500) الواقع ببلدية سنجاس ، باستخدام كود الحساب العددي TALREN 4 اعتمادًا على طريقة "بيشوب". بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية مكنتنا من استنتاج أسباب الانهيار الأرضي ، تم تحليل نتائج الاختبارات الجيوتقنية (في الموقع وفي المختبر). على أساس هذا التحليل، وجدنا أن منحدرات الطريقين المدروسين (CW02 PK 25 + 300 و CW32 PK 2 + 500) غير مستقرة بسبب معاملات الأمان المنخفضة (0.89 و 0.95 على التوالي لذلك، تم اعتماد نظام ستار من الركائز بعمق 15 مترًا وقطرها 1.2 مترًا وبمسافة مركزية تبلغ 3 أمتار لتعزيز المنحدر الأول (CW02 PK 25 + 300) مما أدى إلى تحسين معامل أمانه من 0.89 إلى 1.27. من جهة أخرى، تم اعتماد جدار صخري بارتفاع 4 أمتار للمنحدر الثاني (CW32 PK 2 + 500) مما رفع معامل الأمان الخاص به من 0.95 إلى 1.13.

**الكلمات المفتاحية:** الانهيارات الأرضية ، المنحدرات، الجيولوجيا، الجيوتقنية، الاستقرار، التعزيز

## Abstract

Land movements often occurring in many countries, sometimes have a large and fatal impact, and are categorized as first-order human and economic losses. Many studies have been considered to find preventive solutions carried out by detecting unstable areas in order to choose the best protection or treatment solutions. The objective of this work is the study of stability and reinforcement of landslides that occurred in Chlef department: The first one on the section of roadway (CW02 PK 25 + 300) located in Ouled Ben Abdelkader commune and the second on a section of roadway (CW32 PK 2 + 500) located in Sendjas commune, by using the TALREN 4 digital calculation code, based on Bishop's method. After a geological and hydrological study, allowing to deduce the causes of both landslides, the results of the geotechnical tests (in-situ and in the laboratory) were analyzed. Based on this analysis, it was observed that slopes of both studied pavements (CW02 PK 25 + 300 and CW32 PK 2 + 500) are unstable due to their low safety coefficients (0.89 and 0.95, respectively). Therefore, a system of pile curtain of 15 m deep and 1.2 m in diameter with a center distance of 3 m was adopted to reinforce the first slope (CW02 PK 25 + 300) that led to improving its safety factor from 0.89 to 1.27. On the other hand, a 4m high gabion wall was adopted for the second slope where its safety factor increased from 0.95 to 1.13.

**Keywords:** landslides, slope, geology, geotechnics, stability, reinforcement.

## Résumé

Les mouvements de terrain se produisant souvent dans de nombreux pays, ont parfois un impact important et fatal, et sont classés dans la catégorie des pertes humaines et économiques du premier ordre. De nombreuses études ont été envisagées pour trouver des solutions préventives réalisées en détectant les zones instables afin de choisir les meilleures solutions de protection ou de traitement. L'objectif de ce travail est l'étude de la stabilité et du renforcement des glissements de terrain survenus dans la wilaya de Chlef ; Le premier sur le tronçon de chaussée (CW02 PK 25 + 300) situé dans la commune d'Oued Ben Abdelkader et le second sur le tronçon de chaussée (CW32 PK 2 + 500) situé dans la commune de Sendjas, en utilisant le code de calcul numérique TALREN 4, basé sur la méthode de Bishop .Après une étude géologique et hydrologique, permettant de déduire les causes des deux glissements de terrain, les résultats des essais géotechniques (in-situ et au laboratoire) ont été analysés. Sur la base de cette analyse, il a été observé que les pentes des deux chaussées étudiées (CW02 PK 25 + 300 et CW32 PK 2 + 500) sont instables en raison de leurs faibles coefficients de sécurité (0.89 et 0.95, respectivement).Ainsi, un système de rideau de pieux de 15 m de profondeur et 1,2 m de diamètre avec un entraxe de 3 m a été adopté pour renforcer la première pente (CW02 PK 25 + 300) qui a conduit à améliorer son coefficient de sécurité de 0.89 à 1.27. Un mur de gabions de 4 m de haut a été adopté pour la deuxième pente (CW32 PK 2 + 500), où son coefficient de sécurité est passé de 0.95 à 1.13.

**Mots clés:** glissements de terrain, pente, géologie, géotechnique, stabilité, renforcement.

# Table des Matières

Dédicaces

Remerciements

Résumés

Table des Matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale ..... 1

## Chapitre 1: Généralités sur les mouvements de terrains

<b>1.1</b>	<b>Introduction</b> .....	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Types des mouvements de terrain</b> .....	<b>3</b>
1.2.1	Mouvements rapides et discontinus .....	3
1.2.1.1	Chutes de pierres ou de blocs .....	3
1.2.1.2	Eroulements .....	4
1.2.1.3	Effondrements .....	4
1.2.1.4	Ecoulements .....	5
	a) Ecoulement de laves torrentielles (coulées boueuses) .....	5
1.2.2	Mouvements lents et continus .....	6
1.2.2.1	Glissements de terrain .....	6
1.2.2.2	Affaissements .....	6
1.2.2.3	Retrait-gonflement .....	7
1.2.2.4	Fluage et solifluxion.....	7
	a) Fluage .....	7
	b) Solifluxion.....	8
<b>1.3</b>	<b>Glissements de terrains</b> .....	<b>8</b>
1.3.1	Types des glissements de terrain .....	9
1.3.1.1	Glissements plans .....	9
1.3.1.2	Glissements circulaires ou rotationnels.....	9
1.3.1.3	Glissements complexe.....	10
1.3.2	Phases de glissements .....	10
1.3.2.1	Glissements de terrains actifs .....	10
1.3.2.2	Glissements de terrains réactivés .....	11
1.3.2.3	Glissements de terrains inactifs.....	11
1.3.3	Indices et phénomènes induits par un glissement de terrain .....	12
1.3.3.1	Indices d'activité .....	12
1.3.3.2	Phénomènes induits.....	12

1.3.4	Principales causes des glissements de terrains .....	13
1.3.4.1	Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation .....	13
1.3.4.2	Action d'eau .....	13
1.3.4.3	Actions climatiques .....	14
1.3.4.4	Causes mécaniques externes : .....	14
1.3.4.5	Les facteurs humains de déstabilisation .....	14
1.3.5	Eau et risques des glissements de terrain .....	14
1.3.6	La présence des fractions fines .....	15
1.3.7	Identification du danger de glissement .....	15
1.3.7.1	Documents de base .....	16
a)	Cartes topographiques .....	16
b)	Cartes géologiques .....	16
c)	Documentation des événements .....	16
d)	Carte des phénomènes .....	16
<b>1.4</b>	<b>Méthodes d'analyse de stabilité des pentes .....</b>	<b>17</b>
1.4.1	Introduction .....	17
1.4.2	Calcul de stabilité .....	17
1.4.3	Eléments de base du calcul .....	17
1.4.4	Notion de facteur de sécurité .....	18
1.4.4.1	Cas des ruptures planes (glissements plans) .....	19
1.4.4.2	Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) .....	20
1.4.4.3	Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) .....	20
1.4.4.4	Méthodes à l'équilibre limite .....	21
a)	Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) .....	21
b)	Méthode de Bishop (Bishop, 1955) .....	22
c)	Méthode de Janbu .....	22
d)	Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) .....	23
e)	La Méthode Numérique (MEF) .....	24
f)	Méthode des perturbations .....	24
<b>1.5</b>	<b>Les différentes techniques de confortements .....</b>	<b>25</b>
1.5.1	Modification géométrique .....	25
1.5.1.1	Déchargement en tête .....	25
1.5.1.2	Chargement en pied .....	25
1.5.1.3	Reprofilage .....	26
1.5.2	Substitution .....	26
1.5.3	Drainage .....	27

1.5.3.1	Tranchées drainantes .....	28
1.5.3.2	Eperons drainants .....	28
1.5.3.3	Drains subhorizontaux.....	29
1.5.3.4	Drains verticaux .....	30
1.5.4	Végétalisation.....	30
1.5.5	Eléments résistants .....	31
1.5.5.1	Ouvrages de soutènement.....	31
a)	Murs de soutènements .....	31
b)	Rideaux de palplanches .....	31
1.5.5.2	Terre armée.....	32
1.5.5.3	Tirants d'encrages .....	33
1.5.5.4	Clouage.....	33
1.5.5.5	Géotextiles.....	34
1.5.5.6	Micropieux .....	35
1.5.5.7	Le freyssissol.....	35
1.5.5.8	Texsol.....	36
1.5.5.9	Terratrel.....	36
1.5.5.10	Le Pneusol.....	37
1.5.5.11	Géomembranes .....	37
<b>1.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>38</b>

## **Chapitre 2 : Présentation des zones d'étude**

<b>2.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>42</b>
<b>2.2</b>	<b>Localisation générale.....</b>	<b>42</b>
2.2.1	Situation graphique de la wilaya de Chlef.....	42
2.2.2	Situation géographique de la zone d'étude.....	43
2.2.2.1	La zone de Ouled Ben Abdelkader.....	44
2.2.2.2	La zone de Sendjas .....	44
<b>2.3</b>	<b>Climatologie de la wilaya de Chlef.....</b>	<b>45</b>
2.3.1	Température.....	46
2.3.2	Pluviométrie .....	47
<b>2.4</b>	<b>Géologie des zones d'étude .....</b>	<b>48</b>
2.4.1	Géologie locale.....	48
2.4.2	Contexte géologique.....	48
2.4.2.1	Les formations anti-néogènes.....	48
1)	Les terrains anciens autochtones .....	48
2)	Les terrains allochtones .....	49

2.4.2.2 Les formations néogènes et quaternaires post-nappes.....	49
a) Le Miocène inférieur (Burdigalien) .....	49
b) Le Miocène supérieur (Vindobonien) .....	50
1) Les formations de base.....	50
2) Les formations médianes.....	50
3) Les formations terminales .....	51
c) Le pliocène inférieur (Pliocène marin).....	51
1. Le Plaisancien .....	51
2. L’Astien.....	51
d) Le Pliocène supérieur continental (Villafranchien) .....	51
e) Le Quaternaire.....	52
1. Quaternaire ancien :.....	52
2. Quaternaire récent .....	52
2.4.3 Tectonique :.....	52
<b>2.5 Contexte hydrogéologique.....</b>	<b>55</b>
2.5.1 Miocène calcaire.....	56
2.5.2 Pliocène marin (Astien).....	57
2.5.3 Grés, conglomérats et sables villafranchien .....	58
2.5.4 Quaternaire-Pliocène continental .....	58
2.5.5 Géométrie de l’aquifère plio-quaternaire dans la plaine du Cheliff.....	59
2.5.5.1 Apport de la géophysique.....	59
<b>a) Les coupes géo-électriques.....</b>	<b>60</b>
<b>b) La carte en isopache de la série plio-quaternaire .....</b>	<b>61</b>
2.5.5.2 Apport des coupes de forages.....	63
<b>2.6 Sismisté .....</b>	<b>64</b>
2.6.1 Exemples de séismes ayant marqué la sismicité de la wilaya de chlef .....	64
2.6.1.1 Le séisme d’El Asnam du 10 octobre 1980 :.....	64
2.6.2 Sismicité de la zone étudiée .....	64
<b>2.7 Etat des lieux.....</b>	<b>65</b>
2.7.1 Glissement du CW 02 - PK 25+300 .....	65
2.7.2 Glissement du CW 32 - PK 2+500 .....	69
<b>2.8 Conclusion.....</b>	<b>70</b>
<b>Chapitre 3: Caractéristiques géotechniques des zones d’étude</b>	
<b>3.1 Introduction .....</b>	<b>72</b>
<b>3.2 Cas du glissement CW 02 - PK 25+300 .....</b>	<b>72</b>
3.2.1 Les essais in-situ.....	72

3.2.1.1	Les coordonnées UTM des essais in-situ :	72
3.2.1.2	Les sondages carottés	73
3.2.1.3	Essai de pénétration dynamique	77
3.2.1.4	Essai pressiométrique	80
3.2.1.5	Relevés piézométriques	82
3.2.2	Les essais au laboratoire	82
3.2.2.1	Essais d'identification physique	83
3.2.2.1.1	Essais d'humidité	83
3.2.2.1.2	Limites d'Atterberg	85
3.2.2.1.3	Analyse granulométrique	86
3.2.2.1.4	Analyses chimiques	87
3.2.2.2.	Les essais mécaniques	88
3.2.2.2.1.	Essais de compressibilité à l'œdomètre	88
3.2.2.2.2.	Essai de cisaillements à la boîte de Casagrande CD	91
3.2.3	Levé topographique du site de CW 02 - PK 25+300	91
3.2.4	Interprétation des résultats	93
<b>3.3</b>	<b>Cas du glissement CW 32 - PK 25+500</b>	<b>94</b>
3.3.1	Les essais in-situ	94
3.3.1.1	Les coordonnées UTM des essais in-situ :	94
3.3.1.2	Les sondages carottés	95
3.3.1.3	Essai de pénétration dynamique	96
3.3.1.4	Relevés piézométriques	97
3.3.2	Les essais au laboratoire	98
3.3.2.1	Essais d'identification physique	97
3.3.2.1.1	L'essai de l'humidité	97
3.3.2.1.2	Limites d'Atterberg	97
3.3.2.1.3	Analyse granulométrique	99
3.3.2.1.4	Analyses chimiques	99
3.3.2.2.	Essais mécaniques	99
3.3.2.2.1	Essai de compressibilité à l'œdomètre	99
3.3.2.2.2	Essais cisaillements à la boîte de Casagrande CD	100
3.3.3	Levé topographique du site de Sendjes	100
3.3.4	Interprétation des résultats des essais	101
<b>3.4</b>	<b>Conclusion</b>	<b>101</b>

# Chapitre 4: Stabilité et renforcement des glissements de terrain)

<b>4.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>102</b>
<b>4.2</b>	<b>Présentation du logiciel de calcul (Talren 4).....</b>	<b>102</b>
4.2.1	Caractéristiques de Talren 4.....	102
4.2.2	Méthode de calcul à la rupture .....	103
4.2.3	Méthodes de calcul par Talren 4 .....	103
4.2.4	Principe de l'arborescence .....	103
<b>4.3</b>	<b>Exécution de calcul du logiciel Talren 4 .....</b>	<b>106</b>
4.3.1	Etude de stabilité à l'état initial.....	107
4.3.1.1	Présentation des caractéristiques du talus .....	107
4.3.1.2	Les couches de sols existants .....	108
4.3.1.3	Données de la situation .....	108
4.3.1.4	Résultats .....	110
4.3.1.4.1	Cas du glissement CW 02 - PK 25+300.....	110
4.3.1.4.2	Cas du glissement CW 32 - PK 25+500.....	110
4.3.2	Etude de stabilité avec confortement.....	111
4.3.2.1	Cas du glissement CW 02 - PK 25+300.....	110
4.3.2.2	Cas du glissement CW 32 - PK 25+500.....	110
<b>4.4</b>	<b>Levés topographiques avec la solution de confortement : .....</b>	<b>116</b>
4.4.1	Cas du glissement CW 02 - PK 25+500.....	116
4.4.2	Cas du glissement CW 32 - PK 25+500.....	119
<b>4.5</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>121</b>
1.	Conclusions générales.....	120
2.	Recommandations.....	120

## Conclusion générale et recommandations

## Références Bibliographiques

## Annexes

## Liste des Figures

Figure 1.1: Image représentant les chutes de blocs. ....	4
Figure 1.2: Image représentant les écroulements. ....	4
Figure 1.3: Image représentant un effondrement au Guatemala. ....	5
Figure 1.4: Image représentant la composition d'une lave torrentielle. ....	6
Figure 1.5: Image représentant un glissement de terrain. ....	6
Figure 1.6: Image représentant un affaissement. ....	7
Figure 1.7: Schéma représentant le phénomène retrait-gonflement des argiles. ....	7
Figure 1.8: Schéma représentant un fluage. ....	8
Figure 1.9: Schéma représentant un glissement plan. ....	9
Figure 1.10: Schéma représentant un glissement rotationnel. ....	9
Figure 1.11: Schéma représentant un glissement complexe. ....	10
Figure 1.12: Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain[11]. ....	12
Figure 1.13: Surface de la rupture[16]. ....	17
Figure 1.14: Glissement plan: d'un bloc[20]. ....	19
Figure 1.15: Schéma de type d'une rupture circulaire : méthode des tranches. ....	20
Figure 1.16: Mise en œuvre de la méthode de perturbation[20]. ....	21
Figure 1.17: Equilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifiée)[22]. ....	22
Figure 1.18: Forces considérées dans la méthode de Janbu[20]. ....	23
Figure 1.19: Les fonctions typiques de $f(x)$ . ....	23
Figure 1.20: Allègement en tête[20]. ....	25
Figure 1.21: Chargement au pied d'un talus[20]. ....	26
Figure 1.22: Reprofilage[20]. ....	26
Figure 1.23: Substitution partielle[20]. ....	27
Figure 1.24: Coupe type d'un tranchée drainante[20]. ....	28
Figure 1.25: Eperons drainants[20]. ....	29
Figure 1.26: Les drain subhorizontaux[20]. ....	29
Figure 1.27: Les drains verticaux, galerie drainante[20]. ....	30
Figure 1.28: L'implantation des plantes dans un talus. ....	30
Figure 1.29: Mur de soutènement. ....	31
Figure 1.30: Paroi de palplanche. ....	32
Figure 1.31: Terre armée. ....	32
Figure 1.32: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté[26]. ....	33
Figure 1.33: Un versant stabilisé par clouage. ....	34
Figure 1.34: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle : le drainage et le renforcement du talus. ....	35
Figure 1.35: Installation de micro-pieux. ....	35

Figure 1.36: Terre armée, type Freyssissol. ....	36
Figure 1.37: Schéma représentant le texsol. ....	36
Figure 1.38: Schéma représentant le Terratrel. ....	37
Figure 1.39: Renforcement par pneusol. ....	37
Figure 1.40: Bassin de rétention renforcée par géomembranes. ....	38
Figure 2.1 : La situation de la Wilaya de Chlef (source Google Earth) .....	42
Figure 2.2:La situation de la Wilaya de Chlef (source Google Earth). ....	43
Figure 2.3 : Situation géographique des zones d'étude (source Google Earth) .....	43
Figure 2.4:Situation géographique de la commune de Ouled Ben Abdelkader (Google Earth). ....	44
Figure 2.5:Situation géographique de la commune de Sendjas (Google Earth).....	45
Figure 2.6:Diagramme ombrothermique de Chlef[27].....	46
Figure 2.7:Courbe de température de Wilaya de Chlef[27]. ....	47
Figure 2.8:Schéma stratigraphique du miocène de la bordure nord de L'Ouarsenis. ....	53
Figure 2.9: Evolution paléogéographique du bassin du Cheliff .....	55
Figure 2.10:Coupe hydrogéologique schématique de la plaine de Chlef [30]. ....	56
Figure 2.11:Coupes géo-électrique G et H. ....	60
Figure 2.12:Carte en ésopace des formations plio-quadernaire. ....	61
Figure 2.13:Carte en ésopace des formations plio-quadernaire. ....	62
Figure 2.14 : carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ après addenda.....	64
Figure 2.15:Basculement du mur gabion vers l'intérieur du remblai[28].....	65
Figure 2.16:Aperçu sur l'affaissement dangereux sur les usagers d'environ 80 cm observé au niveau de la route[28]. ....	65
Figure 2.17:Photo montrant le déboitement de la buse[28]. ....	66
Figure 2.18:Photo montrant l'abaissement du niveau de la route et la translation visible de l'axe de la route dans le sens de la pente du talus[28]. ....	66
Figure 2.19 :Aperçu sur l'érosion causée par les crues côté amont de la route[28].....	67
Figure 2.20:Aperçu sur l'effondrement partiel du seuil en gabion côté aval[28]. ....	67
Figure 2.21:Aperçu sur un glissement de surface coté amont de la route[28]. ....	68
Figure 2.22:Aperçu sur le glissement au CW32 PK 02+500[28].....	68
Figure 2.23:Aperçu sur l'affaissement au niveau de l'accotement[28].....	69
Figure 2.24:Aperçu sur le ventre apparent au-dessous ainsi une fissure causée par les venus d'eau[28]. .....	69
Figure 3.1: Plan de situation des essais réaliser du projet de CW02 PK25+300 (source Google Earth). .....	73
Figure 3.2: Schéma d'un essai de sondage carotté [40]. ....	74
Figure 3.3:Coupe géotechnique du Sondage carotté SC 01 .....	75
Figure 3.4: Coupe géotechnique du Sondage carotté SC 02. ....	77
Figure 3.5: Représentain schématique d'un pénétromètre dynamique [42].....	78
Figure 3.6:Représentation d'un pressiomètre Menard [41]. ....	81

Figure 3.7: Mesure de la teneur en eau [38].	83
Figure 3.8: Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg [38].	85
Figure 3.9: Analyse granulométrique par tamisage [38].	86
Figure 3.10: Analyses granulométriques par sédimentométrie [38].	87
Figure 3.11: Schéma représentant l'essai œdométrique [32].	89
Figure 3.12: Courbe de compressibilité œdométrique [32].	89
Figure 3.14: Schéma représentant la description de la boîte de Casagrande [33].	90
Figure 3.15: Levé topographique pour le site CW 02 - PK 25+300 [28].	92
Figure 3.16: Plan situation des essais réalisés du projet de CW 32 PK 2+500 (source Google Earth).	94
Figure 3.17: Coupe géotechnique du sondage carotté SC 03 [28].	95
Figure 3.18: Levé topographique du site CW 32 - PK 25+500 [28].	100
Figure 4.1: Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) [34].	104
Figure 4.2: Gestion du phasage et des situations en Talren 4 [34].	105
Figure 4.3: Outils d'avancement de calcul, des phasages et des situations [34].	106
Figure 4.4: Fenêtre de calcul [34].	105
Figure 4.5: Affichage graphique des résultats.	106
Figure 4.6 : Description générale du projet (CW 02 - PK 25+300).	107
Figure 4.7 : Description générale du projet (CW 32 - PK 25+500).	107
Figure 4.8: Définition des pondérations /sécurité partielle (CW 02 - PK 25+300).	109
Figure 4.9: Définition des pondérations /sécurité partielle (CW 32 - PK 25+500).	109
Figure 4.10: Coefficient de sécurité sans soutènement FS= 0.89	111
Figure 4.11 : Coefficient de sécurité sans soutènement FS=0.95	112
Figure 4.12: Définition de pieu	113
Figure 4.13: Coefficient de sécurité avec rideau de pieux de 15 m FS=1.27	114
Figure 4.14: Définition le gabionnage	115
Figure 4.15: Coefficient de sécurité avec gabionnage FS=1.13	116
Figure 4.16 : Levé topographique pour le site CW 02 - PK 25+300 avec rideau de pieux [28].	117
Figure 4.18: Coupe transversale probable du terrain (1/500) avec rideau de pieux [28].	119
Figure 4.19: levé topographique pour le site CW 32 - PK 25+500 avec gabionnage [28].	120

## Liste des Tableaux

Tableau 1.1: Valeur d'accélération seul (en g) selon le groupe et de la pente[14].....	14
Tableau 1.2:Différents exemples de définition d'un coefficient de sécurité[18].....	18
Tableau 1.3: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage[19].....	19
Tableau 2.1: Classification de climat de la wilaya de chlef [27].....	45
Tableau 2.2:Tableau climatique de chlef[27].....	47
Tableau 2.3:Propriétés hydrodynamiques de la nappe des calcaires à lithothamnium. ....	57
Tableau 3.1: Coordonnés UTM des essais in-situ réalisés dans la zone d'étude.....	73
Tableau 3.2: Résultats des essais au pénétromètre dynamique. ....	79
Tableau 3.3: Caractéristiques mécaniques obtenues des essais pressiométriques pour le sondage SP01. .....	82
Tableau 3.4: Classification des sols selon la teneur en eau.....	83
Tableau 3.5: Les résultats obtenus après l'essai de d'humidité.....	84
Tableau 3.6: Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité [31]. ....	85
Tableau 3.7: Les caractéristiques d'identification du sol étudié. ....	86
Tableau 3.8: Résultats d'analyse granulométrique.....	87
Tableau 3.9: Représentation des résultats obtenues par l'analyse chimique des composants.....	88
Tableau 3.10: Résultats obtenus dans l'essai de compressibilité à l'odomètre. ....	91
Tableau 3.11: Résultats obtus dans l'essai de cisaillement a la boite de Casagrande. ....	92
Tableau 3.12: Les coordonnés UTM des essais in-situ. ....	94
Tableau 3.13: Résultats des essais au pénétromètre dynamique. ....	96
Tableau 3.14: Les résultats obtenus après l'essai de l'humidité.....	97
Tableau 3.15: Les caractéristiques d'identification de sol étudié.....	97
Tableau 3.16: Résultats d'analyse granulométrique.....	98
Tableau 3.17: Représentation des résultats obtenus par l'analyse chimique des composants. ....	98
Tableau 3.18: Résultats d'essai de compressibilité à l'œdomètre. ....	100
Tableau 3.19: Résultats d'essai de cisaillement à la boite de Casagrande CD.....	100
Tableau 4.1: les caractéristiques des couches de sol existant. (CW 02 - PK 25+300). ....	108
Tableau 4.2: les caractéristiques des couches de sol existant. (CW 32 - PK 25+500). ....	108
Tableau 4.3 : Les coordonnées des stations A et B [26]. ....	118
Tableau 4.4: les coordonnées des pieux[26].....	118
Tableau 4.5 : Les coordonnées du gabionnage de protection [26]. ....	118
Tableau 4.6 : Les coordonnées des stations A et B [26]. ....	121
Tableau 4.7 : Les coordonnées des fosses[26]. ....	121
Tableau 4.8 les coordonnées de gabionnage [26].....	118

# *Introduction générale*

L'Algérie du Nord est caractérisée par des terrains récents plus sensibles à des actions climatiques et dynamiques. Elle est souvent très marquée par les instabilités des terrains, liées soit à des facteurs naturels ou anthropiques pouvant avoir des conséquences néfastes sur les infrastructures, provoquant des dégâts matériels considérables ainsi que des pertes en vies humaines.

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels, leurs effets résultent généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, particulièrement la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols et les conditions des eaux souterraines.

Le risque du glissement de terrain est très fréquent, Il se développe souvent dans un massif de sols meubles, ou de roches argileuses tendres, et se produit dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

On se propose dans le cadre de ce mémoire, l'analyse de deux glissements de terrain se produisant dans la Wilaya de Chlef. L'un se localise sur une section de chaussée de la **CW02 PK 25+300** au niveau de la commune de Ouled Ben Abdelkader au voisinage du barrage de Sidi Yaakoub, et le deuxième sur une section de chaussée de la **CW32 PK 2+500** située à la commune de Sendjas.

Les principales formations affectées par le glissement **CW02 PK 25+300** située au niveau de la commune de Ouled Ben Abdelkader sont constituées essentiellement de marne grises et de calcaires lites au sommet appartient au crétacé supérieure (Coniacien-Maestrichtien).

Les principales formations affectées par le glissement **CW32 PK 2+500** située à la commune de Sendjas sont constituées essentiellement de crétacé supérieur (Maestrichtien) d'argiles et de quartzites.

L'objectif de notre travail est l'évaluation géotechnique et le choix du type de renforcement de deux glissements de terrain CW02-PK25+300 et CW32-PK 02+500 à Chlef en utilisant le logiciel de calcul Talren4.

Le travail présenté est scindé en quatre (04) chapitres :

➤ **La première chapitre** est une étude bibliographique sur les glissements de terrains et leurs types, causes, méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.

➤ **Le deuxième chapitre** décrit le site d'étude du point de vue géologique, morphologique ; et l'état de lieux des deux glissements de terrain étudiés.

➤ **Le troisième chapitre** concerne une étude géotechnique dont laquelle ont utilisées différents essais in situ et au laboratoire. Ce chapitre s'achève par une discussion et une interprétation des résultats obtenues.

➤ **Le quatrième chapitre** sera consacré au calcul des coefficients de sécurité en utilisant le logiciel « Talren 4 version 2.0.3 » pour choisir la solution technique adéquate pour chaque cas de glissement.

# **Chapitre 1**

## ***Généralités sur les mouvements de terrains***

## 1.1 Introduction

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour). Une fois déclarés, les mouvements de terrain peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon le mode d'apparition des phénomènes observés. Il existe, d'une part, des processus lents et continus (glissements, affaissements, retrait-gonflement) et, d'autre part, des événements plus rapides et discontinus (chutes de pierre et éboulements, effondrements, coulées de boue). A l'exception du retrait-gonflement des sols argileux, les mouvements de terrain sont dits "gravitaires" c'est-à-dire qu'ils ont pour moteur principal la force de gravité ou la pesanteur.

## 1.2 Types des mouvements de terrain

On regroupe sous l'appellation de «**mouvement de terrain**», tous phénomène affectant une masse de sols ou roches et le déplacement d'un état à un autre d'une manière lente et superficielle sous l'effet des actions de gravité, de l'alternance de 'gel /dégel ', ou d'une manière rapide et profonde résultant de l'érosion favorisée par l'action de l'eau et de l'homme.

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrains ; selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme, leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public[1,2,3].

### 1.2.1 Mouvements rapides et discontinus

#### 1.2.1.1 Chutes de pierres ou de blocs

Les chutes de pierres sont le résultat d'actions climatiques continues liées à une fragmentation de la paroi rocheuse (Fig.1.1). Outre les régions rocheuses, les roches non consolidées peuvent aussi constituer une autre forme de provenance (matériau de chute, éboulis de pente, moraine[1]).

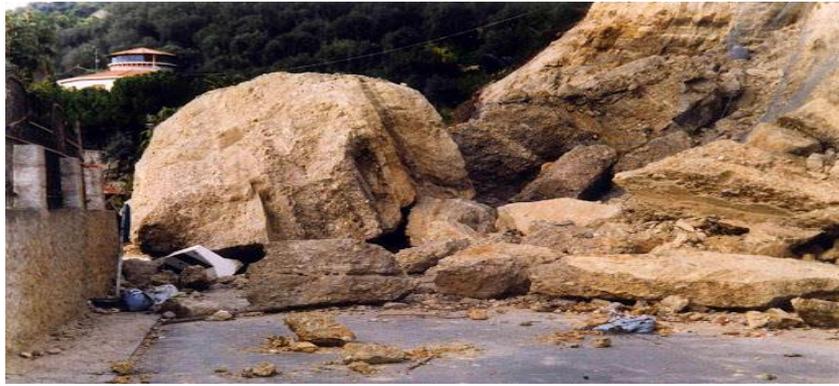


Figure 1.1: Image représentant les chutes de blocs.

### 1.2.1.2 Ecoulements

L'écoulement est une masse de roche considérable d'un à plusieurs millions de m<sup>3</sup> qui se détache d'une paroi rocheuse (Fig.1.2). Lors de ce phénomène, des vitesses élevées et des interactions entre les composants entrent en jeu.



Figure 1.2: Image représentant les écoulements.

### 1.2.1.3 Effondrements

Contrairement aux affaissements de terrain, l'effondrement est plus rapide, voire brutal. Les effondrements se manifestent par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par une rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles, avec Ouverture d'excavations grossièrement cylindriques[1,4]. Ladite rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, puis déterminée l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture.

Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et peut concerner des superficies de plusieurs hectares (Fig.1.3).



**Figure 1.3:** Image représentant un effondrement au Guatemala.

#### 1.2.1.4 Ecoulements

Ils englobent principalement les glissements-coulées, les coulées de boue et les laves torrentielles qui se développent dans les matériaux argileux ou marneux. Il représente souvent une menace importante sur l'environnement. Les écoulements de sols sont caractérisés par un transport à l'état visqueux de matériaux riche en particules fines (50 % au minimum) ou un écoulement à l'état sec (les dunes de sable)[4,5,6,7,8].

##### a) Ecoulement de laves torrentielles (coulées boueuses)

Ce sont des phénomènes qui se produisent dans les lits des torrents au moment des crues, ils sont caractérisés par une concentration en matériau solide très élevée ressemblant plus à l'écoulement d'une pâte que d'un liquide à proprement parler. Les laves torrentielles composées de matériaux d'origine volcanique (cendres et fragments de roche principalement) sont appelées Lahars(Fig.1.4)[9].

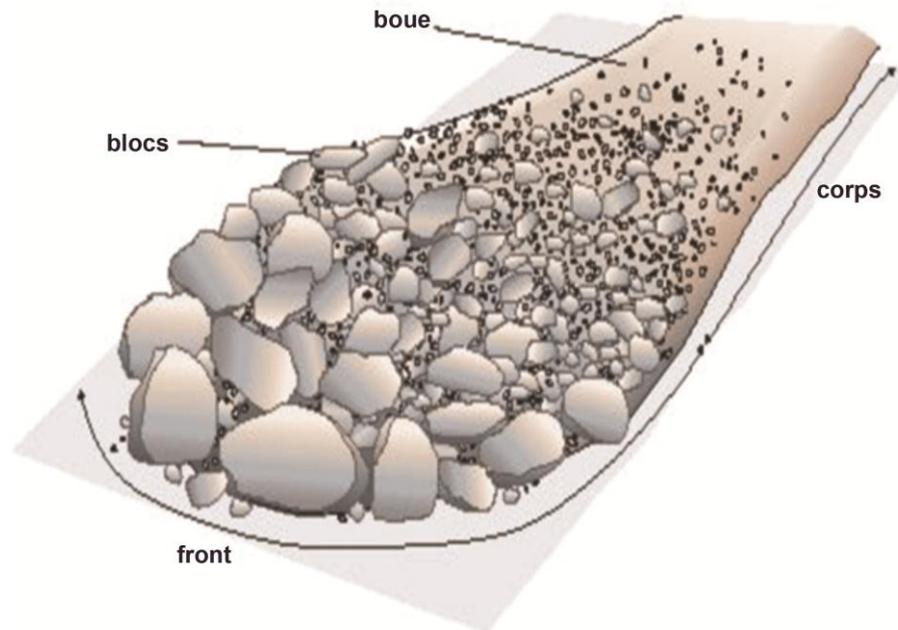


Figure 1.4: Image représentant la composition d'une lave torrentielle.

## 1.2.2 Mouvements lents et continus

### 1.2.2.1 Glissements de terrain

Ils se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. Ils peuvent mobiliser des volumes considérables de terre, qui se déplacent le long d'une pente (Fig.1.5).



Figure 1.5: Image représentant un glissement de terrain.

### 1.2.2.2 Affaissements

Les affaissements sont liés à la présence de cavités souterraines d'origine naturelle (phénomène de dissolution ou de diffusion de la roche par l'eau) ou anthropique (exploitation souterraine; creusement de tunnels, galeries...etc.)**[1,4]**.

Ce sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profondes dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine, il n'y a pas de rupture en surface (Fig.1.6).



Figure 1.6: Image représentant un affaissement.

### 1.2.2.3 Retrait-gonflement

Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements en périodes humides et des tassements (retrait) en périodes sèches (Fig.1.7).

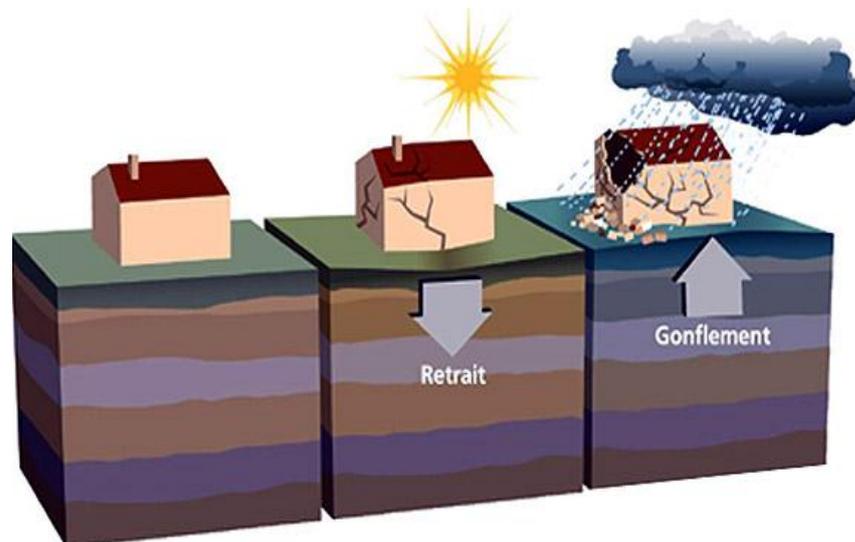


Figure 1.7: Schéma représentant le phénomène retrait-gonflement des argiles.

### 1.2.2.4 Fluage et solifluxion

#### a) Fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement au glissement) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture (Fig.1.8).

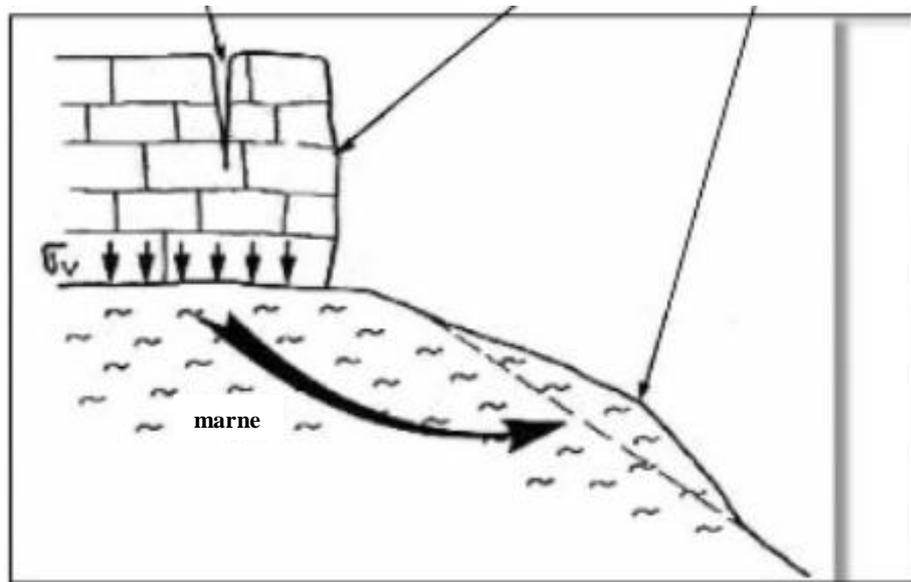


Figure 1.8: Schéma représentant un fluage.

### b) Solifluxion

Le phénomène de solifluxion représente un cas particulier de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables.

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et par l'inclinaison des arbres.

## 1.3 Glissements de terrains

Les glissements de terrains sont des mouvements gravitaires d'une masse de sol dont le volume peut aller de quelques dizaines de  $m^3$  à plusieurs dizaines de millions de  $m^3$ . L'épaisseur du glissement peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres tandis que leur surface peut atteindre quelques  $km^2$ .

Il y a donc une extrême variabilité de glissements depuis celui qui peut entraîner une fermeture d'une route à celui qui modifie complètement la topographie d'un site. Ces glissements peuvent être terrestres ou sous-marins. Des traces de glissement ont aussi été découvertes sur la planète de Mars[10].

### 1.3.1 Types des glissements de terrain

En fonction de la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer :

#### 1.3.1.1 Glissements plans

Ils se manifestent lorsqu'il existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane telle qu'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum (Fig.1.9) Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

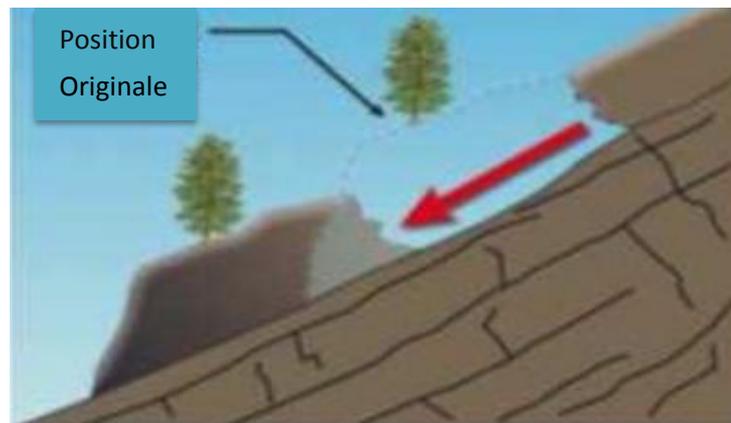


Figure 1.9:Schéma représentant un glissement plan.

#### 1.3.1.2 Glissements circulaires ou rotationnels

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblai sur sols mous et de déblai en sols homogènes (Fig.1.10).

Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes

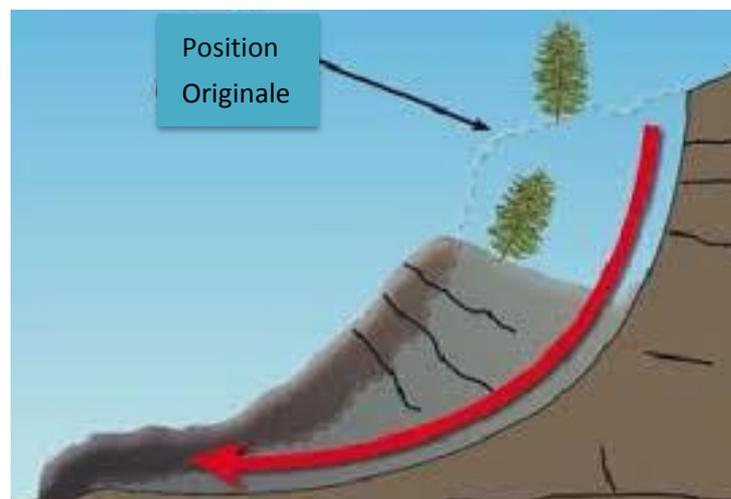


Figure 1.10:Schéma représentant un glissement rotationnel.

### 1.3.1.3 Glissements complexe

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissements "complexes" dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans (Fig.1.11). C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants.

Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

✚ Les principaux phénomènes déclenchant lors d'un glissement de terrain sont :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, ....)
- Les terrassements
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosion des berges)
- Les séismes.

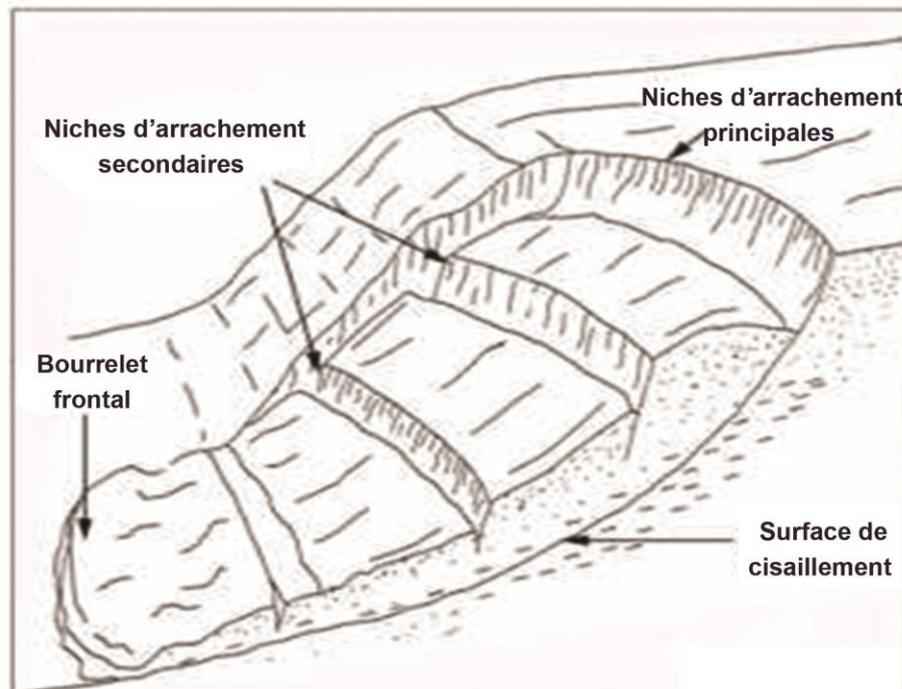


Figure 1.11: Schéma représentant un glissement complexe.

## 1.3.2 Phases de glissements

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

### 1.3.2.1 Glissements de terrains actifs

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté.

Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélération.

### 1.3.2.2 Glissements de terrains réactivés

Désignent les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

### 1.3.2.3 Glissements de terrains inactifs

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

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés.

Glissement sur stabilisé, très lent pour des vitesses variant de 0 à 2 cm/an ;

- Glissement peu actif, lent pour des vitesses variant de 2 à 10 cm /an ;
- Glissement actif ou lent avec phases rapides pour des vitesses supérieures à 10 cm /an.

Ou par leurs profondeurs:

- Glissement superficiel pour une surface de glissement variant de 0 à 2m ;
- Glissement semi profond pour une surface de glissement variant de 2 à 10m ;
- Glissement profond pour une surface de glissement supérieure à 10m ;

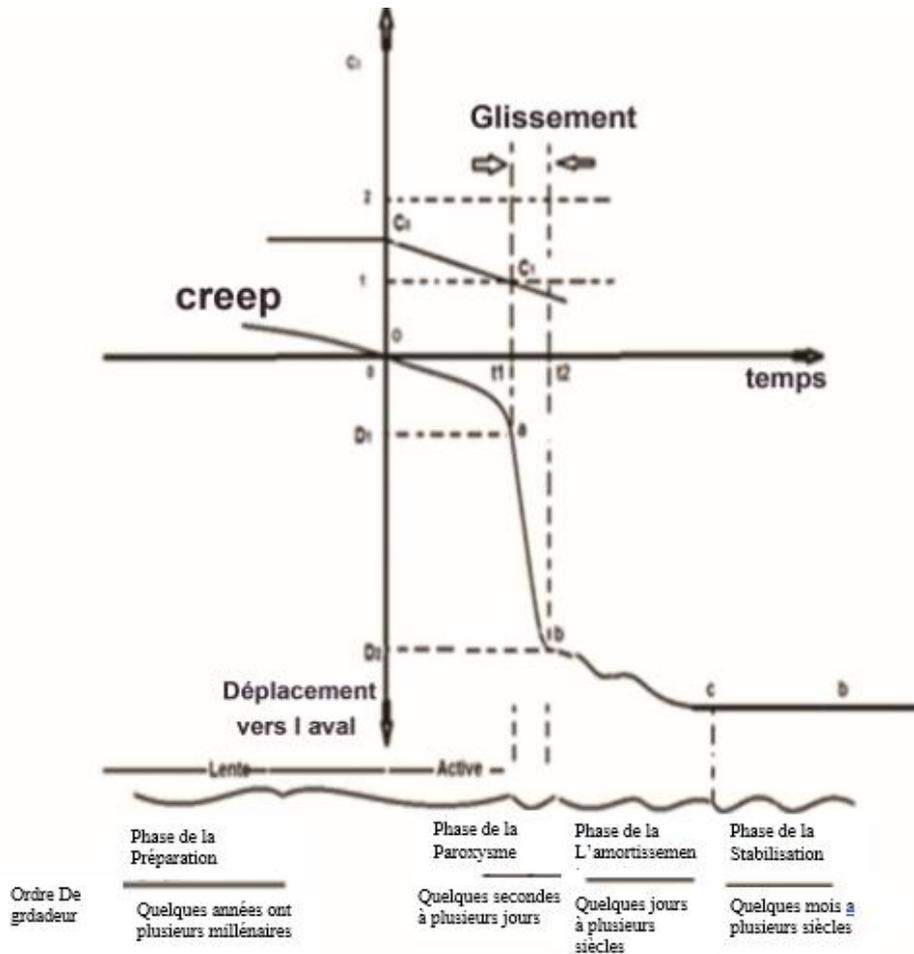


Figure 1.12:Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain[11].

### 1.3.3 Indices et phénomènes induits par un glissement de terrain

#### 1.3.3.1 Indices d'activité

Les indices d'activité d'un glissement de terrain peuvent être résumés comme suit :

Niche d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau, fissuration des bâtiments, déformation des routes, etc...

#### 1.3.3.2 Phénomènes induits

Les phénomènes induits par un glissement de terrain sont en général :

- Formation d'embâcles sur les cours d'eau.
- Laves torrentielles par suite d'apport des matériaux dans les cours d'eau.
- Coulées de boue à partir des bourrelets de pieds formés de matériaux remaniés.

### 1.3.4 Principales causes des glissements de terrains

Le phénomène de solifluxion représente un cas particulier de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables.

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et par l'inclinaison des arbres.

#### 1.3.4.1 Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation

On parle de perte de butée de pied pour désigner ce type de déstabilisation, liée à la disparition d'un appui en aval. Le même mécanisme peut se produire sous l'action érosive du réseau hydrographique, lorsqu'un cours d'eau qui s'écoule au pied d'un versant vient en saper la base.

D'autres paramètres physiques peuvent entrer en jeu dans la diminution de la force de cohésion, comme par exemple :

✓ **Les séismes :**

Les secousses peuvent entraîner un remaniement des matériaux, modifiant localement le contexte physique, comme cisaillement et la localisation des axes d'écoulement souterrain.

✓ **Les conditions météorologiques :**

Les argiles se gonflent et se rétractent à la suite des périodes de fortes pluies et de sécheresses, entraînant des mouvements du sol localisés. Les précipitations peuvent entraîner d'importantes infiltrations d'eau. Ces quelques exemples montrent que l'eau joue un rôle important dans la déstabilisation des versants, et en particulier quand elle agit sur des terrains argileux. L'influence de l'eau sur la stabilité des versants est loin d'être négligeable[13].

#### 1.3.4.2 Action d'eau

L'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

### 1.3.4.3 Actions climatiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

### 1.3.4.4 Causes mécaniques externes :

Citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...)[14].

**Tableau 1.1:** Valeur d'accélération seul (en g) selon le groupe et de la pente [14].

Groupe géologique	Conditions hydrologiques	Angle de la pente (degrés)					
		0/10 °	10/15 °	15/20 °	20/30 °	30/40 °	>40°
<b>A : terrains consolidés</b>	Non saturé	/	/	0.60	0.50	0.35	0.25
	Saturé	/	0.40	0.25	0.20	0.15	0.15
<b>B : terrains meubles et faiblement consolidés</b>	Non saturé	/	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
	Saturé	0.30	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05
<b>C : sols argileux</b>	Non saturé	0.30	0.25	0.20	0.10	0.10	0.10
	Saturé	0.20	0.10	0.05	0.50	0.50	0.50

### 1.3.4.5 Les facteurs humains de déstabilisation

Les activités de l'homme peuvent se traduire par des remaniements de terrain et une modification des conditions d'équilibre des versants, ce qui peut contribuer à les déstabiliser[13].

### 1.3.5 Eau et risques des glissements de terrain

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur,
- Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol.
- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine : la lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes. L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage[13].

### 1.3.6 La présence des fractions fines

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent :

- 1- Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.
- 2- Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

### 1.3.7 Identification du danger de glissement

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger

donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter.

### **1.3.7.1 Documents de base**

#### **a) Cartes topographiques**

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient un nombre d'informations pertinentes pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, il permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico - mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site.

#### **b) Cartes géologiques**

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) et sur la couverture quaternaire (moraine, éboulis ou glissement de terrain, par exemple).

Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré et grâce à elle on peut évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain.

#### **c) Documentation des événements**

La documentation des événements correspond à une liste d'événements observés. Cette documentation comprend des données descriptives sur les processus déterminants, les dommages constatés, la zone affectée, les facteurs déclenchant (en particulier les conditions météorologiques), de même que d'autres données concernant le déroulement de l'événement.

#### **d) Carte des phénomènes**

La carte des phénomènes et le texte qui l'accompagne recensent les signes et indicateurs observés sur le terrain et procède à leur interprétation objective. Elle représente les phénomènes liés à des processus dangereux et décrit les secteurs exposés indépendamment du degré de danger.

L'analyse de terrain contribue à l'établissement de la carte des phénomènes; elle est un complément important de la documentation de l'événement et sert à la reconnaissance et à l'estimation des types de danger possibles (configuration, mécanisme de déclenchement, genre d'effets).

## 1.4 Méthodes d'analyse de stabilité des pentes

### 1.4.1 Introduction

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante :

Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture «S», on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Fig.1.13)[15,16].

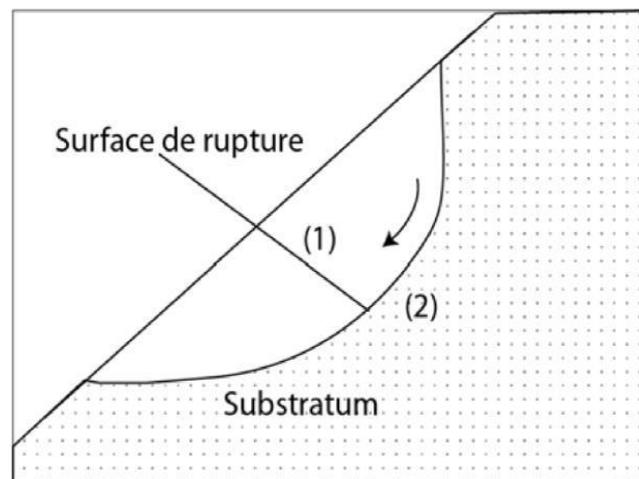


Figure 1.13: Surface de la rupture[16].

### 1.4.2 Calcul de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre[15,16].

### 1.4.3 Éléments de base du calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.

- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).

#### 1.4.4 Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $FS$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre[17].

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $FS$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $FS=1$ , les caractéristiques correspondantes. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus[15].

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 1.2:

**Tableau 1.2:** Différents exemples de définition d'un coefficient de sécurité[18].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$
Rapport de forces	$F = \frac{E_{résistance}}{E_{moteur}}$
Rapport de moments	$F = \frac{M_{résistance}}{M_{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : $\frac{H_{max}}{H}$

- ❖ Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- ❖ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- ❖ Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- ❖ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

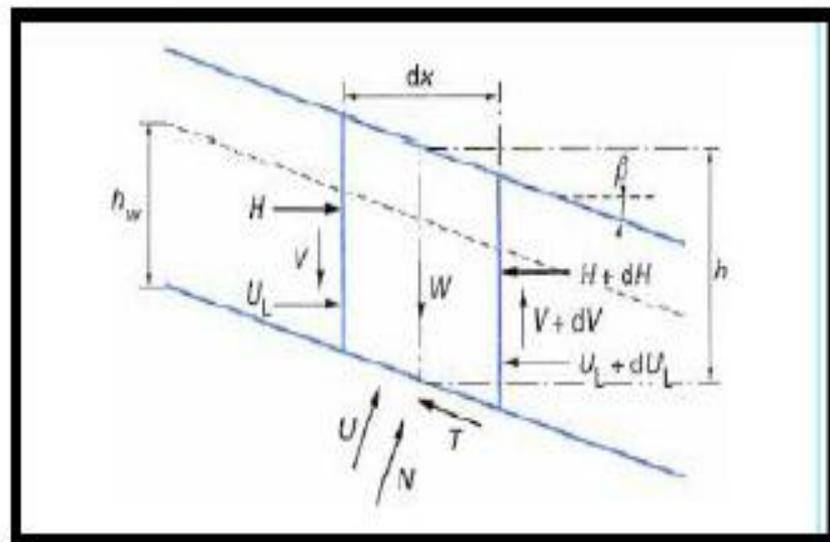
Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de  $FS$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

**Tableau 1.3:** Les valeurs de  $FS$  en fonction de l'importance de l'ouvrage[19].

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

### 1.4.4.1 Cas des ruptures planes (glissements plans)

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sols infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure 14 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normales et tangentielles à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base[20].



**Figure 1.14:** Glissement plan: d'un bloc[20].

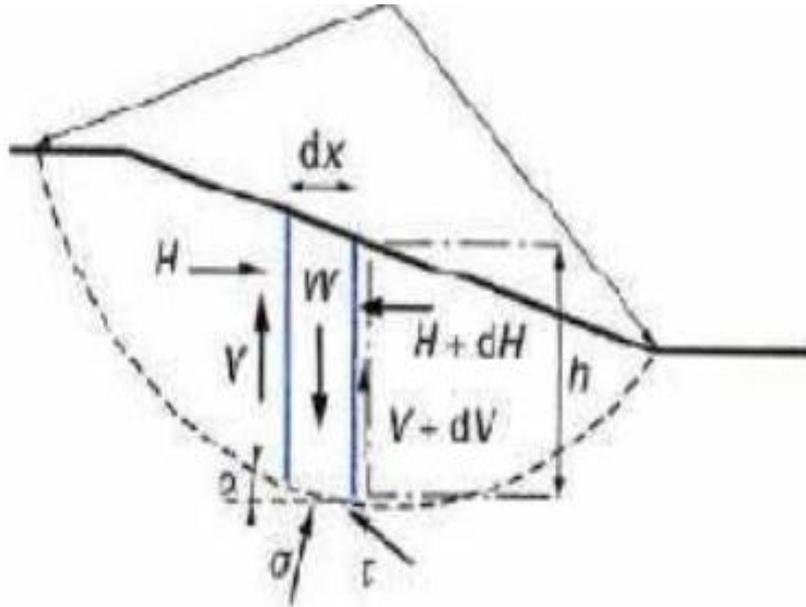
Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$FS = \frac{c'L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \varphi'}{W \sin \alpha} \quad (1.1)$$

Dans laquelle  $L$  désigne la longueur du talus,  $\alpha$  sa pente,  $W$  le poids des terres en mouvement,  $U$  la résultante des pressions interstitielles éventuelles,  $C'$  est la cohésion effective et  $\varphi'$  l'angle de frottement interne effectif.

### 1.4.4.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches Fig.1.15



**Figure 1.15:** Schéma de type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- **La méthode de Fellenius**, dans laquelle on admet que les forces externes intertranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité:

$$F_{S \text{ Fellenius}} = \frac{\Sigma [c/b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / \cos \varphi}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (1.2)$$

- **La méthode de Bishop**, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des Forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité[21].

$$F_{S \text{ Bishop}} = \frac{\Sigma [c/b + (W - ub) \tan \varphi'] / \cos \varphi + \frac{\sin \varphi \operatorname{tg} \varphi'}{F_{S \text{ Fellenius}}}}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (1.3)$$

### 1.4.4.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale  $\sigma$  sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison) s'écrit comme une perturbation de la contrainte  $\sigma_0 = \gamma h \cos \alpha^2$  à une facette inclinée à  $\alpha$ , à une profondeur  $h$ , dans un massif infini incliné à  $\alpha$  (Fig.1.16). Deux paramètres de perturbation interviennent :  $\lambda$  et  $\mu$  Dans le programme de calcul PETAL-LCPC, on utilise l'expression :  $\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha)$ [20].

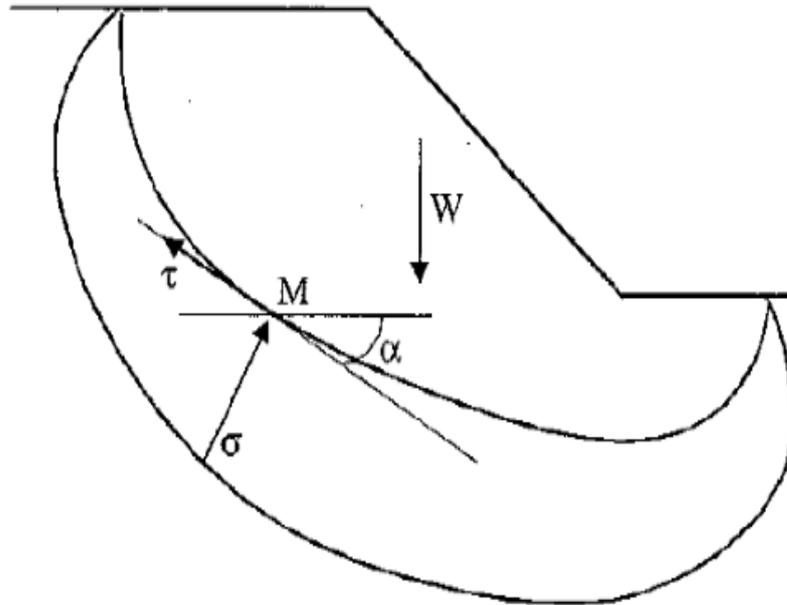


Figure 1.16: Mise en œuvre de la méthode de perturbation[20].

#### 1.4.4.4 Méthodes à l'équilibre limite

Dans la méthode à l'équilibre limite le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillé.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières:

- Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la "méthode globale" (Par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ...).
- Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIOUS ; BISHOP...).

Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite :

##### a) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927)

La Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

### b) Méthode de Bishop (Bishop, 1955)

Dans cette méthode, on suppose toujours que la surface de rupture potentielle est circulaire on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches:  $V_i = 0$  et  $H_i \neq 0$  (Fig. 1.17). Les équations de la statique ne sont donc pas non plus respectées[22]

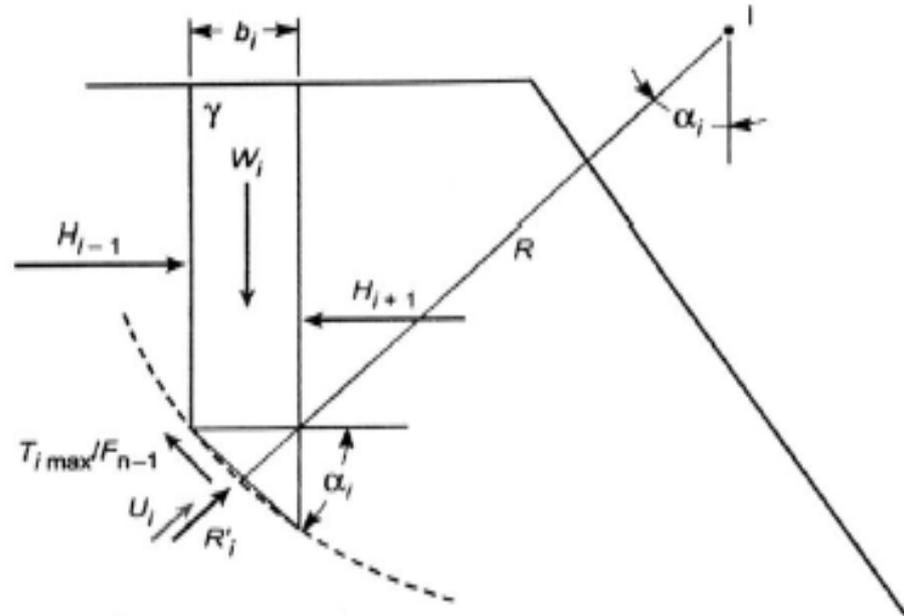


Figure 1.17: Equilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifiée)[22].

### c) Méthode de Janbu

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces (Fig.1.18).

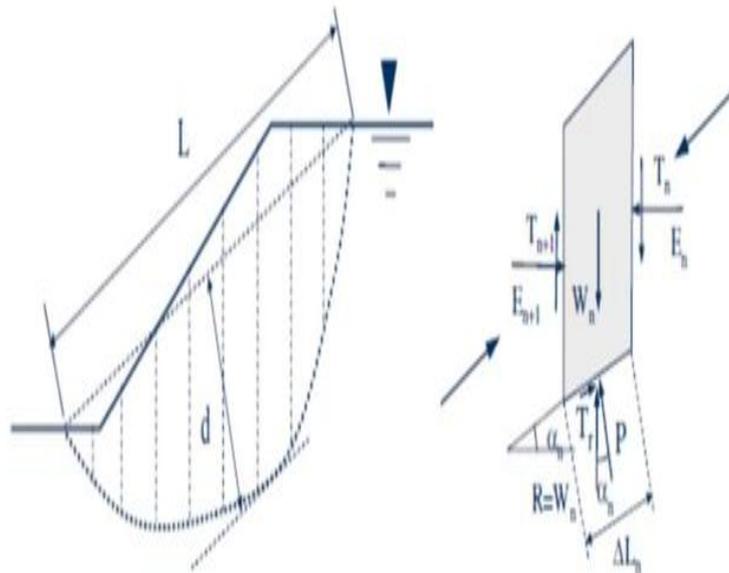


Figure 1.18: Forces considérées dans la méthode de Janbu[20].

**d) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)**

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire :  $T/E = \lambda f(x)$  N-1 hypothèses L peut varier entre 0 et 1. (Fig.1.19) montre les fonctions typiques de  $f(x)$ .

Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0. Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour diverses valeurs de  $\lambda$ . La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de l [23].

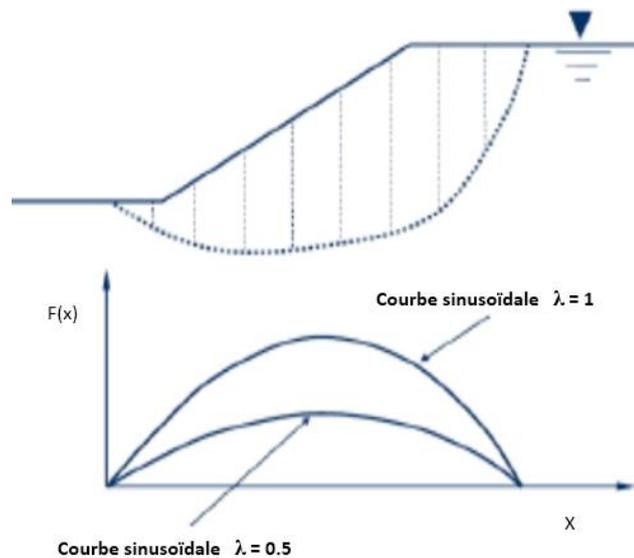


Figure 1.19: Les fonctions typiques de  $f(x)$ .

**e) La Méthode Numérique (MEF)**

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens. Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. La MEF est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable.

**f) Méthode des perturbations**

La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

Les auteurs proposent une loi de répartition de type  $\sigma = \gamma_h \cos^2 \alpha (\lambda + \mu.tg\alpha)$  qui est plus satisfaisante que celle de Fellenius  $\sigma = \lambda_h \cos^2 \alpha$ .

**✓ Remarques sur la méthode des perturbations :**

- a) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- b) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- c) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

## 1.5 Les différentes techniques de confortements

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

### 1.5.1 Modification géométrique

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

On peut citer :

#### 1.5.1.1 Déchargement en tête

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité (Fig.1.20).

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête[20].

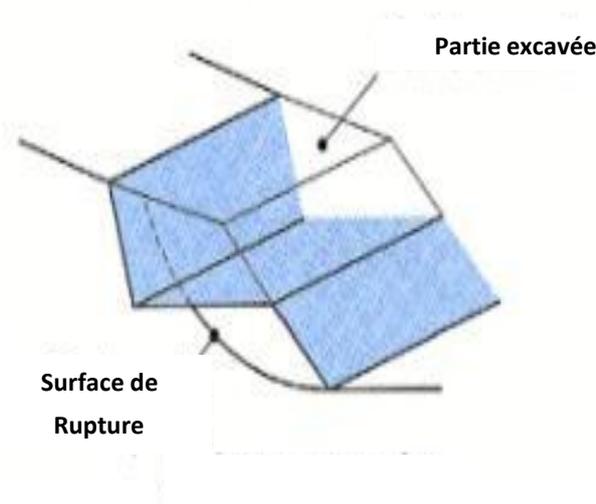
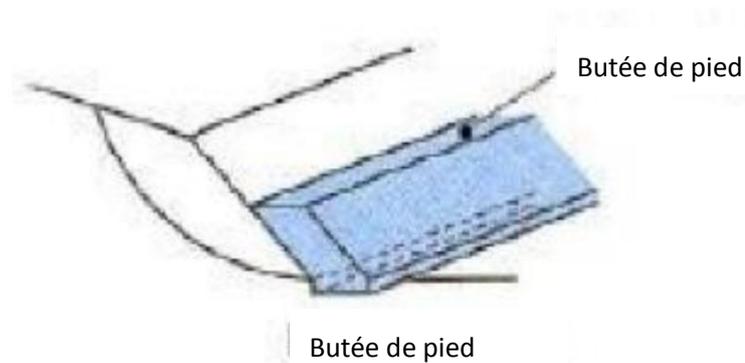


Figure 1.20: Allègement en tête[20].

#### 1.5.1.2 Chargement en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par balancement des forces motrices (Fig.1.21). Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place[24].

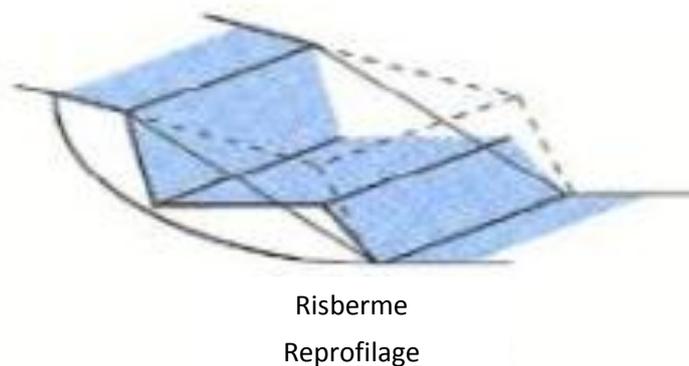


**Figure 1.21:** Chargement au pied d'un talus[20].

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

### 1.5.1.3 Reprofilage

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante (Fig.1.22). Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.



**Figure 1.22:**Reprofilage[20].

## 1.5.2 Substitution

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

talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus (Fig.1.23). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

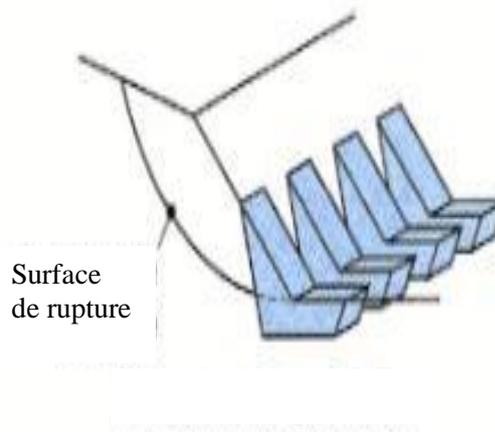


Figure 1.23: Substitution partielle[20].

### 1.5.3 Drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains[24].

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- Capturer les eaux de surface,
- Éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

### 1.5.3.1 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe. Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti contaminant ( Fig.1.24)[20].

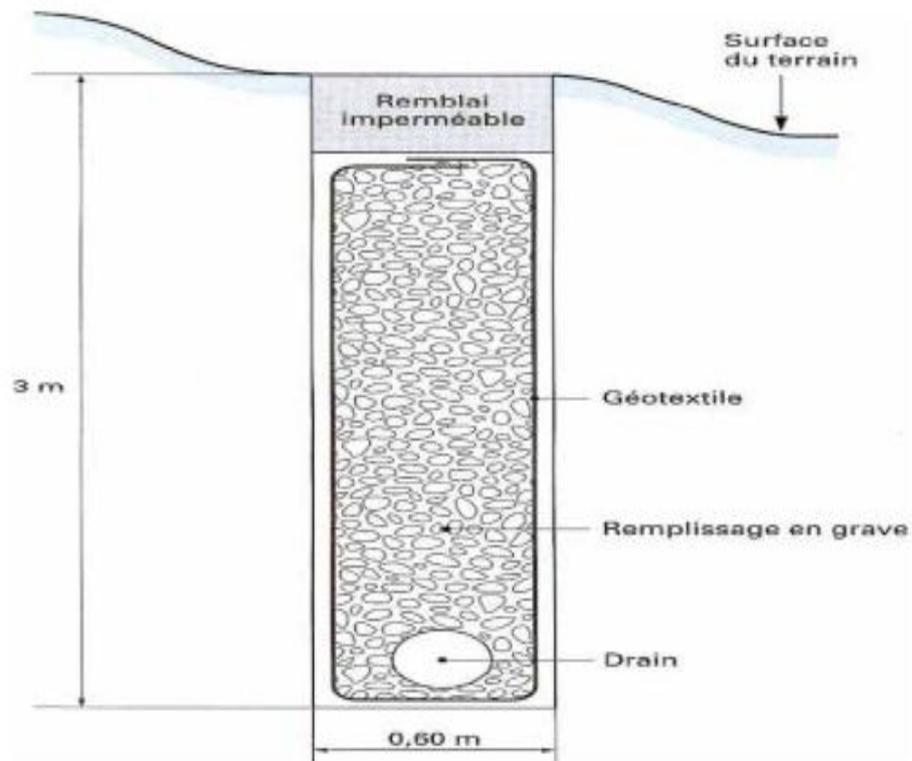


Figure 1.24: Coupe type d'un tranchée drainante[20].

### 1.5.3.2 Eperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m. Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers (Fig.1.25).

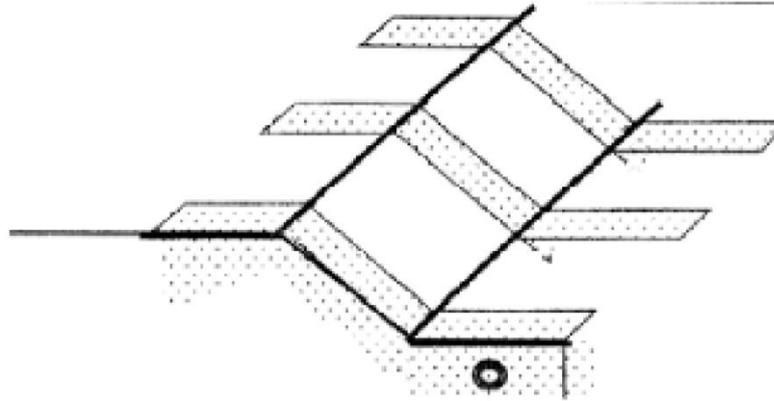


Figure 1.25: Eperons drainants[20].

### 1.5.3.3 Drains subhorizontaux

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas (Fig.1.26) [20].

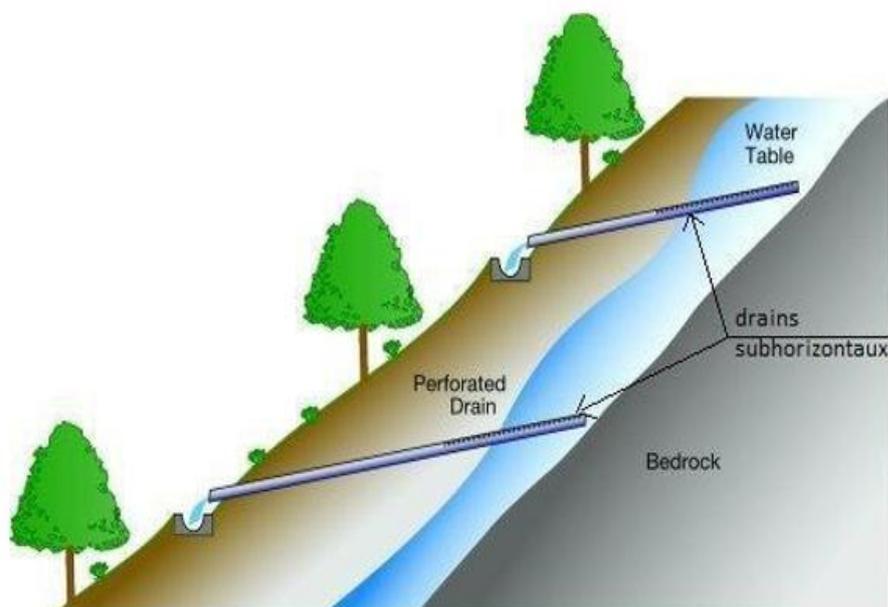
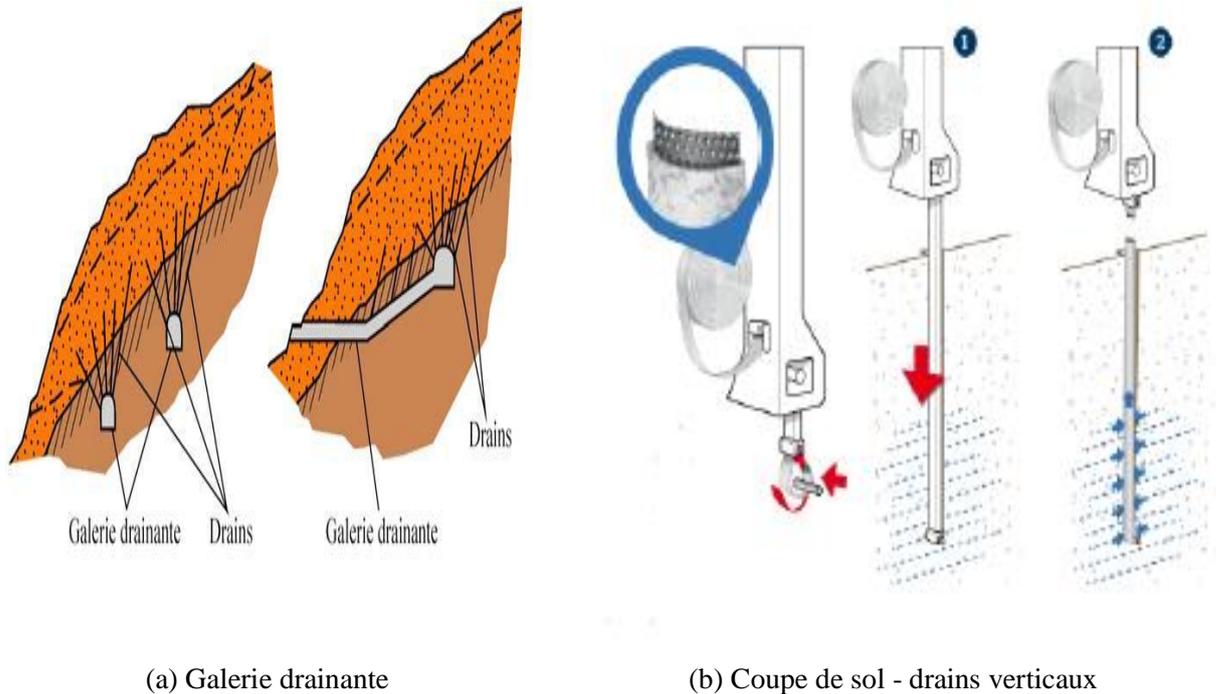


Figure 1.26: Les drain subhorizontaux[20].

### 1.5.3.4 Drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement (Fig.1.27) [20].



(a) Galerie drainante

(b) Coupe de sol - drains verticaux

**Figure 1.27:** Les drains verticaux, galerie drainante[20].

### 1.5.4 Végétalisation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement (Fig.1.28).



**Figure 1.28:** L'implantation des plantes dans un talus.

## 1.5.5 Eléments résistants

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique [13].

### 1.5.5.1 Ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres, on distingue les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches) [13].

#### a) Murs de soutènements

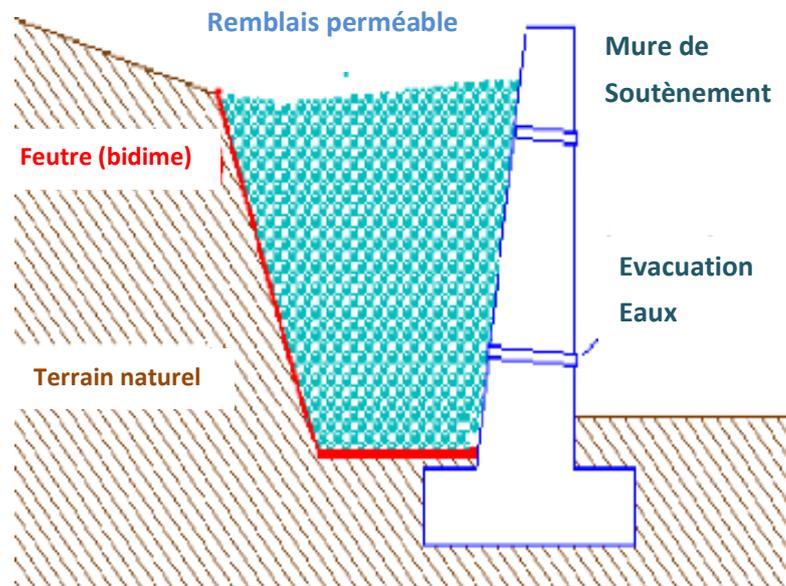


Figure 1.29: Mur de soutènement.

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages : les murs poids et les murs souples (Fig.1.29).

#### b) Rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles. Ces rideaux sont auto-stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres, au-delà ils doivent être ancrés (Fig.1.30). L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution, cependant leur utilisation pose des

problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations.

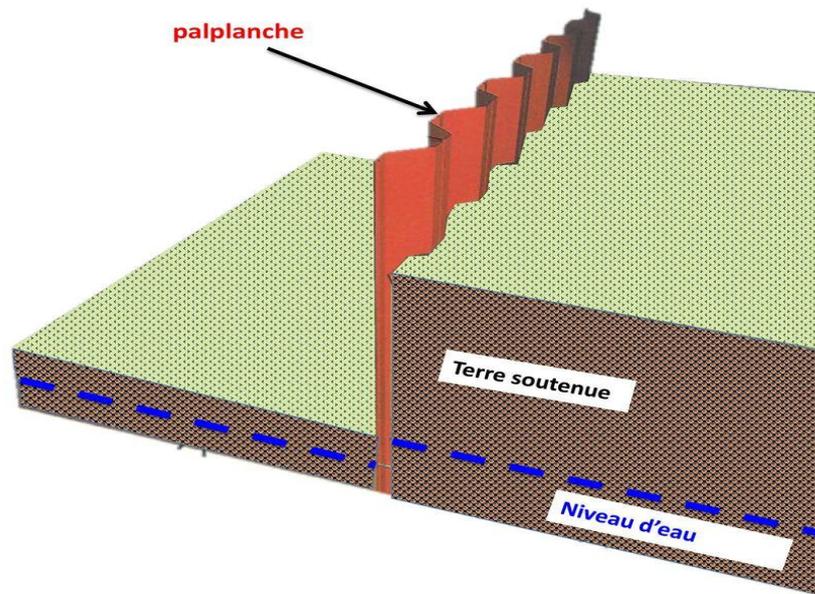


Figure 1.30: Paroi de palplanche.

### 1.5.5.2 Terre armée

La terre armée fut mise au point par Vidal en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir (Fig.1.31) [25]:

- **Un sol** : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- **Des inclusions** : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- **Un parement** : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.



Figure 1.31: Terre armée.

### 1.5.5.3 Tirants d'encrages

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué d'une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain (Fig.1.32).

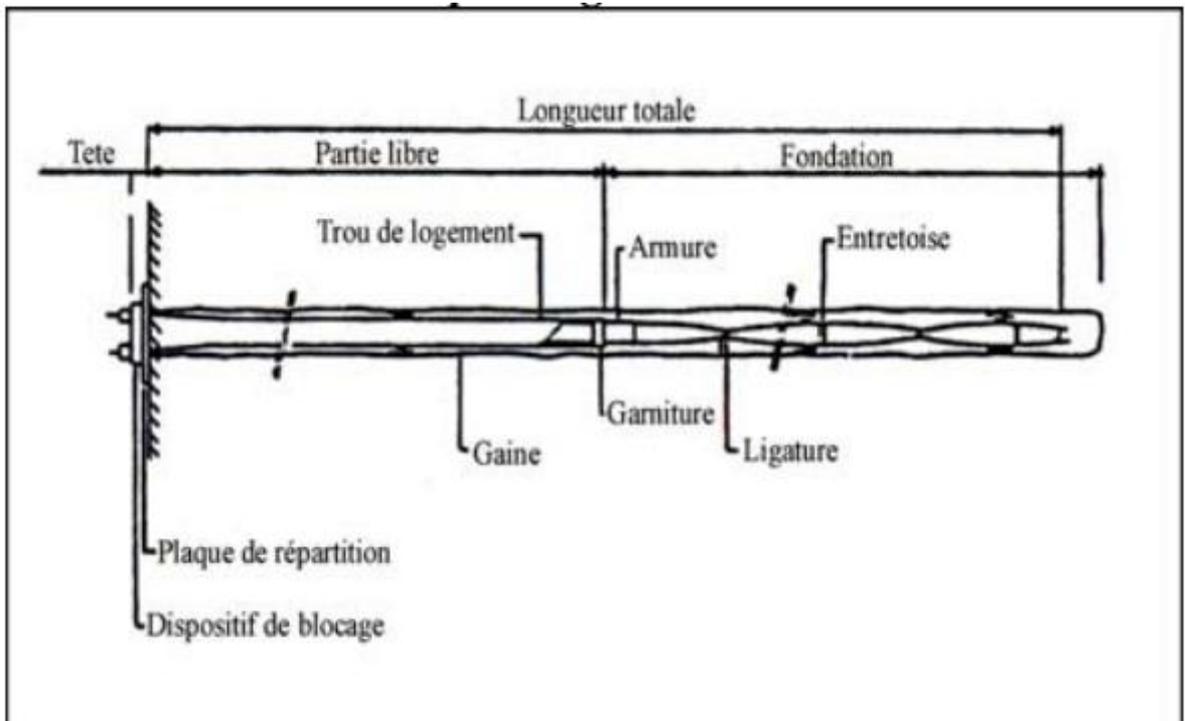


Figure 1.32: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté[26].

### 1.5.5.4 Clouage

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé (Fig.1.33).



**Figure 1.33:** Un versant stabilisé par clouage.

### 1.5.5.5 Géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres des stockages des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc (Fig.1.34).

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- **La séparation** : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration** : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage** : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement** : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection** : protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- **La lutte contre l'érosion** : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



**Figure 1.34:** L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle: le drainage et le renforcement du talus.

### 1.5.5.6 Micropieux

Les micropieux sont utilisés dans deux cas principaux qui sont soit la stabilisation de glissements de petite ampleur, soit la fondation d'ouvrages en site instable. Dans ce dernier cas, les micros pieux sont destinés à assurer le transfert des charges de l'ouvrage vers un terrain porteur résistant.

Pour mettre en place des micros pieux, on fore tout d'abord des puits dont le diamètre peut aller jusqu'à 250 millimètres (au-delà, ce ne sont plus des micros pieux mais des pieux). On y place un tubage métallique et une barre métallique de section circulaire ou en H. Enfin, on injecte un coulis ou un mortier sous pression (Fig.1.35).



**Figure 1.35:** Installation de micro-pieux.

### 1.5.5.7 Le freyssissol

Devant le problème de corrosion des armatures métalliques et le développement des produits synthétiques, mécaniquement performants et chimiquement stables, la société Freyssinet a mis au

point un procédé de terre armée à base d'une armature synthétique faite à partir de polyester (Fig.1.36).



**Figure 1.36:** Terre armée, type Freyssissol.

### 1.5.5.8 Teksol

Le Teksol est un matériau composite obtenu par un mélange de sol (sable) et de fils textiles tridimensionnel. Il peut être engazonné pour un effet esthétique (Fig.1.37).



**Figure 1.37:** Schéma représentant le teksol.

Il est utilisé dans les travaux d'élargissement de plates-formes routières ou ferroviaires ou dans les ouvrages de soutènement.

### 1.5.5.9 Terratrel

Le Terratrel est un parement léger constitué d'un treillis métallique relié à des armatures en acier (Fig.1.38).



**Figure 1.38:** Schéma représentant le Terratrel.

Également appliqué aux ouvrages provisoires, son intégration à l'environnement se fait par végétalisation ou par minéralisation.

#### 1.5.5.10 Le Pneusol

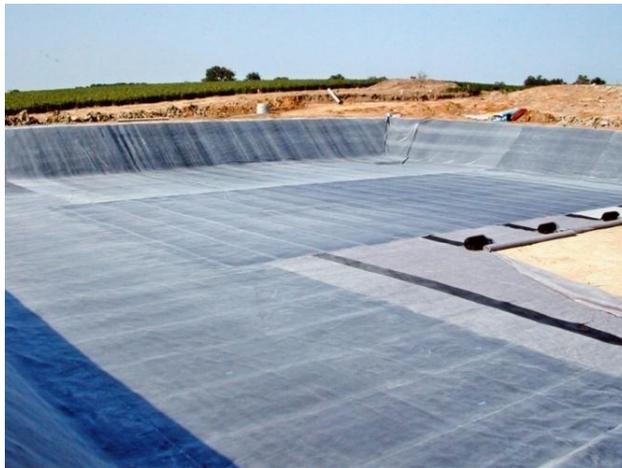
Le Pneusol est un mélange de pneus et de sol, dans lequel les pneus sont utilisés comme renforts du sol. Ils sont capables de supporter des efforts de traction importants et sont soit entièrement soit partiellement découpés afin d'être associés en nappes, en couches superposées, grâce à des attaches métalliques (Fig.1.39).



**Figure 1.39:** Renforcement par pneusol.

#### 1.5.5.11 Géomembranes

Les géomembranes assurent une fonction d'étanchéité, elles se composent généralement de matières thermoplastiques (polyéthylène, polypropylène et chlorure de polyvinyle).



**Figure 1.40:** Bassin de rétention renforcée par géomembranes.

## 1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été souligné que les mouvements de terrain regroupent plusieurs types de phénomènes très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées de boues, etc.) et leur comportement.

Nous avons aussi étudié les différentes phases d'un glissement de terrain et les causes pouvant induire ou déclencher une instabilité. Ces causes sont : soit la géologie, la géomorphologie ou l'hydrologie du site, qui sont des facteurs de prédisposition du site ou des facteurs passifs, ou des actions variables et anthropiques (qui peuvent être un terrassement, une surcharge en tête du versant, une perte dans un réseau d'assainissement...)

On a présenté ensuite la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Ces méthodes, dites classiques, permettent aussi à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique.

Une fois la géométrie de la pente et les propriétés géotechniques du sol sont déterminées et évaluées, l'étape suivante consiste à choisir la méthode de renforcement appropriée qui dépend principalement des propriétés mécaniques et morphologiques des causes instables, et du facteur de sécurité.

*Chapitre 2*

*Présentation des zones  
d'études*

## 2.1 Introduction

Pour résoudre les problèmes de stabilité des talus ou les glissements de terrain en général, il est nécessaire de faire une étude préliminaire dans laquelle, on analyse les différents documents existant sur la zone d'étude tels que la morphologie, la géologie et l'hydrogéologie.

## 2.2 Localisation générale

### 2.2.1 Situation géographique de la wilaya de Chlef

La wilaya de Chlef occupe une position stratégique sur le plan économique et commercial faisant d'elle un carrefour dans l'ensemble régionale centre et l'ouest a une vocation agricole et recèle d'importante ressources naturelles, toutes ces caractéristiques font de la wilaya de Chlef un pôle très promoteur dans le domaine de l'investissement. La wilaya de Chlef est une ville située dans la partie occidentale du nord de l'Algérie centrale, entre les deux plus grandes villes, Alger et Oran.

Elle est localisée dans le Tell occidental à 200 km (jusqu'à 300 km pour les communes du nord-ouest) à l'ouest d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 4074 (4 791) Km<sup>2</sup>. Elle est limitée par: la Méditerranée au Nord, la wilaya de Tissemsilt au Sud, les wilayas de Mostaganem et Relizane à l'Ouest, et les wilayas d'Ain Defla et Tipaza à l'Est (Figs.2.1, 2.2).



**Figure 2.1:** Situation de la Wilaya de Chlef (source Google Earth)

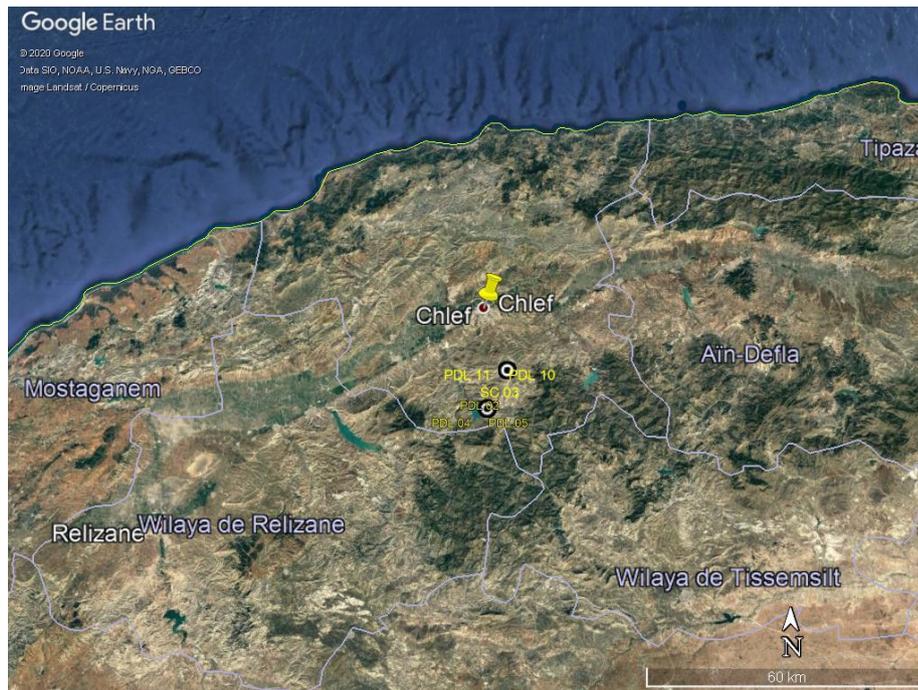


Figure 2.2: Situation de la Wilaya de Chlef (source Google Earth).

### 2.2.2 Situation géographique de la zone d'étude

La figure 2.3 représente la situation géographique des zones d'études d'après Google Earth.

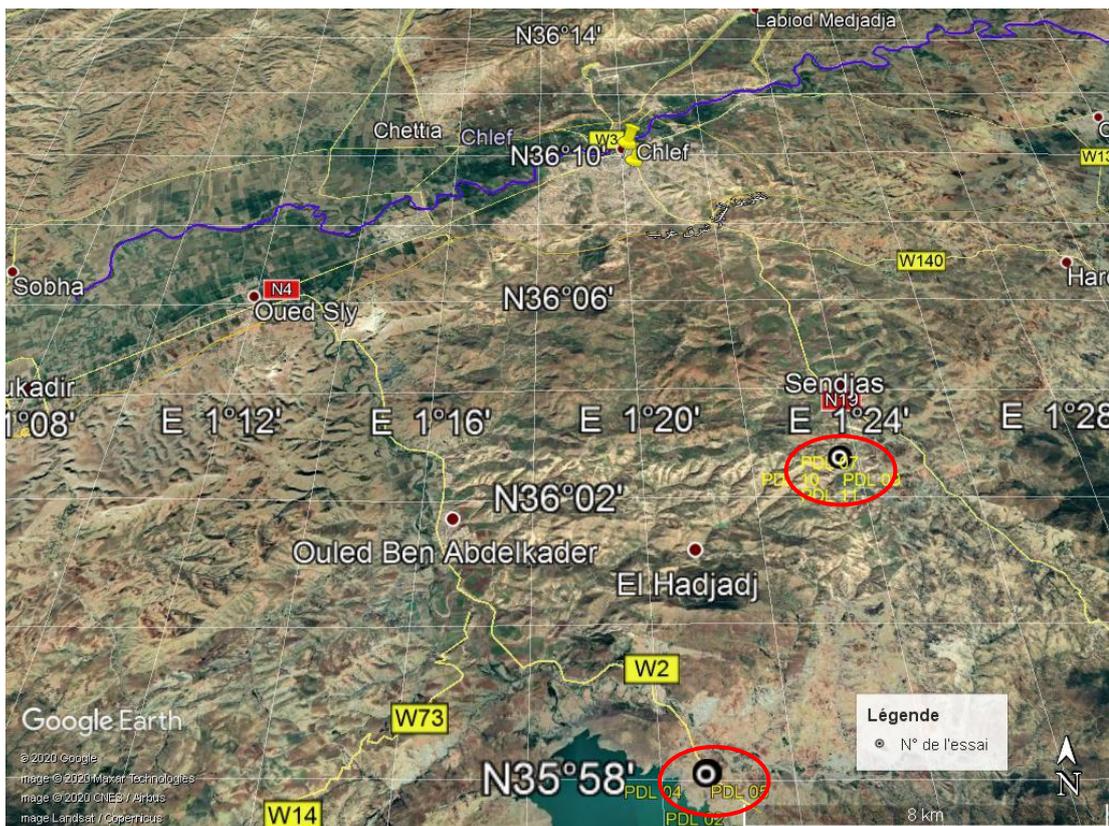


Figure 2.3 : Situation géographique des zones d'étude (source Google Earth)

### 2.2.2.1 La zone de Ouled Ben Abdelkader

La première zone d'étude se situe dans la commune de Ouled Ben Abdelkader située à 20 km au sud-ouest de Chlef, sur Oued Sly au pied de Ouarsenis, à côté du barrage de Sidi Yacoub qui alimente la wilaya en eau potable.

Il s'agit d'un glissement de terrain qui s'est produit sur une section de chaussée de la CW02 PK 25+300, Il a pour coordonnées géographiques UTM : X= 350865 m et Y= 3981568 m (Fig.2.4).

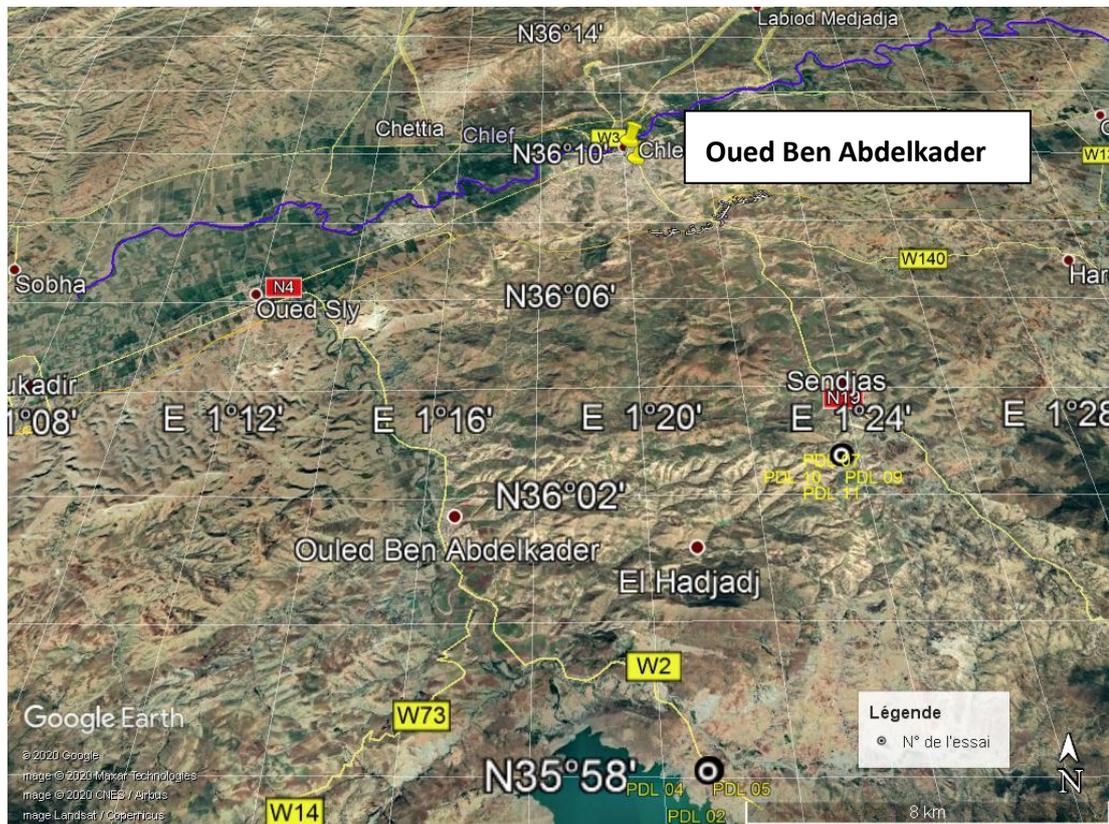


Figure 2.4: Situation géographique de la commune de Ouled Ben Abdelkader (Google Earth).

### 2.2.2.2 La zone de Sendjas

La deuxième zone d'étude se situe dans la commune de Sendjes, elle est située à 12 km au sud de Chlef au pied de Ouarsenis. Il s'agit d'un glissement de terrain qui s'est produit sur une section de chaussée de la CW32 PK 2+500. Les coordonnées UTM du site sont : X= 355428 m et Y= 3989949 m (Fig.2.5).



Figure 2.5: Situation géographique de la commune de Sendjas (Google Earth).

### 2.3 Climatologie de la wilaya de Chlef

La wilaya de Chlef se trouve à 116m d'altitude, elle bénéficie d'un climat tempéré chaud. Son hiver se caractérise par des précipitations bien plus importantes qu'en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. En moyenne, la température à Cheliff est de 18.6 °C. Il tombe en moyenne 394 mm de pluie par an.

Tableau 2.4: Classification de climat de la wilaya de Chlef [27].

Classification	Compter	Koppen-Geiger	Exemples
Climat méditerranéen chaud-été	Climat méditerranéen chaud-été	Csa	<u>Chlef</u> , <u>Ténès</u> , <u>Boukadir</u> , <u>Sendjas</u> , <u>Beni Haoua</u>

Selon la figure 2.6, le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 1 mm. En Novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 58 mm [27].

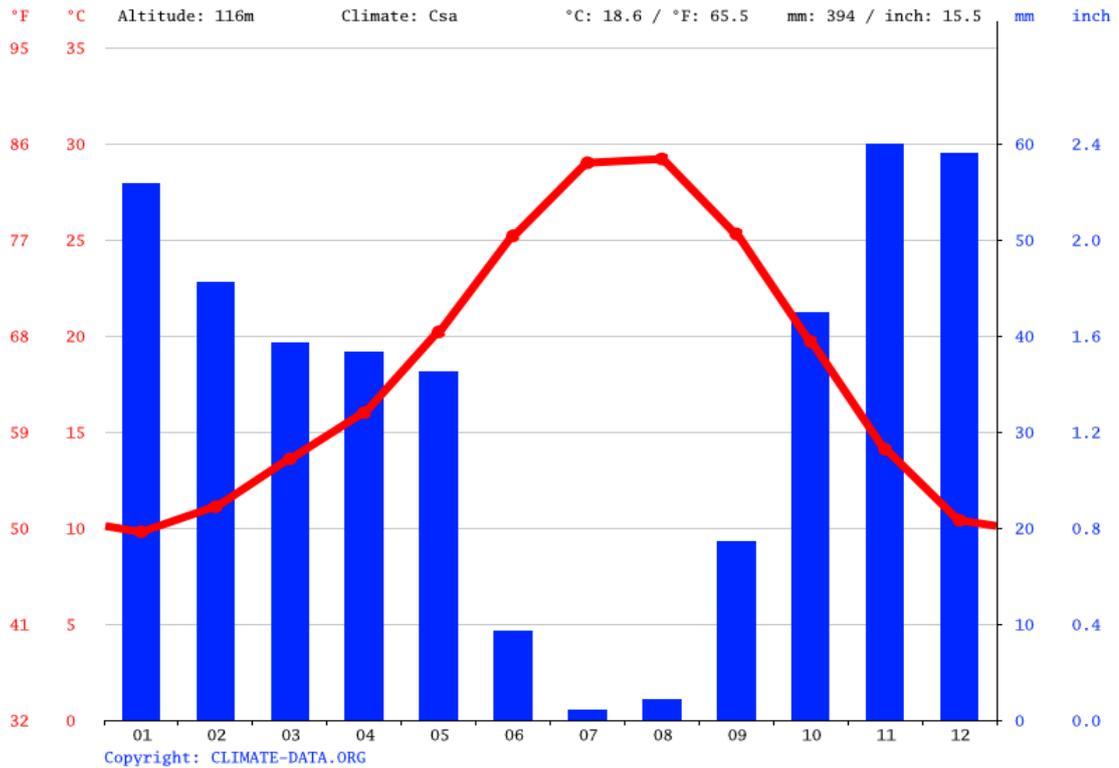


Figure 2.6: Diagramme ombrothermique de Chlef [27].

### 2.3.1 Température

Selon la figure 2.7, les températures les plus basses sont donc enregistrées en décembre, janvier et février, ne dépassant pas les 12°C. En revanche l'été, le mercure enregistre des températures élevées pouvant atteindre les 44 °C durant les mois de juillet et d'août[27].

Selon la figure 2.7, le mois le plus chaud de l'année est celui d'Aout avec une température moyenne de 29.2 °C. Janvier est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 9.8 °C à cette période [27].

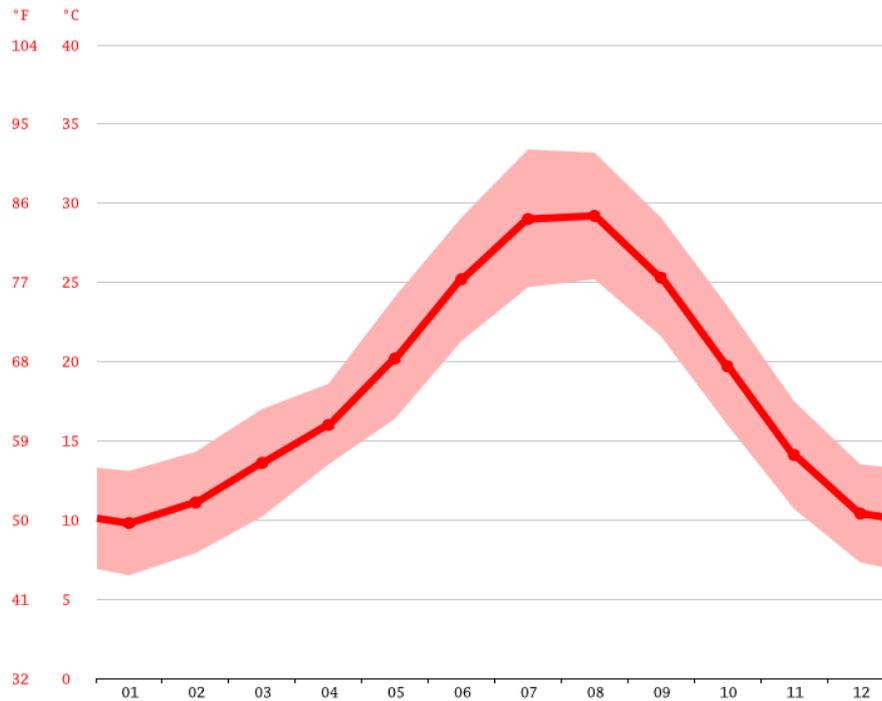


Figure 2.7: Courbe de température de Wilaya de Chlef [27].

### 2.3.2 Pluviométrie

La région de Chlef a connu durant la dernière décennie des cycles de sécheresse, la plus marquée est celle qui s'étale de 1988 à 1994, où les précipitations moyennes annuelles en pluviométrie sont restées inférieures à 260 mm. Généralement, la pluie tombe sous forme d'averses de courte durée donc de forte intensité causant ainsi des inondations en quelques endroits de la plaine. Le mois de janvier est le mois le plus pluvieux et le mois d'août est le plus faible [27].

La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 57 mm. Entre la température la plus basse et la plus élevée de l'année, la différence est de 19.4 °C [27].

Tableau 2.5: Tableau climatique de chlef [27].

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp. Moy. (°C)	9.8	11.1	13.6	16	20.2	25.2	29	29.2	25.3	19.7	14.1	10.4
Temp. Moy. (°C)	6.5	7.9	10.2	13.5	16.4	21.3	24.7	25.2	21.6	16	10.7	7.3
Temp. Moy. (°C)	13.1	14.3	17	18.6	24.1	29.1	33.4	33.2	29.1	23.5	17.5	13.5
Temp. Moy. (°C)	49.6	52.0	56.5	60.8	68.4	77.4	84.2	84.6	77.5	67.5	57.4	50.7

Temp. Moy. (°C)	43.7	46.2	50.4	56.3	61.5	70.3	76.5	77.4	70.9	60.8	51.3	45.1
Temp. Moy. (°C)	55.6	57.7	62.6	65.5	75.4	84.4	92.1	91.8	84.4	74.3	63.5	56.3
Précipitations (mm)	54	44	38	37	35	9	1	2	18	41	58	57

## 2.4 Géologie des zones d'étude

Le bassin du Chélif appartient au bassin néogène de l'Algérie centro-parallèlement à la côte méditerranéenne formant chaînes secondaires plissées qui les encadrent [28].

### 2.4.1 Géologie locale

D'après les cartes géologiques de Chlef et de Tiaret (ANRH 1/200 000) [28] :

- La zone de Ouled Ben Abdelkader appartient au crétacé supérieure (Coniacien-Maestrichtien) composé de marne grises et de calcaires lites au sommet.
- La zone de Sendjas est essentiellement constituée de crétacé supérieur (Maestrichtien) d'argiles et de quartzites.

On note que les deux sites appartiennent à une zone fortement tétanisée.

### 2.4.2 Contexte géologique

#### 2.4.2.1 Les formations anti-néogènes

##### 1) Les terrains anciens autochtones

Ils sont présents au niveau des bordures où ils apparaissent le plus souvent en fenêtre tectonique surmontés de terrains allochtones (Ouarsenis et Dahra) ainsi que dans l'axe du bassin où, isolés et noyés dans les sédiments néogènes, ils représentent les massifs du Chlef (Doui, Rouina, Temoulga).

- Le Paléozoïque : (Silurien et Permo-Trias) qui constitue l'essentiel du massif du Doui avec quelques apparitions au Rouina et Temoulga.
- Le Secondaire : (Jurassique et Crétacé) le Jurassique est présent dans les trois massifs mais il est plus localisé au Doui, le Crétacé est présent uniquement à l'ouest du massif de Rouina.
- Le Tertiaire : (Eocène) dont le seul affleurement important se trouve au sud du massif de Temoulga.

## 2) Les terrains allochtones

Ils sont constitués d'un empilement de nappes. On distingue trois grands ensembles : Nappe A, nappe B et nappe C ; elles-mêmes subdivisées en sous-unités.

- Les nappes A: sont les plus externes, on les retrouve au sud du bassin et constituent une partie des monts de l'Ouarsenis. Le faciès est représenté par le Crétacé marno-gréseux et le Trias gypsifère.
- Les nappes B : leur position est intermédiaire entre les zones internes et externes, le faciès est essentiellement flyschöide à marneux renfermant des blocs de quartzite et de calcaire. Ces terrains couvrent une grande surface de part et d'autre du bassin du Cheliff.
- Les nappes C : ce type de nappe repose sur tous les édifices des nappes antérieures, on les retrouve dans le Dahra et l'Ouarsenis occidental, il s'agit de terrains Oligo-miocènes grésomiacés.

### 2.4.2.2 Les formations néogènes et quaternaires post-nappes

Les terrains néogènes qui correspondent à une épaisse accumulation de dépôts mio-plioquaternaires post-nappes reposent en discordance sur les formations plus anciennes. L'influence marine et continentale suivant les mouvements de transgression – régression combinée au mécanisme de surrection des massifs bordiers, entraîne une sédimentation épaisse et variée. L'évolution tectonique complexe du bassin et de ses bordures, engendre une dissymétrie dans la structure d'ensemble (Annexe 2).

Nous assistons alors au dépôt d'une épaisse série essentiellement marine allant du Miocène inférieur au Pliocène inférieur à caractère marneux dans les zones centrales subsidences avec quelques dépôts détritiques en bordure. Une sédimentation continentale s'installe et fait suite à ces dépôts marins, elle va du Pliocène supérieur au Quaternaire, jusqu'à l'actuel.

Le comblement progressif ayant conduit le bassin à son émergence, une phase fluviatile et subcontinentale se met en place et sera marquée par le dépôt de formations conglomératiques à éléments gréseux et parfois grésocalcaires très irrégulières et discontinues avec des stratifications entrecroisées.

#### a) Le Miocène inférieur (Burdigalien)

Le Miocène inférieur est généralement transgressif sur les différents termes de la série stratigraphique. Il est représenté par une série de marnes bleues pouvant atteindre plusieurs milliers

de mètres d'épaisseur. Ce faciès passe latéralement et verticalement à des grès marneux marins, à des marnes bariolées ou à des conglomérats marins ou continentaux.

A l'affleurement dans le domaine du Dahra, le miocène inférieur se caractérise par l'abondance de faciès très détritiques (Dj. Sachli, feuille de Renault où ce faciès est particulièrement développé). Entre ces faciès très détritiques et les faciès argileux du centre et de la fin du bassin se développe des argiles versicolores plus ou moins sableuses où l'on rencontre fréquemment des lentilles ou des veines de gypse. Le miocène inférieur affleure largement sur plus de 100km tout le long du massif de l'Ouarsenis où il forme la bordure SE du bassin du bas Chlef.

On peut admettre globalement que le miocène inférieur rassemble trois grands ensembles : une série conglomératique à la base, une série marneuse intermédiaire et une série sableuse et conglomératique au sommet.

### **b) Le Miocène supérieur (Vindobonien)**

Le miocène supérieur est représenté par une série marine transgressive sur la série continentale précédente et discordante sur les terrains plus anciens. Il est représenté par trois termes principaux : les marnes bleues avec leur niveau généralement détritique, les Tripolis et marnes à Tripolis et les gypses et les marnes gypseuses.

#### **1) Les formations de base**

La série débute donc par des conglomérats épais de 1 à 2m à ciment sablo-marneux suivie par des calcaires gréseux en bancs métriques (100m) puis par une alternance gréso-marneuse et des marnes sombres à glauconies (20m). Une épaisse et monotone série de marnes sombres (200 à 300m) succède aux termes de base. Elle renferme vers le haut des intercalations gréseuses à gréso-calcaires d'environ 50m d'épaisseur. Une formation de marnes bleues termine ce premier ensemble d'épaisseur variable.

#### **2) Les formations médianes**

Aux marnes bleues font suite des marnes blanches bien litées alternant avec des bancs à Tripolis, l'épaisseur de cet ensemble est de 175m. Ces marnes à Tripolis occupent des surfaces d'affleurement importantes au nord de la plaine dans le Dahra mais disparaissent à l'Est au-delà du seuil d'Oum-Drouh.

### 3) Les formations terminales

Le miocène se termine par une formation gypsifère qui débute par des bancs massifs de gypse surmontés de marnes gypseuses à intercalations marno-calcaires et gréseuses. L'épaisseur visible de cette formation est de 350m dont 125m pour les gypses massifs. Les marnes gypseuses et les gypses massifs affleurent principalement au nord du synclinal d'Ouled-Farès. Cette formation est très importante car responsable à l'origine de la salure de certaines eaux de ruissellement et par conséquence de la salure des aquifères.

#### c) Le pliocène inférieur (Pliocène marin)

Il est représenté, dans le bassin du bas Cheliff, par un cycle sédimentaire complet débutant par une transgression sur les séries gypseuses de la fin du miocène, pour se terminer par la régression astienne.

##### 1. Le Plaisancien

Il est représenté par une série de marnes bleues à coccolites très comparables aux marnes bleues miocène, elles sont souvent plus claires, grisâtres et même blanchâtres car plus calcaires. La partie supérieure est également plus fossilifère, elle renferme assez fréquemment des formations de calcaires à algues et à bryozoaires de caractère récifal. La série marneuse début le plus souvent par des niveaux détritiques, des grès ou du sable parfois même des conglomérats. Dans leur partie supérieure, elle passe très progressivement à des marnes sableuses et à des sables argileux, l'épaisseur de cet ensemble varie de 0 à plus de 700m.

##### 2. L'Astien

Il est représenté par une série marine finement détritique, sableuse ou gréseuse de couleur jaune fauve. Les grès peu argileux (sauf dans la partie inférieure) sont le plus souvent à ciment calcaire et peuvent localement passer à des calcaires gréseux. Ils présentent fréquemment des stratifications entrecroisées et des figures de courants avec des grains formés essentiellement de quartz. L'épaisseur moyenne de cet ensemble est d'une centaine de mètre et s'amincit régulièrement sur les bordures du bassin présentant localement des lentilles de marnes.

#### d) Le Pliocène supérieur continental (Villafranchien)

Le Pliocène continental est formé de conglomérats à éléments gréseux à grésocalcaires et de sables non consolidés. Dans la plaine de Mouafkia cette formation est la plus complète et la plus épaisse (>50m). Les dépôts sableux rouges à stratifications entrecroisées qui succèdent aux conglomérats précédents appartiennent au Villafranchien, ces dépôts reposent le plus souvent sur

des limons gris. Parfois les conglomérats du Pliocène supérieur n'existent pas et les formations rouges du Villafranchien se trouvent alors en contact des grès Astien, d'ailleurs, au sud du Cheliff sur la bordure de l'Ouarsenis, le Pliocène disparaît complètement. A ce niveau, le quaternaire vient recouvrir directement les calcaires gréseux du Miocène supérieur.

### **e) Le Quaternaire**

Les dépôts quaternaires sont continentaux. Ils sont prédominants dans la plaine de Mouafkia et la dépression du Cheliff–Oum-Drouh où ils affleurent largement. On distingue un quaternaire ancien et un quaternaire récent.

#### **1. Quaternaire ancien :**

Le Quaternaire ancien est constitué par des alluvions grossières essentiellement conglomératiques, représentées par des galets, des graviers et des sables. On peut distinguer deux grands ensembles :

- A la base, un ensemble franchement conglomératique à éléments grossiers (20 à 30cm de diamètre) composé de grès quartzeux, calcaires et de calcaires gréseux provenant des terrains antérieurs et enrobés dans des limons argilo-calcaires gris à rouges. Ces dépôts sont localement discordants mais ils reposent généralement en continuité de sédimentation sur le Pliocène supérieur. Cet ensemble conglomératique montre dans sa partie supérieure des niveaux à ciment calcaires soulignant les limites entre les bancs.
- Au sommet, un deuxième ensemble formé de terrasses sablo-conglomératiques coiffée par d'une carapace calcaire dure qui peut atteindre 1m d'épaisseur. Des dépôts de conglomérats, de sables rouges ainsi que des cônes de déjection surmontent cette série. L'épaisseur de ces dépôts est en moyenne de 100 à 120m mais ils peuvent atteindre localement des épaisseurs beaucoup plus grandes (au synclinal de Boukadir, Ouled-Fares ils font 200 m d'épaisseur).

#### **2. Quaternaire récent**

Généralement, le Quaternaire récent correspond à des alluvions dont le caractère essentiel est la prédominance des éléments fins (limons) dérivés principalement des marnes miocènes, ces limons correspondent à d'anciennes vases asséchées. Il est composé d'horizons sablo-gréseux évoluant vers des niveaux à poudingues qui atteignent parfois 30m d'épaisseur. Le Quaternaire récent montre de bas en haut les dépôts suivants :

- Des glaciaires d'accumulation latéraux rubéfiés mais sans carapace calcaire, ils sont polygéniques on y distingue des colluvions et des alluvions actuelles.

- Des terrasses récentes avec des niveaux de comblement limono-argileux non rubéfiés, ces dépôts de terrasses récentes sont constitués d'alluvions pratiquement dépourvus de sables grossiers.
- Des alluvions actuelles formés de limons, de sables, de galets et de cailloutis au fond des talwegs et dans les zones de confluence des oueds et des méandres abandonnés.

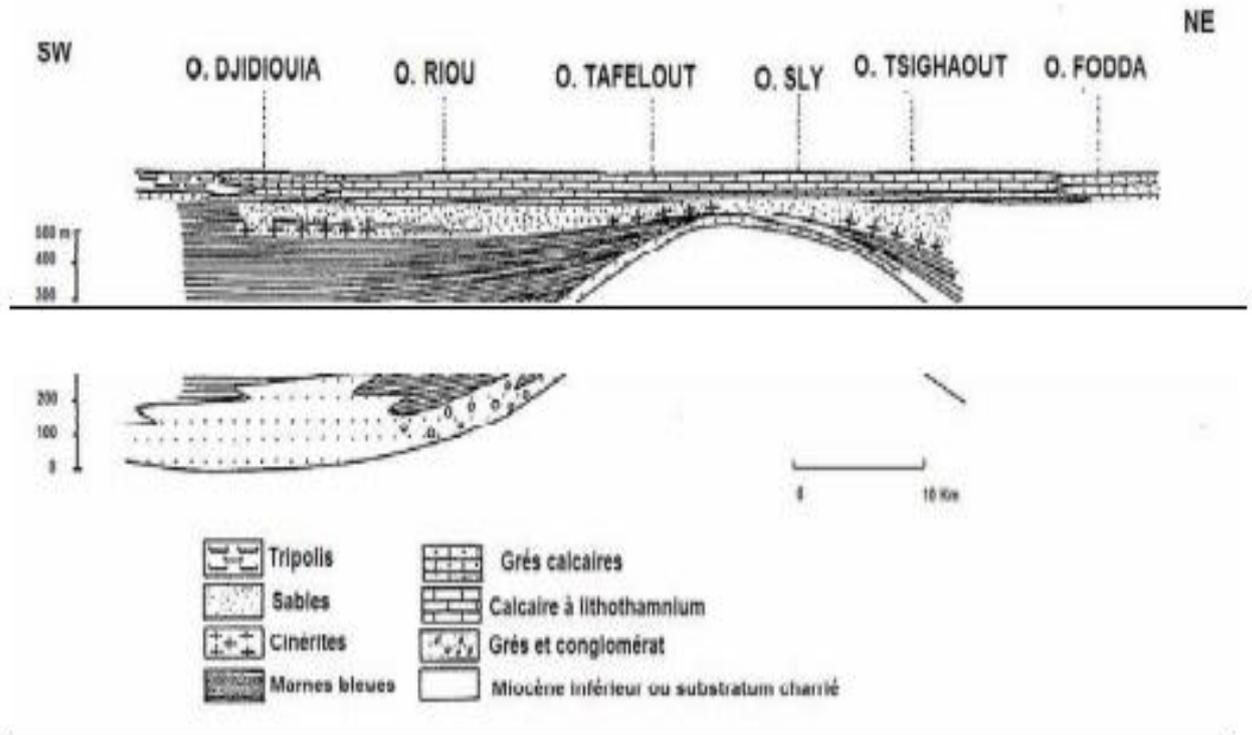


Figure 2.8: Schéma stratigraphique du miocène de la bordure nord de L'Ouarsenis.

### 2.4.3 Tectonique :

Au cours du Miocène inférieur, une phase de distension avec une direction d'allongement NNW-SSE a permis l'ouverture du bassin du Chlef ainsi que sa mise en place en tant que structure post-nappe. Au Miocène supérieur, une phase transgressive provoque le dépôt d'une épaisse formation de marne qui se continue jusqu'au Miocène supérieur terminal. Cet événement a pour effet de combler les bassins préexistants. Dans le même temps, des mouvements compressifs apparaissent et se traduisent par la formation de plis de direction E-W à WNW-ESE.

Au Pliocène, un événement compressif se produit et les déformations qui l'accompagnent forment des structures plissées qui tendent à réduire le bassin à un couloir étroit d'allongement E-W. A la fin de cette période, une importante phase se manifeste et se traduit par des plis de direction ENE-WSW.

Au Quaternaire, des plis se mettent en place avec une direction NE-SW à ENE-WSW qui correspondent à une phase compressive de direction de raccourcissement NNW-SSE à NW-SE. Il y a toute une série d'anticlinaux et de synclinaux qui se relayent en échelon vers l'Est jusque dans la région de Carnot. Les plus importantes structures anticlinales sont celles de Medjadja et Beni Rached qui se dessinent nettement au nord de l'oued Fodda, dont le flanc sud plonge brutalement sous la plaine du Cheliff. Le synclinal de Warnier et de Ponteba s'ouvre vers l'Est sur le substratum de la région d'Hanoteau.

Le long du massif de l'Ouarsenis, la bordure sud du bassin du bas Cheliff correspond à un vaste monoclinal complexe. Dans cette zone, le Miocène supérieur est discordant sur le Miocène inférieur.

Les calcaires à lithothamnium dessinent un monoclinal régulier plongeant vers le NW ; le Miocène inférieur est affecté par des failles d'effondrement alignées suivant la bordure du bassin et pouvant atteindre plusieurs centaines de mètre de rejet.

Dans la partie occidentale au niveau de l'aire d'envoyage du massif de Miocène inférieur esquisse le bombement anticlinal de Beni Dergoun au NE de Relizane. Les calcaires du Miocène supérieur transgressifs vers le sud sur le Crétacé dessinent le large plateau synclinal de Zemmora.

La bordure du Dahra voit des plis qui s'alignent régulièrement suivant la direction NE- SW, sauf sur la bordure méridionale du Dahra où ils s'infléchissent fortement vers l'Ouest en direction de la cluse du Cheliff. La plaine de Gri correspond à une large zone anticlinale à cœur miocène inférieur, s'ouvrant au NE sur le Crétacé et creusée en vaste courbe par les eaux de l'oued Gri (Fig.2.9) [43].

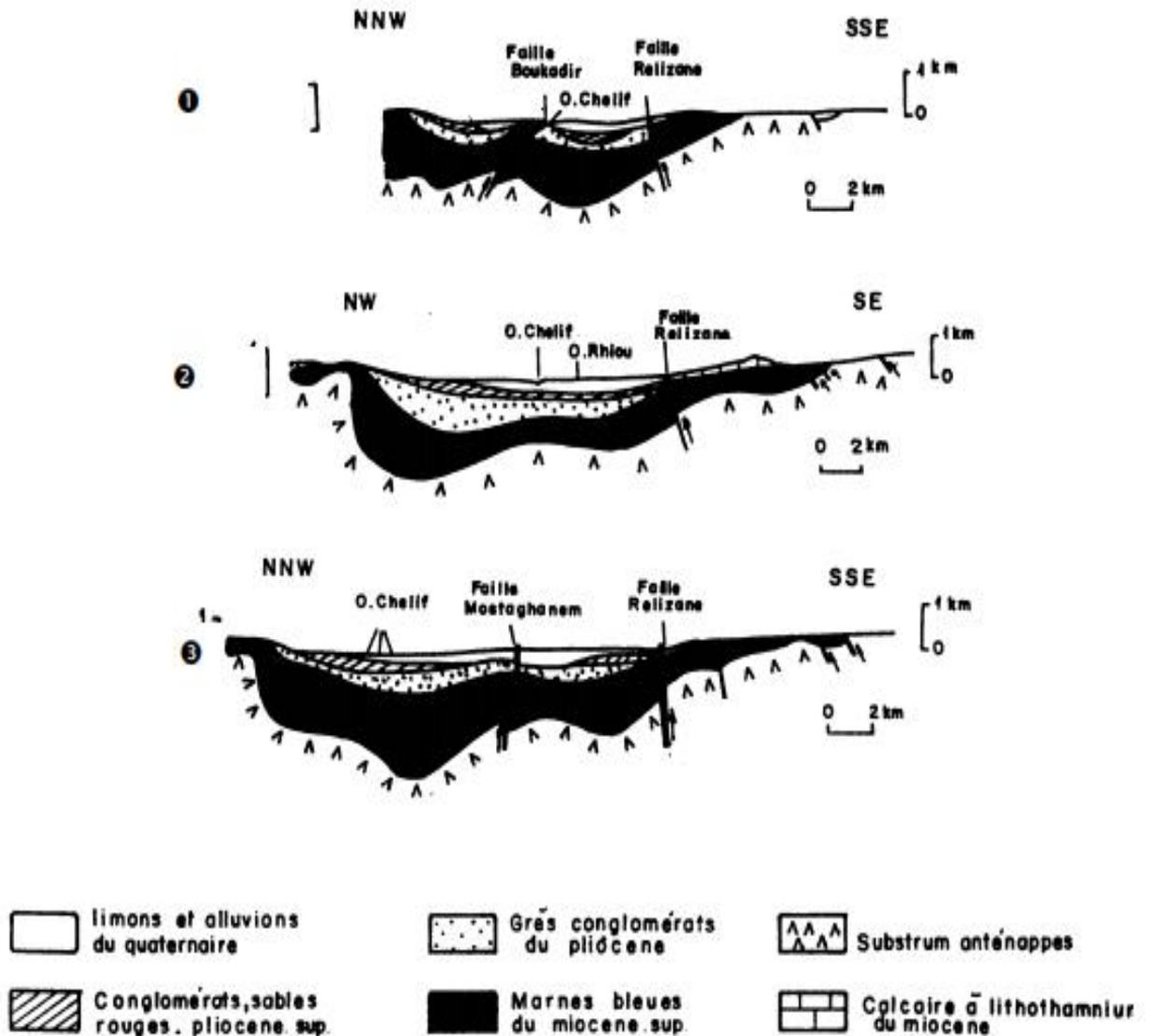


Figure 2.9 : Evolution paléogéographique du bassin du Cheliff

## 2.5 Contexte hydrogéologique

L'étude géologique nous permet, d'après l'analyse lithostratigraphique et structurale du bassin ainsi que l'exploitation des coupes des forages réalisés dans la région, de distinguer les terrains susceptibles d'être aquifères [30] (Fig.2.10), (Annexe 3):

- Les formations des grès, sables et conglomérats du Quaternaire.
- Les formations gréseuses (dunaires et à hélix) du Pliocène supérieur.
- Les formations des grès de base du Pliocène inférieur.
- Les calcaires grumeleux à lithothamniées du Miocène supérieur qui forment la bordure sud de la plaine du Cheliff.

- Les formations conglomératiques basales du Miocène inférieur et du Miocène supérieur. Grâce à leurs structures, les plaines centrales à valeur synclinal, constituent les aires les plus propices à l'accumulation des eaux souterraines, donc les plus favorables et les plus économiquement exploitables.

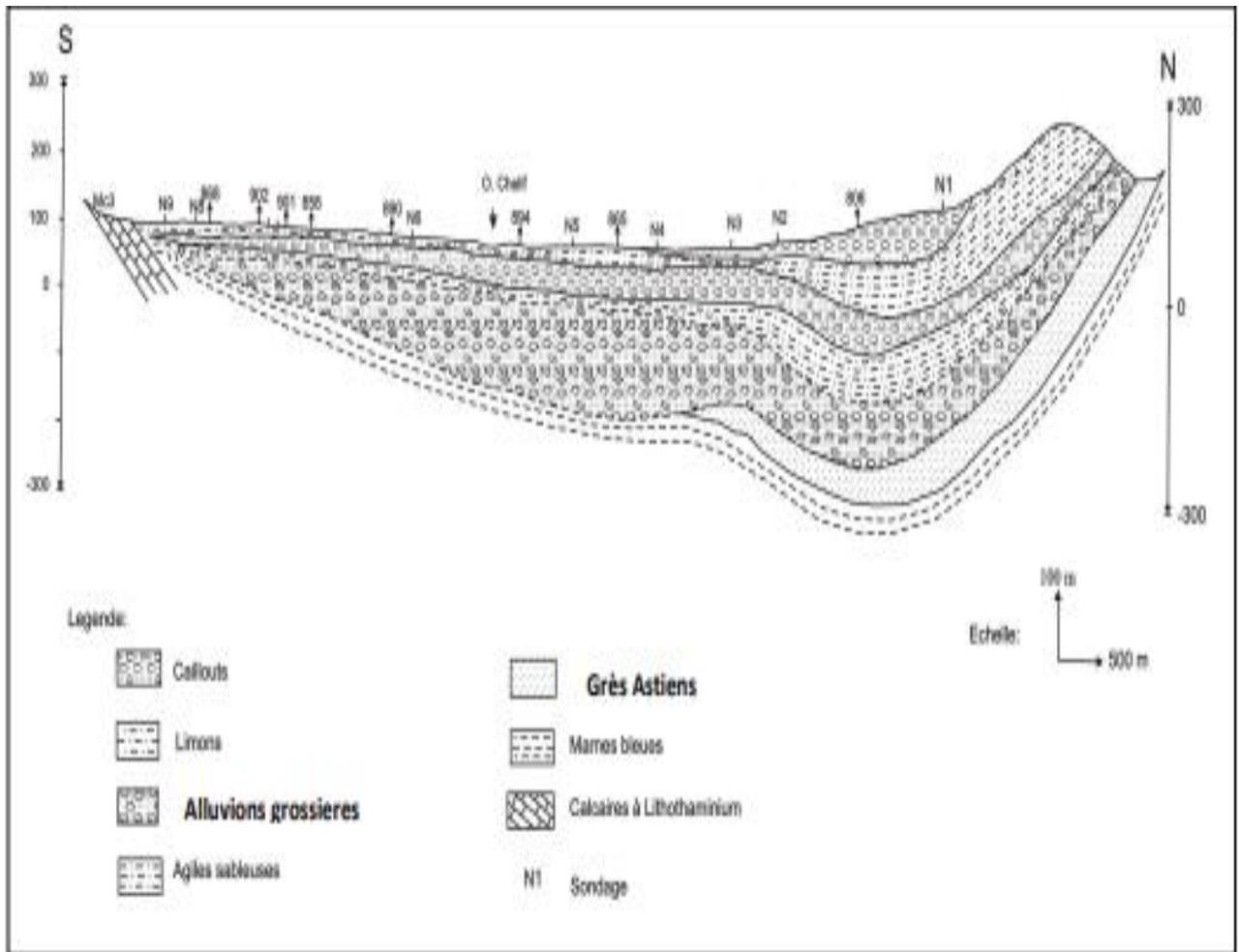


Figure 2.10: Coupe hydrogéologique schématique de la plaine de Chlef [30].

### 2.5.1 Miocène calcaire

Les calcaires du Miocène affleurent le long de la limite sud de la vallée avec un pendage peu accusé N-NNO. L'observation des affleurements et des données de forages, suggèrent la présence d'espaces vides et des fissures internes ouvertes provoquées par dissolution des carbonates sous l'influence de l'infiltration de l'eau de pluie, particulièrement le long des surfaces de contact. En effet, les descriptions lithologiques établies à partir des forages qui traversent les calcaires du Miocène sur le côté sud de la vallée, indiquent des zones de fractures productives à des cotes comprises entre +37m et +60m dans la zone d'Oued Rhiou-Gargar.

Si dans la partie Sud le toit de la formation calcaire n'apparaît pas, en revanche vers le Nord, il s'agit d'une bande perméable surmontée soit des formations de piedmont, soit du continental. D'après les logs de ces forages (notamment les forages SN, REPAL du groupe Kherba), le substratum est formé essentiellement par les marnes de base du miocène supérieur, et localement, par le socle charrié.

La structure d'ensemble (inclinaison vers le Nord) suggère que l'écoulement général des eaux souterraines s'effectue selon cette orientation. Ainsi l'écoulement de la nappe s'effectue du sud- Est vers le Nord –Ouest.

Le gradient hydraulique moyen calculé entre les forages Bouachria, Ouled Abdellah, forage Boukadir et forage El-Ithmania est de l'ordre de 1 % [29]. D'après les niveaux piézométriques de ces forages et les puits, on constate que l'écoulement s'effectue effectivement du Sud- Est vers le Nord- Ouest. Les travaux de D. Pradines en 1977 (compte rendu de forages n°77.SHYG.18) et ceux de Schrambach en 1966 (étude n°33/GE) donnent quelques résultats des caractéristiques hydrodynamiques de cet aquifère (le tableau ci-dessous).

**Tableau 2.6:** Propriétés hydrodynamiques de la nappe des calcaires à lithothamnium.

Nom du forage	Formation captée	Débit (m <sup>3</sup> /s)	K( m/s)
Charon n°1	Calcaire à lithothamnium	69,5	1,6.10 <sup>-4</sup>
Malakoff n°1	Calcaire à lithothamnium	88,5	0,9.10 <sup>-4</sup>
Malakoff n°2	Calcaire à lithothamnium	69.5	1,8.10 <sup>-4</sup>
Malakoff n°4	Calcaire à lithothamnium	34	6,6.10 <sup>-5</sup>

### 2.5.2 Pliocène marin (Astien)

Le Pliocène marin est une suite d'argiles et de marnes, avec des couches minces de grès. Il affleure au nord de la vallée du Cheliff, mais il n'a pas été identifié sur le côté sud de la vallée. Des forages peu profonds traversent les couches de grès du Pliocène marin sur la partie nord de la vallée (Ouarizane n°2 à 55m).

Les grès sont généralement à granulométrie fine à moyenne, et peuvent être classés comme étant à profil argileux ou calcaireux à tendances gréseuses pour les deux. Cette nappe se trouve sous forme libre ou captive; sa partie libre est connue par le déversement de plusieurs sources situées dans les collines bordant la plaine du côté nord. Le caractère captif se trouve ici entre deux horizons marneux (anticlinal de Medjadja et son flanc, sous la plaine de Mouafkia et dans le synclinal Medjadja – Ouled Farés) (forages MCO5, Medina et Chebairia). C'est une nappe peu exploitée, son alimentation est assurée par infiltration des eaux pluviales dans les terrains du Pliocène inférieur au niveau du bassin hydrogéologique qui correspondant sensiblement aux crêtes de Medjadja et des

montagnes rouges .D'après les essais de pompages effectués en 1973-1976, sur le forage MCO5, la perméabilité de cet aquifère est de l'ordre  $10^{-6}$  à  $10^{-4}$  m/s et la transmissivité de l'ordre de  $8.10^{-3}$  m<sup>2</sup> /s[29].

### 2.5.3 Grés, conglomérats et sables villafranchien

Cette formation est représentée par des sables et grés rouges d'une cinquantaine de mètres d'épaisseur en moyenne avec des passages conglomératiques et des marnes. Le forage MCO5 bis capte cette formation entre 100 et 216 m de profondeur. Elle est d'origine alluvionnaire et se trouve en bordure de la rive droite de la vallée du Cheliff et au Nord de la ville de Cheliff dans la montagne rouge.

### 2.5.4 Quaternaire-Pliocène continental

Des sédiments détritiques d'âge Sub-Pliocène à Quaternaire forment le remblai de la vallée. Ces sédiments incluent des argiles et des marnes épaisses avec des lits de sables, de graviers et de conglomérats. Les roches du Pliocène et celles du Quaternaire, plus anciennes, sont plus consolidées et contiennent des grès et des conglomérats avec cimentation argileuse ou calcaire. Les descriptions lithologiques des forages indiquent que plus de 20% des matériaux traversés sont décrits comme étant des sables, des graviers ou des grès.

L'examen des coupes lithologiques des forages montre également[29]:

- Qu'au-dessous de la zone des sols, on trouve une importante épaisseur de matériaux argileux (souvent décrits comme argile plastique ou compacte, argile limoneuse ou sableuse). Les épaisseurs moyennes et maximums enregistrées sont de 23m et 50m. Ce profil argileux épais se trouve dans une grande partie de la zone centrale de la vallée.
- Une couche mince de sable fin de 1 à 3m d'épaisseur se trouve parfois à l'intérieur de la partie supérieure de ces sédiments argileux généralement entre 9 et 15m de profondeur.

L'intervalle allant de la surface du sol à 50m de profondeur contient peu de matériaux perméables (seule 12% de l'épaisseur peut être productive). En revanche, l'intervalle allant de 50 à 100m contient en moyenne 60% de sables et de graviers crépin-ables.

Les informations piézométriques et celles obtenues à partir des forages indiquent que le système est représenté par un axe de drainage allongé dont le comportement est modifié par les écoulements suivants[29]:

- L'aquifère profond est confiné par des argiles d'une épaisseur supérieure à 20m dans la partie centrale de la vallée. Des charges piézométriques positives peu élevées (+2 à +3m)

sont observées à partir des forages crépines dans l'aquifère profond. La comparaison entre les niveaux piézométriques de la nappe phréatique et ceux de l'aquifère profond confirment une augmentation de la charge piézométrique en fonction de la profondeur indiquant un écoulement vertical (ou une drainance vers le haut) dans le système.

- La piézométrie de la nappe phréatique est modifiée par l'écoulement horizontal des eaux souterraines vers le lit de l'oued.
- Une drainance verticale importante vers la zone superficielle maintient les nappes phréatiques en compensant les pertes par évaporation/évapotranspiration dans la zone de sol. La drainance verticale à partir des aquifères profonds a été évaluée sommairement à 0.004 m/j sur la base des données de forages et des estimations de la perméabilité verticale et de la charge piézométrique différentielle entre la nappe profonde et la zone superficielle par A. Achour en prenant une différence de charge piézométrique de 2 m et une épaisseur des argiles de 23 m. Il obtient des pertes vers le haut de 0.35 mm/j à partir de la nappe profonde (soit 0.13 hm<sup>3</sup> /an par km<sup>2</sup>, ou plus de 60 hm<sup>3</sup> /an pour l'ensemble du bas Cheliff). Une augmentation du prélèvement des eaux souterraines dans les aquifères réduirait les charges piézométriques et par conséquent la drainance vers le haut au travers de la couche d'argile.

En dehors des eaux météoriques s'infiltrant directement dans la nappe, on observe deux zones d'alimentation de la plaine étudiée (conformément à la disposition des iso-pièzes) :

- Au Nord de la plaine, il y a une alimentation en eaux souterraines provenant du flanc Sud du synclinal des Oueds Farés \_ Oued Djillali.
- Au sud de la plaine, une importante alimentation en eaux souterraines par les calcaires à lithothamnium de la bordure Nord de l'Ouarsenis.

## **2.5.5 Géométrie de l'aquifère plio-quadernaire dans la plaine du Cheliff**

### **2.5.5.1 Apport de la géophysique**

L'étude géophysique a été effectuée dans la plaine du Chéiff par la Compagnie Générale de Géophysique (C.G.G) en 1972, comportant 237 sondages électriques en longueur de lignes variables. Le rapport de la géophysique (C.G.G) contient plusieurs résultats illustrés par des cartes et des coupes géo-électriques, dont on a pu extraire les résultats suivants :

#### **a) Les coupes géo-électriques**

Des coupes géo-électriques ont été établies suivant des profils Nord-Sud dans la région d'étude. Leur observation permet de constater ce qui suit (Fig.2.11) :

- ✓ Dans les terrains de remplissage, les éléments résistants (plus grossiers) sont plus importants par rapport aux limons qui ne dépassent pas une dizaine des mètres.
- ✓ Une structure générale de la plaine se présentant en double synclinale. Le synclinal du Nord est plus accentué que celui du Sud, engendrant le passage, dans certaines zones, à une série monoclinale à faible pendage orienté vers le Nord.
- ✓ Les calcaires à Lithothamnium du Miocène supérieur plongent vers le Nord avec un faible pendage suivant une direction W-E (limite Sud du bas du Cheliff).
- ✓ Les alluvions grossières villafranchiennes et les grès astiens présentent un maximum d'épaisseur dans le synclinal du Nord (atteignant localement 200 à 300 m).
- ✓ L'étude géophysique par ses outils et ses représentations a mis en évidence les niveaux résistants susceptibles d'être aquifères suivants :
  - Alluvions grossières du Quaternaire (20 à 100 m).
  - Niveaux sableux et cailloutis du Villafranchien (100 à 200 m).
  - Grès marins de l'Astien (50 à 100 m).
  - Calcaires à lithothamnium du Miocène supérieur (55 à 260 m).

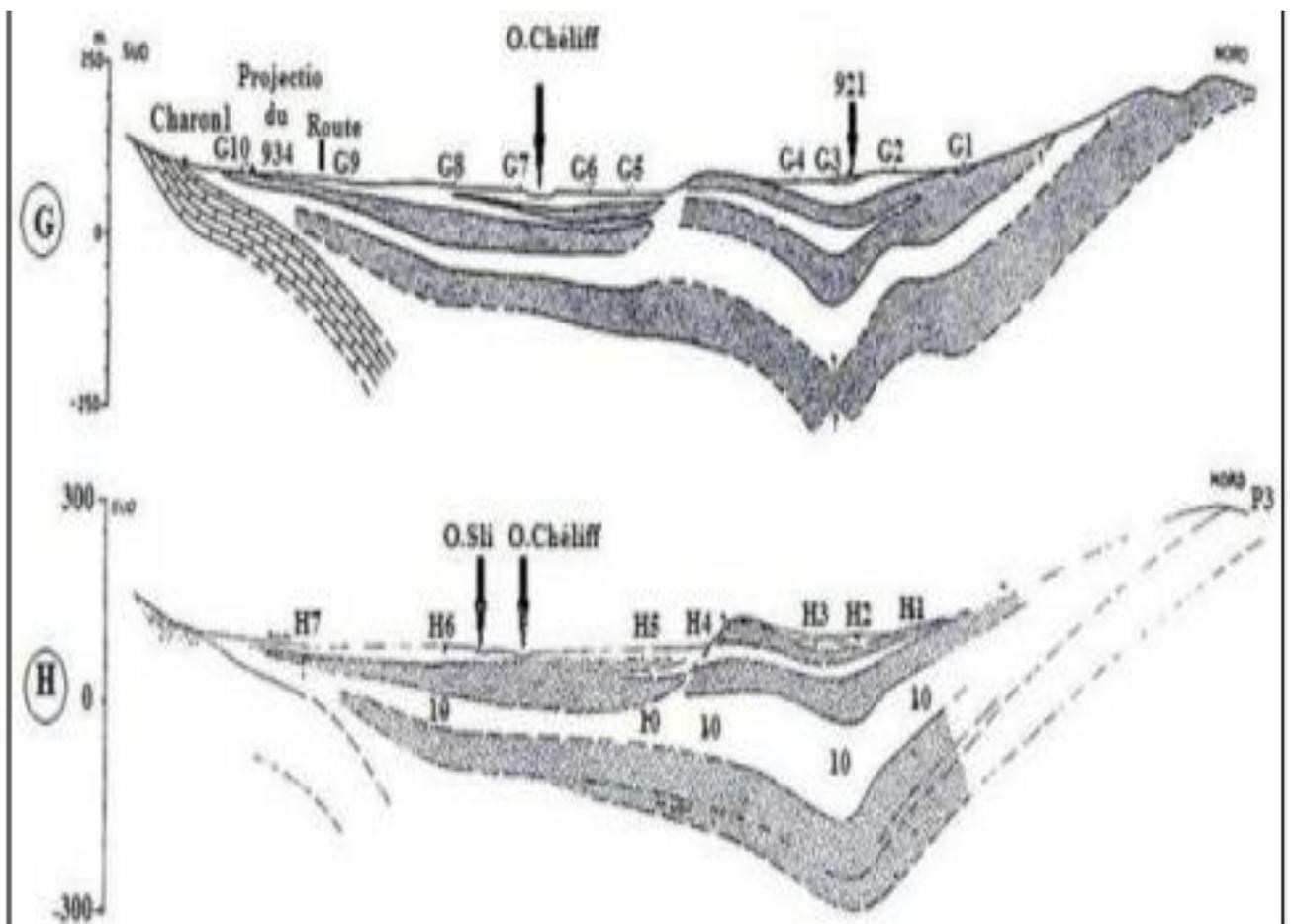


Figure 2.11: Coupes géo-électrique G et H.

### b) La carte en isopache de la série plio-quaternaire

La carte ci-dessous montre que les épaisseurs de la série plio-quaternaire croissent globalement du Sud vers le Nord (de 10 à 450 m). Dans la région de Chlef, l'épaisseur de la série plio-quaternaire est inférieure à 100 m ; ceci est dû au fait que les calcaires à lithothamnium affleurent au Sud avec un faible pendage. La structure en synclinorium du bassin avec un maximum d'épaisseur de 500 m est mise en relief dans la région en allant du Sud vers le Nord et au Nord-Est de Boukadir.

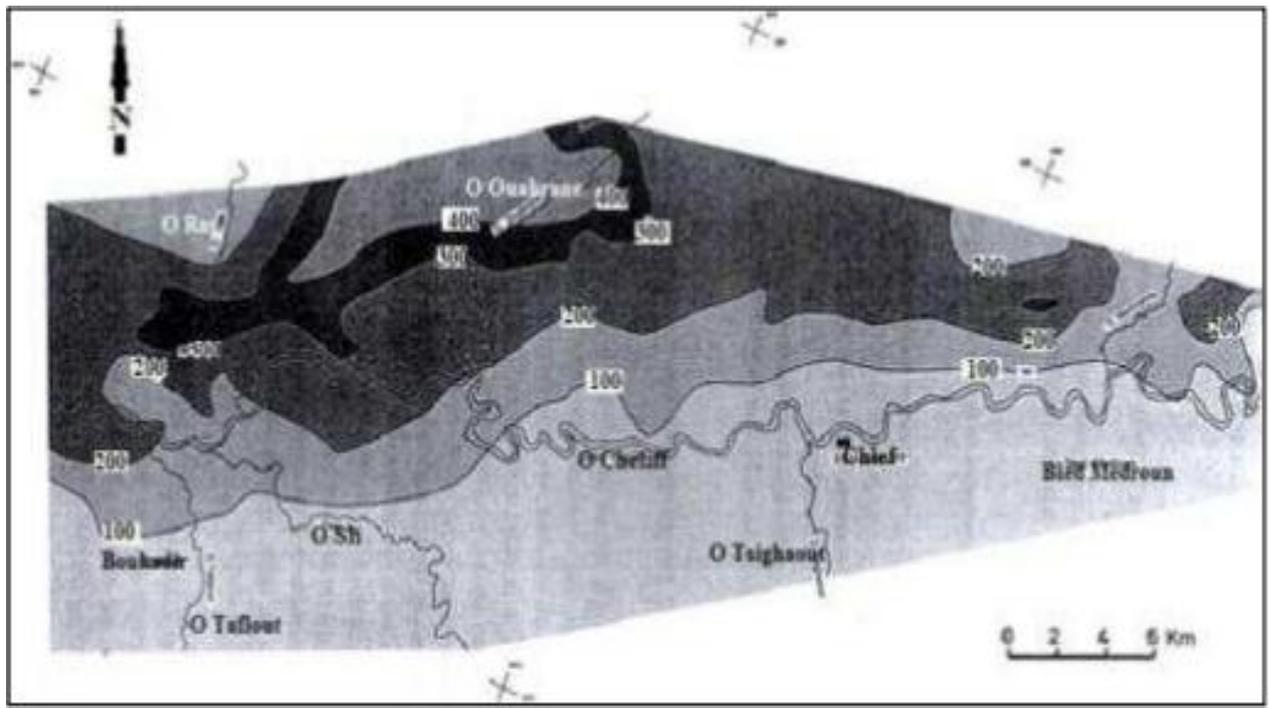


Figure 2.12: Carte en isopache des formations plio-quaternaire.

#### 2.5.5.2 Apport des coupes de forages

Le système hydrogéologique plio-quaternaire qui fait l'objet de notre étude est représenté par l'alternance de l'ensemble des niveaux perméables (aquifères) et de niveaux semi perméables. Son substratum est représenté par les marnes bleues du Plaisancien.

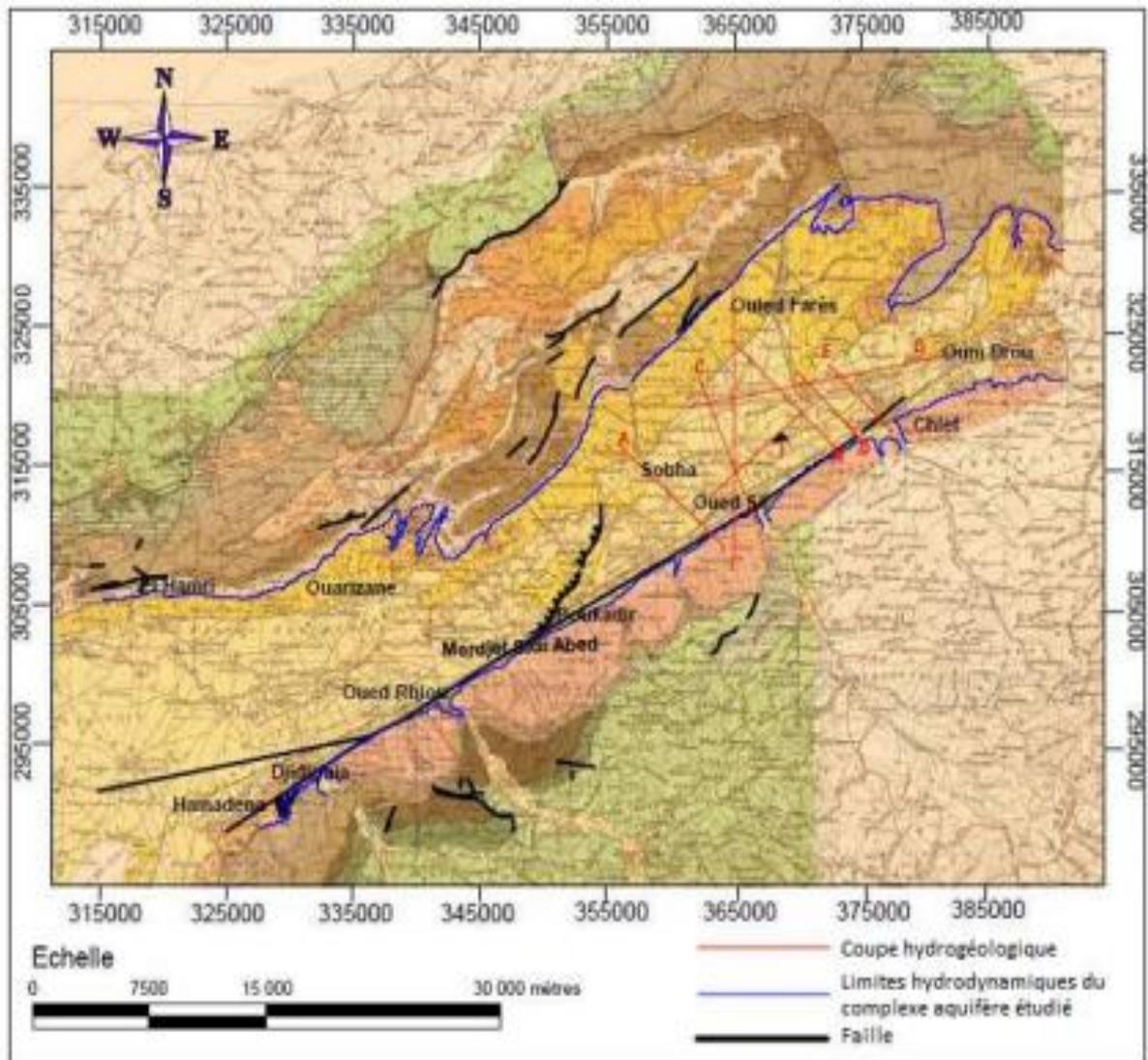


Figure 2.13: Carte en isopache des formations plio-quaternaire.

## 2.6 Sismicité

La sismicité de l'Algérie est caractérisée par des séismes superficiels, elle est localisée dans les 20 premiers kilomètres. Cette sismicité est généralement marquée par des séismes faibles à modérés. Toutefois, Des séismes forts se sont produits dans l'Atlas Tellien, nous pouvons citer le séisme majeur d'El Asnam du 10 octobre 1980 ( $M_s=7.3$ ) et le séisme fort de Boumerdes-Zemmouri du 21 mai 2003 ( $M_w=6.8$ ). Les structures actives sont représentées généralement par des failles inverses et/ou de coulissement (Figure I-4). Les failles qui engendrent ces séismes sont principalement orientées NE-SW. L'existence aussi d'une faille de coulissement senestre orientée NS, qui a joué le 20 mars 2006 ( $M_w=5.2$ ) dans la région des Babors[43].

### 2.6.1 Séisme ayant marqué la sismicité de la wilaya de chlef

Le séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980, ce séisme superficiel ( $36.16^{\circ}$  N,  $1.39^{\circ}$  E, profondeur = 10 km) reste le plus violent survenu à l'Atlas Tellien occidental ( $M_s=7.3$ ) depuis l'ère instrumentale. Il a été étudié par de nombreux auteurs. La faille (d'El Asnam ou de Oued Fodda) est située sur le pli-faille du bassin de Cheliff. La source sismique est de type inverse orientée NE-SW et plonge vers le NW (strike = 255, dip = 54, rake = 83). Ce séisme a laissé des traces de surface visibles sur 40 km le long de la faille avec un rejet vertical maximum observé de 6 mètres (Figure I-5b). Ce séisme a été ressenti sur un rayon de 250 Km et son intensité a été estimée à IX (échelle MSK). Des milliers de pertes en vies humaines (2633 morts) ont été enregistrées et la ville d'El Asnam et ses villages limitrophes ont été détruits[43].

### 2.6.2 Sismicité de la zone étudiée

Selon les données de la sismicité historique de l'Algérie de nord, la commune de Ouled Ben Abd El Kader est située dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa) et La commune de Sendjas est située dans une zone de sismicité moyenne (zone IIb).

Pour le calcul dynamique des ouvrages en superstructure il y a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003) (Fig.1.14)[28] .



Le remblai est protégé dans ces côtés amont et aval par un mur poids de type gabion qui bascule vers l'intérieur (Fig.2.15). La forme de ce basculement (qui est plus importante dans le côté amont) accompagnée d'un abaissement du niveau de la route semble avoir pour cause un glissement rotationnel profond. La charge importante du mur gabion constitue un poids supplémentaire favorisant le glissement du talus.



(a) Coté amont

(b) Coté aval

**Figure 2.15:** Basculement du mur gabion vers l'intérieur du remblai [28].

D'autre part, la section de la route affectée par le glissement a subi une translation dans le sens de la pente du talus, signalant la présence d'un affaissement dangereux sur les usages au niveau du bord gauche de la route d'environ 80 cm de profondeur (Fig.2.16).



**Figure 2.16:** Aperçu sur l'affaissement dangereux sur les usages d'environ 80 cm observé au niveau de la route [28].

Le déboitement de la buse traversant le remblai, a causé l'infiltration d'eau à travers les joints de cette dernière (Fig. 2.17).



**Figure 2.17:** Photo montrant le déboitement de la buse [28].

Aux alentours de ce glissement il a été observé (côtés amont et aval), des ravinements sur le talus et des petits glissements de surface, ceci renseigne sur un sol de faible résistance en surface (Fig.2.18).



**Figure 2.18:** Photo montrant l'abaissement du niveau de la route et la translation visible de l'axe de la route dans le sens de la pente du talus [28].

L'érosion progressive du talus et les glissements de surface côté amont peuvent causer l'obturation de la buse (Fig.2.19).



**Figure2.19:** Aperçu sur l'érosion causée par les crues côté amont de la route [28].

Sur le côté aval, un effondrement partiel d'une protection (protection en gabion) contre les affouillements a été observé (Fig .2.20). Cet effondrement est dû au ravinement d'eau au-dessous de cette protection, qui peut atteindre la route s'il n'est pas arrêté.



**Figure 2.20:** Aperçu sur l'effondrement partiel du seuil en gabion côté aval [28].



**Figure 2.21:** Aperçu sur un glissement de surface coté amont de la route [28].

### 2.6.2 Glissement du CW 32 - PK 2+500

Ce glissement se manifeste par un affaissement de la route sur une étendue d'environ 60 m (Fig. 2.22). Il est situé au niveau d'un virage qui se trouve sur le bord d'un talus. La route à l'endroit de ce glissement est protégée par un gabion mal ancré qui a basculé vers l'intérieur de l'axe de la route [28].



**Figure 2.22:** Aperçu sur le glissement au CW32 PK 02+500 [28].



**Figure 2.23:** Aperçu sur l'affaissement au niveau de l'accotement [28].

Les causes de ce glissement sont la situation de la route sur le bord d'un talus de forte pente, le débordement des eaux à partir du fossé côté droit vers le talus, la sensibilité du sol environnant à l'eau, et la surcharge supplémentaire apportée par le mur gabion mal ancré (Fig. 2.24).



**Figure 2.24:** Aperçu sur le ventre apparent au-dessous ainsi une fissure causée par les venus d'eau [28].

## 2.8 Conclusion

D'après l'étude géologique présentée dans ce chapitre, on a pu constater que la région de Chlef est caractérisée par une géologie variée d'âge différent.

D'un point de vue géologique le bassin du bas Cheliff correspond à un large synclitorium contenant des formations néogènes et quaternaires. Le plissement à grand rayon de courbure des formations miocènes est du a une phase de distension qui aurait débutée à la fin du Miocène inférieur. Au nord, on retrouve généralement le Villafranchien du Pliocène continental et l'Astien (grès astien, grès à hélix) qui affleurent largement sur les plateaux de Medjadja (Sud-Est du Dahra). Au sud, les faciès dominants sont les calcaires à lithothamnium du Miocène supérieur. D'autres formations moins étendues à l'affleurement, notamment les formations gypsifères, affleurent principalement au Nord du synclinal d'Ouled- Farés. Le remplissage quaternaire est assuré par des

épandages alluviaux caillouteux, grossières essentiellement conglomératiques, limoneux ou sableux.

Le diagnostic préliminaire établi sur la base des informations disponibles sur les deux zones d'étude de Oulad ben Abdelkader et Sendjes montre que :

- Le glissement de la CW02 PK 25+300 est probablement causé par la présence d'eau en ruissèlement «infiltration d'eau vers le corps du remblai».
- Le glissement de la CW32 PK 2+500 est probablement causé par la forte pente de talus sur le bord de la route, le débordement des eaux à partir du fossé côté droit vers le talus, la sensibilité du sol environnant à l'eau, et la surcharge supplémentaire apportée par le mur gabion mal ancré.

La reconnaissance géotechnique à engager sur terrain permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans le but de préciser les causes réelles de ces glissements et d'entreprendre l'étude des solutions convenables, ce qui sera bien détaillé dans les prochains chapitres.

## *Chapitre 3*

# *Caractéristiques géotechniques des zones d'étude*

## 3.1 Introduction

Un programme géotechnique a été élaboré notamment l'établissement et l'analyse des essais in-situ ainsi que ceux effectués au laboratoire. Les caractéristiques et les informations relatifs au glissement, nous permettent de connaître les origines probables du glissement de terrain afin de choisir la bonne solution et assurer un bon confortement du talus.

Les données utilisées dans cette étude proviennent des compagnes de reconnaissances géotechniques trouvées chez la **L.C.T.P (Laboratoire central des travaux publics)** d'Alger (Hussein Dey) 2019.

## 3.2 Cas du glissement CW 02 - PK 25+300

La campagne d'investigation effectuée sur le site a porté sur la réalisation des travaux suivants :

- Deux (02) sondages carottés de 40 m de profondeur en total, équipés de piézomètres notés SC 01, SC 02.
- Un (01) sondage pressiométrique de 10 m de profondeur, les essais tous les 1.00 m de profondeur.
- Six (06) essais au pénétromètre dynamique poussés jusqu'au refus.
- Essais au laboratoire.
- Un levé topographique pour le site.

### 3.2.1 Les essais in-situ

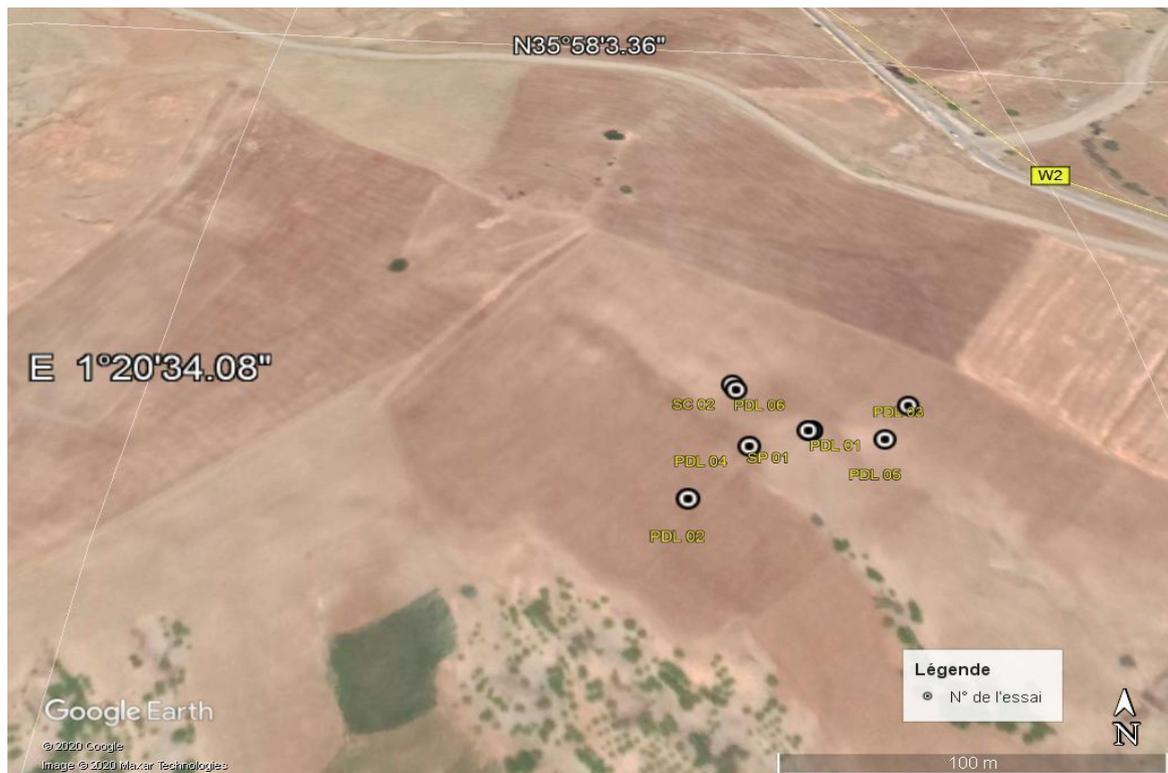
#### 3.2.1.1 Les coordonnées UTM des essais in-situ

La projection **Transverse universelle de Mercator** (en anglais Universal Transverse Mercator ou UTM) est un type de projection cartographique conforme de la surface de la Terre utilisée pour le GPS. Les coordonnées résultant de la projection UTM sont basées sur un système décimal. Ces coordonnées sont plus faciles à utiliser pour les calculs que les coordonnées angulaires géographiques.

Le Tableau 3.1 représente les coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator) des essais in-situ réalisés dans la zone d'étude . La figure 3.1 représente le plan de situation des essais réalisés sur le projet de CW02 PK25+300.

**Tableau 3.1:** Coordonnées UTM des essais in-situ réalisés dans la zone d'étude.

N° de l'essai	X(m)	Y(m)
SC 01	350866	3981568
SC 02	350844	3981583
SP 01	350866	3981568
PDL 01	350865	3981568
PDL 02	350826	3981541
PDL 03	350899	3981580
PDL 04	350846	3981561
PDL 05	350889	3981566
PDL 06	350843	3981585

**Figure 3.1:** Plan de situation des essais réalisés sur le projet de CW02 PK25+300 (source Google Earth).

### 3.2.1.2 Les sondages carottés

Les sondages carottés permettent de déterminer précisément les natures et les limites mécaniques des différentes couches géologiques rencontrées ainsi que d'effectuer des prélèvements d'échantillons non remaniés (Fig.3.2). Cette opération est réalisée par la mise en station d'un outil de forage, la réalisation du carottage sur une profondeur prédéfinie, mise en caisse des carottes de roche, étiquetage, conservation et caractérisation. Un échantillon non remanié se prélève au sein de chaque sondage afin de réaliser des essais en laboratoire [39].



**Figure 3.2:** Schéma d'un essai de sondage carotté [40].

✚ Lithologie des terrains

Les sondages carottés ont mis en évidence la succession des couches (Figs. 3.3, 3.4).

✓ **Sondage carotté SC01**

- - **03.00** : Remblai hétérogène composé de :
  - **00.00 - 00.40** : Tuf,
  - **00.40 - 02.50** : Tout Venant d'Oued,
  - **02.50 - 03.00** : Remblai argilo-caillouteux,
- **03.00 - 06.00** : Dépôt alluvionnaire composé de cailloux, d'argile de couleur brunâtre.

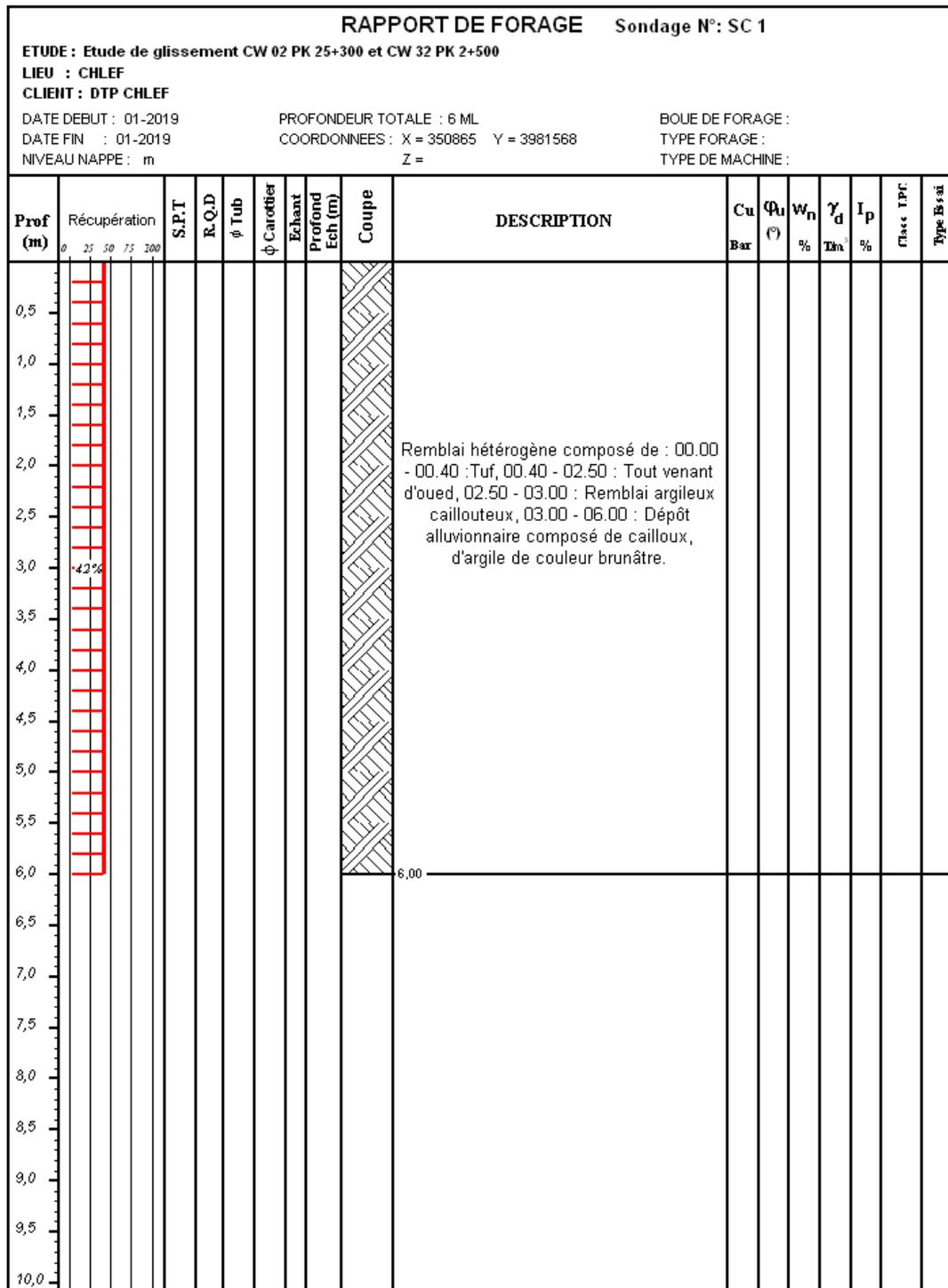


Figure 3.3: Coupe géotechnique du Sondage carotté SC 01

✓ Sondage carotté SC02

- 00.60 : Terre végétale,

- **00.60 - 06.50** : Marne argileuse (graveleuse entre 0.60 - 01.50 m) d'aspect plastique légèrement caillouteuse de couleur brunâtre
- **06.50 - 15.00**: Marne légèrement argileuse grisâtre d'aspect schisteux avec inclusion blanchâtre.

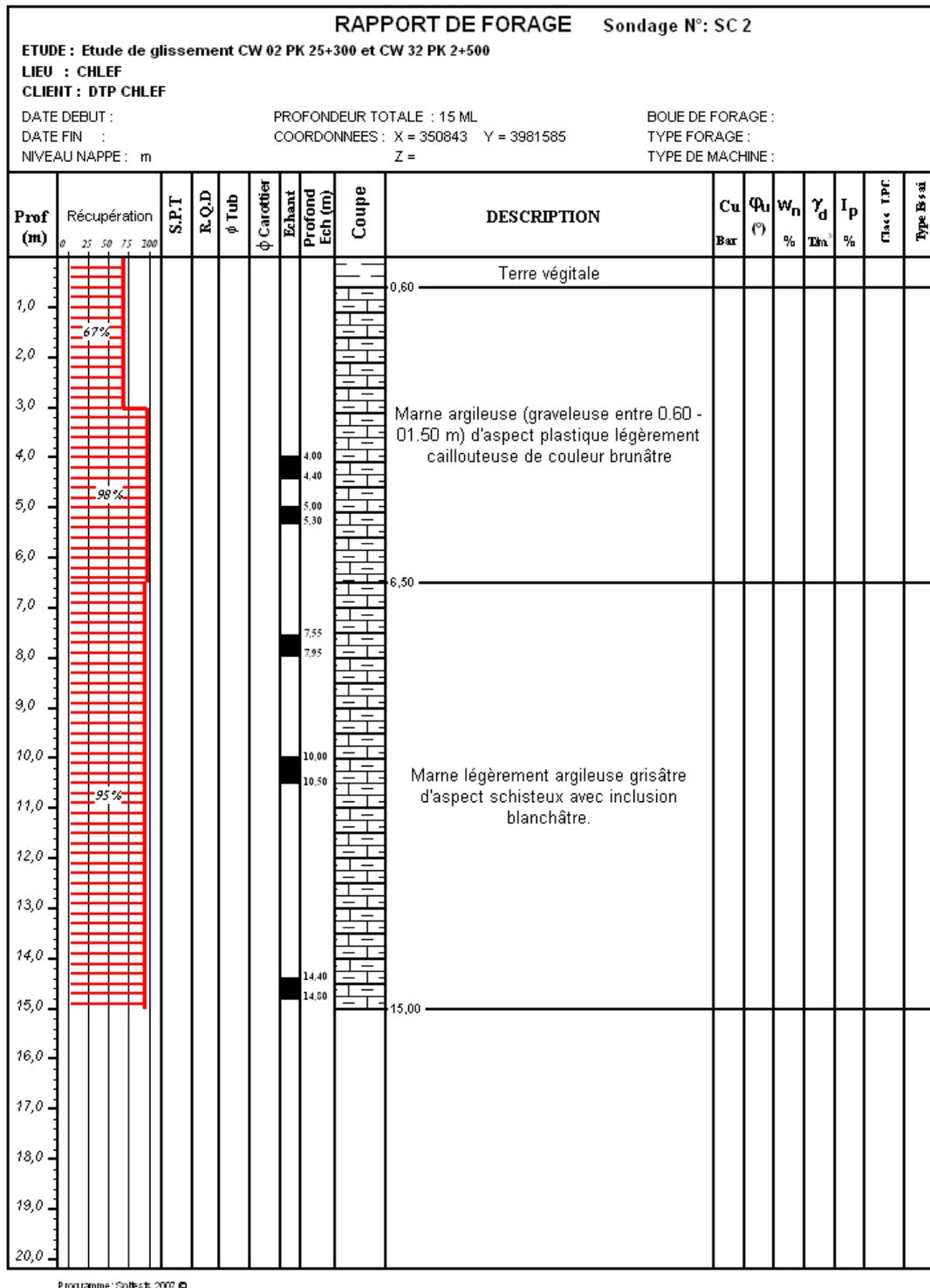


Figure 3.4: Coupe géotechnique du Sondage carotté SC 02.

### 3.2.1.3 Essai de pénétration dynamique

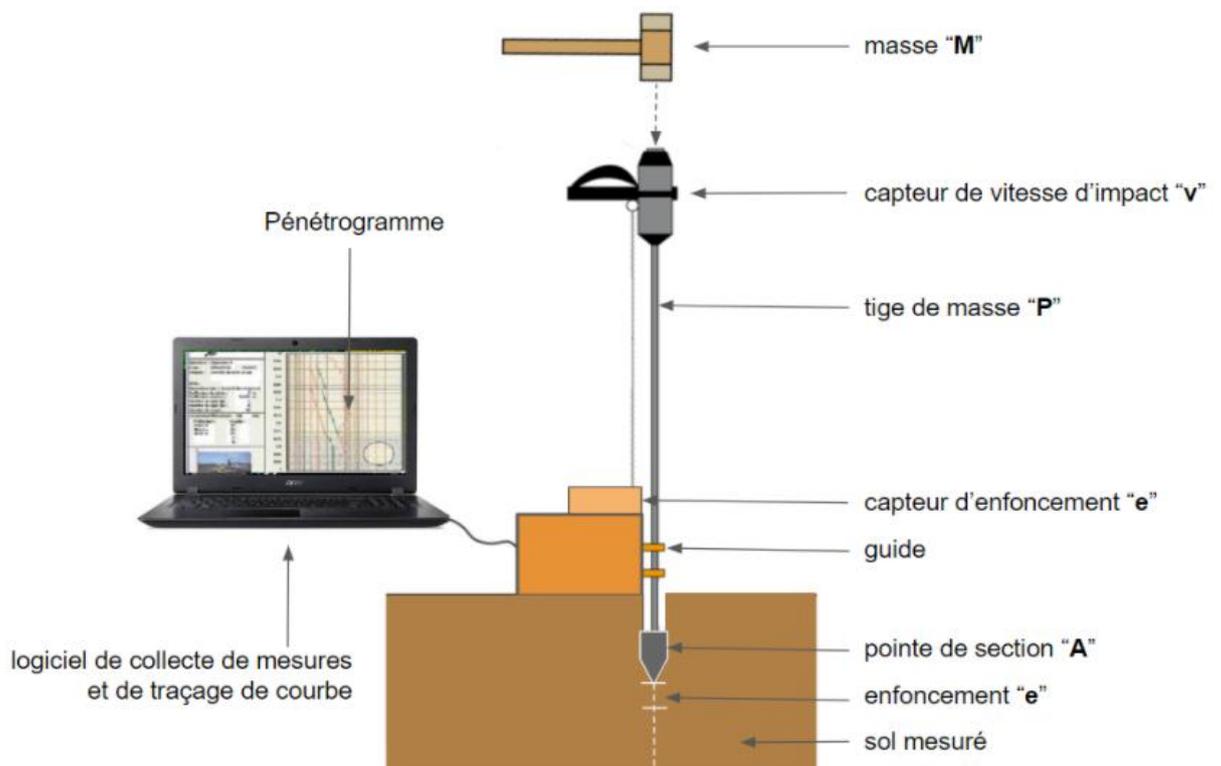
L'essai de pénétration dynamique des sols a pour but la mesure de la résistance des couches traversées au battage d'une pointe, en éliminant le frottement latéral (Fig.3.5). L'essai consiste à

enfoncer dans le sol un train de tiges muni d'une pointe conique, par l'intermédiaire de coups donnés par un mouton de masse déterminée tombant d'une hauteur déterminée [38].

Au cours de l'essai, à chaque palier de 20 cm, le nombre de coups  $N$  nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur la longueur du palier est enregistré. Cet essai est dans la pratique d'une grande importance car il permet de se faire rapidement une idée précise de la résistance des sols dans leur état naturel [38].

Le pénétromètre dynamique permet de façon très simple de déterminer la résistance de rupture dynamique des sols dans les différentes couches traversées. Le pénétromètre étant disposé bien verticalement, on laisse tomber le mouton d'une hauteur constante, en comptant pour chaque tranche d'enfoncement (20 cm) le nombre de chutes nécessaires. En introduisant ces données dans la formule dite «des Hollandais » on peut ainsi déterminer, tranche par tranche[38]:

- La portance du sol ( $enKg/cm^2$ );
- L'homogénéité du sol;



**Figure 3.5:** Représentation schématique d'un pénétromètre dynamique [42].

L'essai pénétrométrique consiste à déterminer une résistance dynamique unitaire du sol " $R_p$ ". Celle-ci est obtenue par la formule de battage des Hollandais :

$$RP = N \frac{M^2 \cdot g \cdot h}{S \cdot e \cdot (M + M')} \quad (3.1)$$

Avec :

**M**: poids du mouton (N)

**P** : poids (pointe + accessoires + tiges)

**e**: enfoncement du pieu (cm)

**H** : hauteur de la chute du mouton

**S**: section de la pointe (m<sup>2</sup>)

**M'**: Somme des masses du terrain des tiges de l'enclume et de la tige-guide masse frappée.

Les pénétrogrammes, ainsi obtenus, nous permettent d'avoir un aperçu sur la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur.

### ✚ Résultats des essais au pénétromètre dynamique

L'analyse des six (6) pénétrogrammes nous a permis de déterminer les plages de résistances de pointe (Rp) résumées dans le Tableau 3.2.

Les courbes obtenues pour chaque essai sont représentées en annexes (Annexe 3.14,3.15,3.16,3.17,3.18, 3.19) avec le graphe synoptique correspondant.

**Tableau 3.2:** Résultats des essais au pénétromètre dynamique.

N° d'essai	Profondeur (m)	Résistance de la pointe Rp (bars)		Observations
		Min	Max	
1	0.20 – 7.00	45,3	>100	Arrêté à 15.00 m, avec Rp >100 bars
	7.00 – 13.2	42,1	55,8	
	13.20 – 15.00	>100		
2	0.40 – 2.80	53,7	76,8	Refus à 9.20 m, avec Rp >100 bars
	2.80 – 9.20	>100		
3	0.20 – 6.80	21,1	48,4	Refus à 12.2 m, avec Rp >100 bars
	6.80 – 12.00	100	>100	
4	0.20 – 3.80	20	53,7	Refus à 9.20 m, avec Rp >100 bars
	3.80 – 9.20	53,7	>100	
5	0.20 – 5.40	31,6	73,7	Refus à 10.40 m, avec Rp >100 bars
	5.40 – 10.40	73,7	>100	
6	0.20 – 10.60	20	47,4	Refus à 12.6 m, avec Rp > 100 bars
	10.60 – 12.60	47,4	>100	

L'examen des résultats obtenus par ces essais nous permet de distinguer :

- **PDL 1** : Des résistances fortes à moyennes variable entre une valeur supérieure à 100 bars avec une valeur de 45 bars entre la profondeur 0.2 m à 7 m ce qui correspond aux couches de TVO et le dépôt alluvionnaire constitué des cailloux et d'argile.

**De 7.00 à 13.20 m** : les résistances de pointe sont comprises entre 42.1 et 55.8 bars, ces résistances correspondent à la couche de marne argilo-graveleuse et la marne argileuse légèrement caillouteuse.

**De 13.20 à 15.00 m** : les valeurs des résistances de pointe sont supérieures à 100 bars et elles correspondent à la couche de la marne grisâtre d'aspect schisteuse.

- **PDL 2, PDL 3, PDL 4, PDL 5, PDL 6** :

Des résistances faibles à élevées comprises entre 20 et 76.8 sur les premières profondeurs au minimum jusqu'à la profondeur 2.80 m au niveau du PDL 2 et au maximum jusqu'à la profondeur de 10.60 au niveau du PDL 6.

Sur les profondeurs inférieures, au minimum au-delà de 2.80 m au niveau du PDL 2 et au maximum au-delà de 10.60 au niveau du PDL 6 les résistances sont très fortes dépassent les 100 bars généralement avec des enregistrements des refus sur ces cinq pénétromètres dynamiques entre les profondeurs 9.20 m et 12.60 m.

#### 3.2.1.4 Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol en place à pression contrôlée. Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalablement exécuté.

Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort - déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture  $P_l$  en bar et du module de déformation  $E$  en bar) [38].

**$P_l$**  : pression occasionnant un poinçonnement généralisé du sol.

**$E$**  : caractérisant la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai et correspondant à un champ de contrainte déviatorique.



Figure 3.6: Représentation d'un pressiomètre Menard [41].

#### ✚ Résultat des sondages pressiométriques

Les essais ont été réalisés chaque 1.00 mètres de profondeur. Les courbes obtenues pour chaque essai sont représentées en annexes (Annexe 3.4 .5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12 et 13) avec le graphe synoptique correspondant.

#### ❖ Lithologie de terrain

**De 06.00 à 07 m :** Dépôt alluvionnaire composé de cailloux, d'argile de couleur brunâtre,

**De 07.00 à 09 m :** Marne argilo-graveleuse de couleur brunâtre,

**De 09.00 à 13 m :** Marne argileuse de couleur brunâtre d'aspect schisteux renfermant des traces d'oxydation légèrement caillouteuse,

**De 13.00 à 19.5 m :** Argile marneuse de couleur brunâtre d'aspect schisteux contenant des concrétions carbonatées,

**De 19.50 à 20 m :** Marne de couleur grisâtre d'aspect schisteux renfermant des concrétions calcaires.

#### *Résultat des caractéristiques mécaniques obtenues*

Les essais ont été réalisés chaque 1.00 mètres de profondeur. Les courbes obtenues pour chaque essai sont représentées en annexes (Annexe 3.4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13) avec le graphe synoptique correspondant.

**Tableau 3.3:** Caractéristiques mécaniques obtenues des essais pressiométriques pour le sondage SP01.

Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
6.00	46.94	5.55	8.50
7.00	107.13	11.06	9.70
8.00	103.02	10.82	9.50
9.00	99.74	9.97	10.00
10.00	93.77	11.21	8.40
11.00	144.73	10.62	13.60
12.00	121.18	10.57	11.50
13.00	102.54	11.24	09.10
14.00	241.36	20.34	11.90
15.00	662.11	25.50	26.00

Les essais pressiométriques nous ont permis de distinguer trois horizons de résistances :

**De 6.00 à 7.00 m :** La valeur de (E/PL) est de 8.5 et la pression limite est de 5.55 bars, ces valeurs correspondent à la couche de dépôt alluvionnaire.

**De 7 à 13.00 m :** ce deuxième horizon correspond à la couche de marne argileuse. En effet, les valeurs de (E/PL) varient de 8.40 à 13.60 et les pressions limites sont comprises entre 9.97 et 11.24 bars.

**De 13 à 15.00 m :** ce dernier horizon correspond à la couche de marne légèrement argileuse, Les valeurs de E/PL sont de 11.90 et 26.00 et les pressions limites sont de 20.34 et 25.50 bars.

Les résultats pénétrométriques ont montré un sol de résistance inférieur à 100 bars en surfaces et un sol très résistant qui dépassent les 100 bars en profondeur.

### 3.2.1.5 Relevés piézométriques

Les piézomètres placés dans le sondage SC02 ont mis à l'évidence une présence d'eau à une profondeur de 1,55 m.

### 3.2.2 Les essais au laboratoire

Ces essais donnent des valeurs très précises sur la nature des terrains et leur comportement mécanique. Ils permettent de compléter les sondages et les essais in-situ notamment pour les problématiques rencontrés.

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques des sols lors de la reconnaissance par sondages carottés, des analyses ont été effectués en laboratoire, à la fois sur des échantillons remaniés (mesures de la teneur en eau naturelle) et sur des échantillons intacts (essais d'identification et essais mécaniques).

### 3.2.2.1 Essais d'identification physique

#### 3.2.2.1.1 Essais d'humidité

##### a) Mesure Des Teneurs En eau

La teneur en eau d'un matériau et le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de même matériau sec (Figure 3.10).

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \quad (3.2)$$

Avec ;  $W_w$  est le poids de l'eau et  $W_s$  le poids des grains solides.

Selon le pourcentage de la teneur en eau obtenu, on pourra connaitre l'état d'humidité du sol. Les résultats des essais selon la norme NF P94-011 sont résumés dans le Tableau 3.4.

**Tableau 3.4:** Classification des sols selon la teneur en eau.

$\omega$ (%)	État
01 – 25	Légèrement Humide
25 – 50	Humide
50 – 75	Mouillé
75 – 90	Détrempé
$\leq 100$	Saturé



**Figure 3.7:** Mesure de la teneur en eau [38].

**b) Mesure du degré de saturation**

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Ce degré est obtenu par la relation suivante :

$$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} \quad (3.3)$$

Avec :  $V_w$  est le volume de l'eau,  $V_v$  est le volume des vides Pour un sol saturé :  $S_r=100\%$  ; pour un sol sec :  $S_r=0\%$

**c) Poids Volumiques**

- **Poids volumique du sol humide  $\gamma$  ( $\gamma_h$ )**

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimé par :

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} = \frac{(W_s + W_w)}{(V_s + V_a + V_w)} \quad (3.4)$$

Avec ;  $W_t$  le poids total,  $W_s$  le poids des grains solides,  $W_w$  le poids de l'eau ;  $V_t$  le volume total,  $V_s$  le volume des grains solides,  $V_a$  le volume d'air et  $V_w$  le volume de l'eau.

- **Poids volumique du sol sec ( $\gamma_d$ )**

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée comme suit :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (3.5)$$

Avec :  $W_s$  le poids des grains solides et  $V_t$  le volume total.

 **Les résultats obtenus dans l'essai de l'humidité**

**Tableau 3.5:** Les résultats obtenus après l'essai de d'humidité.

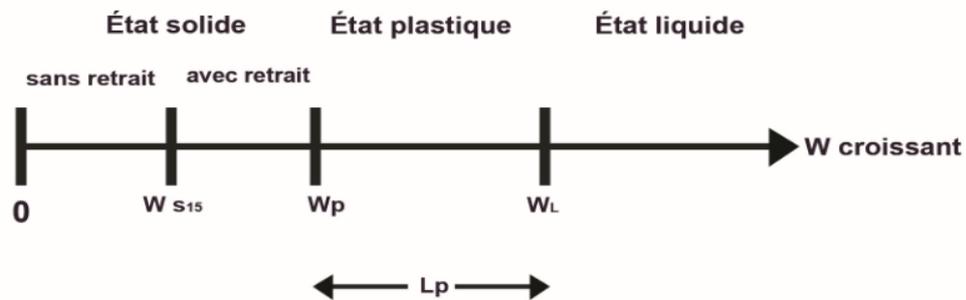
Sondages N°	Profondeur (m)	w (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	Observations
SC 02	04.00 –04.40	18.59	2.09	1.76	94	Sol non saturé et dense
	05.00 –05.30	15.89	2.09	1.80	86	Sol non saturé très dense
	07.55 –07.95	19.24	2.11	1.77	99	Sol non saturé et dense
	10.00 –10.50	12.82	2.08	1.84	74	Sol non saturé et très dense
	14.40 –14.80	15.72	2.13	1.84	91	Sol non saturé et très dense

w : Teneur en eau.  $\gamma_h$  : Densité humide.  $\gamma_d$  : Densité sèche.  $S_r$  : Degré de saturation

Dans notre cas, la teneur en eau varie entre 74 et 99 % et la densité sèche varie entre 1,75 et 1,85 (t/m<sup>3</sup>), donc globalement les résultats prouvent que le sol étudié est non saturé et très dense.

**3.2.2.1.2 Limites d'Atterberg**

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol. Cette consistance varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Ces essais définissent conventionnellement les limites entre ces états (Fig.3.8).



**Figure 3.8:** Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg [38].

**a) Limite de plasticité  $W_p$**

La limite de plasticité ( $w_p$ ) caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique.

**b) Limite de liquidité  $W_L$**

La limite de liquidité ( $w_L$ ) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide.

**c) Limite de retrait  $W_s$**

La limite de retrait est la valeur minimale eau au-dessous duquel une diminution de cette valeur ne produit pas une réduction de volume du terrain en question.

**d) Indice de plasticité  $I_P$**  Il est donné par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P \tag{3.6}$$

Cet indice est d'autant plus élevé que le sol contient de l'argile (Tableau 3.6)

**Tableau 3.6:** Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité [31].

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

e) **Indice de liquidité** : Il est donné par la formule suivante :

$$LL = (W - W_p) / (I_p) \quad (3.7)$$

f) **Indice de consistance  $I_c$**  Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_c = (W_1 - W) / I_p \quad (3.8)$$

Les résultats obtenus des limites d'Atterberg sont donnés dans le Tableau 3.7.

**Tableau 3.7:** Les caractéristiques d'identification du sol étudié.

Sondage N°	Profondeur (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ic(%)	Classification du sol (Norme XP P94-011)
SC 02	04.00 –04.40	66.21	33.36	32.85	1,45	Sol très plastique et dure.
	05.00 –05.30	63.46	32.73	30.73	1,55	Sol très plastique et dure
	07.55 –07.95	72.23	37.70	34.53	1,53	Sol très plastique et dure.
	10.00 –10.50	47.07	25.52	21.55	1,59	Sol peu plastique et dure.
	14.40 –14.80	43.04	24.26	18.78	1,45	Sol peu plastique et dure.

D'après les résultats de limite d'Atterberg on pourra classer le sol comme sol très plastique et dure dans la Profondeur de 4 m à 7,95 m, et sol peu plastique et dure dans la profondeur entre 10 m à 14,80 m selon la norme XP P94-011.

### 3.2.2.1.3 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique par tamisage est un essai qui consiste à étudier la granulométrie du granulat, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leurs dimensions en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimension bien définies par pourcentage. Elle se fait par tamisages ; en passant par une série de tamis de maille carrée de plus en plus petit pour la fraction de granulat (Fig. 3.9) [38].



**Figure 3.9:** Analyse granulométrique par tamisage [38].

L'opération consiste à éliminer par lavage sous l'eau des fillers puis à procéder un tamisage après séchage à l'étuve. A partir de la masse on détermine les différents pourcentages des refus. Les résultats sont exprimés sous forme d'un graphique appelé courbe granulométrique. Cette courbe est l'un des indicateurs permettant de caractériser la distribution granulométrique du matériau.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80 $\mu$ m) d'un sol en fonction de leurs dimensions. Cette L'analyse par sédimentométrie complète l'analyse par tamisage.

La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalents des particules sphériques en fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe granulométrique pour des particules inférieur à 0,08mm (Fig. 3.10) [38].



Figure 3.10: Analyses granulométriques par sédimentométrie [38].

Les résultats obtenus des essais d'analyse granulométrique sont résumés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8: Résultats d'analyse granulométrique.

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2mm	% < 80 $\mu$	% < 3.3 $\mu$	Interprétation des résultats L.C.P.C(SETRA)
SC 02	04.00 – 04.40	99.31	96.76	52.31	<b>Sols fins</b>
	05.00 – 05.30	100	100	54.06	
	07.55 – 07.95	97	93.59	46.73	
	10.00 – 10.50	98.99	65.06	26.28	
	14.40 – 14.80	99.71	89.13	34.01	

Selon la classification L.C.P.C(SETRA), ces résultats montrent que les échantillons testés font partie de la classe des sols fins.

#### 3.2.2.1.4 Analyses chimiques

Des essais chimiques ont été effectués pour déterminer le pourcentage des sulfates, chlorures et des carbonates dans un échantillon de sol pris du site étudié.

Par exemple, la teneur en carbonates de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) a été réalisée au calcimètre « Dietrich-Fruhling » afin de déterminer la teneur pondérale en carbonates d'un sol qui est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le sol à sa masse sèche totale.

La détermination se fait par décomposition du carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$  contenu dans le sol par l'acide chlorhydrique.

Les résultats des essais chimiques effectués sont résumés dans le Tableau 3.9.

**Tableau 3.9:** Représentation des résultats obtenues par l'analyse chimique des composants.

Composants	SC2 (7.55 – 7.95)
Sulfates ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ )	Traces
Chlorures (NaCl)	0.35 %
Carbonates ( $\text{CaCO}_3$ )	34.48 %
Anhydride carbonique ( $\text{CO}_2$ )	15.17 %

Ces résultats nous permettent de conclure que le sol n'est pas agressif vis-à-vis du béton conformément à la Norme Française P 18-11.

### 3.2.2.2. Les essais mécaniques

#### 3.2.2.2.1. Essais de compressibilité à l'œdomètre

Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes. L'éprouvette est saturée d'eau au préalable au premier chargement et étant drainée en haut et en bas, elle est maintenue saturée pendant l'essai.

NB : il est possible après un palier de consolidation de procéder à une mesure de perméabilité via un dispositif à burette soumise à la pression atmosphérique. Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes [32]:

**-les courbes de consolidation :** qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

**-la courbe de compressibilité :** qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

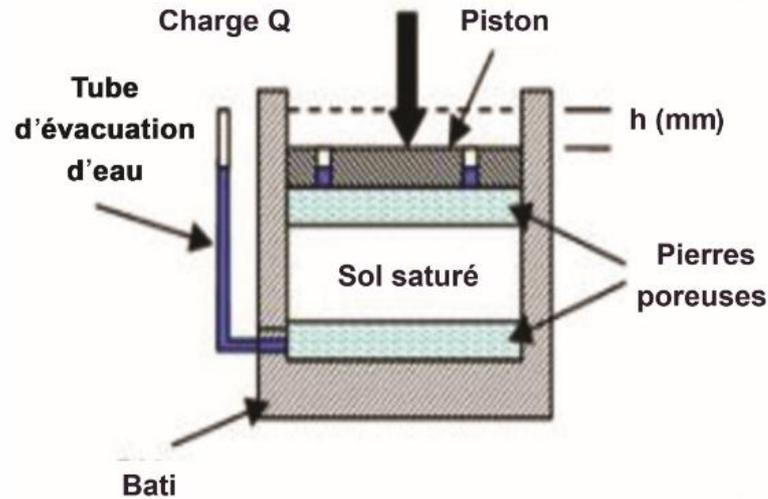


Figure 3.11: Schéma représentant l'essai œdométrique [32].

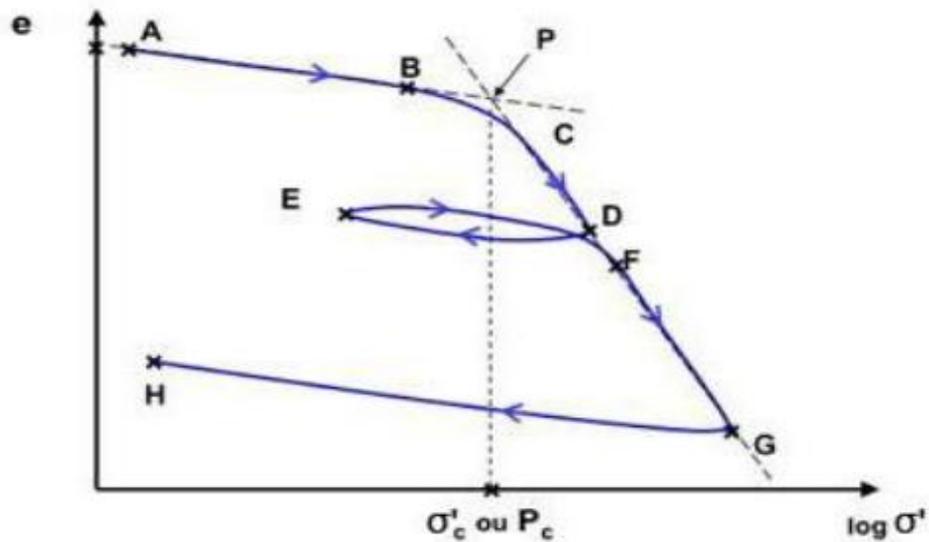


Figure 3.12: Courbe de compressibilité œdométrique [32].

L'Indice des vides ( $e$ ) en fonction du log de la contrainte effective ( $\log \sigma'$ ) Chargements (ABCD et EFG) Déchargements (DE et GH)  $P_c$  : pression de consolidation.

Les résultats obtenus dans l'essai de compressibilité à l'odomètre sont résumés dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10: Résultats obtenus dans l'essai de compressibilité à l'odomètre.

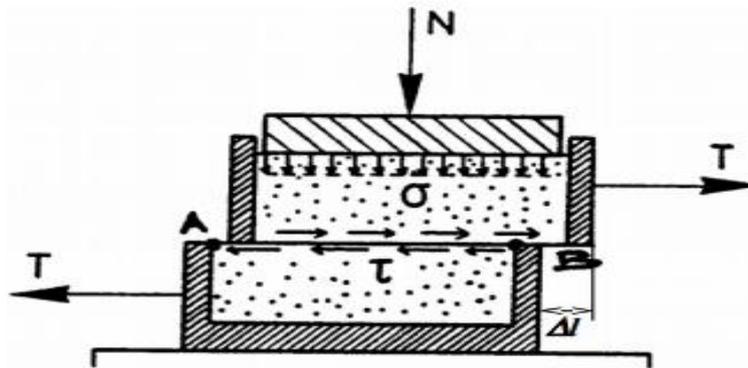
Sondage N°	Profondeur (m)	$P_c$ (Kpa)	$C_c$ (%)	$C_s$ (%)
SC 02	04.00 – 04.40	207	11.8	4.3

$P_c$ : Pression de consolidation,  $C_s$ : Indice de récompressions,  $C_c$ : Indice de compressibilité.

Les résultats obtenus montrent que le sol est moyennement compressible, gonflant, sous-consolidé.

### 3.2.2.2.2. Essai de cisaillements à la boîte de Casagrande CD

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol peuvent être déterminées à partir d'un essai de cisaillement à la "Boîte de Casagrande". Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demi-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale  $\sigma$  avant d'être cisailé à vitesse constante. Par conséquent la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'accroît jusqu'à une valeur maximum que l'on mesure. On en déduit l'état de contrainte  $\tau_r$  et  $\sigma_r$  de l'échantillon de sol à la rupture. En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion  $C$  et d'angle de frottement  $\phi$  [33].



**Figure 3.13:** Schéma représentant la description de la boîte de casagrande [33].

L'échantillon de sol est placé à l'intérieur des demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal  $N$  constant pendant toute la durée de l'essai. Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. A tout instant, on mesure la force de cisaillement  $T$ . Un second comparateur vertical permet de mesurer la variation de hauteur  $\Delta h$  de l'échantillon. On exerce sur le plan de séparation  $AB$  des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{Ac} \quad \tau = \frac{T}{Ac} \quad (3.9)$$

Les résultats obtenus dans essais de cisaillements à la boîte de Casagrande CD sont résumés dans le Tableau 3.11.

**Tableau 3.11:** Résultats obtenus dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Sondage N°	Profondeur (m)	C'(Kpa)	$\phi'$ (°)
SC 02	04.00 – 04.40	56.23	15.2
	10.00 – 10.50	L'échantillon s'effrite au moment du taillage	

C': Cohésion drainée ( KPa),  $\phi'$ : Angle de frottement interne en degré.

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande CD, dans la couche entre 04.00 à 04.40 m de profondeur, nous a donné un angle de frottement interne moyen de 15.2° et une cohésion très élevée de 56.23 Kbar.

### 3.2.3 Levé topographique du site de CW 02 - PK 25+300

La figure 3.14 représente le levé topographique du site Oulad Ben Abdelkader (CW 02 - PK 25+300).

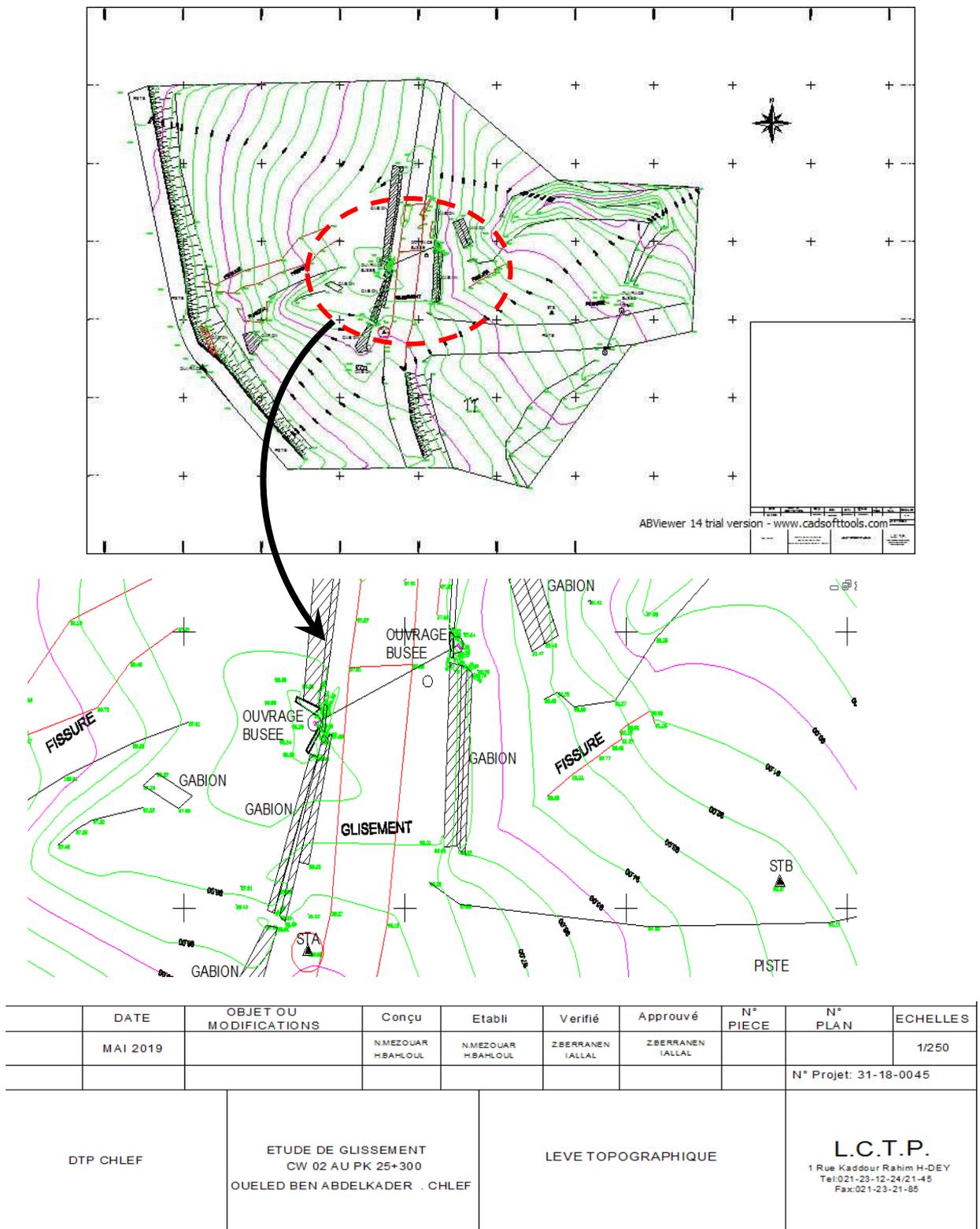


Figure 3.14: Levé topographique pour le site CW 02 - PK 25+300[28].

N.B : La ligne en rouge continue c'est la route dans le plan de levé topographique.

### 3.2.4 Interprétation des résultats

Les dégradations relevées sur le glissement qui a touché la route CW 02 au niveau du PK 25+300 sont cités ci-dessous :

- Les essais de pénétration ont montré que la couche du dépôt alluvionnaire présente des résistances de pointe faibles sur sa partie supérieure (de 3m à 7m en profondeur).
- La stagnation des eaux (remblai constitue un obstacle) et l'infiltration à partir de la buse déboitée qui a causé l'entraînement des fines au sol support et a diminué sa résistance.
- La charge du mur en gabion et son ancrage qui est mal réalisé (ancré en surface), des facteurs qui ont causé le glissement.
- La présence d'eau à 1.50 m par rapport au niveau du terrain naturel et la pente du terrain qui est de 30%.

### 3.3 Cas du glissement CW 32 - PK 25+500

La campagne d'investigation effectuée sur le site a porté sur la réalisation des travaux suivants :

- Un (01) sondage carotté de 40 m de profondeur en total équipés de piézomètres notés SC 03.
- Six (6) essais au pénétromètre dynamique poussés jusqu'au refus.
- Essais au laboratoire.
- Un levé topographique pour le site.

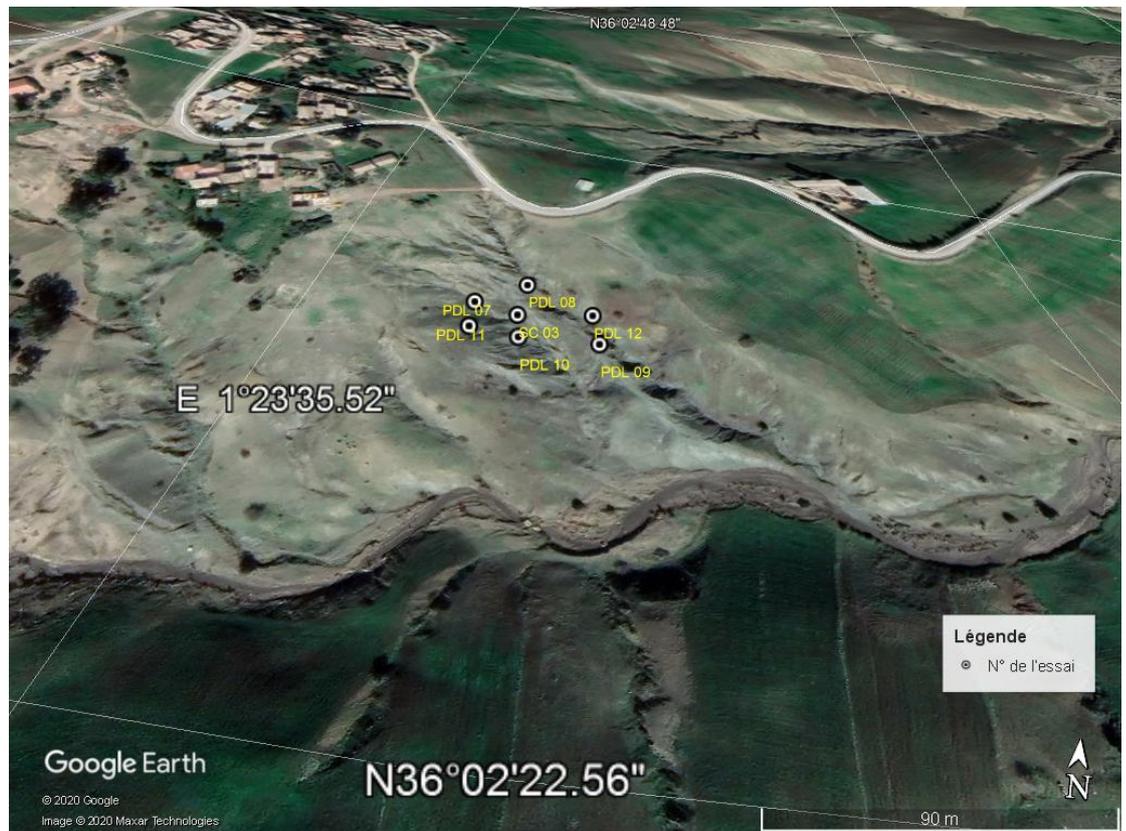
#### 3.3.1 Les essais in-situ

##### 3.3.1.1 Les coordonnées UTM des essais in-situ

Le Tableau 3.12 représente les coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator) des essais in-situ réalisés dans la zone d'étude. Anisi que la figure 3.15 représente Plan de situation des essais réaliser du projet de CW 32 PK 2+500.

**Tableau 3.12:** Les coordonnées UTM des essais in-situ.

N° de l'essai	X(m)	Y(m)
SC 03	355425	3989945
PDL 07	355406	3989949
PDL 08	355427	3989966
PDL 09	355461	3989934
PDL 10	335427	3989931
PDL 11	355406	3989933
PDL 12	355457	3989952



**Figure 3.15:** Plan de situation des essais réalisés sur le site CW 32 PK 2+500 (source Google Earth).

### 3.3.1.2 Les sondages carottés

#### ✚ Lithologie des terrains

Les sondages carottés ont mis en évidence la succession des couches (Fig 3.16)

#### ✚ Sondage carotté SC 03

- **00.00 03.80** : Remblai composé:
  - **00.00 - 01.50** : Corps de chaussée
  - **01.50 - 03.30** : Tuf calcaire friable
  - **03.30 - 03.50** : Argile de couleur brunâtre
  - **03.50 - 03.80** : Calcaire
- **03.80 - 20.00** : Argile d'aspect feuilleté ; grise verdâtre entre 03.80 - 10.00 m et grise bleuâtre entre 10.00 - 20.00 m.

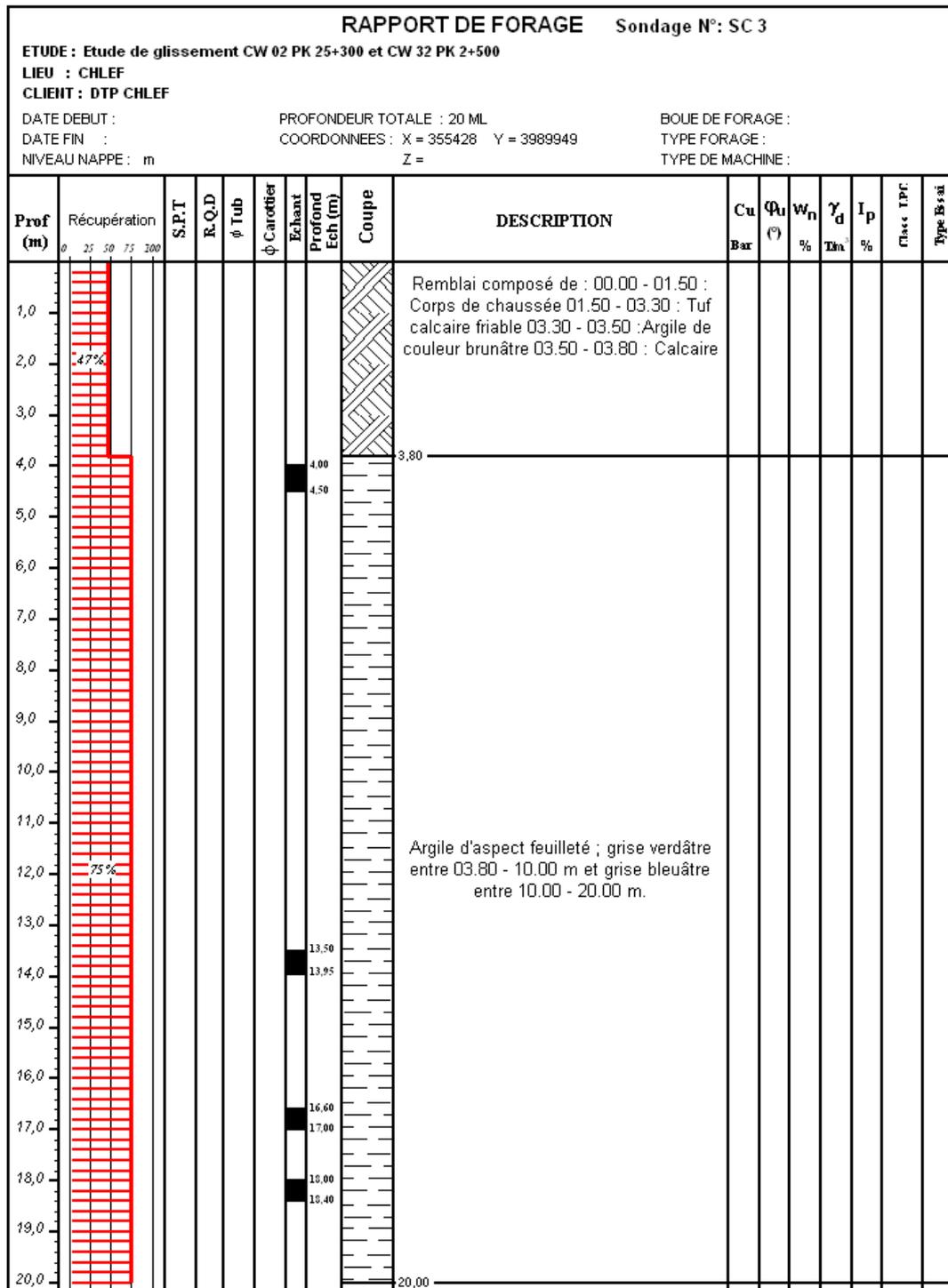


Figure 3.16: Coupe géotechnique du Sondage carotté SC 03 [28]

### 3.3.1.3 Essais de pénétration dynamique

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique sont résumés dans le Tableau 3.13.

Les courbes obtenues pour chaque essai sont représentées en annexes (Annexes 3.20, 3.21, 3.22, 3.23, 3.24, 3.25) avec le graphe synoptique correspondant.

**Tableau 3.73:** Résultats des essais au pénétromètre dynamique.

N° d'essai	Profondeur (m)	Résistance de la pointe Rp (bars)		Observations
		Min	Max	
7	0.20 – 6.60	18,9	74,7	Arrêté à 15.00 m, avec Rp > 100 bars
	6.60 – 15.00	74,7	>100	
8	0.20 – 6.00	18,9	97,9	Arrêté à 15.00 m, avec Rp > 100 bars
	6.00 – 15.00	97,9	>100	
9	0.20 – 2.40	20,5	61,1	Refus à 10.40 m, avec Rp >100 bars
	2.40 – 10.40	>100		
10	0.20 – 1.00	21,1	86,3	Refus à 11.60 m, avec Rp > 100 bars
	1.00 – 8.60	86,3	>100	
11	0.20 – 2.80	17,9	62,10	Arrêté à 15.00 m, avec Rp > 100 bars
	2.80 – 15.00	62,10	>100	
12	0.20 – 1.20	9,5	34,7	Arrêté à 15.00 m, avec Rp > 100 bars
	1.20 – 15.00	65,3	>100	

Nous avons distingué deux paliers de résistances, les résistances des pointes comprises entre 18.9 et 74.7 jusqu'à la profondeur de 6.60 sur la formation du remblai et la partie supérieure de la formation d'argile qui devient plus résistante (des valeurs qui dépassent les 100 bars en profondeur au-delà de 6.60m).

- PDL08, PDL9, PDL10, PDL11, PDL12 :

Deux paliers de résistances ont été distingués sur les pénétromètres, le premier palier est faible par rapport au deuxième palier, les valeurs de résistances sont faibles à fortes sur les premiers trois mètres compris entre 9.5 et 86.3 bars par contre, au deuxième palier, les résultats devenant plus forts et dépassent les 100bars.

### 3.3.1.4 Relevés piézométriques

Les piézomètres placés dans les sondages SC03 ont mis à l'évidence une présence d'eau à une profondeur de 5,45 m.

### 3.3.2 Les essais au laboratoire

#### 3.3.2.1 Essais d'identification physique

Les résultats des essais selon la norme NF P94-011 sont consignés dans les tableaux ci-après :

##### 3.3.2.1.1 L'essai de l'humidité

Les résultats de l'essai de l'humidité sont résumés dans le Tableau 3.14.

**Tableau 3.14:** Les résultats obtenus après l'essai de l'humidité.

Sondages N°	Profondeur (m)	$\omega$ (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	Observations
SC 03	04.00 – 04.50	11.57	2.13	1.91	75	Sol non saturé et très dense
	13.50 – 13.95	11.52	2.10	1.88	72	Sol non saturé très dense
	16.60 – 17.00	12.49	2.07	1.84	72	Sol non saturé et très dense
	18.00 – 18.40	10.82	2.03	1.83	61	Sol non saturé et très dense

$\omega$ : Teneur en eau.  $\gamma_h$ : Densité humide.  $\gamma_d$ : Densité sèche. Sr: Degré de saturation

Dans notre cas la teneur en eau varie entre 61 à 75 % et la densité sèche varie entre 1,83 à 1,91 (t/m<sup>3</sup>). Ces résultats indiquent que le sol est non saturé et très dense.

##### 3.3.2.1.2 Limites d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg sont résumés dans le tableau 3.15 ci-dessous :

**Tableau 3.15:** Les caractéristiques d'identification de sol étudié.

Sondage N°	Profondeur (m)	L <sub>L</sub> (%)	L <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	I <sub>c</sub> (%)	Classification du sol (Norme XP P94-011)
SC 03	04.00 – 04.50	42.98	22.48	20.50	1,53	Sol peu plastique et dure.
	13.50 – 13.95	54.15	29.61	24.54	1,74	Sol très plastique et dure.
	16.60 – 17.00	47.61	24.35	23.26	1,51	Sol peu plastique et dure.
	18.00 – 18.40	43.15	23.93	19.22	1,68	Sol peu plastique et dure.

L<sub>L</sub>: Limite de liquidité. L<sub>P</sub>: Limite de plasticité. I<sub>P</sub>: Indice de plasticité. I<sub>c</sub>: Indice de consistance.

D'après les résultats de limite d'Atterberg on pourra classer le sol en peu plastique et dure dans la Profondeur de 4 m à 4,50 m et entre 16,60 m à 18,40 m, et sol très plastique et dure dans la Profondeur entre 13,50 m à 13,95 m selon la norme XP P94-011.

### 3.3.2.1.3 Analyse granulométrique

Les résultats des essais granulométriques sont résumés dans le Tableau 3.16.

**Tableau 3.16:** Résultats d'analyse granulométrique.

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2mm	% < 80 μ	% < 3.3μ	Interprétation des résultats L.C.P.C(SETRA)
SC 03	04.00 – 04.50	94.35	90.03	47.24	Sols fins
	13.50 – 13.95	95.69	89.41	39.81	
	16.60 – 17.00	96.27	89.64	41.05	
	18.00 – 18.40	96.40	85.44	39.67	

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm, % < 80 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ, % < 3.3 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 3.3 μ.

Selon la classification L.C.P.C (SETRA), ces résultats montrent que les échantillons testés font partie de la classe des sols fins.

### 3.3.2.1.4 Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques sont présentés dans le Tableau 3.17.

**Tableau 3.17:** Représentation des résultats obtenus par l'analyse chimique des composants.

Composantes	SC3 (04.00-04.50m)
Sulfates ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ )	Traces
Chlorures (NaCl)	0.29%
Carbonates ( $\text{CaCO}_3$ )	9.48%
Anhydrides carboniques ( $\text{CO}_2$ )	4.17%

Ces résultats nous permettent de conclure que le sol n'est pas agressif vis-à-vis du béton conformément à la Norme Française P 18-11.

### 3.3.2.2. Essais mécaniques

#### 3.3.2.2.1 Essai de compressibilité à l'œdomètre

Les résultats obtenus dans l'essai de compressibilité à l'œdomètre sont résumés dans le Tableau 3.18.

**Tableau 3.18:** Résultats d'essai de compressibilité à l'œdomètre.

Sondage N°	Profondeur (m)	P <sub>C</sub> (Kpa)	C <sub>C</sub> (%)	C <sub>s</sub> (%)
SC 03	04.00 – 04.50	60	21.1	7.2

P<sub>C</sub>: Pression de consolidation, C<sub>s</sub>: Indice de recompressions, C<sub>C</sub>: Indice de compressibilité.

Ces résultats nous permettent de conclure que le sol est assez compressible, gonflant et sous-consolidé.

### 3.3.2.2 Essais cisaillements à la boîte de Casagrande CD

Les résultats l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande CD sont résumés dans le Tableau 3.19.

**Tableau 3.19:** Résultats d'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande CD.

Sondage N°	Profondeur (m)	C'(Kpa)	φ' (°)
SC 03	04.00 – 04.50	L'échantillon s'effrite au moment du taillage	
		5.09	26.9
	18.00 – 18.40	Echantillon s'effrite au moment du taillage	

C' : Cohésion drainée ( Kpa).φ':Angle de frottement interne en degré.

Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande CD dans la couche 16.6 à 17.00 m, nous a donné un angle de frottement interne élevé de 26.9° et une cohésion faible de 5.09 Kbar.

### 3.3.3 Levé topographique du site de Sendjes

La figure 3.17 nous montre le détail du levé topographique du site SENDJES (CW 32 - PK 25+500).

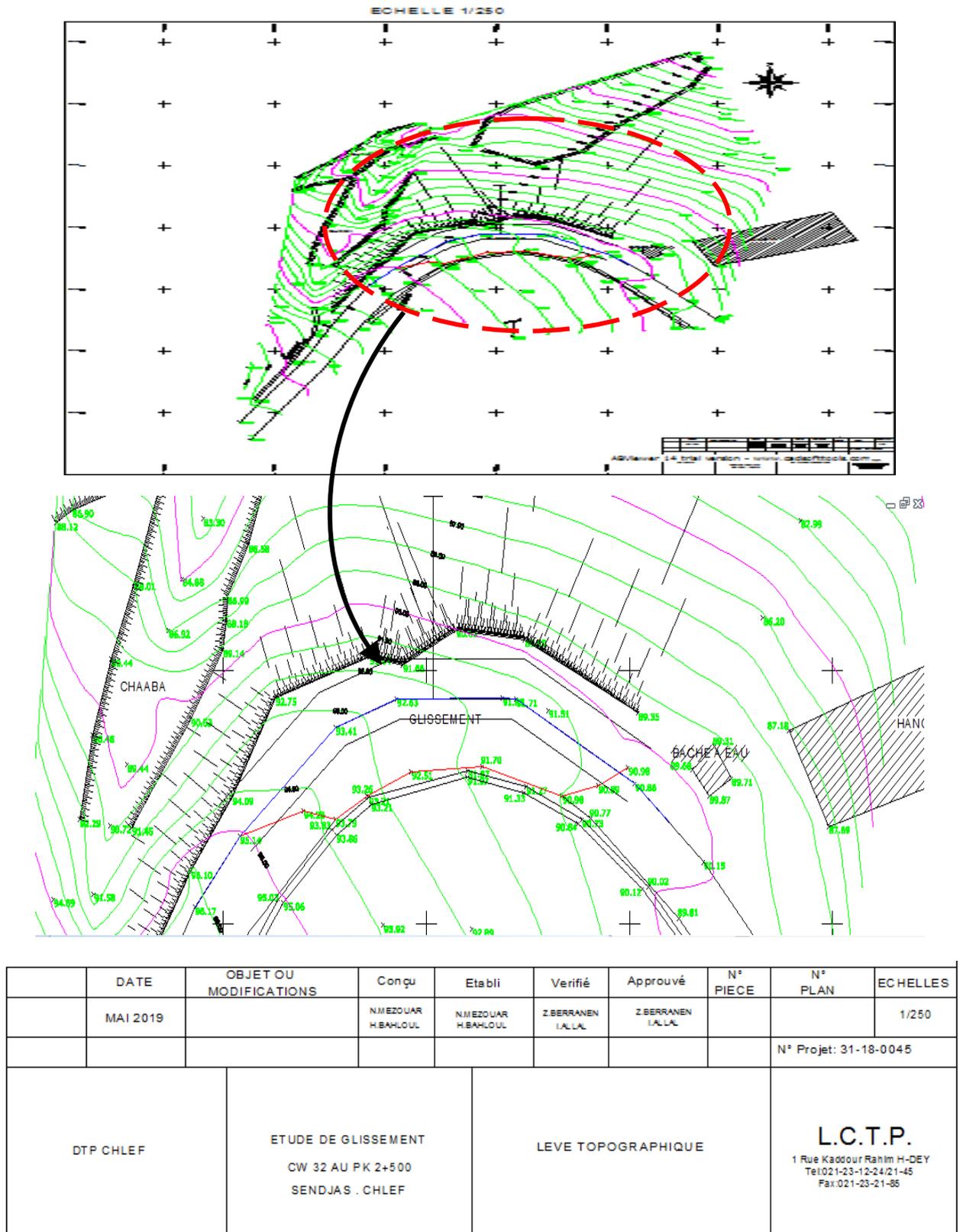


Figure 3.17: Levé topographique du site CW 32 - PK 25+500 [28].

### 3.3.4 Interprétation des résultats des essais

Les dégradations relevées sur le glissement qui a touché la route CW32 au niveau du PK 2+500 sont cités ci-dessous :

- Les essais de pénétration ont montré que le remblai présente des résistances de pointe faibles sur sa partie supérieure (de 2m à 4m en profondeur) ;
- L'affaissement a touché la route qui se situe sur un virage au bord du talus sur une pente importante ;
- Le mauvais ancrage du gabionnage qui a provoqué le basculement vers l'intérieur du remblai ;
- Insuffisance et mauvais réseau d'assainissement des eaux pluviales qui a favorisé le débordement des eaux vers le talus ;
- La présence d'eau à 5,45 m par rapport au niveau du terrain naturel et la pente du terrain qui est de 40%

La cohésion faible de la couche d'argile (essai de cisaillement à la boîte CD) qui est de 5 Kpa.

## 3.4 Conclusion

La campagne de reconnaissance géotechnique basée sur la réalisation de deux sondages carottés, un sondage pressiométrique et six pénétromètres dynamiques au niveau du site CW 02 PK 25+300, a mis en évidence un remblai hétérogène de 3 mètres (corps de chaussé), un dépôt alluvionnaire constitué de cailloux et d'argiles de 4 mètres de profondeur, et des couches de marne argileuse à marneuse en profondeur.

La campagne de reconnaissance géotechnique basée sur la réalisation d'un sondage carotté, et six pénétromètres dynamiques au niveau du site CW 32 PK 25 + 500 a mis en évidence un remblai hétérogène d'environ 4 mètres de profondeur, et d'une couche argileuse d'aspect feuilleté de couleur grise à grise bleuâtre en profondeur. Les résultats pénétrométriques ont montré des résistances inférieurs à 100 bars en surfaces et des résistances en profondeur qui dépassent les 100 bars.

# Chapitre 4

## *Stabilité et renforcement des glissements de terrain*

## 4.1 Introduction

Les méthodes numériques (simulation numérique) en géotechnique sont en constante amélioration, encouragées par l'accroissement exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des totaux d'accès et de mise en œuvre.

Pour vérifier la stabilité du glissement circulaire, on effectue des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 version 2.0.3 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop.

## 4.2 Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4)

Talren 4 "Talus Renforcés", est un logiciel développé par TERRASOL, bureau d'ingénieur-conseil en géotechnique, permet de vérifier la stabilité des ouvrages géotechniques (pentes naturels et talus artificiels), avec ou sans renforcement.

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des sols et de déterminer la surface de rupture potentielle au niveau de cercle critique et calculer le coefficient de sécurité, avec prise en compte de différents types de renforcement : (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement) [34].

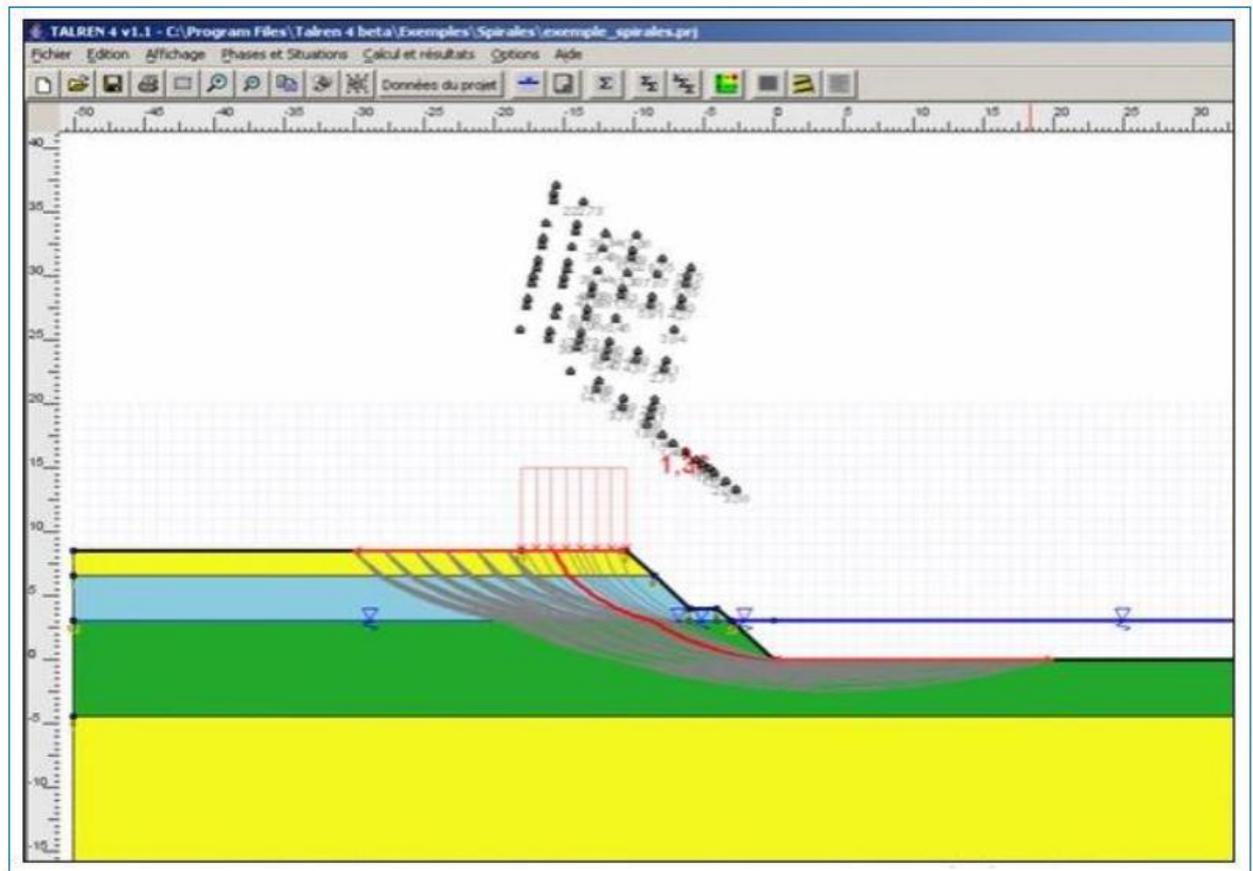
Le logiciel Talren 4 permet d'étudier les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais (talus), les ouvrages en terre et les digues et d'estimer la poussée et de la butée des terres. En prenant en compte les différents types de renforcements [34]. Les principaux types de données que ce logiciel peut prendre en compte sont :

- ✓ La géométrie (qui peut être complexe) ;
- ✓ Les caractéristiques de sol ;
- ✓ Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels) ;
- ✓ Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons) ;
- ✓ Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupture polygonale) ;
- ✓ Les accélérations sismiques (horizontale  $K_h$  et verticale  $K_v$ ) ;
- ✓ Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération) ;
- ✓ Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : perturbations, méthode de calcul à la rupture)[35].
- ✓ Données obligatoires :  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ ,  $\Delta c$  [36].

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

- Fellenius,
- Bishop,
- Perturbations et Calcul à la rupture,
- Associée aux spirales logarithmiques.

Un exemple de calcul effectué avec la méthode de calcul à la rupture est illustré dans la figure ci-dessous.

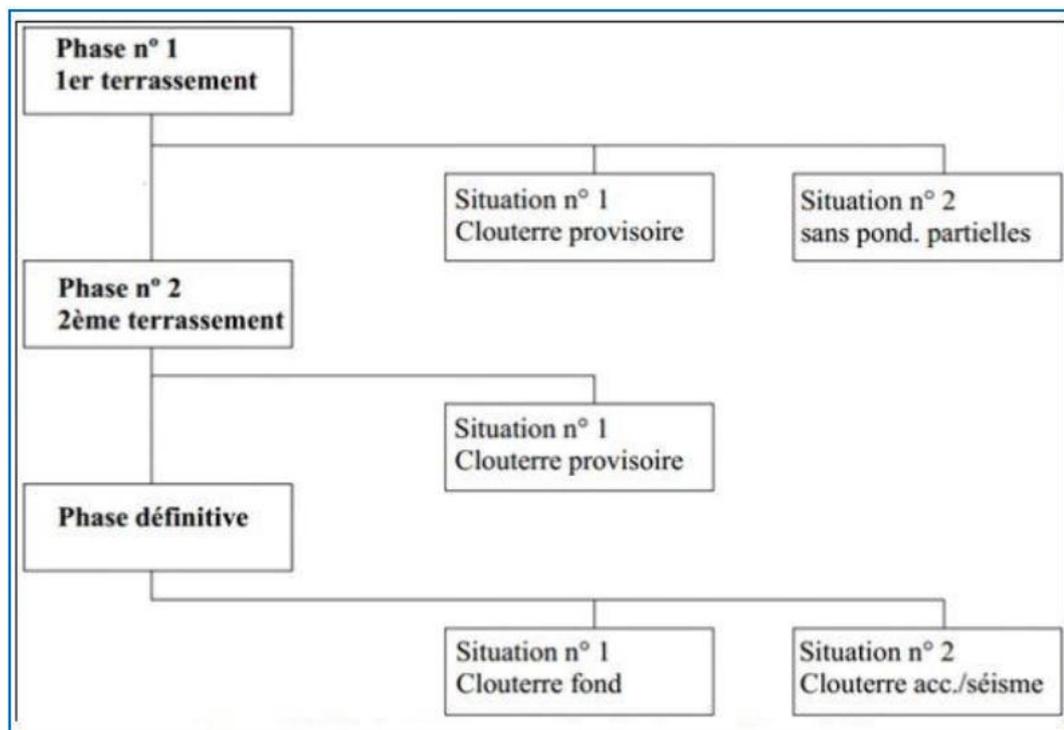


**Figure 4.1:** Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) [34].

La méthode de calcul à la rupture appliquée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par Saïençon. Cette méthode est faite dans le cas particulier des mouvements rigidifiant (champ de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe) et du critère de rupture Mohr Coulomb ( $|\tau| \leq c + \sigma \tan \phi$ ).

L'exécution d'un calcul sur Talren 4 se fait par le principe d'arborescence (par phases et situations) (Fig.4.2) :

- ✓ **Les phases:** permettent de définir les phases de construction (activation/désactivation d'éléments, conditions hydrauliques).il est possible d'ajouter, insérer, supprimer des phases. Chaque nouvelle phase reprend par défaut la configuration définie pour la phase précédente ;
- ✓ **Les situations:** permettent d'effectuer plusieurs calculs avec des hypothèses de calcul différente (différentes de : coefficients de sécurité, conditions sismiques, surfaces de rupture)sur une même phase.il est possible d'ajouter, copier/coller, supprimé des situations. En effet, le calcul d'une situation est indépendant de tous les autres calculs effectués pour les autres situations du même projet.



**Figure4.2:** Gestion du phasage et des situations en Talren 4 [34].

A la fin d'exécution d'un calcul, Talren 4 permet la visualisation des résultats sous forme graphique ou tabulaire (Fig.4.3) : [35]

- ✓ Tableaux récapitulatifs des données (sols, surcharges, renforcements);
- ✓ Données des résultats détaillés par surface;
- ✓ Données des résultats détaillés par tranches ;
- ✓ Données les efforts dans les renforcements.

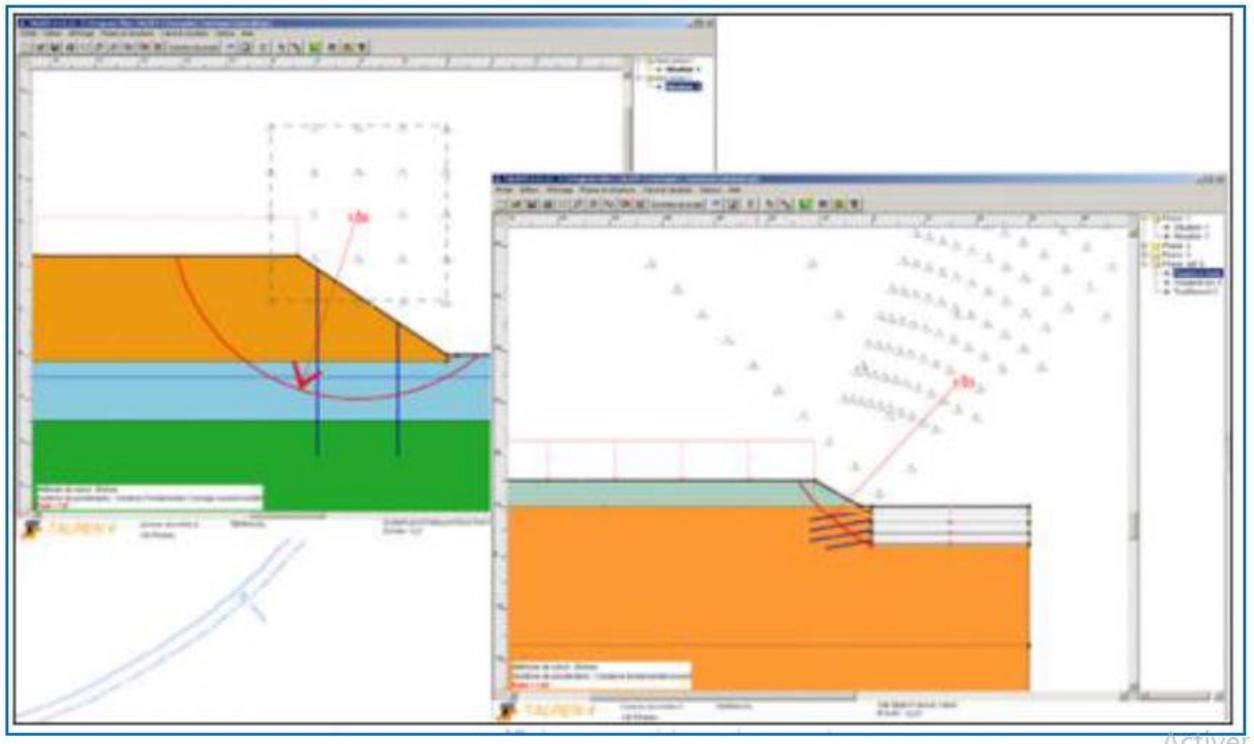


Figure 4.3: Affichage graphique des résultats.

### 4.3 Exécution de calcul par Talren 4

Pour chaque cas de glissement, les étapes de calcul sont faites comme suit:

1. Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial, avec prise en considération de l'action sismique.
2. Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (soutènement par un mur en béton armé), avec une prise en considération de l'action sismique.
3. Vérification de la phase transitoire pendant l'exécution des travaux de terrassement sans prendre en compte de l'action sismique.

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de perturbation, donner les résultats suivants :

### 4.3.1 Etude de stabilité à l'état initial

#### 4.3.1.1 Présentation des caractéristiques du talus

La description générale du projet (CW 02 - PK 25+300) ainsi que la description générale du projet (CW 32 - PK 25+500) sont dans les figures 4.4 et 4.5, respectivement :

Figure 4.4 shows the 'Description générale du projet' dialog box for project CW 02 - PK 25+300. The fields are as follows:

Numéro d'affaire	1
Titre du calcul	Etude de glissement CW02 PK 25+300
Lieu	Chlef
Commentaires	Memoire de fin d'étude
Xmin	0.00 m
Xmax	65.67 m
Ymax	26.36 m
Système d'unités	kN, kPa, kN/m3
$V_w$	10 kN/m3
Méthode de calcul par défaut pour le projet	Bishop
Pondérations par défaut	Clouterre accidentel/courant

Buttons: OK, Annuler, Aide. Assistant Jeu de coefficients.

Figure 4.4 : Description générale du projet (CW 02 - PK 25+300).

Figure 4.5 shows the 'Description générale du projet' dialog box for project CW 32 - PK 25+500. The fields are as follows:

Numéro d'affaire	2
Titre du calcul	Etude de glissement CW 32 PK 2+500
Lieu	CHLEF
Commentaires	Memoire fin d'étude
Xmin	0.00 m
Xmax	62.47 m
Ymax	20.00 m
Système d'unités	kN, kPa, kN/m3
$V_w$	10 kN/m3
Méthode de calcul par défaut pour le projet	Bishop
Pondérations par défaut	Clouterre fondamental/courant

Buttons: OK, Annuler, Aide. Assistant Jeu de coefficients.

Figure 4.5 : Description générale du projet (CW 32 - PK 25+500).

### 4.3.1.2 Les couches de sols existants

Les propriétés physiques et mécaniques des couches de sol existant dans les deux cas de glissement (CW 02 - PK 25+300 et CW 32 - PK 25+500) sont résumées dans les tableaux 4.1 et 4.2, respectivement.

**Tableau 4.1:** les caractéristiques des couches de sol existant (CW 02 - PK 25+300).

Nom	$\gamma(\text{kg /m}^3)$	$\varphi$ (°)	C (kpa)
Dépôt alluvionnaire	18.00	20.00	5.00
Argile	20.90	15.70	52.00

**Tableau 4.2:** les caractéristiques des couches de sol existant (CW 32 - PK 25+500).

Nom	$\gamma(\text{kg /m}^3)$	$\varphi$ (°)	C (kpa)
Argile	20.30	26.90	3.00
Remblai	18.50	30.00	00.00

### 4.3.1.3 Données de la situation

La définition des données de situation a été faite par l'application de la méthode de Bishop, et les pondérations par l'Eurocode 7. Les figures 4.6 et 4.7 représentent les données de situations des deux cas de glissement.

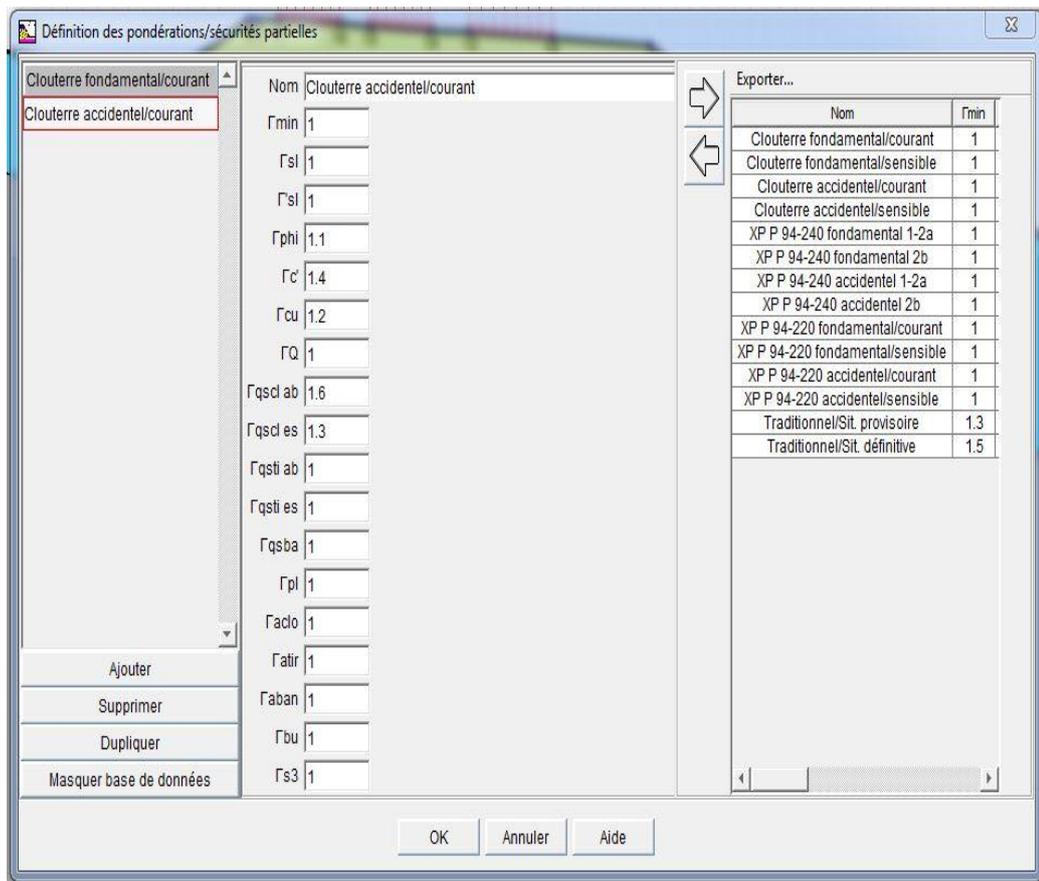


Figure 4.6: Définition des pondérations /sécurité partielle (CW 02 - PK 25+300).

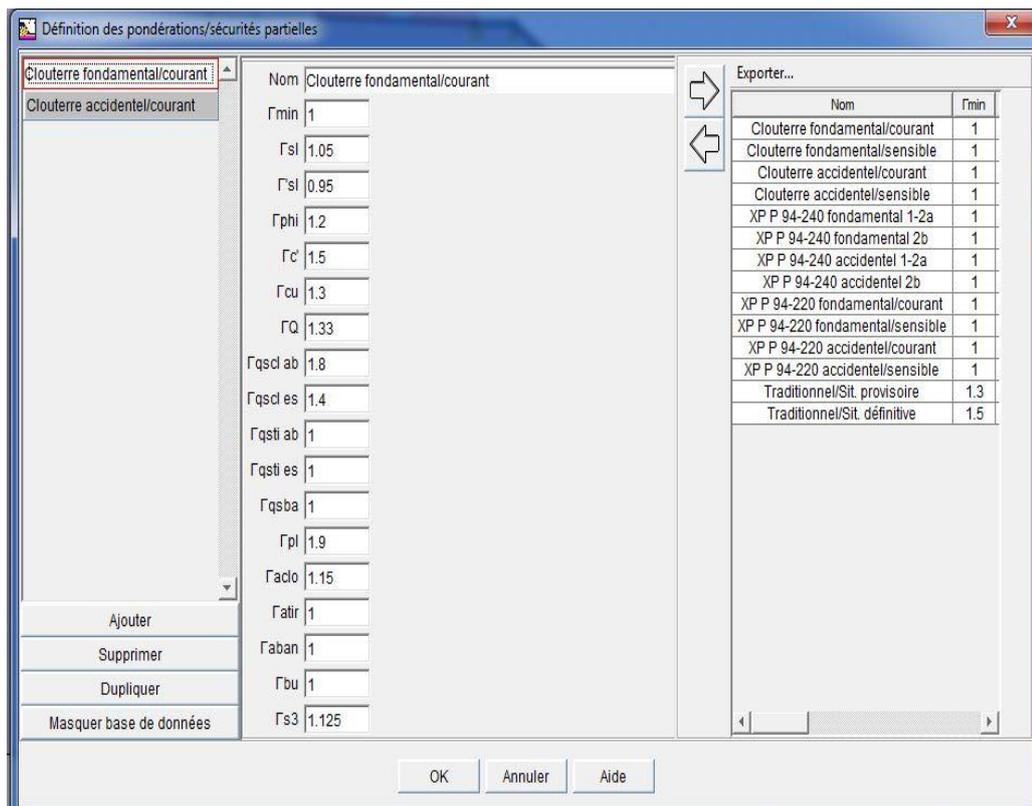


Figure 4.7: Définition des pondérations /sécurité partielle (CW 32 - PK 25+500).

Le calcul effectué par le logiciel Talren 4 a pris en compte les propriétés sismiques selon le RPA 2003, telles que :

- Pour le glissement (CW 02 - PK 25+300) :  $a_h/g=0.1$  et  $a_v/g=0.03$
- Pour le glissement (CW 32 - PK 25+500) :  $a_h/g=0.075$  et  $a_v/g=0.022$

Les propriétés suivantes ont été aussi prises en considération dans les calculs :

- Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires
- Type de recherche : Automatique
- Nombre de découpages : 10
- Incrément sur le rayon : 0.50 m
- Cercles tangents à la couche : Grès dur
- Nombre de tranches : 100

#### 4.3.1.4 Résultats

Les facteurs de sécurité de chaque cas de glissement ont été calculés par le logiciel TALREN 4 en utilisant la méthode de Bishop, par la sélection de l'icône « Bishop » dans l'interface du logiciel.

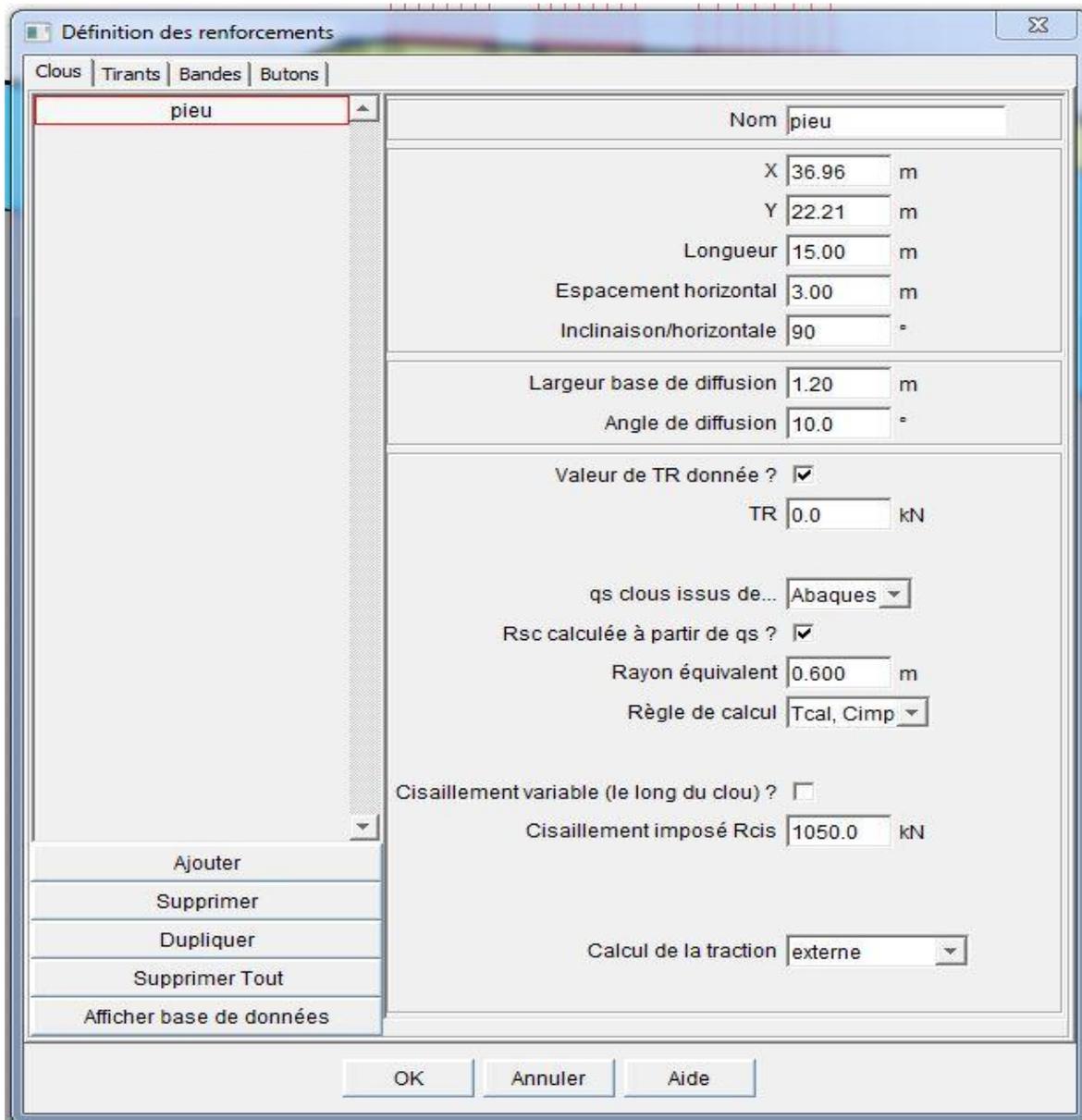
Les résultats des calculs détaillés par tranche sont présentés dans les annexes (Annexes : 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 )

##### 4.3.1.4.1 Cas du glissement CW 02 - PK 25+300

La figure 4.8 donne le résultat de calcul au niveau du site de Ouled Ben Abdelkader (CW 02 - PK 25+300). Le coefficient de sécurité ainsi obtenu vaut 0.89 inférieur à 1 ce qui signifie que le talus est instable.







**Figure 4.10:** Définition de pieu

La figure 4.11 représente le Coefficient de sécurité avec rideau de pieux. Nous remarquons que le coefficient de sécurité s'est amélioré de 0.89 à 1.27 en présence de ce type de confortement, ce qui signifie que le talus est devenu stable.

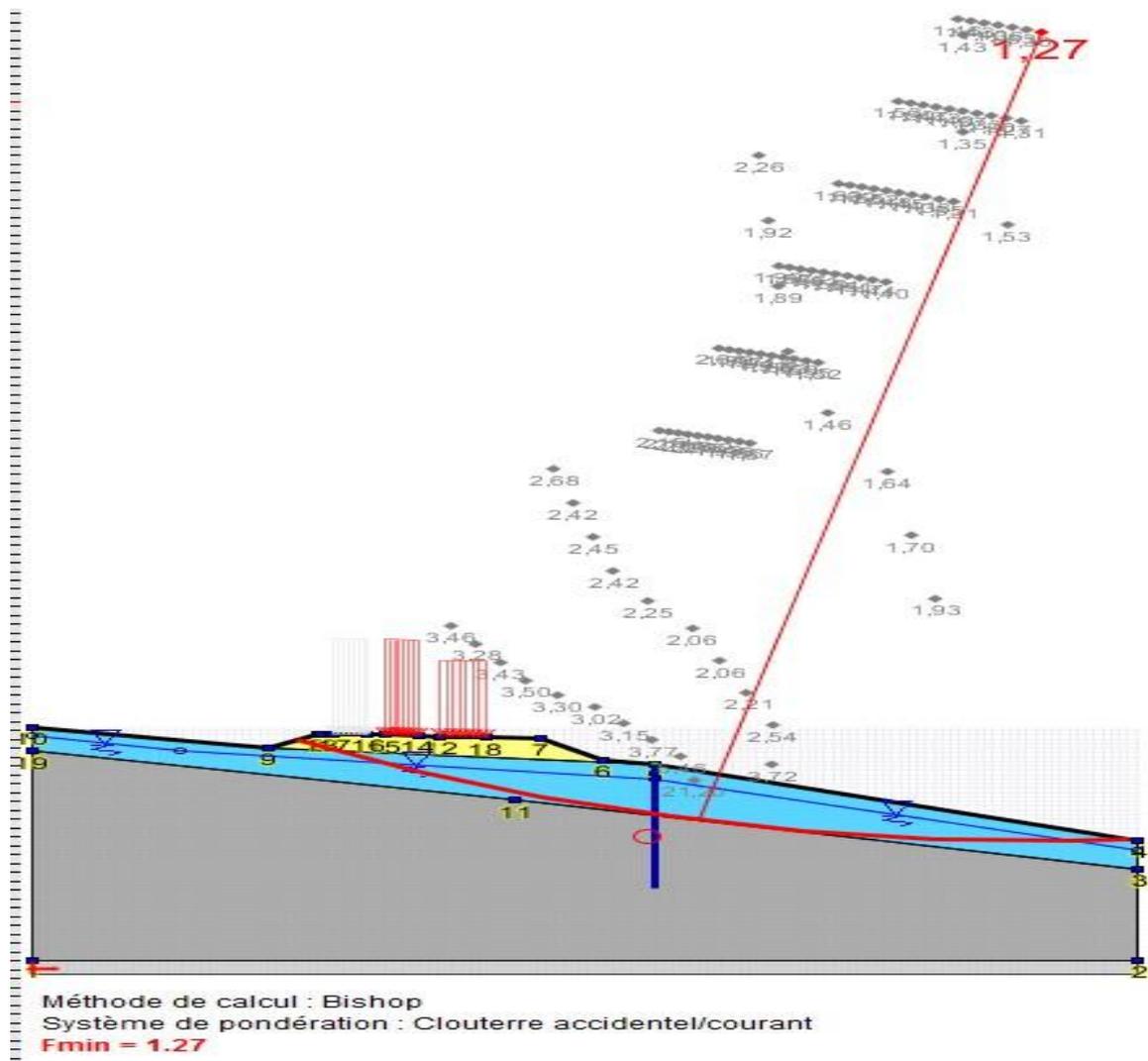
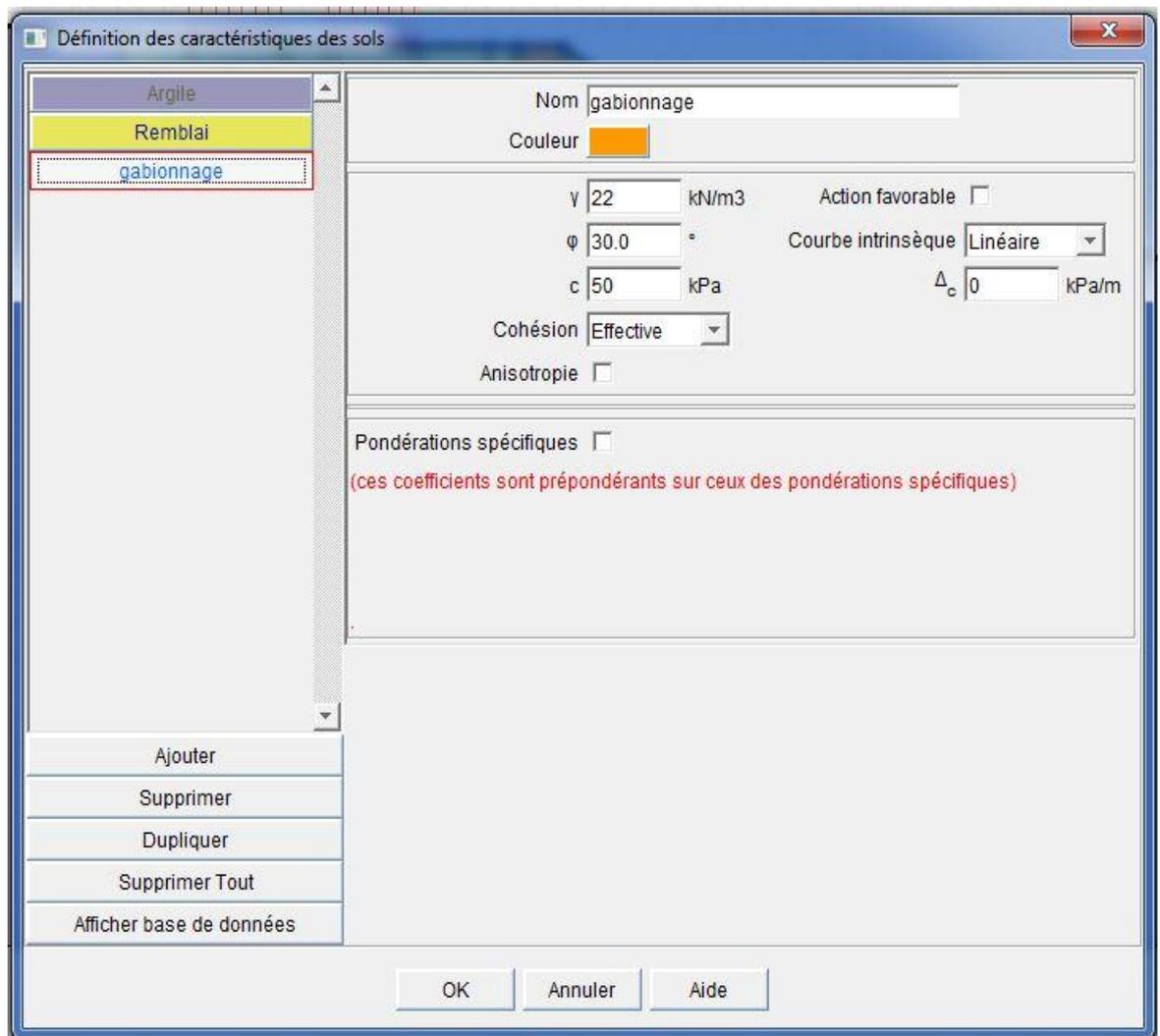


Figure 4.11: Coefficient de sécurité avec rideau de pieux de 15 m FS=1.27

#### 4.3.2.2 Cas du glissement CW 32 - PK 25+500

La solution technique proposée pour le renforcement du glissement de terrain du CW32- PK 25+500 est un mur en gabion de 4 m de hauteur (Fig.4.12).



**Figure 4.12:** Définition le gabionnage

La figure 4.13 représente la Coefficient de sécurité avec gabionnage. Nous avons remarqué que le coefficient de sécurité s’est amélioré de 0.95 à 1.13 en présence de ce type de renforcement, ce qui signifie que le talus est devenu stable.

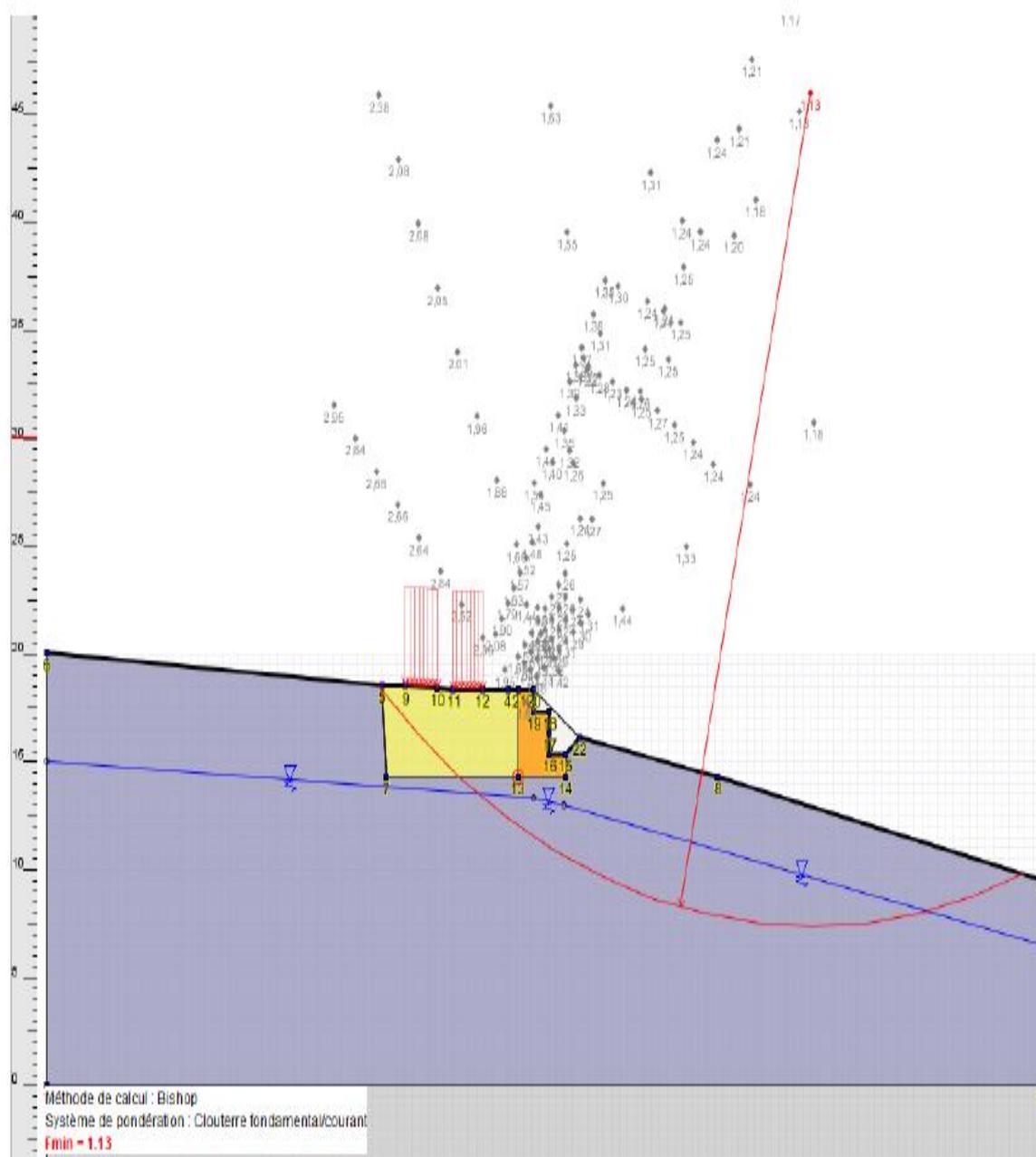


Figure 4.13: Coefficient de sécurité avec gabionnage FS=1.13

## 4.4 Levés topographiques avec la solution de confortement

### 4.4.1 Cas du glissement CW 02 - PK 25+300

Le levé topographique du site de Ouled Ben Abdelkader (CW 02 - PK 25+300) avec rideau de pieux est illustré dans la figure 4.14. La figure 4.15 représente la coupe transversale probable du terrain avec rideau de pieux du même site.

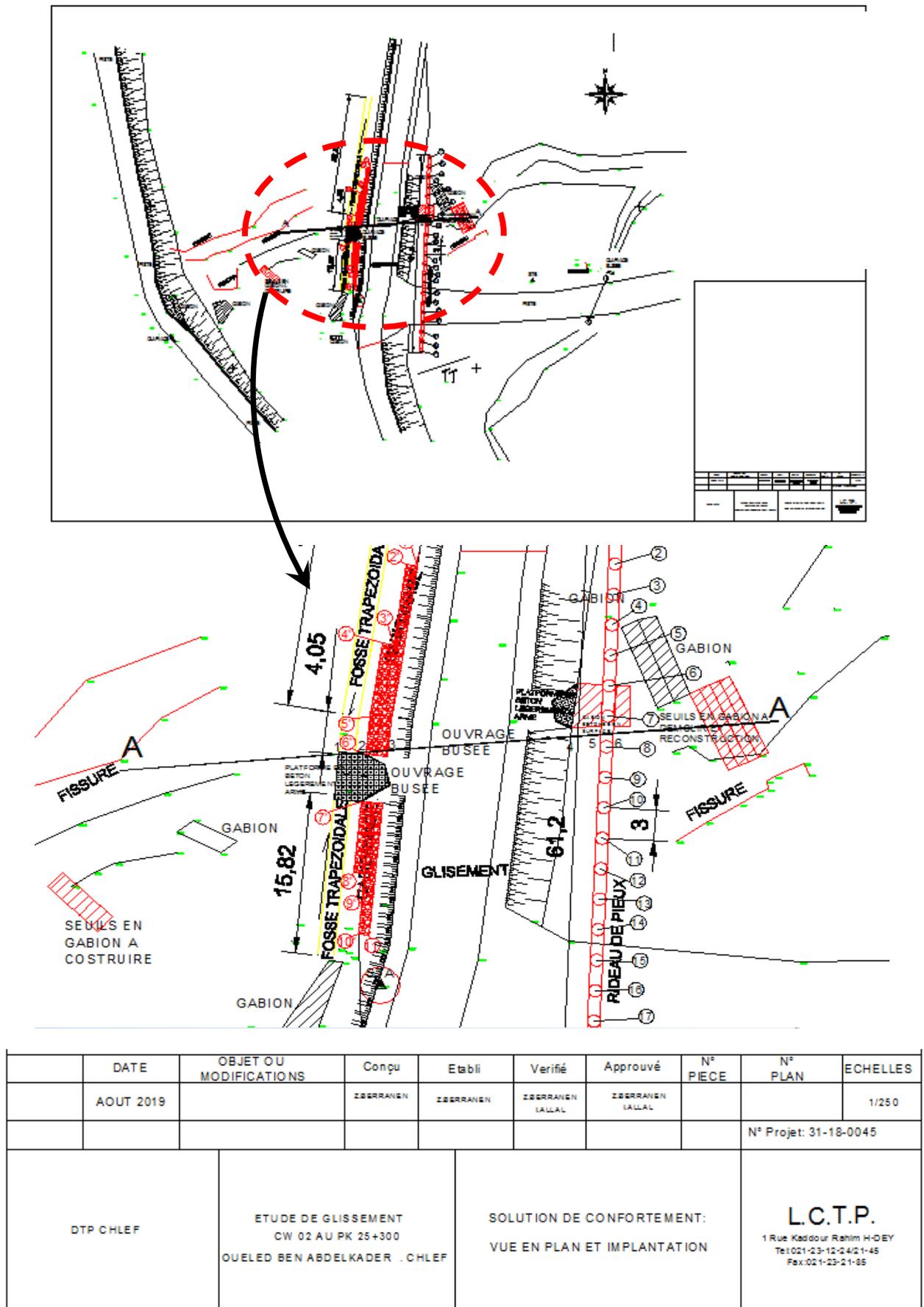


Figure 4.14: Levé topographique du site CW 02 - PK 25+300 avec rideau de pieux [28].

Les coordonnées des stations A et B ainsi que les coordonnées des pieux et du gabionnage de protection sont résumés dans les tableaux 4.3; 4.4 et 4.5, respectivement.

**Tableau 4.3 :** Les coordonnées des stations A et B [26].

ST	X	Y	Z
A	350863.99	3891546.05	100.00
B	350917.42	3891552.32	92.57

**Tableau 4.4:** les coordonnées des pieux [26].

N°	X	Y
1	350885.62	3981590.42
2	350885.49	3981587.43
3	350885.36	3981584.43
4	350885.23	3981581.43
5	350885.11	3981578.44
6	350884.98	3981575.44
7	350884.85	3981572.44
8	350884.72	3981569.44
9	350884.59	3981566.45
10	350884.46	3981563.45
11	350884.33	3981560.45
12	350884.20	3981557.45
13	350884.08	3981554.46
14	350883.95	3981551.46
15	350883.82	3981548.46
16	350883.69	3981545.47
17	350883.56	3981542.47
18	350883.43	3981539.47
19	350883.30	3981536.47
20	350883.18	3981533.48
21	350884.05	3981530.48

**Tableau 4.5 :** Les coordonnées du gabionnage de protection [26].

N°	X	Y
1'	350867.43	3981587.23
2'	350866.36	3981587.37
3'	350865.20	3981579.45
4'	350864.21	3981579.60
5'	350863.01	3981572.40
6'	350862.66	3981568.70
7'	350862.22	3981564.05
8'	350861.55	3981557.08
9'	350862.55	3981556.99
10'	350861.98	3981551.02
11'	350862.98	3981550.92

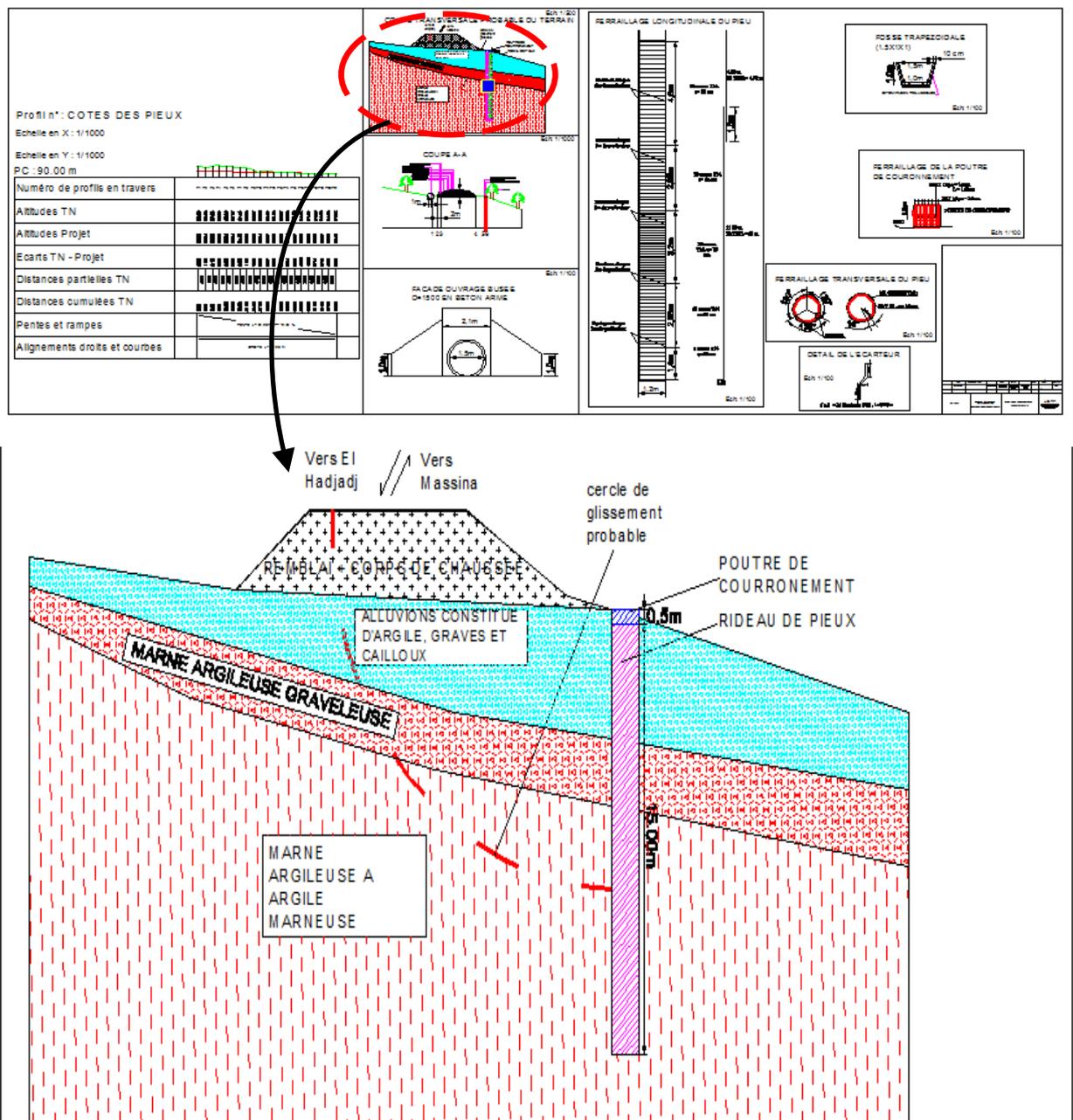


Figure 4.15: Coupe transversale probable du terrain (1/500) avec rideau de pieux [28].

#### 4.4.2 Cas du glissement CW 32 - PK 25+500

La figure 4.16 illustre le détail du levé topographique du site de Sendjas (CW 32 - PK 25+500) avec gabionnage.

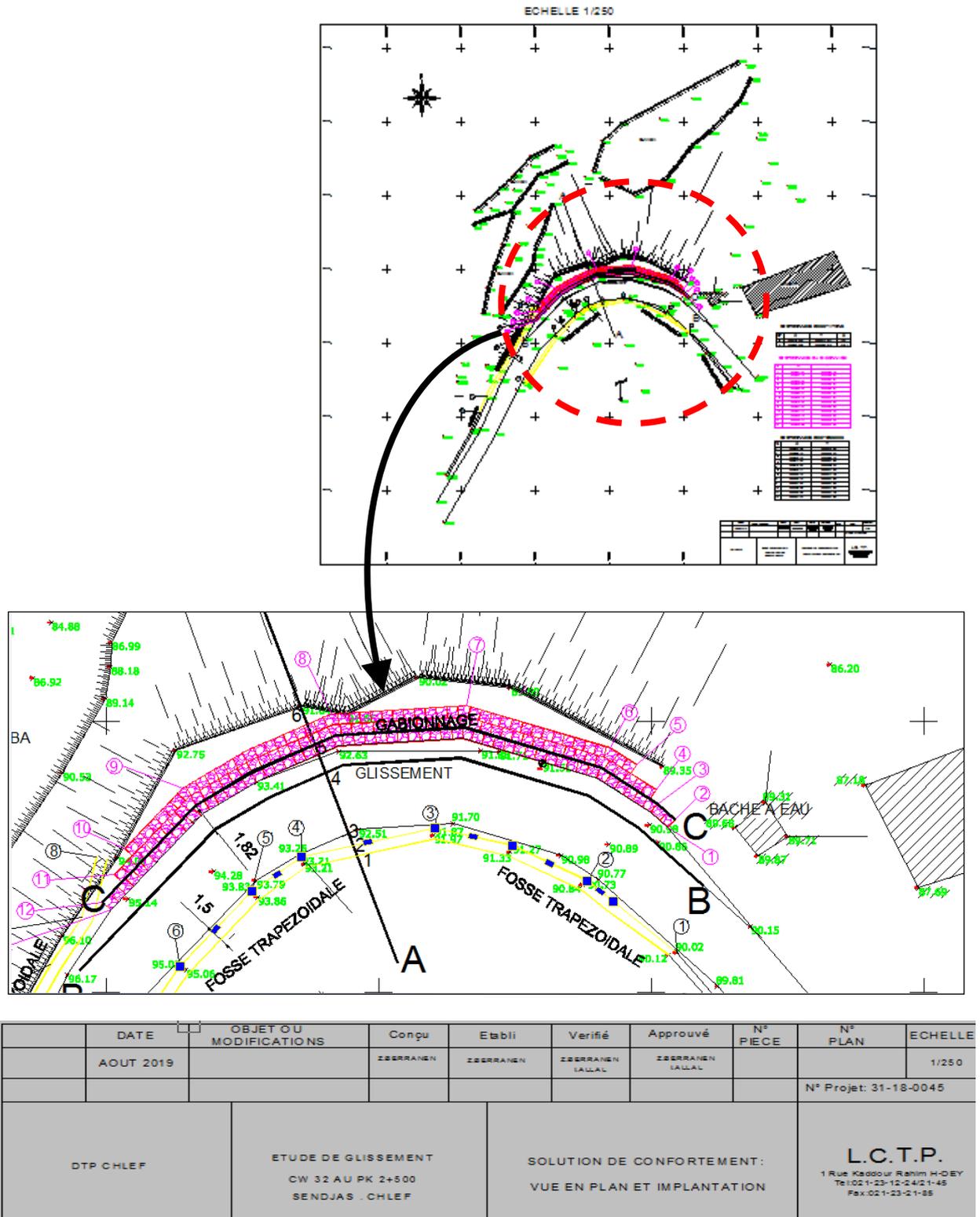


Figure 4.16: levé topographique pour le site CW 32 - PK 25+500 avec gabionnage [28].

Les coordonnées des stations A et B ainsi que les coordonnées de gabionnage et des fossés sont dans les tableaux 4.6 ; 4.7 et 4.8, respectivement.

**Tableau 4.6 : Les coordonnées des stations A et B [26].**

ST	X	Y	Z
A	355374.053	3989912.027	100
B	355440.043	3989946.079	91.51

**Tableau 4.7 : Les coordonnées des fosses[26].**

N°	X	Y
1'	355452.34	3989928.66
2'	355444.15	3989935.26
3'	355430.13	3989940.13
4'	355417.93	3989937.46
5'	355413.38	3989934.28
6'	355406.77	3989927.35
7'	355396.10	3989911.74
8'	355399.13	3989937.46
9'	355397.80	3989931.93
10'	355394.94	3989927.58
11'	355383.34	3989907.14
12'	355381.23	3989901.40

**Tableau 4.8 : Les coordonnées de gabionnage[26].**

N°	X	Y
1	355451,63	3989940.18
2	355452.19	3989940.92
3	355450.58	3989942.37
4	355450.42	3989943.67
5	355448.68	3989945.97
6	355446.27	3989947.52
7	355433.10	3989951.41
8	355420.63	3989950.66
9	355407.02	3989943.83
10	355401.71	3989938.28
11	355400.76	3989935.83
12	355399.71	3989933.29
13	355400.44	3989932.60

## 4.5 Conclusion

Cette partie est la plus importante dans notre projet qui consiste à trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser les deux glissements étudiés. Pour se faire, des calculs des stabilités à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop a été appliquée. La solution technique proposée pour stabiliser la route est la réalisation d'un rideau de pieux de 1.20 m de diamètre et de 15 mètres de profondeur avec un entraxe de 3 mètres. La solution technique proposée pour stabiliser la route est la réalisation d'un mur en gabion de 4 m de hauteur sur le linéaire touché par le glissement.

*Conclusion générale et  
Recommandations*

## **1 Conclusion générale**

Le présent mémoire a fait l'objet d'une étude géologique et géotechnique de deux cas de glissements situés dans les communes de Ouled Ben Abdelkader et Sandjes à la wilaya de Chlef.

La méthodologie suivie dans ce travail était de faire une recherche préliminaire des deux sites qui nous a permis d'obtenir des informations sur leur géologie et hydrologie. Cette recherche géologique nous a permis de constater que les causes principales du glissement de la CW02-PK 25+300 est la présence d'eau, la charge du mur en gabion et son ancrage mal réalisé. Par ailleurs, le glissement de la CW32-PK 2+500 est causé par la forte pente de talus sur le bord de la route, le mauvais ancrage du gabionnage qui a provoqué le basculement vers l'intérieur du remblai et le débordement des eaux à partir du fossé côté droit vers le talus.

Ensuite, une campagne de reconnaissance géotechnique basée sur les essais in-situ et au laboratoire a été réalisés afin de savoir la consistance, les caractéristiques physiques et mécaniques et chimiques du sol en mouvement et du substratum. Les résultats obtenus sont confirmés les causes du glissement dans les deux cas étudiés. Mais cette phase, assez essentielle, est nécessaire pour la bonne compréhension du tenu du versant.

Enfin, l'utilisation du logiciel Talren 4, nous a aidé à proposer des systèmes de confortement pour les deux cas étudiés ; il s'agit d'un rideau de pieux de 1.20 m de diamètre et de 15 mètres de profondeur avec un entraxe de 3 mètres pour le site de Oulad ben Abdelkader (CW02-PK 25+300), et d'un mur en gabion de 4 m de hauteur sur le linéaire touché par le glissement de Sandjes (CW32-PK 2+500).

A la fin de ce travail, nous espérons avoir contribué, même partiellement, à résoudre le problème de stabilité d'un site qui sera un point de départ à notre vie professionnelle.

## **2 Recommandations**

- Eviter les terrassements en période de pluie.
- Capturer les sources d'eau susceptibles de naître lors des terrassements.
- Soutenir les talus issus des terrassements en choisissant le type d'ouvrage le plus approprié et veiller à son bon dimensionnement.
- Réaliser des drainages en amont et aux alentours des ouvrages à construire dans le future (pénétrante, station....) pour limiter les infiltrations des eaux dans les sols argileux et marneux sensibles aux variations de la teneur en eau.
- Eviter de poser les remblais en amont des talus.

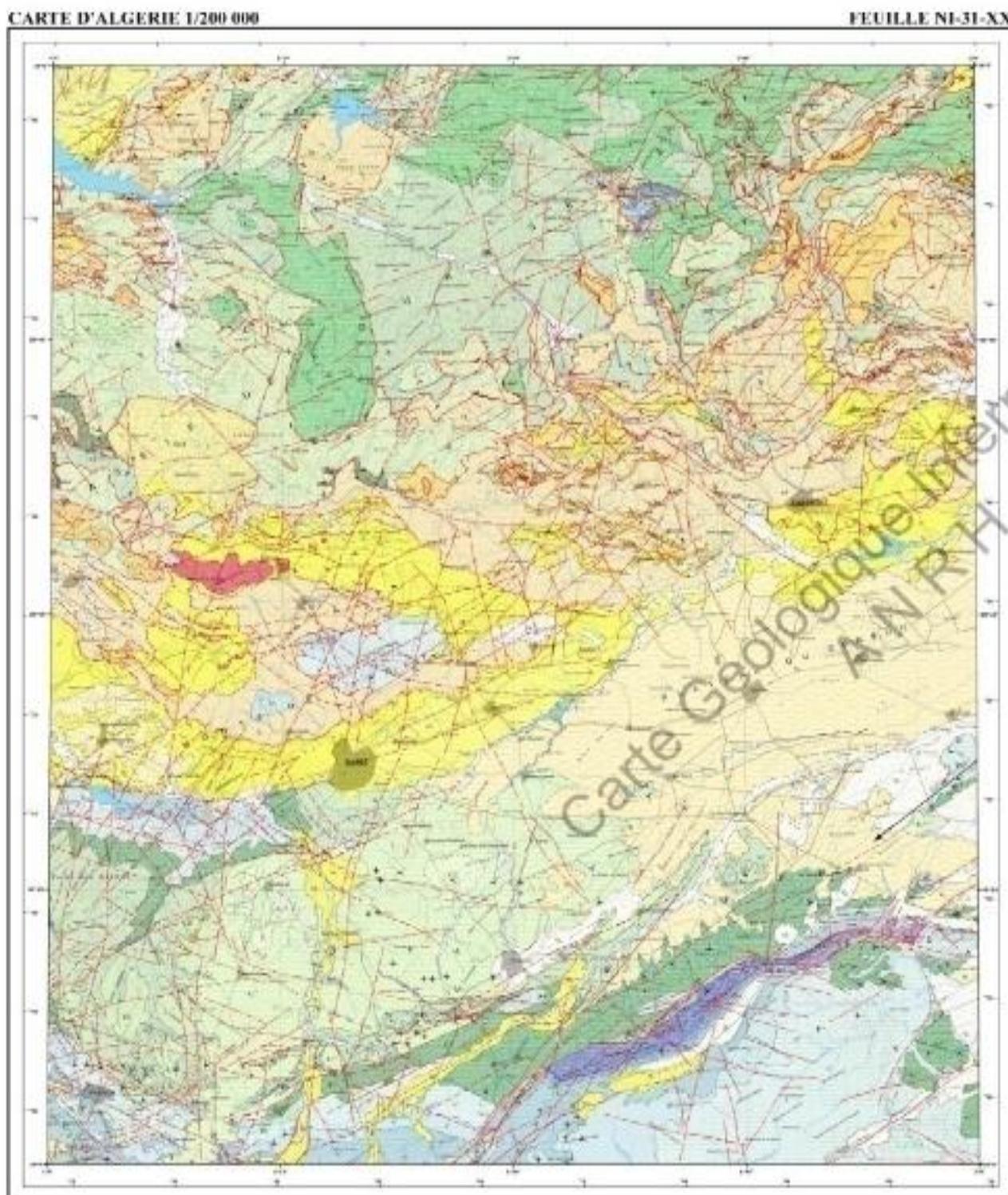
## *Références bibliographiques*

- [1] R. Dikau, *Landslide recognition: identification, movement, and clauses*, no. 1. Wiley, 1996.
- [2] D. J. Varnes, "Slope movement types and processes," *Spec. Rep.*, vol. 176, pp. 11–33, 1978.
- [3] E. Gervreau, "Qualité et optimisation des modèles de prévision de mouvements de terrain," *Bull. Liaison des Lab. des Ponts Chaussées*, no. 177, 1992.
- [4] B. Martins-Campina, "Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires: exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe)." 2005.
- [5] F. Ali, S. Abdelhamid, A. Brahim, and H. Benyounes, "Application Des Analyses Minéralogiques Et Géotechniques Des Argiles Dans L'étude Des Glissements De Terrains: Exemples Du Préfif Central (Maroc Septentrional)," *Papeles Geogr.*, no. 35, pp. 115–128, 2002.
- [6] G. Le Mignon and R. Cojean, "Rôle de l'eau dans la remobilisation de glissementscoulées (Barcelonnette, France)," in *Proceedings of the first European Conference on Landslides*. Czech Republic, Prague, 2002, pp. 239–244.
- [7] J.-P. Malet, "Les 'glissements de type écoulement'dans les marnes noires des Alpes du Sud. Morphologie, fonctionnement et modélisation hydro-mécanique." Université Louis Pasteur-Strasbourg I, 2003.
- [8] A. Remaître, "Morphologie et dynamique des laves torrentielles: Applications aux torrents des Terres Noires du bassin de Barcelonnette (Alpes du Sud)." ANRT, 2008.
- [9] N. Bouaziz and B. Melbouci, "Characterization of the Illilten earth flow (Algeria)," *Bull. Eng. Geol. Environ.*, vol. 78, no. 1, pp. 669–689, 2019.
- [10] B. Meziani, "Apport de l'imagerie géophysique à l'étude de quelques cas en Algérie d'instabilités gravitationnaires ou de zones humides." 2018.
- [11] A. MILLIES-LACROIX, "Classification des talus et versants instables," *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, no. SPEC X, 1981.
- [12] G. Dan, "Processus Gravitaires et Evaluation de la Stabilité des Pentés: Approches Géologique et Géotechnique. Application à la marge algérienne et à l'effondrement de l'aéroport de Nice en 1979." Université de Bretagne Occidentale, 2007.
- [13] H. BENDADOUCHE and S. LAZIZI, "Glissements de terrain et confortements pages bleues," 2013.
- [14] R. Wilson, "Predicting Areal Limit of Earthquake-Induced Landsliding, Evaluating Eathquake Hazards in the Los Angeles Region-An Earth-Science Perspective," *US Geol. Survery Prof. Pap.* 1360, pp. 317–345, 1985.
- [15] K. M'zoughem and W. Chenafa, "Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif)," *Mém. Ing., Univ. FERHAT ABBAS, Algérie*, 68p, 2006.
- [16] J. Sarout, "Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses: Modélisation micromécanique et expériences triaxiales." Paris 11, 2006.
- [17] K. Omraci, V. Merrien-Soukatchoff, J.-P. Tisot, J.-P. Piguet, and L. Nickel-SLN, "Stability analysis of lateritic waste deposits," *Eng. Geol.*, vol. 68, no. 3–4, pp. 189–199, 2003.
- [18] R. M. Faure, "L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I: Méthodes à la rupture," *Rev. française géotechnique*, no. 92, pp. 3–16, 2000.
- [19] G. Philipponnat and B. Hubert, "Fondations et ouvrages en terre, éditions." Eyrolles, Paris, 1998.
- [20] J.-L. DURVILLE and G. SEVE, "Stabilité des pentes: glissements en terrain meuble," *Tech. l'ingénieur. Constr.*, vol. 1, no. C254, pp. C254-1, 1996.
- [21] A. W. Bishop, "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes," *Geotechnique*, vol. 5, no. 1, pp. 7–17, 1955.
- [22] C. Plumelle et al., *Théorie et pratique de la géotechnique: Exercices et applications de mécanique des sols*. Éditions "Le Moniteur", 2013.

- [23] G. Morgenstern, "The Old Soldier (Book Review)," *Mod. Age*, vol. 9, no. 3, p. 327, 1965.
- [24] M. RAT, "Drainage. Rabattement," *Tech. l'ingénieur. Constr.*, vol. 1, no. C256, pp. C256-1, 1975.
- [25] H. Vidal, "Mémoire «La terre armée»," 1963.
- [26] R. AICAP, "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce," Roma, Assoc. Ital. Calcestruzzo Armato e Precompresso, 1993.
- [28] LCTP, "Etude du glissement de terrain sur CW 02 au PK 25+300 et sur CW 32 au PK 2+500.," Alger, Hussein Day, 2019.
- [27] Site web: <https://fr.climate-data.org/afrique/algerie/chlef/chlef-3688/>.
- [29] F. Achour, "Conditions hydrologiques et disponibilité en eau en région semi-aride: application de méthodologies nouvelles au bassin du chelif, algérie." Besançon, 1997.
- [30] M.-L. Schrambach-Mariani, No Title. 1966.
- [31] mémoire de fin d'étude de de stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua ouzemour (bejaia) 2013.
- [32] SiteWeb: <http://test.sols-mesures.com/wp-content/uploads/2015/10/memo-essai-oedometrique.pdf>
- [33] Site Web: <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01795697/document>.
- [34] Talren : [www.bief.net](http://www.bief.net) ; URL : <http://www.bief.net/index.php/les-metiersmainmenu29/ingerie-fluviale-mainmenu-31/maises-doeuvre-mainmenu-26/35-logiciels/logiciels-de-genie-civil-et-mnique/266-talren>.
- [35] ANRH (2005) : Agence National des Ressources Hydraulique.
- [36] Omar Kireche (1993) : Évolution géodynamique de la marge tellienne des maghrébines d'après l'étude du domaine parautochtone schistosés ; (Massifs du Chélif et d'Oranie, de Blida-Bou Maad, des Babors et Biban) ; Thèse présentée à l'université d'Alger pour l'obtention du grade de docteur ès sciences ; 328p.
- [37] Mémoire fin d'étude; théme: Étude de stabilité et proposition d'une solution de confortement d'un glissement de terrain au niveau de la RN 74(PK35+200); université Ferhat Abbas -SETIF; 2019.
- [38] Mémoire fin d'étude; théme:Etude de confortement d'un glissement de terrain RN 103 PK 68+100, Bougâa-Maouklan; université Ferhat Abbas -SETIF; 2019.
- [39] Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil Option : GEOTECHNIQUE Thème: Analyse et confortement d'un glissement de talus; Université de Tlemcen 2019.
- [40] Site Web: [http://www.fondasol.fr/actualites/138/qu\\_est\\_ce\\_qu\\_un\\_sondage\\_carotte\\_.php](http://www.fondasol.fr/actualites/138/qu_est_ce_qu_un_sondage_carotte_.php).
- [41] Site Web: [http://www.fondasol.fr/actualites/129/qu\\_est\\_ce\\_qu\\_un\\_essai\\_pressiometrique\\_.php](http://www.fondasol.fr/actualites/129/qu_est_ce_qu_un_essai_pressiometrique_.php).
- [42] Site Web: <https://www.wikip.fr/essais-de-compactage/le-penetrometre-dynamique>.
- [43]<http://dspace.univ->

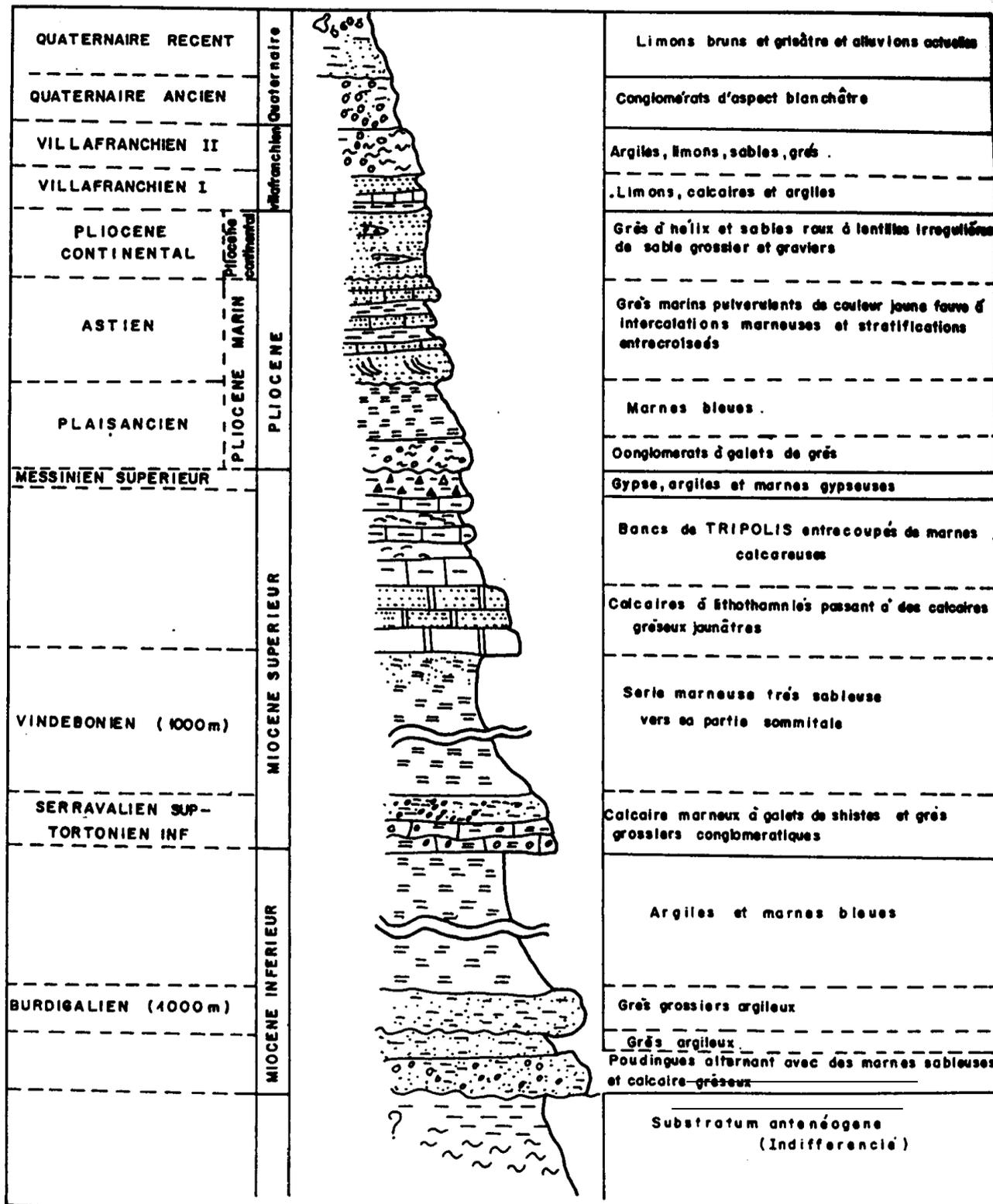
# *Annexes*

Annexe 2.1: Carte géologique interprétative de la région de Tiaret et Chlef [26].





Annexe 2.2: Log stratigraphique (ECH = 1/10.000).



Annexe 2.3: Stratigraphie et niveaux aquifères[37].

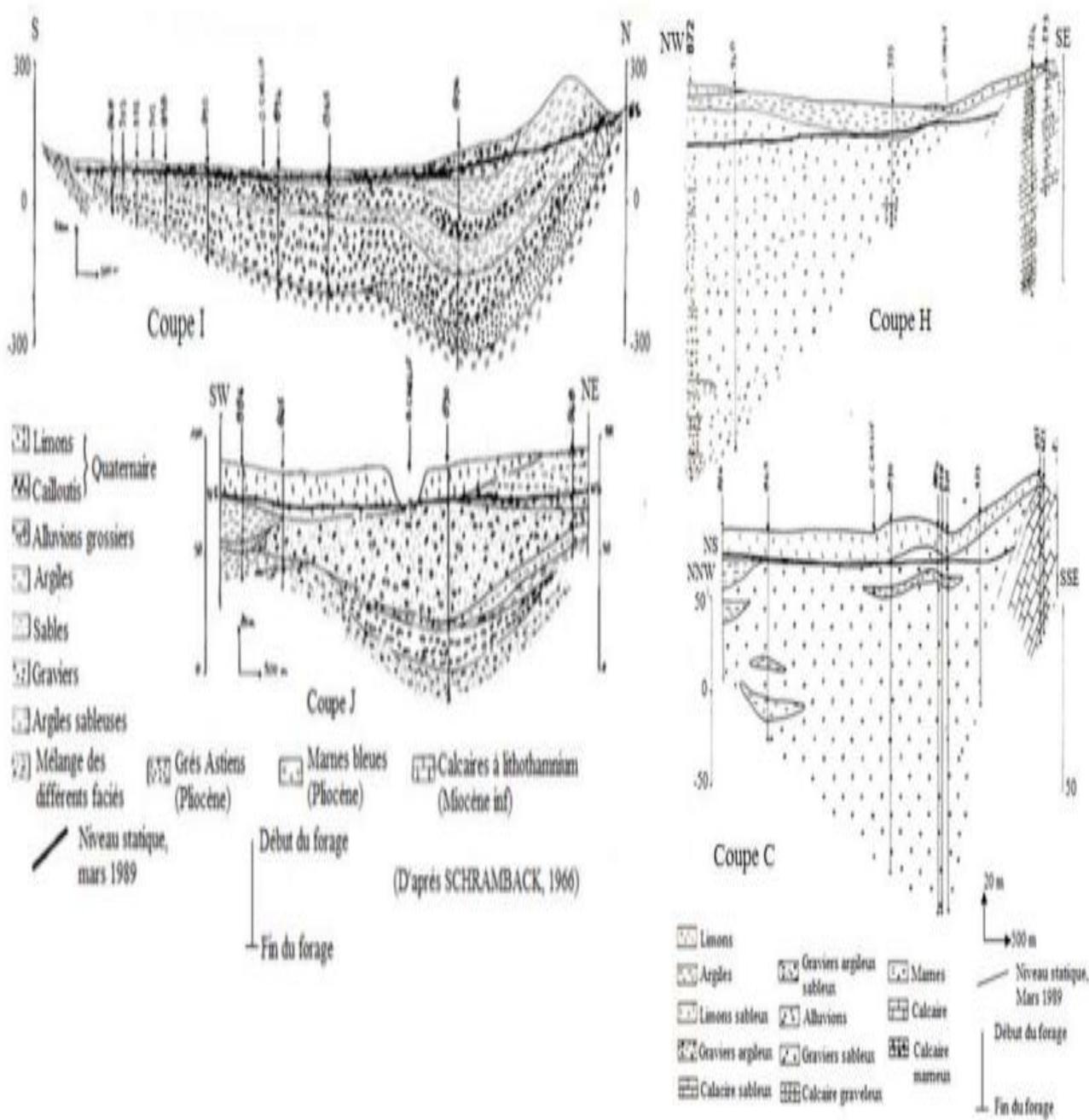
Designation sur la carte au 1/50000	Nom d'étages	Nature des dépôts	Perméabilité	Niveaux aquifères théoriques	
a <sup>1</sup> A <sub>1</sub>	Quaternaire récent (20-50m)	Argiles	I		
	Quaternaire moyen	Sables, grés et graviers	P		
q	Quaternaire ancien (100-200m)	Poudingues, grés et gravier	P		
p <sup>1</sup>	Pliocène supérieur ou Astien (50-100 m)	Grés grossiers (sables dunaire et grés).	P	Niveau 6 (important)	
p <sup>2</sup> et p <sup>3</sup>	Pliocène inférieur ou Plaisancien (50-200 m)	Marnes bleues	I		
		Marnes blanches et calcaires			
		Grés grossiers et graviers	P	Niveau 5	
m <sup>4</sup> +G mc <sup>4</sup>	Sahélien	350 m	Gypse et marnes gypseuses	I	
		175 m	Marnes blanches à tripolis	I	
mc <sup>3</sup>	Tortonien	55-260 m	Grés et calcaire à Lithothamnium	P	Niveau 4
		50-500 m	Marnes bleues	I P	
		<50 m	Gré et grés calcaires	P	Niveau 3
m <sub>2</sub>	Hélvitien	200-300 m	Marnes sombres	I	
		100-120 m	Poudingues et gré calcaire	P	Niveau 2
		200-700 m	Marnes sableuses plus ou moins bréchoïde	I	
		50-220 m	Conglomérats	P	Niveau 1 (possible)

P: perméable

I: imperméable

Les épaisseur de couches varient régionalement, il s'agit d'un schéma théorique ou des horizons peuvent manquer

Annexe 2.4: Coupe hydrogéologique schématique [30][37].



**Annexe 3.1 Sondage carotté SC01 , caisse N°01 (0.00 - 06.00 m)**

(Cas du glissement CW 02 - PK 25+300)



**Sondage carotté SC01 , caisse N°01 (0.00 - 06.00 m)**



**Sondage carotté SC02, caisse N°01 (00.00 -05.00 m)**



**Sondage carotté SC02, caisse N°02 (05.00 -09.00 m)**



**Sondage carotté SC02 , caisse N°03 (09.00 -13.00 m)**



**Sondage carotté SC02 , caisse N°04 (13.00 -15.00 m)**



**Sondage carotté SC03 , caisse N°01 (00.00 -09.00 m)**



Sondage carotté SC03 , caisse N°02 (09.00 -16.00 m)

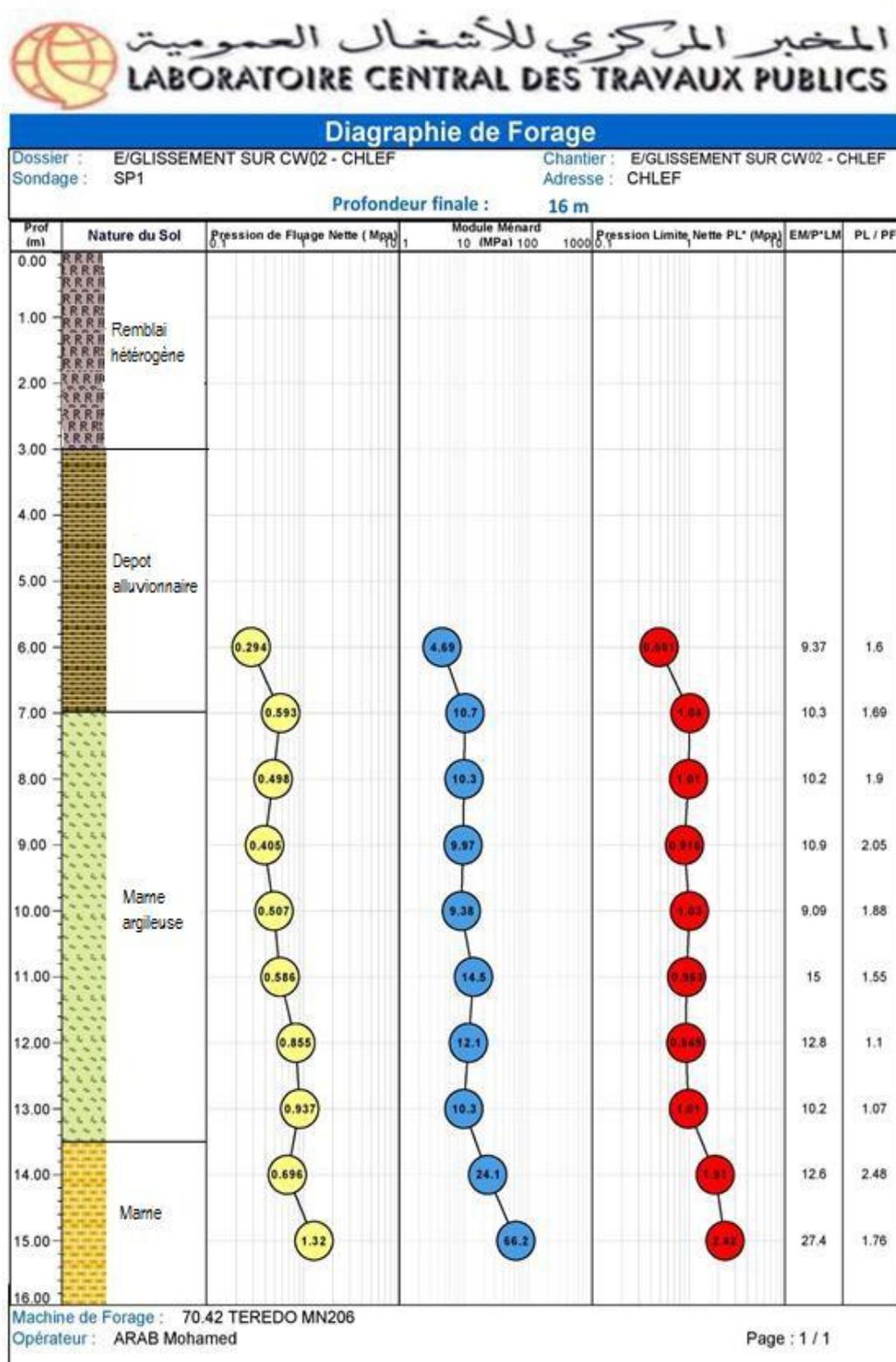


Sondage carotté SC03 , caisse N°03 (16.00 -20.00 m)

## Sondage pressiométrique

### Cas du glissement CW 02 - PK 25+300

Annexe 3.4: Diagraphie de forage Jusqu'à une profondeur de 16 m.



Annexe 3.5 : Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard(SP1) dans la profondeur de 6m.



**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD**

- DONNEES -

SITE	Dossier	E/GLISSMENT SUR CW02- CHLEF
	Pays	ALGERIE
	Nom du chantier	E/GLISSMENT SUR CW02- CHLEF
	Localisation / réf. Plan	CHLEF
Forage	SP1	

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE				
	Référence	60-gct	Type	Coaxiale	Liquide	Nature	Eau	Référence	ETA-SP1		
	Longueur		Gaine	Jumelée X	Densité $\gamma_{fl}$		1.00	Pression d'étalonnage $p_{0i}$ (MPa)	0.211		
	210 mm X	Caoutchouc	Longueur totale (m)		Nature	Gaz	Azote	CALIBRAGE			
	370 mm	Structure renforcée X	50.00		Compressibilité $\beta_{sp}$ (m <sup>3</sup> )		0.00016	Référence	CAL-SP1		
	Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm)	66.0			
	E	Lamelles métalliques	Référence fournisseur					Coefficient de calibrage $a$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	5.867		
	G X	Tube fendu	Etalonnage $p_{0i}$ (MPa)	0.050					Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> )	495.8	

ESSAI	Référence de l'essai	SP1-6M
	Date et heure	19/01/2019
	Unité de contrôle (CPV)	1080
	Enregistreur	
Opérateur(s)	BOUREZG	
Pression différentielle	-0.030	
Observations (temps, etc)		

Palier	DONNEES BRUTES								DONNEES CORRIGEEES en P & V			
	PRESSIONS $p_i$ (MPa)				VOLUMES $V(t)$ (cm <sup>3</sup> )				PRESSION $p$ (MPa)	VOLUME $V^H$ (cm <sup>3</sup> )	PENTE $\Delta V^{60/30} / \Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAGE $\Delta V^{60/30}$ (cm <sup>3</sup> )
0												
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	45.000	0.040	45.000		45.000
2	0.050	0.050	0.050	0.050	100.000	100.000	100.000	122.000	0.055	121.707	4974.379	22.000
3	0.100	0.100	0.100	0.100	155.000	155.000	155.000	165.000	0.088	164.413	1307.103	10.000
4	0.150	0.150	0.150	0.150	180.000	180.000	180.000	185.000	0.131	184.120	467.548	5.000
5	0.200	0.200	0.200	0.200	195.000	195.000	195.000	202.000	0.175	200.827	384.568	7.000
6	0.250	0.250	0.250	0.250	214.000	214.000	214.000	217.000	0.219	215.533	332.093	3.000
7	0.300	0.300	0.300	0.300	231.000	231.000	231.000	235.000	0.263	233.240	406.943	4.000
8	0.350	0.350	0.350	0.350	252.000	252.000	252.000	257.000	0.306	254.947	510.696	5.000
9	0.400	0.400	0.400	0.400	275.000	275.000	275.000	283.000	0.348	280.653	617.570	8.000
10	0.450	0.450	0.450	0.450	308.000	308.000	308.000	322.000	0.386	319.360	1008.778	14.000
11	0.500	0.500	0.500	0.500	360.000	360.000	360.000	380.000	0.421	377.067	1681.302	20.000
12	0.550	0.550	0.550	0.550	430.000	430.000	430.000	455.000	0.453	451.773	2325.290	25.000
13	0.600	0.600	0.600	0.600	510.000	510.000	510.000	542.000	0.485	538.480	2699.422	32.000
14	0.700	0.700	0.700	0.700	610.000	610.000	610.000	655.000	0.566	650.893	1398.485	45.000
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												

NIVEAUX	Système de nivellement	NGF	Cotes absolues		Cotes relatives	
			$Z_C$		$Z_N$	+ 1.00
			$Z_W$		$Z_S$	0 (tête de forage)
						- 6.00

FORAGE	Système de localisation	X =		Y =	
	Atelier de forage	70.42			
	Méthode de forage (abréviations du tableau C)	CAR			
	Outil de forage	type		Cour_D	
		diamètre (mm)	66		
	Niveau pied de tubage (m)				
UNITES	Fluide d'injection				
	Passé de forage	de ... (m)	0		
		à ... (m)	10		
	Terminée à				
	Hauteurs	mètre	m		
	Temps	seconde	s		
	Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>		
	Pressions	Mégapascal	MPa		



**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD**

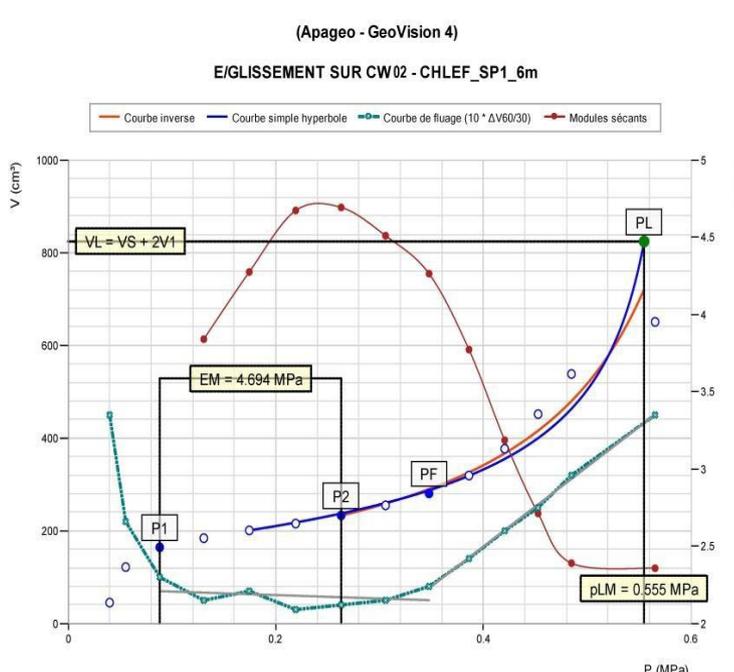
- RESULTATS -

Dossier	E/GLISSMENT
Référence de l'essai	SP1-6M
Nom du chantier	E/GLISSMENT
Forage	SP1
Profondeur de l'essai	6.00

(Apageo - GeoVision 4)

E/GLISSMENT SUR CW02- CHLEF\_SP1\_6m



RESULTATS CALCULES NORMATIFS	
$\sigma_{1m}$ (MPa)	0.054
$p_1$ (MPa)	0.088
$p_2$ (MPa)	0.263
$p_f$ (MPa)	0.348
$p_{1m}$ (MPa)	0.555
$p_{1m}$ (MPa)	0.501
$E_H$ (MPa)	4.694
$E_H / p_{1m}$	8.500
$E_H / p_{1m}$	9.400

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES			
volumes inverses	A	-9.96E-03	
	B	6.91E-03	
hyperbole	C	5.90E-01	
	D	1.87E+04	
Erreur Moyenne (orb)			2.40E+01

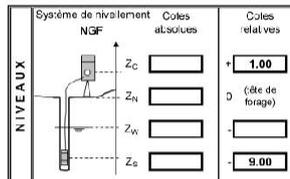
  

COMMENTAIRES	
PLMR = 0.572 MPa	
PLMH = 0.555 MPa	



Annexe 3.7: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 9m.

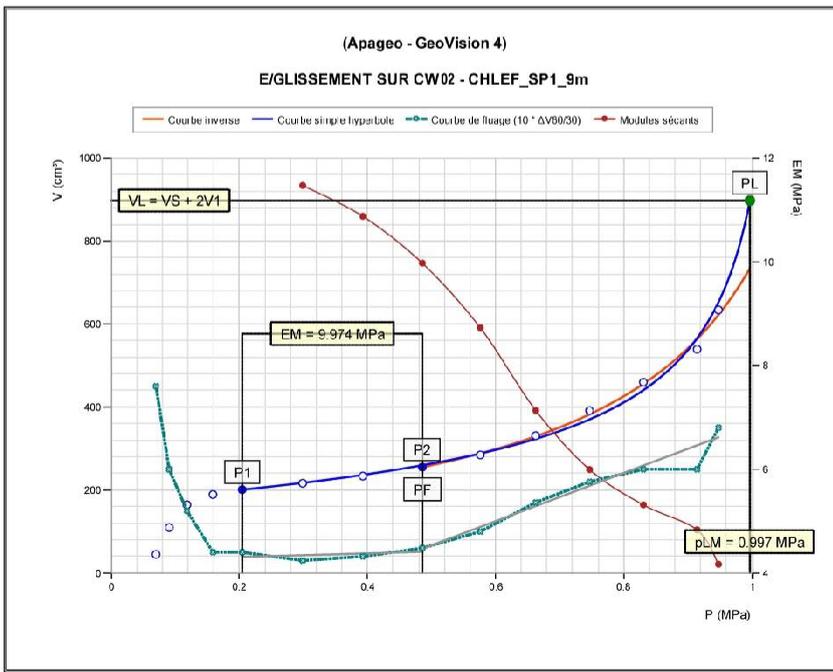
		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/CLISEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1									
<b>SONDE</b>	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 210 mm X 370 mm Type: Gaine Matériau: Caoutchouc Structure: Structure renforcée X Type: Structure métallique Matériau: Lameilles métalliques E: X Tube fendu		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Joints: X Liquide: Nature: Eau Densité: 1.00 Gaz: Nature: Azote Compressibilité: 0.00016 Longueur totale (m): 50.00		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $p_0$ (MPa): 0.211 Référence: CAL-SP1 Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm): 66.0 Coefficient de calibrage $a$ (mm/MPa): 5.967 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 485.0								
	<b>CARACTERISTIQUES MEMBRANE</b> Référence fournisseur: Etalonnage $p_{10}$ (MPa): 0.050												
	<b>DONNEES BRUTES</b>												
	<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>												
Palier	PRESSIONS $p$ (MPa) 1 s    15 s    30 s    60 s				VOLUMES $V(t)$ (cm <sup>3</sup> ) 1 s    15 s    30 s    60 s				PRESSION $p$ (MPa)	VOLUME $V^0$ (cm <sup>3</sup> )	PERTE $\Delta V^{PMS} / \Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAGE $\Delta V^{FB} / \Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	MODULE EM (MPa)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	45.000	0.070	45.000		45.000	
1	0.050	0.050	0.050	0.050	85.000	85.000	85.000	110.000	0.091	109.707	3.162	108	25.000
2	0.100	0.100	0.100	0.100	150.000	150.000	150.000	165.000	0.118	164.413	1978	442	15.000
3	0.150	0.150	0.150	0.150	195.000	195.000	195.000	190.000	0.159	189.120	811	735	5.000
4	0.200	0.200	0.200	0.200	197.000	197.000	197.000	202.000	0.205	200.827	259	570	5.000
5	0.300	0.300	0.300	0.300	215.000	215.000	215.000	218.000	0.299	218.240	166	313	3.000
6	0.400	0.400	0.400	0.400	232.000	232.000	232.000	236.000	0.393	233.653	136	332	4.000
7	0.500	0.500	0.500	0.500	257.000	257.000	257.000	258.000	0.486	255.667	133	531	6.000
8	0.600	0.600	0.600	0.600	278.000	278.000	278.000	288.000	0.576	284.480	327	223	10.000
9	0.700	0.700	0.700	0.700	318.000	318.000	318.000	325.000	0.663	330.693	540	058	17.000
10	0.800	0.800	0.800	0.800	374.000	374.000	374.000	366.000	0.747	391.307	721	579	22.000
11	0.900	0.900	0.900	0.900	440.000	440.000	440.000	465.000	0.831	459.720	816	936	25.000
12	1.000	1.000	1.000	1.000	520.000	520.000	520.000	545.000	0.914	539.133	950	127	25.000
13	1.050	1.050	1.050	1.050	625.000	625.000	625.000	640.000	0.948	633.640	2830	909	36.000
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													



Système de localisation X = Y =	
Atelier de forage: 70.42	
Méthode de forage: CAR (abréviation du tableau C)	
Outil de forage: type diamètre (mm): 85	Cour. D
Niveau pied de tubage (m):	
Filaire d'injection:	
Passe de forage: de ... (m): 0 à ... (m): 10 Terminée à:	

Hauturs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - RESULTATS -		Dossier: E/GLISSEMENT Référence de l'essai: SP1-9M Nom du chantier: E/CLISEMENT Forage: SP1 Profondeur de l'essai: 9.00	
---	--	--	--	---	--



RESULTATS CALCULES NORMATIFS	
$\sigma_{10}$ (MPa)	0.081
$\sigma$ (MPa)	0.205
$\sigma_3$ (MPa)	0.486
$p_c$ (MPa)	0.486
$p_{10}$ (MPa)	0.997
$p_{100}$ (MPa)	0.916
$E_{10}$ (MPa)	9.974
$E_{10} / D_{10}$	10.000
$E_{10} / \sigma_{10}$	10.900

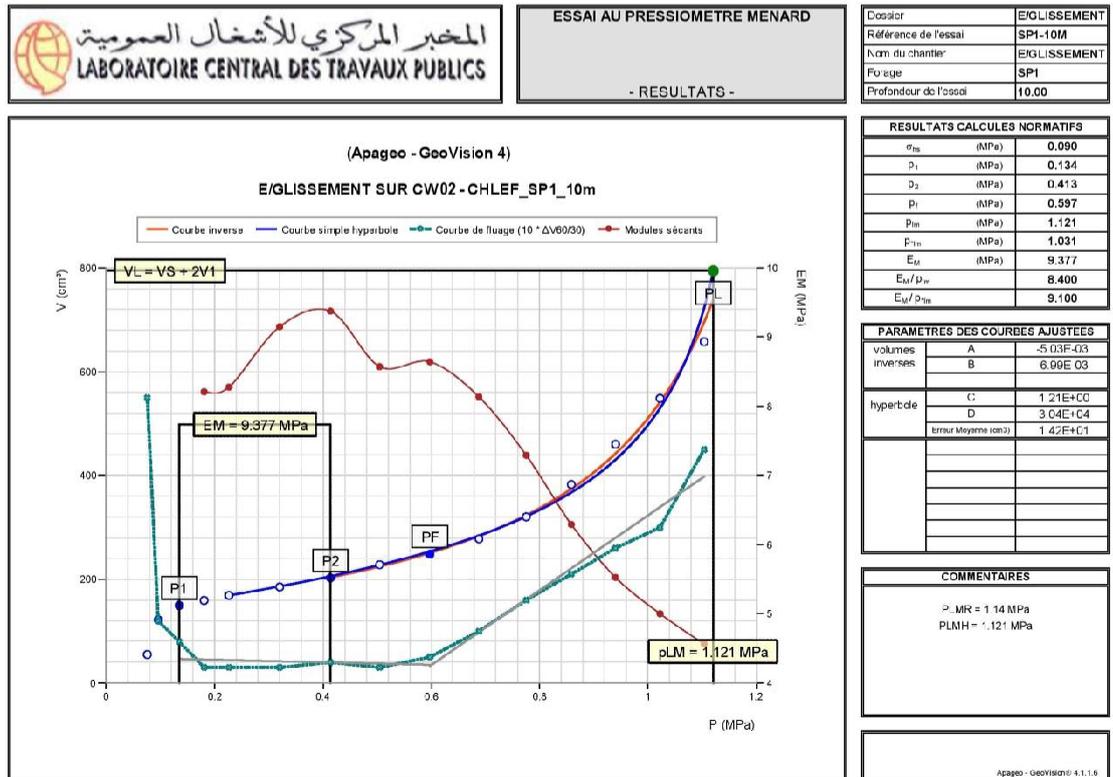
PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES	
volumes inverses	A: -5.01E-03
	B: 6.36E-03
hyperbole	C: 1.05E+00
	D: 1.44E+04
Erreur Moyenne (cm): 2.06E+01	

COMMENTAIRES

$PLNH = 1.046$  MPa  
 $PLMH = 0.997$  MPa

Annexe 3.8: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 10m.

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1									
SOLEIL SOLEIL	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-grt Longueur: 210 mm X 370 mm X Type: Gaine Matériau: Caoutchouc Structure: Structure renforcée X Lamelles: Lamelles métalliques Tube: Tube fendu		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Juretée: X Liquide: Nature: Eau Densité: 1.00 Gaz: Nature: Azote Compressibilité: 0.00016		<b>ETA_ANNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Fression d'étaonnage p <sub>0</sub> (MPa): 0.211 Référence: CAL-DRAGE Diamètre intérieur du tube d (mm): 66.0 Coefficient de calibrage a (cm <sup>3</sup> /MPa): 5.987 Volume de la sonde V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ): 485.0								
	<b>CHARACTERISTIQUES MEMBRANE</b> Référence fournisseur: Etalonnage p <sub>0</sub> (MPa): 0.050		Système de nivellement: NGF Cotes absolues: Z <sub>C</sub> , Z <sub>P</sub> , Z <sub>V</sub> , Z <sub>0</sub> Cotes relatives: +1.00, 0 (dite de forage), -10.00		Référence de l'essai: SP1-10M Date et heure: 19/01/2019 Unité de contrôle (CPV): 1060 Enregistreur: Opérateur(s): BOUREZG Pression différentielle: 0.010 Observations (temps, etc):								
	<b>DONNEES BRUTES</b>				<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>								
	Palier	PRESSIONS p <sub>i</sub> (MPa) 1 s, 15 s, 30 s, 60 s				VOLUMES V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> ) 1 s, 15 s, 30 s, 60 s				PRESSION p (MPa)	VOLUME V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	PERTE ΔV <sup>100</sup> <sub>100</sub> (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAGE ΔV <sup>100</sup> <sub>100</sub> (cm <sup>3</sup> )
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	56.000	0.076	66.000		56.000	
1	0.050	0.050	0.050	0.050	110.000	110.000	110.000	122.000	0.095	121.707	3308.043	12.000	
2	0.100	0.100	0.100	0.100	142.000	142.000	142.000	150.000	0.134	149.413	721.093	8.000	
3	0.150	0.150	0.150	0.150	157.000	157.000	157.000	160.000	0.160	159.120	213.030	3.000	9.209
4	0.200	0.200	0.200	0.200	157.000	167.000	157.000	170.000	0.226	168.627	213.422	3.000	8.277
5	0.300	0.300	0.300	0.300	184.000	184.000	184.000	187.000	0.320	185.240	178.293	3.000	9.162
6	0.400	0.400	0.400	0.400	201.000	201.000	201.000	200.000	0.413	202.653	199.143	4.000	9.377
7	0.500	0.500	0.500	0.500	228.000	228.000	228.000	231.000	0.504	229.167	247.157	3.000	8.574
8	0.600	0.600	0.600	0.600	247.000	247.000	247.000	252.000	0.597	248.480	222.050	6.000	8.644
9	0.700	0.700	0.700	0.700	272.000	272.000	272.000	282.000	0.688	277.693	327.490	10.000	8.135
10	0.800	0.800	0.800	0.800	309.000	309.000	309.000	325.000	0.775	320.307	488.154	16.000	7.293
11	0.900	0.900	0.900	0.900	337.000	367.000	337.000	368.000	0.859	302.720	752.459	21.000	6.293
12	1.000	1.000	1.000	1.000	440.000	440.000	440.000	466.000	0.940	460.133	948.948	26.000	5.575
13	1.100	1.100	1.100	1.100	626.000	626.000	626.000	666.000	1.023	648.647	1078.669	30.000	5.002
14	1.200	1.200	1.200	1.200	620.000	620.000	620.000	665.000	1.104	657.960	1345.735	45.000	4.563
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													



Annexe 3.9: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 11m.

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf Plan: CHLEF Forage: SP1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
<b>SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 310 mm X 370 mm Type: E G X		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Joints: X Longueur totale (m): 50,00 Liquide: Nature Eau: Densité $\gamma_w$ : 1,00 Azote: Compressibilité $\beta_w$ (m <sup>-1</sup> ): 0,00016 Gaz:		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $P_{01}$ (MPa): 0,211 Référence: CALBRACE Calibre intérieur du tube $d_i$ (mm): 66,0 Coefficient de calibrage $a$ (cm <sup>3</sup> /MPa): 5,367 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 455,6		Référence de l'essai: SP1-11M Date et heure: 19/01/2019 Unité de cor (tôle (CPIV)): 1080 Enregistreur: BOUREZG Pression différentielle: 0,020 Observations (temps, etc):																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
<b>DONNEES BRUTES</b>		<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>		<b>NIVEAUX</b>																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Palier</th> <th colspan="4">PRESSIONS <math>p_i</math> (MPa)</th> <th colspan="4">VOLUMES <math>V_i</math> (cm<sup>3</sup>)</th> <th rowspan="2">PRESSION <math>p</math> (MPa)</th> <th rowspan="2">VOLUME <math>V^0</math> (cm<sup>3</sup>)</th> <th rowspan="2">PERTE <math>\Delta V^{0/90}</math> (cm<sup>3</sup>/MPa)</th> <th rowspan="2">FLUAGE <math>\Delta V^{0/90}</math> (cm<sup>3</sup>)</th> <th rowspan="2">MODULE EM (MPa)</th> </tr> <tr> <th>1 s</th> <th>15 s</th> <th>30 s</th> <th>90 s</th> <th>1 s</th> <th>15 s</th> <th>30 s</th> <th>90 s</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>45.000</td><td>0.090</td><td>45.000</td><td></td><td>45.000</td><td></td></tr> <tr><td>2</td><td>0.050</td><td>0.050</td><td>0.050</td><td>0.050</td><td>95.000</td><td>95.000</td><td>95.000</td><td>115.000</td><td>0.108</td><td>114.707</td><td>3798.950</td><td>20.000</td><td></td></tr> <tr><td>3</td><td>0.100</td><td>0.100</td><td>0.100</td><td>0.100</td><td>150.000</td><td>150.000</td><td>150.000</td><td>170.000</td><td>0.136</td><td>169.413</td><td>1963.459</td><td>20.000</td><td></td></tr> <tr><td>4</td><td>0.150</td><td>0.150</td><td>0.150</td><td>0.150</td><td>210.000</td><td>210.000</td><td>210.000</td><td>215.000</td><td>0.170</td><td>214.120</td><td>1034.019</td><td>5.000</td><td></td></tr> <tr><td>5</td><td>0.200</td><td>0.200</td><td>0.200</td><td>0.200</td><td>224.000</td><td>224.000</td><td>224.000</td><td>228.000</td><td>0.215</td><td>225.627</td><td>282.315</td><td>4.000</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td>0.300</td><td>0.300</td><td>0.300</td><td>0.300</td><td>239.000</td><td>239.000</td><td>239.000</td><td>242.000</td><td>0.311</td><td>240.240</td><td>143.693</td><td>3.000</td><td>13.763</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.400</td><td>0.400</td><td>0.400</td><td>0.400</td><td>252.000</td><td>252.000</td><td>252.000</td><td>255.000</td><td>0.407</td><td>252.653</td><td>132.455</td><td>3.000</td><td>14.473</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.500</td><td>0.500</td><td>0.500</td><td>0.500</td><td>273.000</td><td>273.000</td><td>273.000</td><td>277.000</td><td>0.500</td><td>274.067</td><td>232.911</td><td>4.000</td><td>11.937</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.600</td><td>0.600</td><td>0.600</td><td>0.600</td><td>294.000</td><td>294.000</td><td>294.000</td><td>296.000</td><td>0.593</td><td>295.480</td><td>232.071</td><td>5.000</td><td>11.066</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.700</td><td>0.700</td><td>0.700</td><td>0.700</td><td>319.000</td><td>319.000</td><td>319.000</td><td>327.000</td><td>0.685</td><td>322.893</td><td>300.823</td><td>8.000</td><td>10.015</td></tr> <tr><td>11</td><td>0.800</td><td>0.800</td><td>0.800</td><td>0.800</td><td>355.000</td><td>355.000</td><td>355.000</td><td>370.000</td><td>0.773</td><td>365.307</td><td>482.418</td><td>15.000</td><td>8.483</td></tr> <tr><td>12</td><td>0.900</td><td>0.900</td><td>0.900</td><td>0.900</td><td>410.000</td><td>410.000</td><td>410.000</td><td>432.000</td><td>0.850</td><td>429.720</td><td>726.532</td><td>22.000</td><td>7.003</td></tr> <tr><td>13</td><td>1.000</td><td>1.000</td><td>1.000</td><td>1.000</td><td>472.000</td><td>472.000</td><td>472.000</td><td>456.000</td><td>0.944</td><td>489.133</td><td>725.970</td><td>23.000</td><td>6.310</td></tr> <tr><td>14</td><td>1.050</td><td>1.050</td><td>1.050</td><td>1.050</td><td>550.000</td><td>550.000</td><td>550.000</td><td>560.000</td><td>0.978</td><td>573.640</td><td>2613.039</td><td>30.000</td><td>5.238</td></tr> <tr><td>15</td><td>1.100</td><td>1.100</td><td>1.100</td><td>1.100</td><td>642.000</td><td>642.000</td><td>642.000</td><td>672.000</td><td>1.013</td><td>665.547</td><td>2630.418</td><td>30.000</td><td>4.554</td></tr> <tr><td>16</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>17</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>18</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>19</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>21</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>22</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>23</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>24</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Palier	PRESSIONS $p_i$ (MPa)				VOLUMES $V_i$ (cm <sup>3</sup> )				PRESSION $p$ (MPa)	VOLUME $V^0$ (cm <sup>3</sup> )	PERTE $\Delta V^{0/90}$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAGE $\Delta V^{0/90}$ (cm <sup>3</sup> )	MODULE EM (MPa)	1 s	15 s	30 s	90 s	1 s	15 s	30 s	90 s	0														1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	45.000	0.090	45.000		45.000		2	0.050	0.050	0.050	0.050	95.000	95.000	95.000	115.000	0.108	114.707	3798.950	20.000		3	0.100	0.100	0.100	0.100	150.000	150.000	150.000	170.000	0.136	169.413	1963.459	20.000		4	0.150	0.150	0.150	0.150	210.000	210.000	210.000	215.000	0.170	214.120	1034.019	5.000		5	0.200	0.200	0.200	0.200	224.000	224.000	224.000	228.000	0.215	225.627	282.315	4.000		6	0.300	0.300	0.300	0.300	239.000	239.000	239.000	242.000	0.311	240.240	143.693	3.000	13.763	7	0.400	0.400	0.400	0.400	252.000	252.000	252.000	255.000	0.407	252.653	132.455	3.000	14.473	8	0.500	0.500	0.500	0.500	273.000	273.000	273.000	277.000	0.500	274.067	232.911	4.000	11.937	9	0.600	0.600	0.600	0.600	294.000	294.000	294.000	296.000	0.593	295.480	232.071	5.000	11.066	10	0.700	0.700	0.700	0.700	319.000	319.000	319.000	327.000	0.685	322.893	300.823	8.000	10.015	11	0.800	0.800	0.800	0.800	355.000	355.000	355.000	370.000	0.773	365.307	482.418	15.000	8.483	12	0.900	0.900	0.900	0.900	410.000	410.000	410.000	432.000	0.850	429.720	726.532	22.000	7.003	13	1.000	1.000	1.000	1.000	472.000	472.000	472.000	456.000	0.944	489.133	725.970	23.000	6.310	14	1.050	1.050	1.050	1.050	550.000	550.000	550.000	560.000	0.978	573.640	2613.039	30.000	5.238	15	1.100	1.100	1.100	1.100	642.000	642.000	642.000	672.000	1.013	665.547	2630.418	30.000	4.554	16														17														18														19														20														21														22														23														24														Système de nivellement NGF Cotes absolues Cotes relatives Zc: +1.00 Zv: 0 (côte de forage) Zs: -11.00	
Palier	PRESSIONS $p_i$ (MPa)				VOLUMES $V_i$ (cm <sup>3</sup> )				PRESSION $p$ (MPa)	VOLUME $V^0$ (cm <sup>3</sup> )						PERTE $\Delta V^{0/90}$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAGE $\Delta V^{0/90}$ (cm <sup>3</sup> )	MODULE EM (MPa)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
	1 s	15 s	30 s	90 s	1 s	15 s	30 s	90 s																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	45.000	0.090	45.000		45.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
2	0.050	0.050	0.050	0.050	95.000	95.000	95.000	115.000	0.108	114.707	3798.950	20.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
3	0.100	0.100	0.100	0.100	150.000	150.000	150.000	170.000	0.136	169.413	1963.459	20.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
4	0.150	0.150	0.150	0.150	210.000	210.000	210.000	215.000	0.170	214.120	1034.019	5.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
5	0.200	0.200	0.200	0.200	224.000	224.000	224.000	228.000	0.215	225.627	282.315	4.000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
6	0.300	0.300	0.300	0.300	239.000	239.000	239.000	242.000	0.311	240.240	143.693	3.000	13.763																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
7	0.400	0.400	0.400	0.400	252.000	252.000	252.000	255.000	0.407	252.653	132.455	3.000	14.473																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
8	0.500	0.500	0.500	0.500	273.000	273.000	273.000	277.000	0.500	274.067	232.911	4.000	11.937																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
9	0.600	0.600	0.600	0.600	294.000	294.000	294.000	296.000	0.593	295.480	232.071	5.000	11.066																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
10	0.700	0.700	0.700	0.700	319.000	319.000	319.000	327.000	0.685	322.893	300.823	8.000	10.015																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
11	0.800	0.800	0.800	0.800	355.000	355.000	355.000	370.000	0.773	365.307	482.418	15.000	8.483																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
12	0.900	0.900	0.900	0.900	410.000	410.000	410.000	432.000	0.850	429.720	726.532	22.000	7.003																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
13	1.000	1.000	1.000	1.000	472.000	472.000	472.000	456.000	0.944	489.133	725.970	23.000	6.310																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
14	1.050	1.050	1.050	1.050	550.000	550.000	550.000	560.000	0.978	573.640	2613.039	30.000	5.238																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
15	1.100	1.100	1.100	1.100	642.000	642.000	642.000	672.000	1.013	665.547	2630.418	30.000	4.554																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
16																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
17																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
18																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
19																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
20																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
21																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
22																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
23																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
24																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
<b>FORAGE</b>		Système de localisation: X = Y = Atelier de forage: 70.42 Méthode de forage (observateur du tableau C): CAR Outil de forage: type diamètre (mm): 65 Niveau zéro de lubage (m): Fluide d'injection: de ... (m) à ... (m) Passe ce forage: Terminée à Hauteur: mètre m Temps: seconde s Volumes: centimètre cube cm <sup>3</sup> Pressions: Mégapascal MPa																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - RESULTATS -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Référence de l'essai: SP1-11M Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Forage: SP1 Profondeur de l'essai: 11,00	
---	--	--	--	--	--



**RESULTATS CALCULES NORMATIFS**

$\sigma_{ns}$ (MPa)	0.099
$\sigma_1$ (MPa)	0.215
$\sigma_2$ (MPa)	0.407
$p$ (MPa)	0.685
$p_{01}$ (MPa)	1.062
$p_{111}$ (MPa)	0.963
$E_H$ (MPa)	14.473
$E_H / D_{111}$	13.500
$E_H / \sigma_{ns}$	15.000

**PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES**

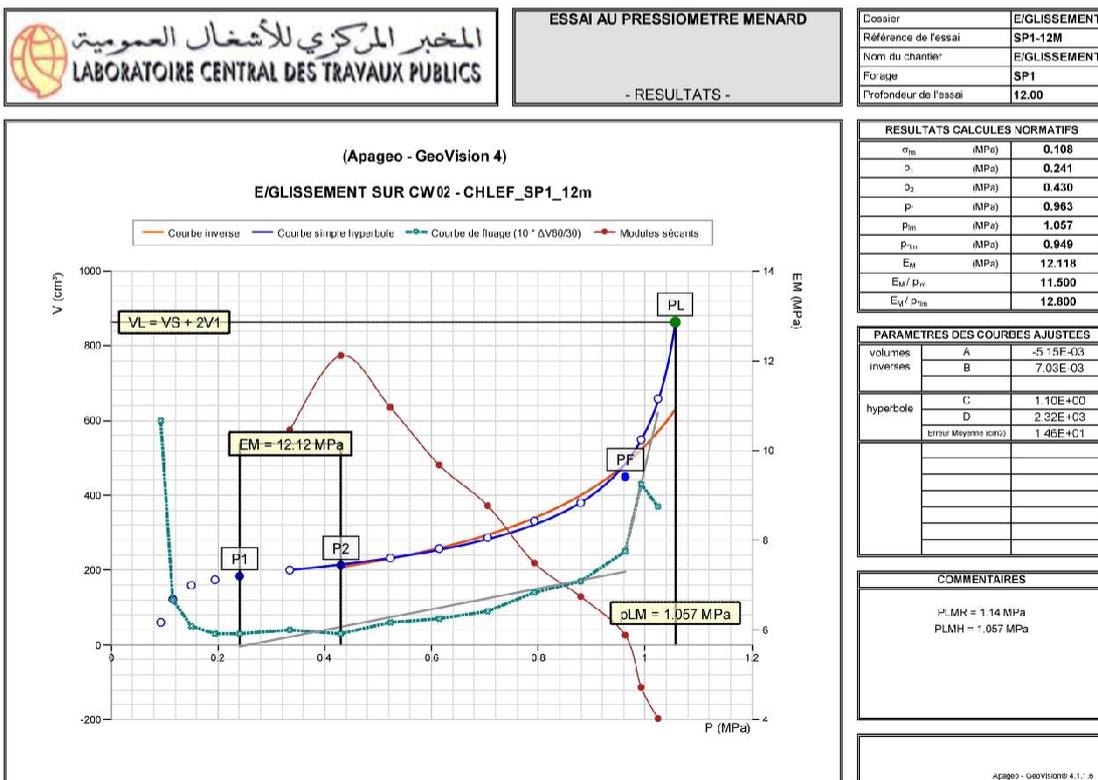
volumes inverses	A	-3.96E-13
	B	5.68E-03
hypertole	C	1.11E+00
	D	-4.60E+03
	erreur Moyenne (conc)	2.37E+01

**COMMENTAIRES**

PLMR = 1.172 MPa  
 PLMH = 1.062 MPa

Annexe 3.10: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 12m.

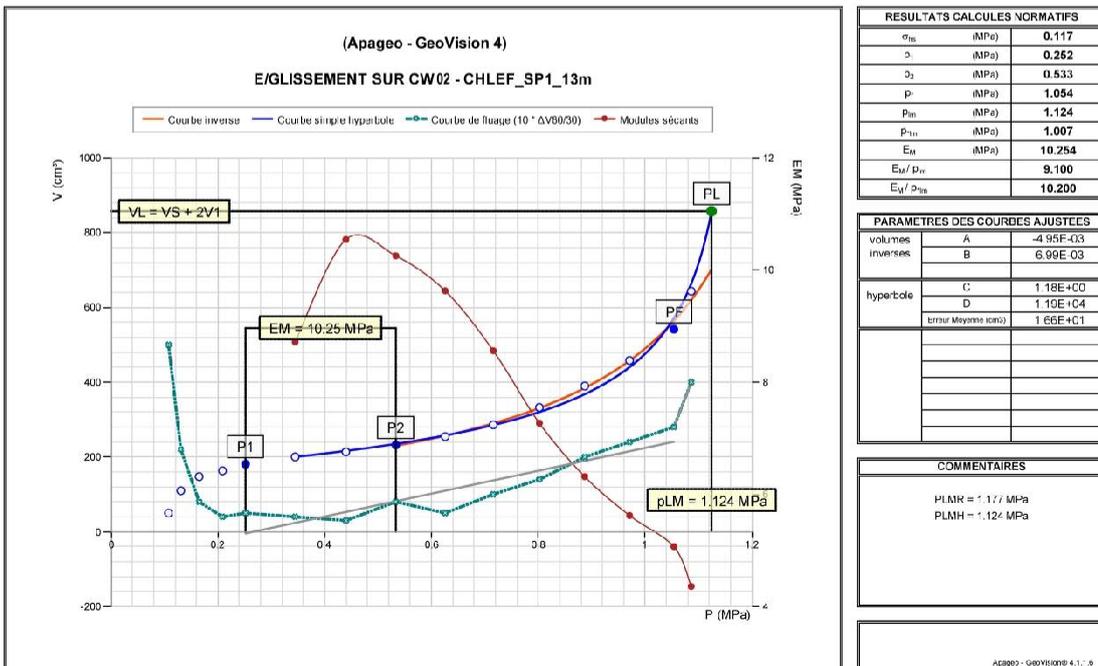
		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1		
<b>SONDE</b>	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 210 mm X 370 mm X Type: E G X		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Jurdée: X Liquide: Nature Eau Densité $\gamma_{\text{liq}}$ : 1,00 Gaz: Azote Compressibilité $\lambda_g$ (m <sup>3</sup> ): 0,00016 CARACTERISTIQUES MEMBRANE Référence fournisseur: Etalonnage $p_{10}$ (MPa): 0,050		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $p_{10}$ (MPa): 0,211 <b>CALIBRAGE</b> Référence: CAL-SP1 Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm): 66,0 Coefficient de calibrage $a$ (cm <sup>3</sup> /MPa): 5,967 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 455,0	
	<b>DONNEES BRUTES</b>		<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>		<b>ESSAI</b>	
	Palier: 0 à 24 Pressions $p_i$ (MPa): 1s, 15s, 30s, 60s Volumes $V_i$ (cm <sup>3</sup> ): 1s, 15s, 30s, 60s		Pression $p$ (MPa), Volume $V$ (cm <sup>3</sup> ), Pente $\Delta V / \Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa), Fluage $\Delta V_{fl}$ (cm <sup>3</sup> ), Module EM (MPa)		Référence de l'essai: SP1-12M Date et heure: 19/01/2019 Unité de cor (CPIV): 1080 Enregistreur: Opérateur(s): BOUREZG Pression différentielle: 0,030 Observations (temps, etc):	
<b>NIVEAUX</b>		<b>FORAGE</b>		<b>UNITES</b>		
Système de nivellement: NGF Cotes absolues: $Z_c$ Cotes relatives: $Z_r$ (dét. de forage): $Z_0$ Valeurs: +1.00, -12.00		Système de localisation: X =, Y = Atelier de forage: 70.42 Méthode de forage: CAR Outil de forage: type, diamètre (mm): 85 Niveau pied de tubage (m): Hauteur d'injection: de ... (m) à ... (m) Passe ce forage: Terminée à: 10, 15		Hauteurs: mètre m Temps: seconde s Volumes: centimètre cube cm <sup>3</sup> Pressions: Mégapascal MPa		



Annexe 3.11: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 13m.

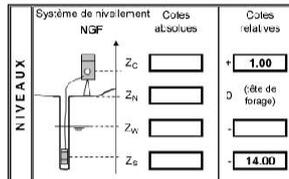
		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1												
<b>SONDE</b>	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 210 mm X 370 mm Type: E G X Gain: Caoutchouc Structure renforcée Lamelles métalliques Tube fradu		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Joints: X Longueur totale (m): 50.00 Nature: Liquide Eau Densité $\rho_{fl}$ : 1.00 Nature: Gaz Azote Compressibilité $\lambda_p$ (m <sup>-1</sup> ): 0.00016		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $P_0$ (MPa): 0.211											
	<b>CARACTERISTIQUES MEMBRANE</b> Référence fournisseur: Etalonnage $p_{10}$ (MPa): 0.050		<b>CALIBRAGE</b> Référence: CAL-SP1 Diamètre intérieur du tube d: (mm): 66.0 Coefficient de calibrage $\alpha$ (cm <sup>3</sup> /MPa): 5.867 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 455.6		Référence de l'essai: SP1-13M Date et heure: 19/01/2019 Unité de corrélation (CPV): 1080 Enregistreur: Opérateur(s): BOUREZG Pression différentielle: 0.040 Observations (temps, etc):											
	<b>DONNEES BRUTES</b>		<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>		<b>NIVEAUX</b> Système de nivellement: NGF Cotes absolues: Zc Cotes relatives: Zc (côte de forage): + 1.00 - 13.00											
Palier	Pressions $p_i$ (MPa): 1 s, 15 s, 30 s, 60 s				Volumes $V_i$ (cm <sup>3</sup> ): 1 s, 15 s, 30 s, 60 s				Pression $p$ (MPa) Volume $V^M$ (cm <sup>3</sup> ) Pente $\Delta V^M / \Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa) Perte de fluage $\Delta V^M_{fl}$ (cm <sup>3</sup> ) Module EM (MPa)		<b>FORAGE</b> Système de localisation: X = Y = Atelier de forage: 70.42 Méthode de forage: CAR (abréviation du tableau c) Outil de forage: type diamètre (mm): 86 Cour_D Niveau visé de fluage (m): Filaire d'injection: Passe de forage: de ... (m): 10 à ... (m): 15 Terminée à:					
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.108	0.000	0.131	109.707	2612.965	22.000		
1	0.050	0.050	0.050	0.050	88.000	88.000	88.000	110.000	0.131	109.707	0.131	109.707	2612.965	22.000		
2	0.100	0.100	0.100	0.100	140.000	140.000	140.000	148.000	0.165	147.413	0.209	163.120	362.431	4.000		
3	0.150	0.150	0.150	0.150	190.000	190.000	190.000	164.000	0.209	163.120	0.252	180.627	413.300	5.000		
4	0.200	0.200	0.200	0.200	177.000	177.000	177.000	162.000	0.252	180.627	0.345	200.240	212.433	4.000	8.713	
5	0.300	0.300	0.300	0.300	198.000	198.000	198.000	202.000	0.345	200.240	0.440	213.653	143.935	3.000	10.544	
6	0.400	0.400	0.400	0.400	213.000	213.000	213.000	216.000	0.440	213.653	0.533	232.167	199.677	8.000	10.794	
7	0.500	0.500	0.500	0.500	227.000	227.000	227.000	235.000	0.533	232.167	0.626	254.480	245.101	5.000	9.629	
8	0.600	0.600	0.600	0.600	253.000	253.000	253.000	258.000	0.626	254.480	0.716	285.693	351.510	10.000	8.561	
9	0.700	0.700	0.700	0.700	280.000	280.000	280.000	280.000	0.716	285.693	0.802	332.307	539.613	14.000	7.269	
10	0.800	0.800	0.800	0.800	323.000	323.000	323.000	327.000	0.802	332.307	0.887	399.720	679.277	20.000	6.316	
11	0.900	0.900	0.900	0.900	375.000	375.000	375.000	365.000	0.887	399.720	0.971	459.133	817.141	24.000	5.623	
12	1.000	1.000	1.000	1.000	440.000	440.000	440.000	454.000	0.971	459.133	1.054	541.647	1007.128	28.000	5.068	
13	1.100	1.100	1.100	1.100	520.000	520.000	520.000	548.000	1.054	541.647	1.080	643.253	1335.621	40.000	4.369	
14	1.150	1.150	1.150	1.150	610.000	610.000	610.000	650.000	1.080	643.253						
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - RESULTATS -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Référence de l'essai: SP1-13M Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Forage: SP1 Profondeur de l'essai: 13.00	
---	--	--	--	--	--



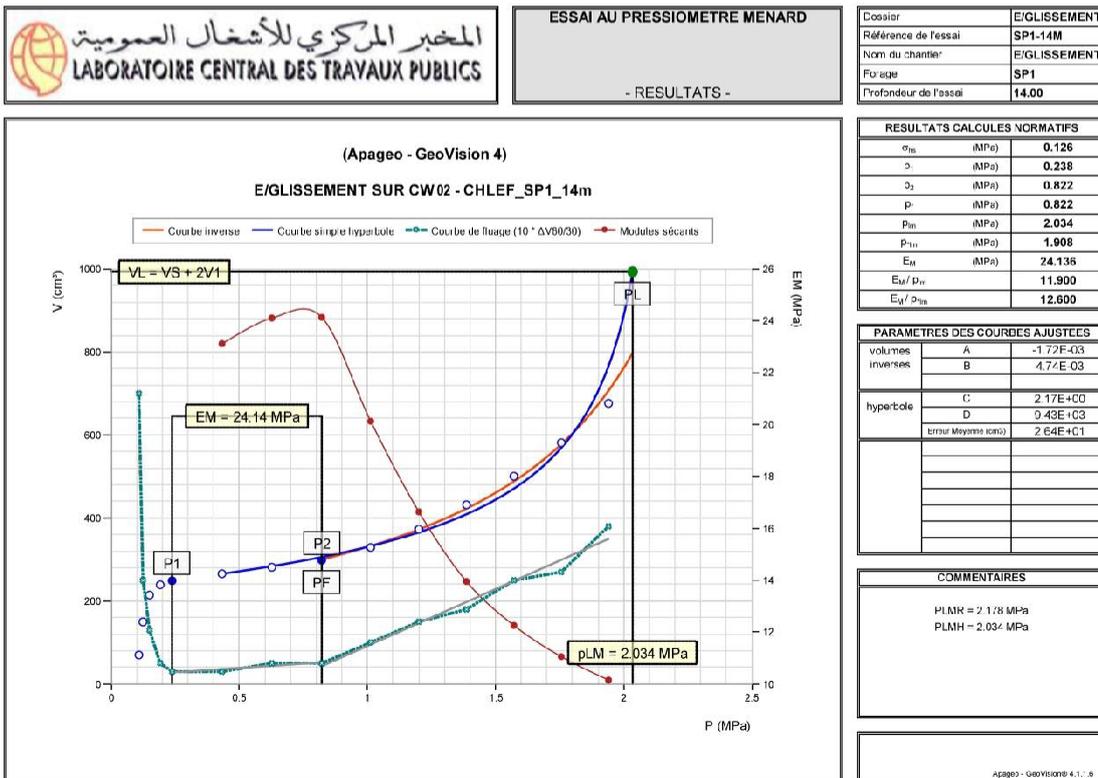
Annexe 3.12: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 14m.

		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSSEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1								
<b>SONDE</b>	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 210 mm X 370 mm Type: Structure renforcée X E: Lamelles métalliques G X: Tube fondu		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Jurdée: X Liquide: Nature: Eau Densité $\gamma_{liq}$ : 1,00 Gaz: Nature: Azote Compressibilité $\lambda_g$ (m <sup>3</sup> ): 0,00016 Longueur totale (m): 50,00 CARACTERISTIQUES MEMBRANE Référence fournisseur: Etalonnage $p_{10}$ (MPa): 0,050		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $p_{10}$ (MPa): 0,211 CALIBRAGE Référence: CAL-SP1 Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm): 66,0 Coefficient de calibrage $\alpha$ (cm <sup>3</sup> /MPa): 5,967 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 455,6							
	<b>DONNEES BRUTES</b>				<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>							
	Palier	PRESSIONS $p_i$ (MPa) 1 s    15 s    30 s    60 s				PRESSION $p$ (MPa) VOLUME $V$ (cm <sup>3</sup> ) PERTE $\Delta V^{(P)}/\Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa) FLUAGE $\Delta V^{(F)}/\Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa) MODULE EM (MPa)						
0												
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	70.000	0.108	70.000	5038.258	25.000
2	0.050	0.050	0.050	0.050	125.000	125.000	125.000	150.000	0.124	149.707	2509.157	13.000
3	0.100	0.100	0.100	0.100	212.000	212.000	212.000	215.000	0.150	214.413	599.099	5.000
4	0.150	0.150	0.150	0.150	235.000	235.000	235.000	240.000	0.191	239.120	210.918	3.000
5	0.200	0.200	0.200	0.200	247.000	247.000	247.000	250.000	0.238	248.827	86.463	3.000
6	0.400	0.400	0.400	0.400	285.000	285.000	285.000	288.000	0.432	285.653	5.000	23.121
7	0.600	0.600	0.600	0.600	290.000	290.000	290.000	295.000	0.627	281.480	5.000	24.111
8	0.800	0.800	0.800	0.800	298.000	298.000	298.000	303.000	0.802	288.207	5.000	24.136
9	1.000	1.000	1.000	1.000	326.000	326.000	326.000	336.000	1.013	329.133	183.684	10.000
10	1.200	1.200	1.200	1.200	355.000	355.000	355.000	360.000	1.201	372.660	235.031	15.000
11	1.400	1.400	1.400	1.400	422.000	422.000	422.000	440.000	1.388	431.787	318.801	18.000
12	1.600	1.600	1.600	1.600	435.000	435.000	435.000	510.000	1.571	500.619	373.535	25.000
13	1.800	1.800	1.800	1.800	555.000	555.000	555.000	562.000	1.756	581.440	436.958	27.000
14	2.000	2.000	2.000	2.000	650.000	650.000	650.000	668.000	1.941	673.267	514.754	38.000
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



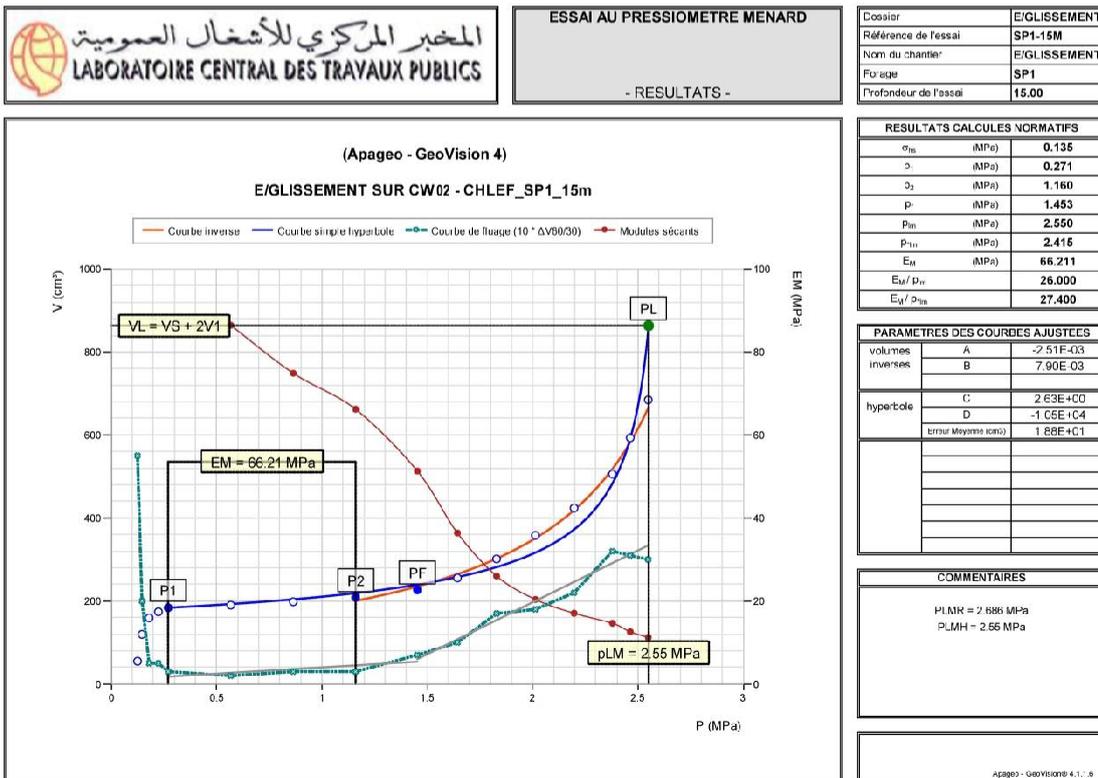
Système de localisation: X = Y =	
Atelier de forage	70.42
Méthode de forage (laboratoire ou terrain)	CAR
Outil de forage (diamètre du tube Ø)	type: 85
Niveau pied de tubage (m)	
Fluide d'injection	
Passerelle de forage (de ... (m) à ... (m) Terminée à)	10 15

Hauturs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa



Annexe 3.13: Résultats obtenus d'après l'essai pressiométrique Menard (SP1) dans la profondeur de 15m.

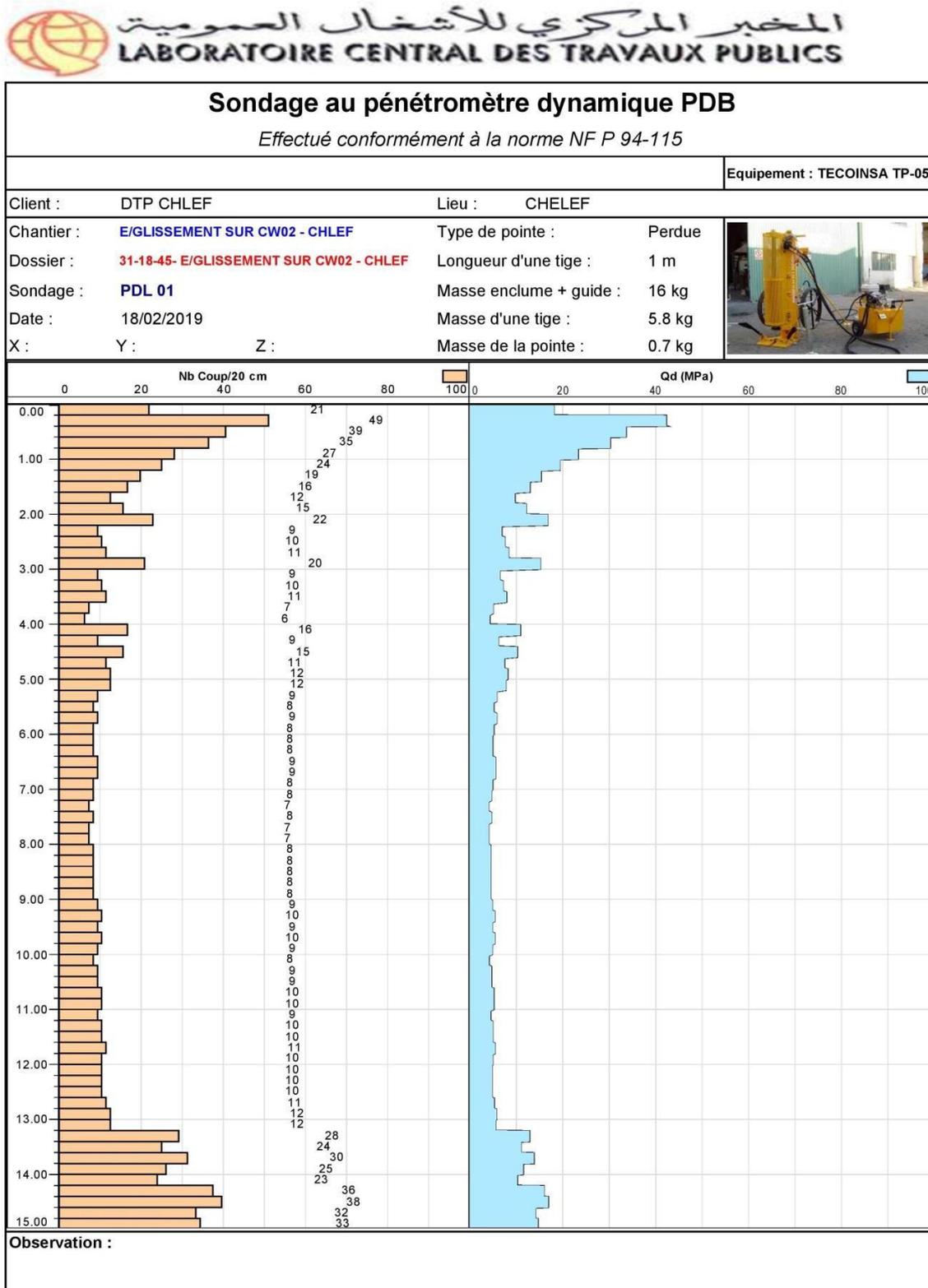
		<b>ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD</b> - DONNEES -		Dossier: E/GLISSEMENT SUR CW02 - CHLEF Pays: ALGERIE Nom du chantier: E/GLISSEMENT SUR CW02 - CHLEF Localisation / réf. Plan: CHLEF Forage: SP1							
<b>SONDE</b>	<b>CARACTERISTIQUES SONDE</b> Référence: 60-gct Longueur: 210 mm X 370 mm Type: Structure renforcée X E: Lamelles métalliques G X: Tube fendu		<b>TUBULURES ET FLUIDES</b> Type: Coaxiale Juntée X Liquide: Nature Eau Densité $\gamma_{liq}$ : 1.00 Gaz: Nature Azote Compressibilité $\lambda_g$ (m <sup>3</sup> ): 0.00016 CARACTERISTIQUES MEMBRANE Référence fournisseur: Etalonnage $p_{10}$ (MPa): 0.050		<b>ETALONNAGE</b> Référence: ETA-SP1 Pression d'étalonnage $p_{10}$ (MPa): 0.211 <b>CALIBRAGE</b> Référence: CAL-SP1 Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm): 66.0 Coefficient de calibrage $\alpha$ (cm <sup>3</sup> /MPa): 5.967 Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> ): 455.0						
	<b>DONNEES BRUTES</b>		<b>DONNEES CORRIGES en P &amp; V</b>		<b>ESSAI</b> Référence de l'essai: SP1-15M Date et heure: 19/01/2019 Unité de cor (CPIV): 1080 Enregistreur: Opérateur(s): BOUREZG Pression différentielle: 0.060 Observations (temps, etc):						
<b>Palier</b>		PRESSIONS $p_i$ (MPa) 1 s    15 s    30 s    60 s		VOLUMES $V_i$ (cm <sup>3</sup> ) 1 s    15 s    30 s    60 s		PRESSION (MPa) VOLUME $V^M$ (cm <sup>3</sup> ) PERTE $\Delta V^{(P)}/\Delta p$ (cm <sup>3</sup> /MPa) FLUAGE $\Delta V^{(F)}/\Delta p$ (cm <sup>3</sup> ) MODULE EM (MPa)					
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24		0.000 0.000 0.000 0.000 0.050 0.050 0.050 0.050 0.100 0.100 0.100 0.100 0.150 0.150 0.150 0.150 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.500 0.500 0.500 0.800 0.800 0.800 0.800 1.100 1.100 1.100 1.100 1.400 1.400 1.400 1.400 1.600 1.600 1.600 1.600 1.800 1.800 1.800 1.800 2.000 2.000 2.000 2.000 2.200 2.200 2.200 2.200 2.400 2.400 2.400 2.400 2.500 2.500 2.500 2.500 2.600 2.600 2.600 2.600		0.000 0.000 0.000 55.000 100.000 100.000 100.000 120.000 155.000 155.000 155.000 160.000 170.000 170.000 170.000 175.000 182.000 182.000 182.000 185.000 191.000 191.000 191.000 193.000 200.000 200.000 200.000 203.000 212.000 212.000 212.000 215.000 228.000 228.000 228.000 236.000 255.000 255.000 255.000 265.000 295.000 295.000 295.000 312.000 352.000 352.000 352.000 370.000 415.000 415.000 415.000 437.000 488.000 488.000 488.000 520.000 577.000 577.000 577.000 608.000 670.000 670.000 670.000 700.000		0.125 55.000 0.146 119.707 0.180 159.413 0.224 174.120 0.271 183.827 0.568 190.067 0.864 198.207 1.160 219.547 1.463 228.787 1.643 255.113 1.829 301.440 2.015 359.267 2.197 424.038 2.379 505.620 2.465 590.339 2.549 694.747		55.000 3079.919 1178.357 335.535 212.919 23.723 30.176 38.864 63.947 153.045 248.038 309.777 359.235 419.336 1042.010 1068.447		66.211 20.000 3.000 74.860 36.391 26.026 20.375 17.054 14.658 12.584 11.251	
<b>NIVEAUX</b>		Système de nivellement: NGF Cotes absolues: Z <sub>c</sub> Cotes relatives: Z <sub>r</sub> (de de forage): Z <sub>0</sub> Z <sub>1</sub> Z <sub>2</sub> Z <sub>3</sub>		Cotes absolues: +1.00 Cotes relatives: -15.00		<b>FORAGE</b> Système de localisation: X = Y = Atelier de forage: 70.42 Méthode de forage (laboratoire du testeur): CAR Outil de forage: type: Cour_D diamètre (mm): 85 Niveau pied de tubage (m): Niveau d'injection: de ... (m): 10 à ... (m): 15 Terminée à:					
<b>UNITES</b>		Hauteurs: mètre m Temps: seconde s Volumes: centimètre cube cm <sup>3</sup> Pressions: Mégapascal MPa		Dossier: E/GLISSEMENT Référence de l'essai: SP1-15M Nom du chantier: E/GLISSEMENT Forage: SP1 Profondeur de l'essai: 15.00							



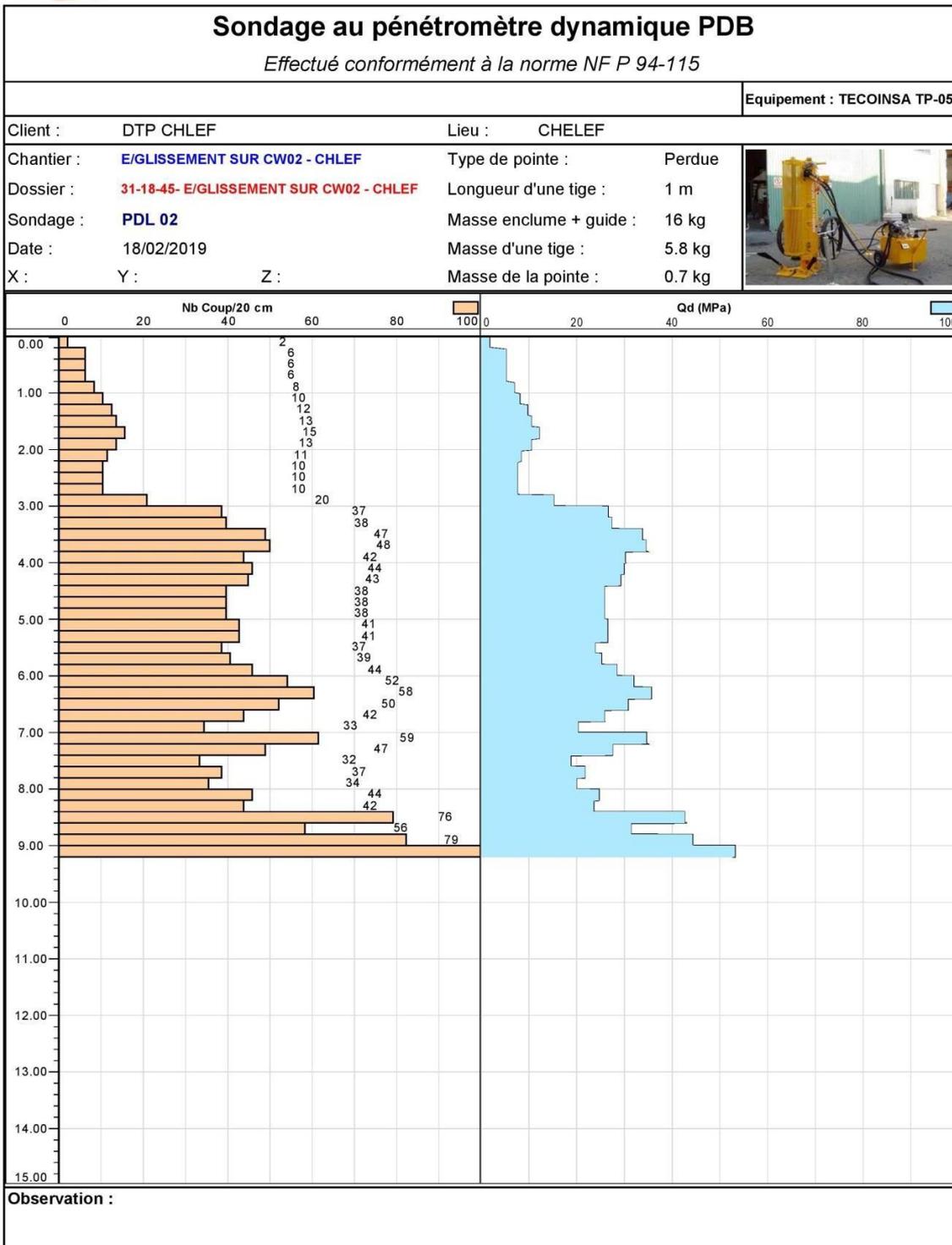
## Courbes pénétrométriques

### Cas du glissement CW 02 - PK 25+300

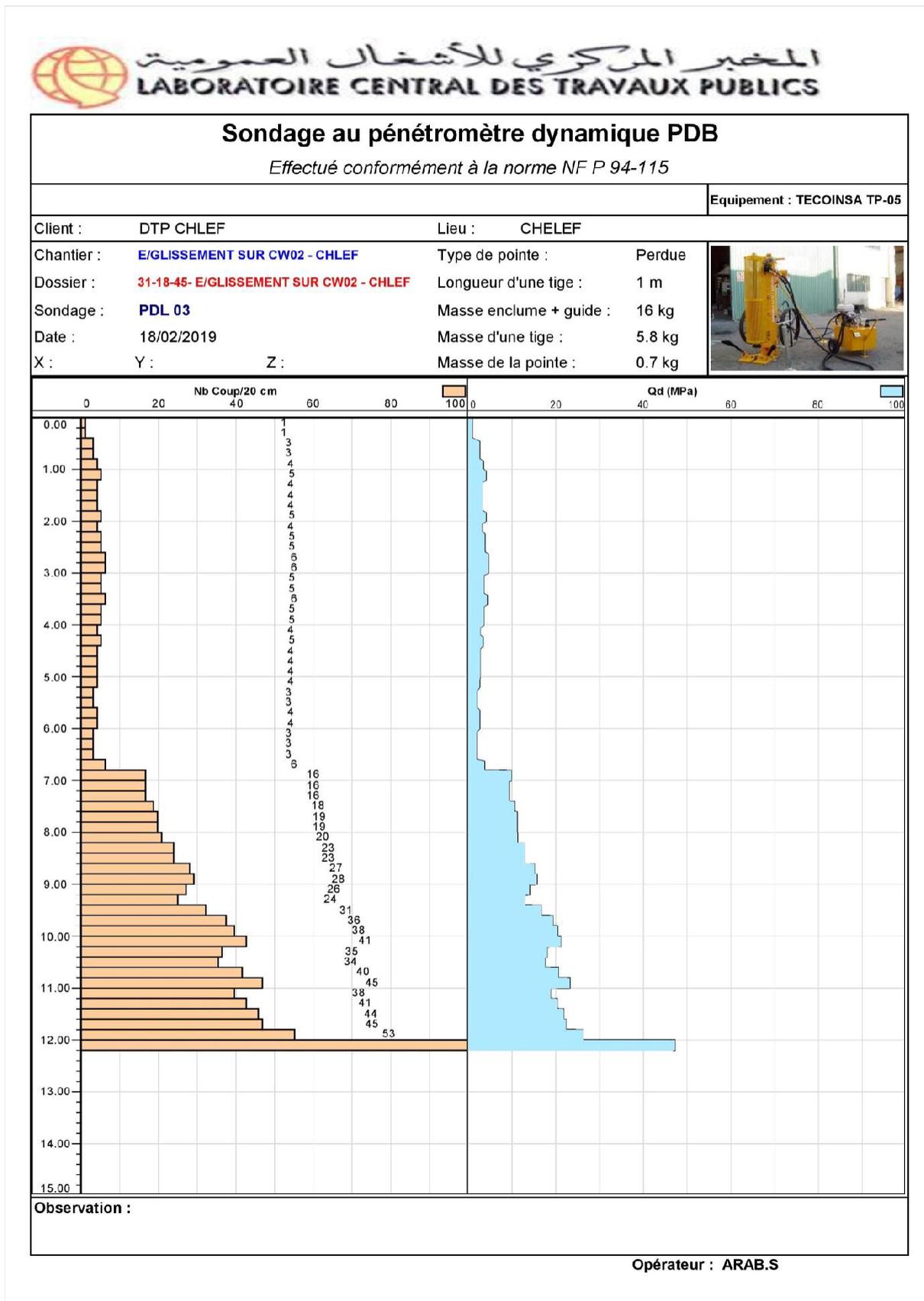
Annexe 3.14: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 01.



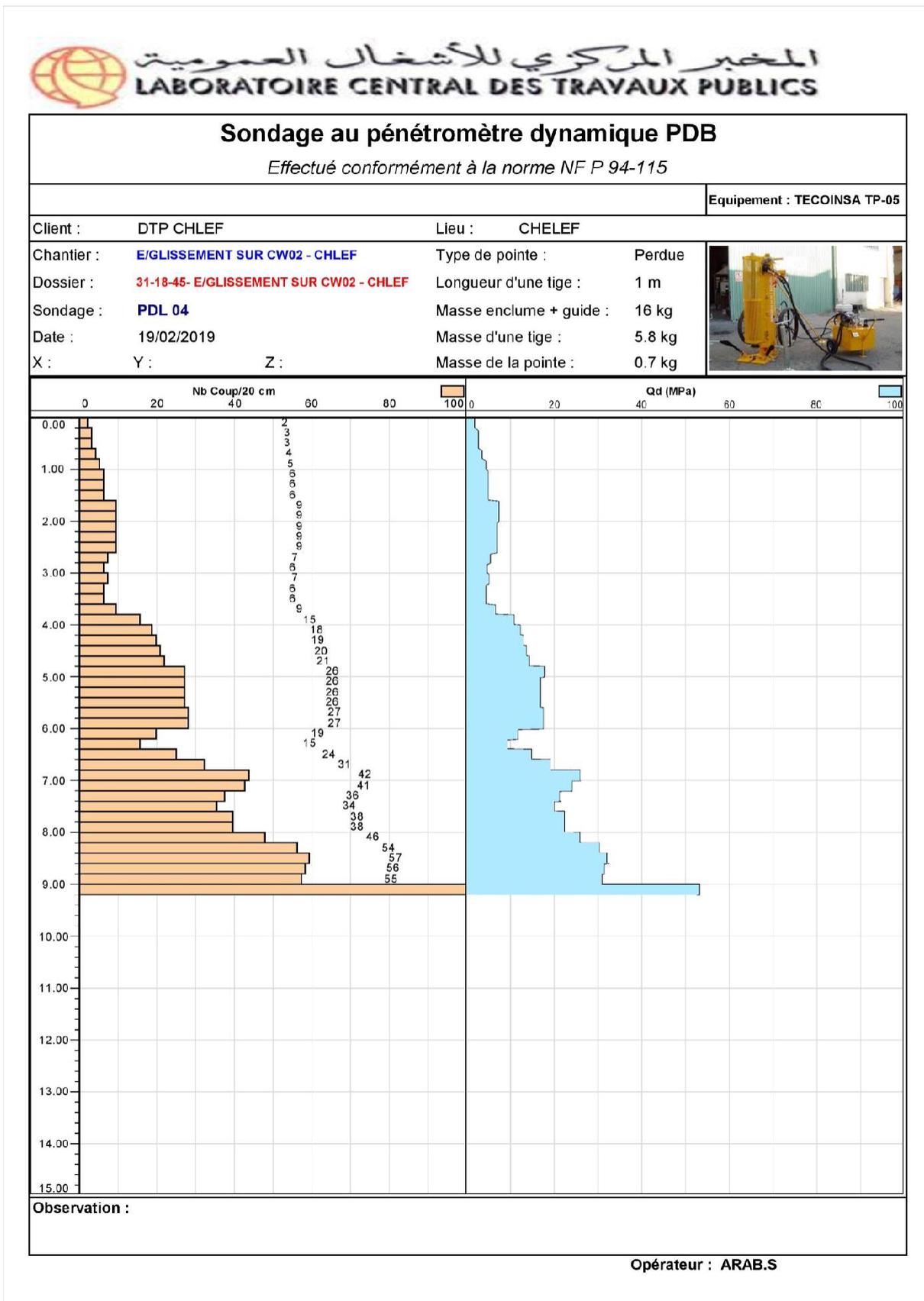
Annexe 3.15: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 02.



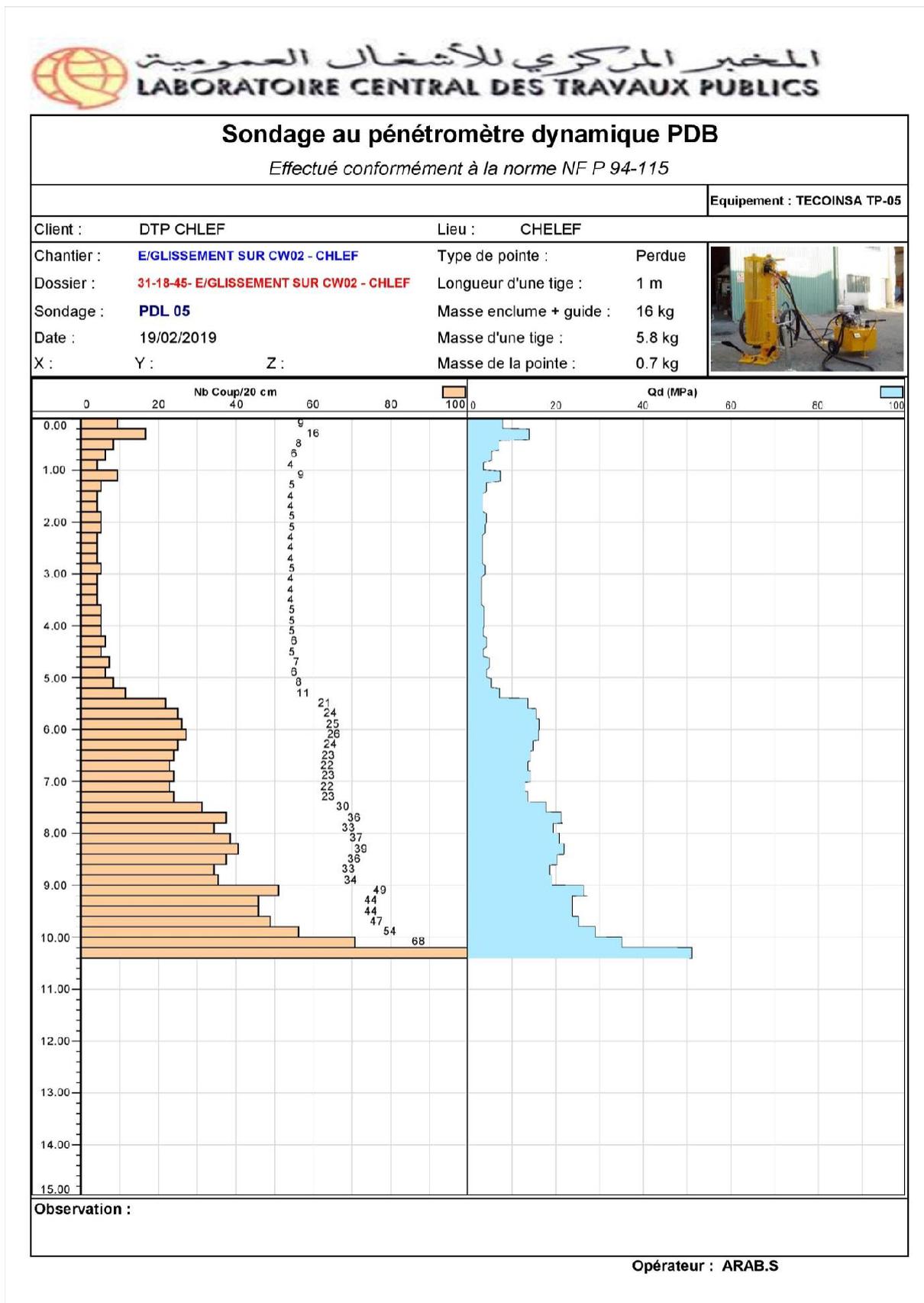
## Annexe 3.16: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 03.



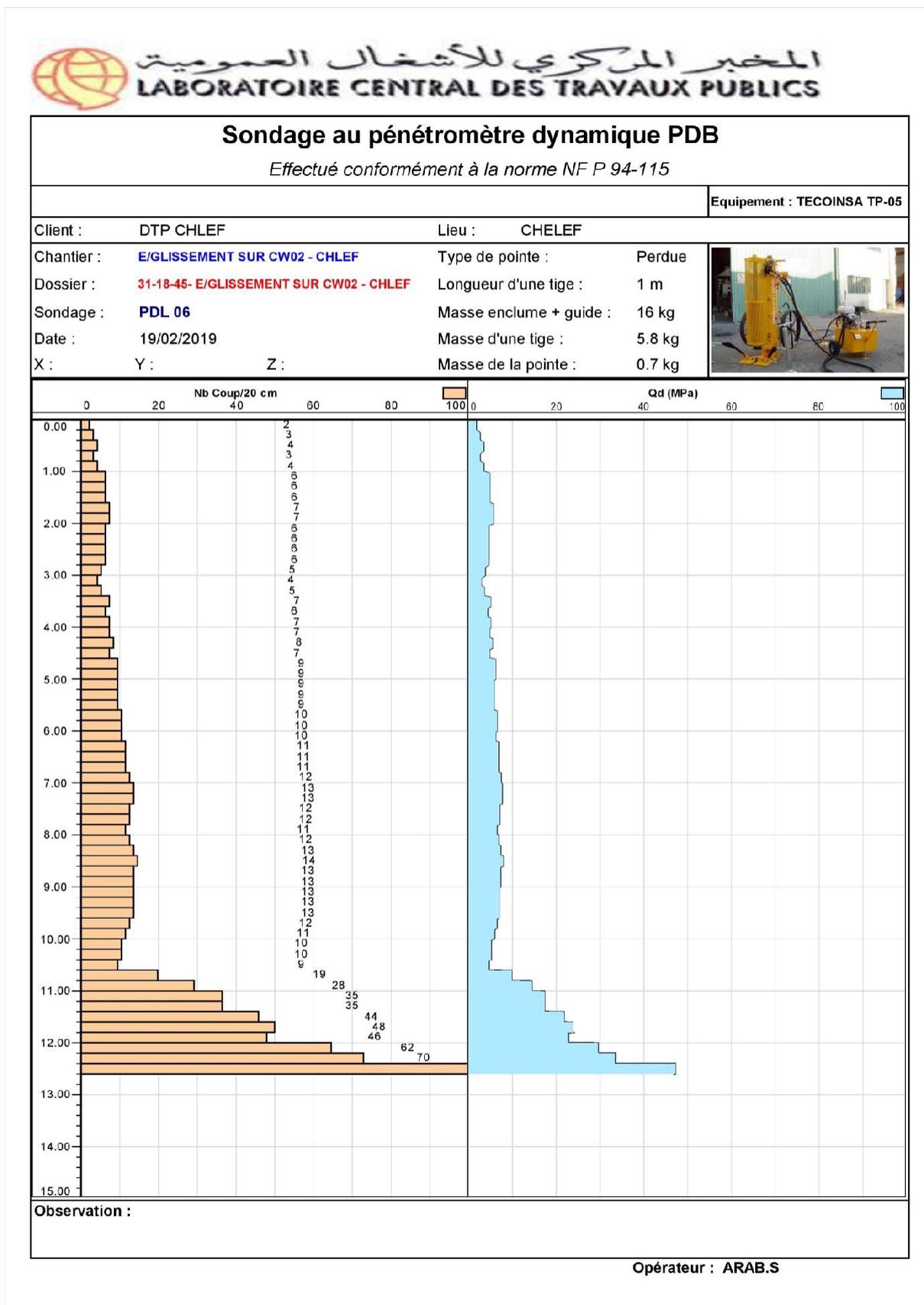
Annexe 3.17: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 04.



Annexe 3.18: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 05.

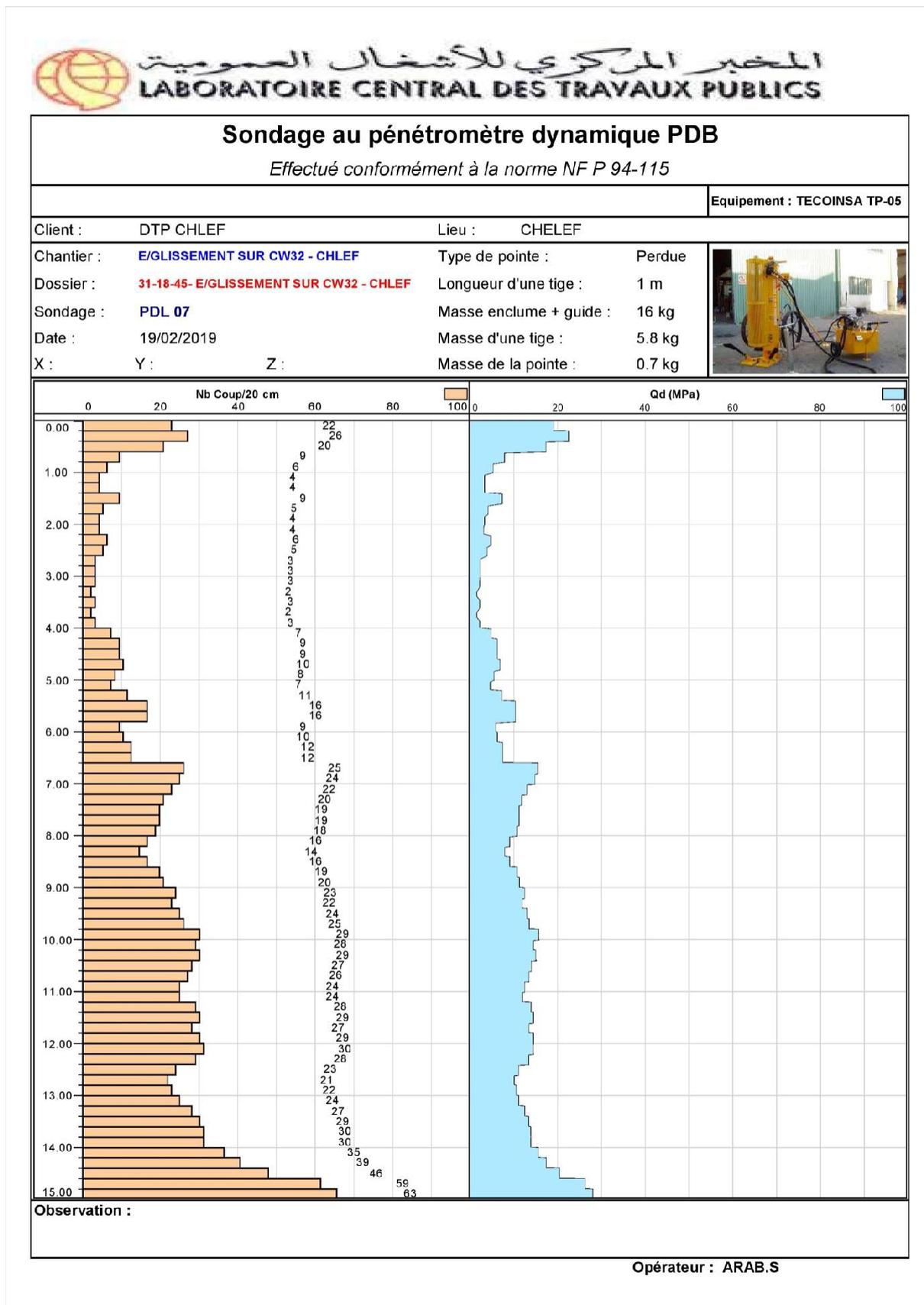


## Annexe 3.19: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 06.

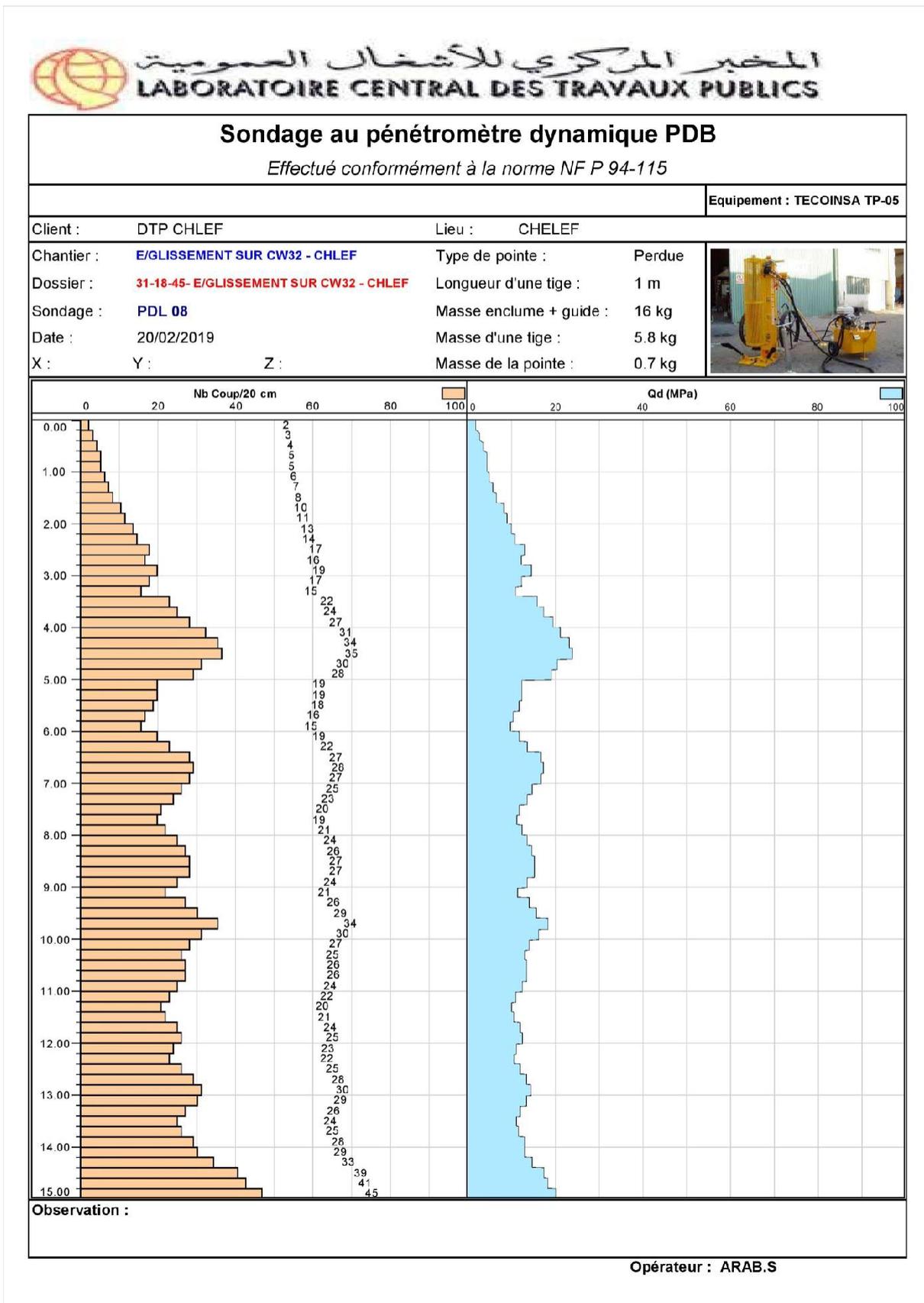


## Cas du glissement CW 32 - PK 25+500

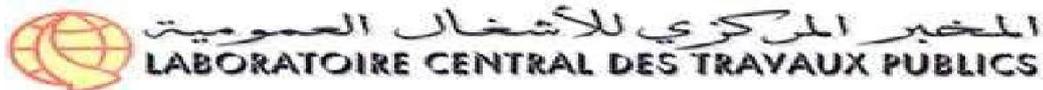
Annexe 3.20: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 07.



Annexe 3.21: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 08.



Annexe 3.22: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 09.

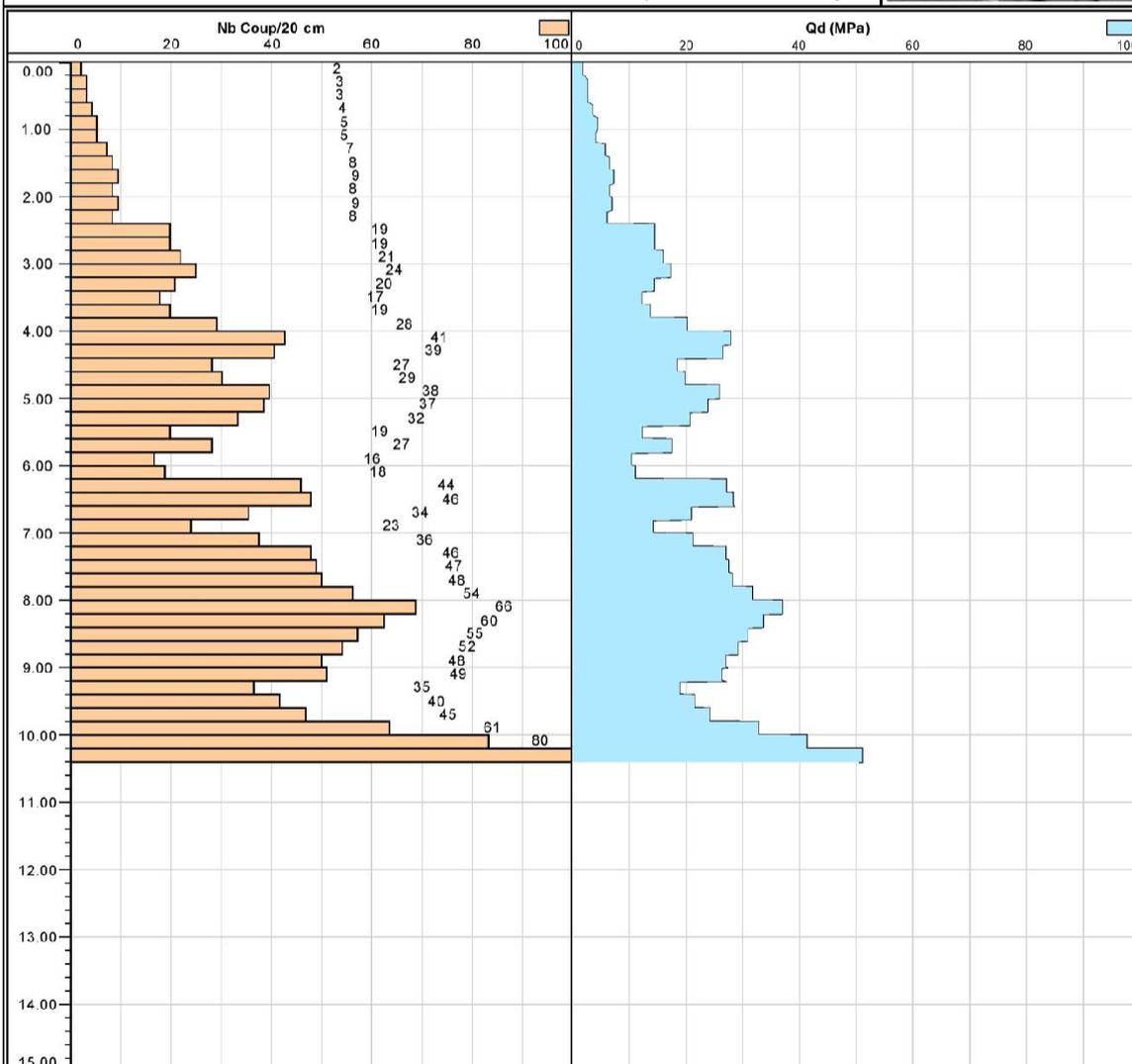


**Sondage au pénétromètre dynamique PDB**

Effectué conformément à la norme NF P 94-115

Equipement : TECOINSA TP-05

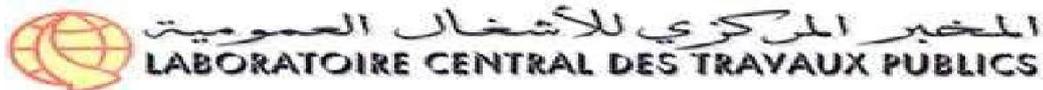
Client :	DTP CHLEF	Lieu :	CHELEF
Chantier :	E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Type de pointe :	Perdue
Dossier :	31-18-45- E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Longueur d'une tige :	1 m
Sondage :	PDL 09	Masse enclume + guide :	16 kg
Date :	20/02/2019	Masse d'une tige :	5.8 kg
X :	Y :	Z :	Masse de la pointe :
			0.7 kg



Observation :

Opérateur : ARAB.S

Annexe 3.23: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 10

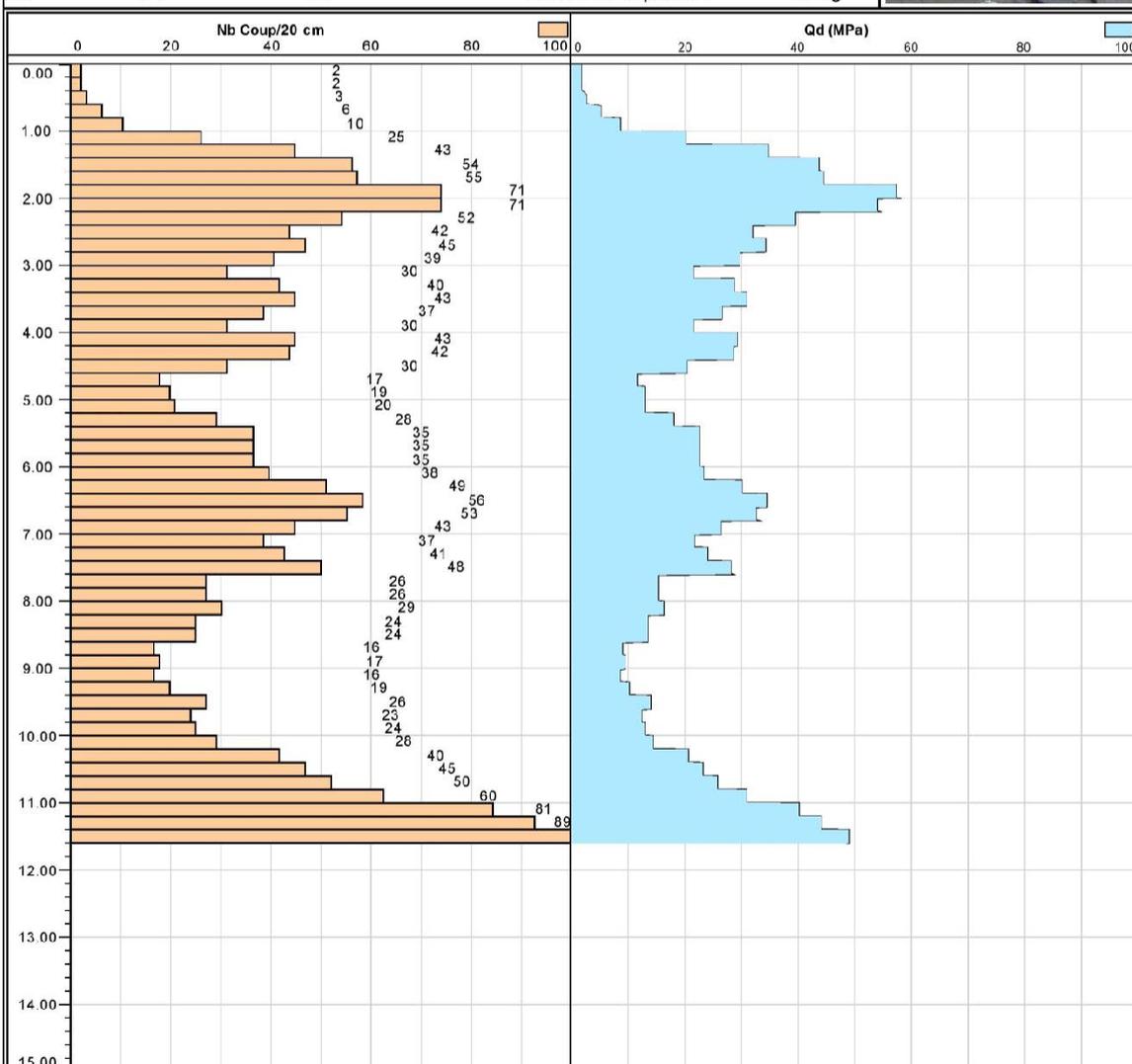


**Sondage au pénétromètre dynamique PDB**

Effectué conformément à la norme NF P 94-115

Equipement : TECOINSA TP-05

Client :	DTP CHELF	Lieu :	CHELEF
Chantier :	E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Type de pointe :	Perdue
Dossier :	31-18-45- E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Longueur d'une tige :	1 m
Sondage :	PDL 10	Masse enclume + guide :	16 kg
Date :	20/02/2019	Masse d'une tige :	5.8 kg
X :	Y :	Z :	Masse de la pointe :
			0.7 kg



Observation :

Opérateur : ARAB.S

Annexe 3.24: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 31.

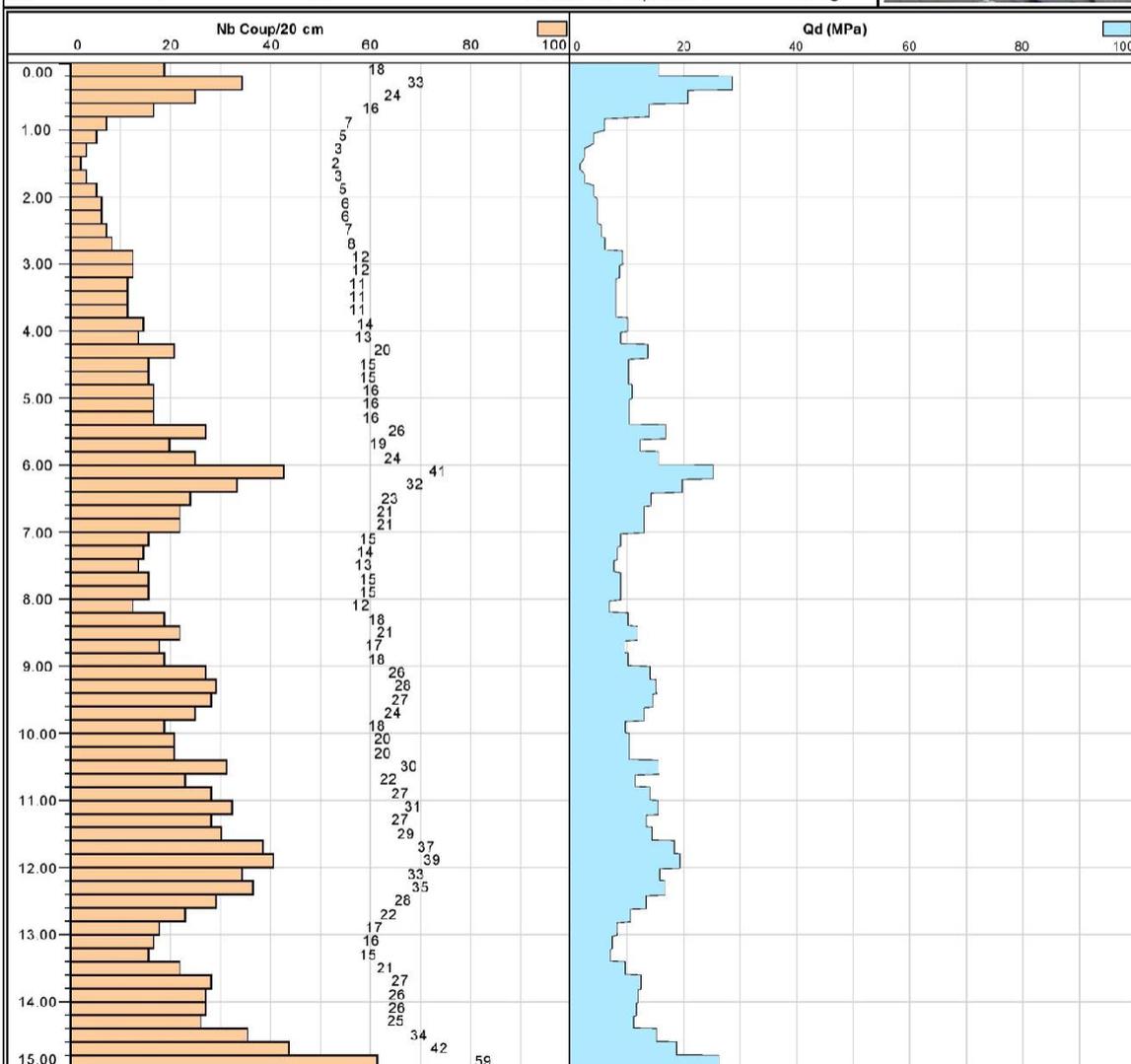


**Sondage au pénétromètre dynamique PDB**

Effectué conformément à la norme NF P 94-115

Equipement : TECOINSA TP-05

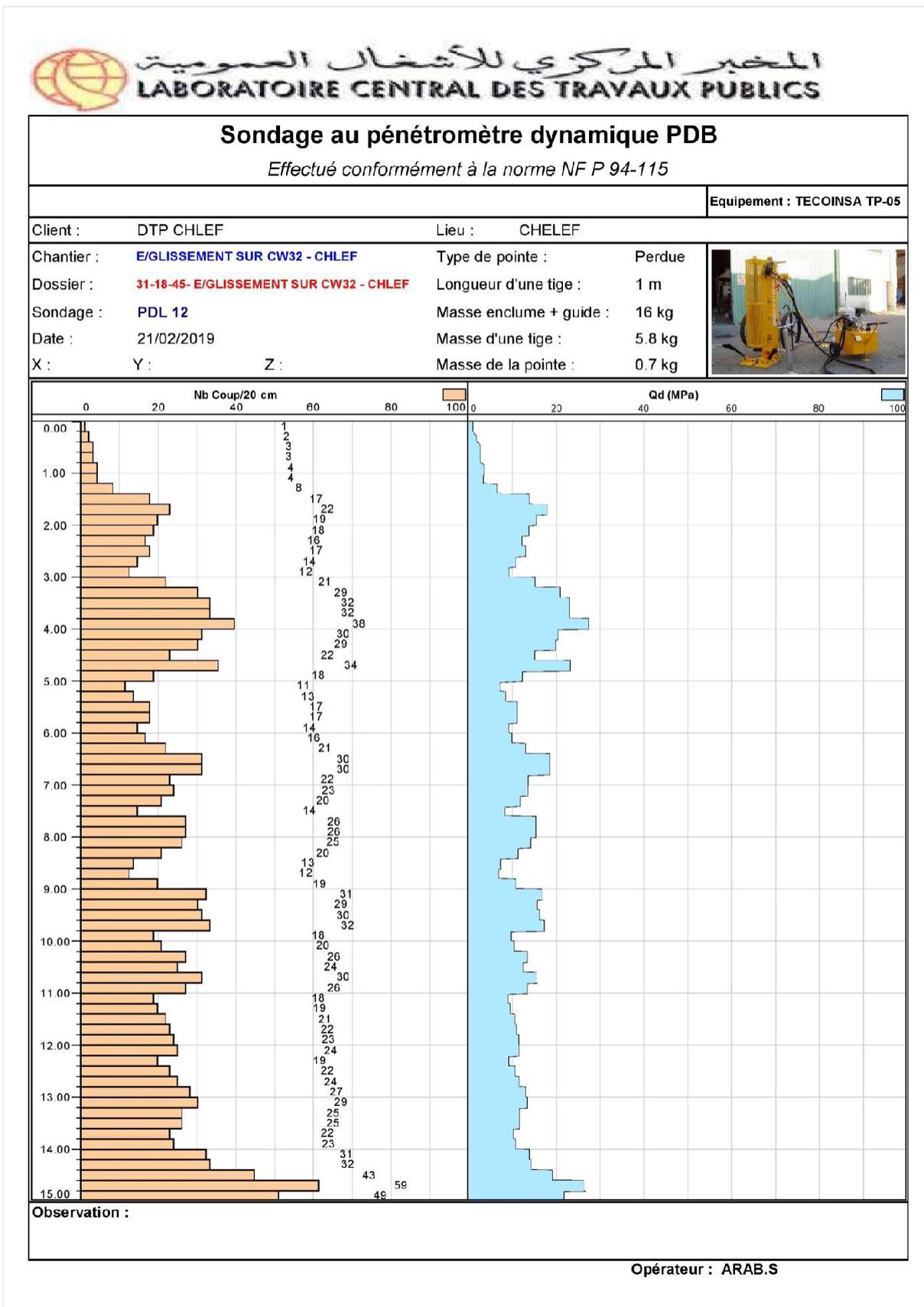
Client :	DTP CHLEF	Lieu :	CHELEF
Chantier :	E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Type de pointe :	Perdue
Dossier :	31-18-45- E/GLISSEMENT SUR CW32 - CHLEF	Longueur d'une tige :	1 m
Sondage :	PDL 11	Masse enclume + guide :	16 kg
Date :	21/02/2019	Masse d'une tige :	5.8 kg
X :	Y :	Z :	Masse de la pointe :
			0.7 kg



Observation :

Opérateur : ARAB.S

Annexe 3.25: Résultats obtenus d'après le sondage PDL 32.



## Annexe 4.1 : Définition des surcharges de CW 02 - PK 25+300

Définition des surcharges

Surcharges réparties | Surcharges linéaires et M

Sr 1	Nom	Sr 1
Sr 2	X gauche	20.96 m
Sr 3	Y gauche	25.46 m
	q gauche	25 kPa
	X droite	22.96 m
	Y droite	25.36 m
	q droite	25 kPa
	Ang/horizontale	90.0 °

Ajouter

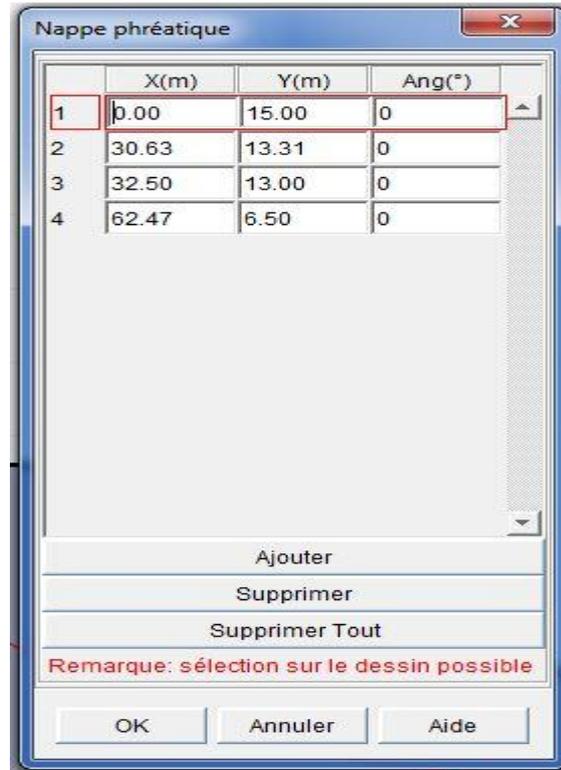
Supprimer

Dupliquer

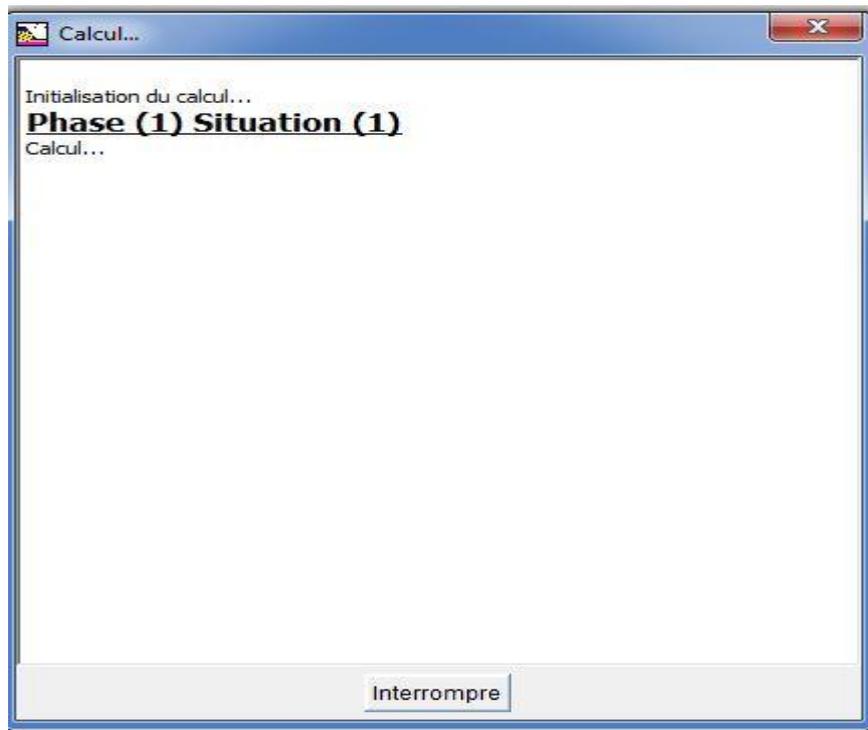
Supprimer Tout

OK Annuler Aide

## Annexe 4.2 : Définition les points de la nappe phréatique de CW 02 - PK 25+300



## Annexe 4.3 : Valider et lancer le calcul



## Annexe 4.4 : Définition des surcharges de (CW 32 - PK 25+500)

Définition des surcharges

Surcharges réparties | Surcharges linéaires et M

Nom	Surcharges	
Sr 1	X gauche	27.56 m
	Y gauche	18.35 m
	q gauche	25 kPa
	X droite	29.42 m
	Y droite	18.31 m
	q droite	25 kPa
	Ang/horizontale	90.0 °

Ajouter  
Supprimer  
Dupliquer  
Supprimer Tout

OK Annuler Aide

## Annexe 4.5 : Définition les points de la nappe phréatique (CW 32 - PK 25+500)

Nappe phréatique

	X(m)	Y(m)	Ang(°)
1	0.00	15.00	0
2	30.63	13.31	0
3	32.50	13.00	0
4	62.47	6.50	0

Ajouter

Supprimer

Supprimer Tout

Remarque: sélection sur le dessin possible

OK Annuler Aide