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

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude géotechnique de conception des ouvrages en terre entre le Pk22+400 et Pk23+600 pour le projet de réalisation de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou

Présenté par :

ETTOUIL Aimen
NOUIGA Adil

Encadré par :

Mr MESSAI Abdessalem
Mr HAMADI Kamel

Promotion 2022 /2023

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

En premier lieu nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

On adresse nos vifs remerciements à notre encadreur, monsieur MESSAI ABDESSALEM premièrement pour sa discipline dans le travail, son soutien, ses conseils précieux, son encouragement et d'avoir nous orienté à élaborer ce travail.

N'oublions pas notre Co-encadreur monsieur HAMADI KAMEL maitre de conférences à l'ENSTP pour ces conseils et son soutien.

Nous voudrons aussi à remercie monsieur SELLAM MOHAMED, monsieur ARAB MOUNIR, monsieur TEKKOUK AHMED et monsieur HANNACHI ABDENNACER pour avoir nous consacré une partie de leurs temps pour nous aider. Nos remerciements s'adressent également à toute la famille de L'ENSTP.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

En fin nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

Dédicaces

إهداء

اهدي هذا العمل المتواضع الى اللذان تعبا و سهرا من أجلنا . إلى أمي و أبي الغاليين. أسأل الله أن يطيل في عمرهما و يبارك في صحتهما .

إلى أخواتي الأعزاء

إلى كل العائلة و الأصدقاء

أيمن

إهداء

لله الشكر كله ان وفقني لهذه اللحظة ، فالحمدلله رب العالمين و الصلاة و السلام على نبيه الكريم

اهدي ثمرة جهدي و دراستي و فرحتي المنتظرة الى من وضعتني على طريق الحياة و غمرتني بحبها و حنانها الى من مهدت لي طريق العلم الى من كانت ملجأي في هذه المرحلة (امي الغالية حفظها الله)

و الى من علمني القيم و المبادئ (والدي الحبيب حفظه الله)

و الى اخواتي الاعزاء و اخي ياسين و ابن اختي الغالي يحيى و بالأخص جدي و جدتي و خالي سفيان و زهير و الى كل العائلة و الاصدقاء.

و الى جميع اساتذتي الكرام ممن لم يتوانو في مد يد العون لي

عادل

Résumé

Le présent travail concerne l'étude de la stabilité, et le confortement des ouvrages en terre et un glissement de terrain, survenues entre PK22+400 et 23+600 de la pénétrante de Tizi-Ouzou – Djebahia.

L'analyse de la stabilité des ouvrages de la zone d'étude est menée par logiciel slide 6.0. Afin de vérifier la stabilité et de localiser les surfaces de rupture.

En se basant sur cette analyse, une solution de reprofilage est présentée pour stabiliser la section de déblai Pk23+092. Pour le glissement de terrain deux variantes de confortement ont été proposé. Après une analyse multicritère, une variante de purge partiel + renforcement par paroi cloué est retenue, cette dernière a été dimensionné conformément à la norme NF P94 270.

Mots clés : analyse de stabilité, surfaces de rupture, reprofilage, glissement de terrain, purge partielle, paroi clouée.

ملخص

تعلق العمل الحالي بدراسة الاستقرار وتعزيز الأعمال الترابية والانهيار الأرضي الذي يحدث بين

ون ك600+23 لاختراق تيزي وزو – جيباحية. 22 + 400ن ك

يتم إجراء تحليل استقرار الهياكل في منطقة الدراسة بواسطة برنامج صلايد6.0 من أجل التحقق من الاستقرار وتحديد موقع أسطح الكسر.

بناء على هذا التحليل ، يتم تقديم حل إعادة التنميط لتثبيت القسم المحفورن ك092 +23

بالنسبة للانهيار الأرضي ، تم اقتراح نوعين مختلفين من التعزيز. بعد تحليل متعدد المعايير ، يتم الاحتفاظ بتقنية من الحفر الجزئي + التعزيز بواسطة جدار مسمر ، وقد تم تحديد أبعاد الأخير وفقا لمعيار

NF P94 270.

الكلمات المفتاحية: تحليل الاستقرار ، أسطح الكسر ، إعادة التنميط ، الانهيار الأرضي ، التطهير الجزئي ، الجدار المسمر

Abstract

The present work concerns the study of the stability, and the reinforcement of earthworks and a landslide, which occurred between PK22+400 and 23+600 of the penetrating Tizi-Ouzou - Djebahia.

The stability analysis of the structures in the study area is carried out using slide 6.0 software. In order to check the stability and locate the breaking surfaces.

Based on this analysis, a reprofiling solution is presented to stabilize the Pk23+092 excavation section. For the landslide two variants of reinforcement have been proposed. After a multicriteria analysis, a variant of partial purging + nailed wall reinforcement is selected, the latter has been dimensioned in accordance with the NF P94 270 standard.

Key words: stability analysis, fracture surfaces, reprofiling, landslide, partial purge, nailed wall.

Liste des figures

Figure I.1:Tarière motorisé 2
Figure I.2:Tarière manuelle..... 2
Figure I.3: Carottier rotatif monté sur camion 19
Figure I.4: Ordres de grandeurs de type de sol en fonction du la teneur en CaCo3(%) 19
Figure I.5: Ordres de grandeurs des types de sol en fonction de la teneur en M.O. 20
Figure I.6 : Courbe granulométrique 21
Figure I.7 : ordre de grandeur de la consistance de sol en fonction de la teneur en eau 21
Figure I.8 : Ordres de grandeur de VBS 22
Figure I.9 : Description de l'appareil œdométrique. 24
Figure I.10 : interprétation de l'essai œdométrique (courbe de consolidation Δh=f(logt) et courbe de compressibilité e=f(logσ')) 24
Figure I.11 : Schéma de la boîte de cisaillement..... 25
Figure I.12 : : Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé 25
Figure I.13 : Schéma de principe de pénétromètre statique..... 28
Figure I.14 : Dispositif typique pour l'essai pressiométrique 29
Figure I.15 : Dispositif typique pour l'essai de pénétration au carottier (SPT)..... 31
Figure I.16 : Classification L.P.C. des sols grenus..... 32
Figure I.17 : Abaque de plasticité de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins 32
Figure I.18 : principales catégories des sols selon la norme NF P11-300 33
Figure II.1 : Vecteur de contrainte..... 36
Figure II.2 : Composantes du tenseur des contraintes en un point M 36
Figure II.3 : cercle de Mohr..... 37
Figure II.4 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement..... 38
Figure II.5 : courbe effort déformation d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement 40
Figure II.6 : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent..... 40
Figure II.7: courbe intrinsèque d'un sol cohérent 42
Figure II.8 : Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)..... 43
Figure III.1 : les ouvrages de la zone d'etude 48
Figure III.2 : Ensemble géologique du Nord de l'Algérie..... 49
Figure III.3 : Coupe schématique du projet. Modifié de Carte Géologique de l'Algérie 50
Figure III.4 : La carte de zonage sismique..... 51
Figure IV.1 : localisation des sondages (Pk 22+400 - Pk 22+700)
Figure IV.2 : Profil en long géotechnique (lot 1)..... 63
Figure IV.3 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 22+460 64
Figure IV.4 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 22+660 65
Figure IV.5 : coupe lithologique transversale au niveau de Pk 23+092 66
Figure IV.6 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 0+100 de Bretelle 1 de l'échangeur 67
Figure IV.7 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 23+536 68
Figure V.1 : Équilibre d'une tranche de sol..... 71
Figure V.2 : Méthode de résolution de l'équation F=f (F) 72
Figure V.3 : Profil de calcul – RBT 1 74

Liste des figures

Figure V.4 : Modèle de calcul du RBT 1 – Slide **74**
Figure V.5 : Analyse de stabilité à court terme – RBT 1 ..... **75**
Figure V.6 : Analyse de stabilité à long terme – RBT 1 ..... **75**
Figure V.7 : Analyse de stabilité en situation sismique ascendant – RBT 1 ..... **97**
Figure V.8 : Analyse de stabilité de la section en situation sismique – RBT 1 ..... **76**
Figure V.9 : Modèle de la section de DB-1 introduit sur logiciel **77**
Figure V.10 : Analyse de stabilité a long terme - DB 1 ..... **66**
Figure V.11 : Analyse de stabilité en situation sismique descendant - DB 1 ..... **66**
Figure V.12 : Modèle de la section de DB-2 introduit sur logiciel **79**
Figure V.14 : Analyse de stabilité en situation sismique descendant – DB 2 ..... **80**
Figure V.15 : solution adaptée pour – DB 2 ..... **80**
Figure V.16 : Analyse de stabilité à long terme - DB 2 ..... **81**
Figures V.17 : Analyse de stabilité pour la situation sismique descendant de - DB 2 ..... **81**
Figure V.18 : Modèle de la section de DB 3 introduit sur logiciel **82**
Figure VI.1 : Photo satellitale du glissement de l'échangeur de Tafoughalet – Google earth 10–2017 ..... **85**
Figure VI.2 : vue générale du glissement indiqué au niveau de la Bretelle 1 ..... **85**
Figure VI.3 : profil représentatif **86**
Figure VI.4 : profil représentatif **86**
Figure VI.6 : Analyse de stabilité à long terme de la section de glissement **88**
Figure VI.7 : Coupe de principe du traitement proposé – Variante 2 : Paroi clouée **89**
Figures VI.8 : Analyse de stabilité après le confortement (VAR2) **89**
Figure VI.9 : Zone de passage du gazoduc **92**
Figures VI.10 : comparaison entre les deux variantes **92**
Figures VI.11 : les terrains des habitants à proximité de la zone de glissement **93**
Figure VI.12 : Construction des ouvrages en sol cloué **95**
Figure VI.13 : Classes de conséquences (NF P94-270) **95**
Figure VI.14 : Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270) **95**
Figure VI.15 : Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270) **96**
Figures VI.16 : Analyse de stabilité – Situation durable **97**
Figures VI.17 : Analyse de stabilité – Situation Sismique **97**
Figures VI.18 : Vérification de la résistance d'interaction **99**

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité I_P 21
Tableau I.2 : Classification des sols selon la consistance 22
Tableau I.3 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la Figure Tableau I.4 : Classement des sols en fonction de N 30
Tableau I.5 : normes des essais in-situ 34
Tableau I.6 : normes des essais d'identification au laboratoire 34
Tableau II.1 : Concept de contrainte totale et effective 37
Tableau II.2 : valeurs du coefficient K 40
Tableau II.3 : valeurs approchées de ϕ pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l'angularités grains 41
Tableau II.4 : choix des caractéristiques des cisaillements des sols 44
Tableau III.1 : Délimitation de la zone d'étude 47
Tableau IV.1: lithologie des forages 55
Tableau IV.2 : Mesures de la profondeur de la nappe phréatique au niveau de l'échangeur du pk 23 57
Tableau IV.3 : Paramètre d'identification au laboratoire 58
Tableau IV.4 : Résultats d'analyse chimique 58
Tableau IV.5 : Résultats de la compression simple et classification de la résistance des roches selon L'AFTES 59
Tableau IV.6 : Résultats d'essai pressiomètre de menard 60
Tableau IV.7 : Résultats d'essai de pénétration au carottier 60
Tableau IV.8 : Résultats d'essai RQD avec description 61
Tableau IV.9 : Résultats de GSI arrêtés par les géologues 62
Tableau IV.10 : Positionnement des couches de sol 62
Tableau IV.11 : paramètres géotechniques de l'unité limon peu plastique 69
Tableau IV.12 : paramètres géotechniques de l'unité de Calcaire 69
Tableau IV.13 : paramètres géotechniques de l'unité limon peu plastique 69
Tableau V.1 : Poids volumique indicatifs pour un remblai de classe 1 ou 2 selon la norme NF EN 14475, correctement mis en œuvre 61
Tableau V.2 : Angle de frottement interne indicatif pour un remblai de classe 1 ou 2 selon la norme NF EN 14475, correctement mis en œuvre 73
Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques du matériau de remblai choisi 73
Tableau V.4 : Résultats d'analyses de stabilité section de RBT 1 74
Tableau V.5 : Résultats d'analyses de stabilité section de – DB 1 77
Tableau V.6 : Résultats d'analyses de stabilité section de DB 2 79
Tableau V.7: Résultats d'analyse de stabilité - DB 2 80
Tableau VI.1 : Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 1) 88
Tableau VI.2 : Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 2) 77
Tableau VI.3 : pré-chiffrage de VAR 1 90
Tableau VI.4 : pré-chiffrage de VAR 2 91
Tableau VI.5 : Paramètres d'hypothèses générales 96

Tableau VI.6 : Caractéristique des clous 96

Liste des Tableaux

Tableau VI.7 : Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 2) 97
Tableau VI.8 : vérification de la résistance structurelle d'un lit de renforcements : 98
Tableau VI.9 : vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement 99
Tableau VI.10 : vérification de la résistance des dispositifs de liaison au parement 100
Tableau VI.11 : Moment et section calculés pour le parement 101

Nomenclature

Nomenclature :

RQD : Rock quality designation.

GSI: Geological Strength index.

E : Module d'Young.

υ : Le coefficient de Poisson.

φ : L'angle de frottement interne.

C : La cohésion.

a: accélération sismique;

C': cohésion effective;

Cu: cohésion non drainée;

g: accélération de la pesanteur;

h: hauteur d'un ouvrage d'un massif cloué;

L: longueur d'un lit de renforcement;

q_s: résistance unitaire apparente d'interaction sol-clou ou frottement latéral unitaire limite;

Rr: résistance de l'interaction terrain-renforcement;

R_{st}: résistance mobilisée le long d'une surface de glissement;

Ra: résistance de traction d'un dispositif d'attache au parement;

Ru: résistance de traction d'un lit de renforcement en son point d'attache, par mètre de parement;

Re: résistance de traction d'une section courante d'un lit de renforcement par mètre de parement;

e_h: espacement vertical (e_h) des lits de renforcement ou espacement horizontal (e_v) des renforcements dans un lit d'un ouvrage en remblai renforcé;

Tmax: effort de traction maximale dans un lit de renforcement par mètre de parement;

Tpar: effort de traction au point d'attache d'un renforcement par mètre de parement;

N : est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré

w: teneur en eau naturelle;

wl: limite de liquidité;

wp: limite de plasticité;

Ip: indice de plasticité ;

Ic: indice de consistance;

Pc: contrainte de consolidation;

Pl: pression limite.

T: contrainte de cisaillement.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Introduction générale

Chapitre I : Classification des sols 18

I.1 Introduction 18

I.2 Reconnaissance géotechnique du sol 18

I.2.1 Les sondages mécaniques 18

I.2.2 Essais au laboratoire 19

I.2.2.1 Paramètre de nature 19

I.2.2.1.1 Constituant minéraux et organiques 19

I.2.2.1.2 Granularité 20

I.2.2.1.3 Limites d'Atterberg : 21

I.2.2.1.4 Activité argileuse 22

I.2.2.2 Les paramètres dimensionnels 22

I.2.2.3 Les paramètres adimensionnels 23

I.2.2.4 Les paramètres mécaniques de comportement 23

I.2.2.4.1 Compressibilité odeométrique 23

I.2.2.4.2 Cohésion effective et angle de frottement interne 25

I.2.2.4.3 La cohésion non drainée 25

I.2.2.4.4 Résistance à la compression unie axial 26

I.2.3 Essais in situ 27

I.2.3.1 Pénétromètre dynamique 27

I.2.3.2 Pénétromètre statique : 28

I.2.3.3 L'essai pressiométrique 29

I.2.3.4 Essai de pénétration au carottier 30

I.3 Système de classification des sols 31

I.3.1 Classification USCS/LPC 31

I.3.2 Classification des sols selon la norme NF P11-300 (GTR) 33

I.4 Normes des essais de reconnaissance de sols 34

Chapitre II : Résistance au cisaillement 35

II.1 Introduction 36

II.2 Contrainte et déformation dans le sol 36

II.2.1 Etat de contrainte en un point d'un milieu continue 36

Table des matières

II.2.1.1 Tenseur des contraintes 36
II.2.1.2 Représentation de Mohr 36
II.2.2 Contraintes totales et contraintes effectives 37
II.2.3 La relation contrainte déformation 37
II.3 Résistance à la rupture du sol 38
II.3.1 Définition de la rupture du sol 38
II.3.2 Comportement drainé 39
II.3.3 Comportement non drainé 39
II.4 Resistance au cisaillement des sols pulvérulents 39
II.4.1 Courbe Effort-Déformation 39
II.4.2 Courbe intrinsèque (Représentation de Mohr) 40
II.4.3 Angle de frottement interne 40
II.4.3.1 Facteurs influant sur la valeur de ϕ 40
II.4.3.2 Valeurs de ϕ 41
II.5 Resistance au cisaillement des sols cohérents : 41
I.1.1 Courbe intrinsèque, critère de Mohr -coulomb 42
II.5.1 Facteurs influant sur les paramètres de la résistance au cisaillement 42
II.6 Expression générale de la résistance au cisaillement 43
Chapitre III : Présentation du projet 45
III.1 Introduction 46
III.2 Localisation du tracé 46
III.3 Description du tracé 46
III.4 Consistance physique de la pénétrante 46
III.5 Délimitation de la zone d'étude 47
III.6 Géologie 49
III.6.1 GEOLOGIE REGIONALE 49
III.6.2 Géologie locale 49
III.7 Caractérisation hydrologique et hydrogéologique 50
III.7.1 Hydrogéologie 50
III.7.2 Hydrologie 50
III.8 Caractérisation séismique 51
Chapitre IV : Campagne d'investigation 52
IV.1 Introduction 53
IV.2 Synthèse des résultats 53
IV.2.1 Contenu de la campagne géotechnique : 53

Table des matières

IV.2.2 Lithologie des forages 55
IV.2.3 Eau 57
IV.2.4 Identification au laboratoire 58
IV.2.5 Essais mécaniques : 59
IV.2.5.1 Essai de compression uni-axial 59
IV.2.6 Essais in situ 60
IV.2.6.1 Essai pressiomètre de MENARD 60
IV.2.6.2 Essai de pénétration au carottier (SPT) 60
IV.2.7 Description de massif rocheux 61
IV.2.7.1 Essai RQD 61
IV.2.7.2 GSI : 62
IV.3 Interprétation des types de terrain appris des essais 62
IV.4 Calcul des paramètres géotechniques 69
IV.5 Conclusion 69
Chapitre V : Analyse de stabilité des ouvrages en terre 70
V.1 Introduction 71
V.2 Méthodes de calcul de stabilité de talus à l'équilibre limite 71
V.3 Vérification de stabilité des ouvrages en terre 73
V.3.1 Remblai RBT-1 du PK 22+439 – PK 22+526 (Hmax =63m) 73
V.3.1.1 Matériau de remblai : 73
V.3.1.2 Résultats d'analyses de stabilité 74
V.3.2 Déblai DB-1 du PK 22+486 - PK22+758 (Hmax =83m) 77
V.3.2.1 Résultats d'analyses de stabilité section de – DB 1 77
V.3.3 Déblai DB-2 du Pk 22+983 – 23+260 (Hmax =42m) 79
V.3.3.1 Résultats d'analyses de stabilité section de DB 2 79
V.3.4 Les résultats de l'analyse de stabilités après la solution : 80
Suite aux analyses de stabilité réalisées pour la section de coupe PK 23+092, nous trouvons que la solution proposée est réalisable 82
V.3.5 Déblai DB-3 du Pk 23+400 à 23+600 (Hmax =42m) 82
V.4 Conclusion 83
Chapitre VI : Etude stabilisation du glissement de l'échangeur de Tafoughalet 84
VI.1 Introduction 85
VI.2 Description et Diagnostic de glissement 85
VI.2.1 Contexte et description 85
VI.2.2 Analyse à rebours 86
VI.3 Étude de conception géotechnique-phase avant-projet 87

Table des matières

VI.3.1 Présentation des solutions de stabilisation 87

VI.3.1.1 VAR 1 : la purge totale des matériaux glissés avec talutage 87

VI.3.1.1.1 Description des travaux de traitement 87

VI.3.1.1.2 Analyse de stabilité après traitement 88

VI.3.1.2 VARIANTE 2 : purge partielle + Paroi clouée 88

VI.3.1.2.1 Description des travaux de traitement 88

VI.3.1.2.2 Analyse de stabilité après traitement 89

VI.3.1.3 Choix de la solution de traitement 90

A. Cout 90

B. Réalisation 91

C. Critère des contraintes majeurs 92

- Conduite gazoduc 92
- Terrain agricole 93

VI.4 Avant-projet détaillé 94

VI.4.1 Généralités sur la paroi clouée 94

VI.4.1.1 Historique 94

VI.4.1.2 Définition de clouage passif du sol 94

VI.4.1.3 Construction des ouvrages en sol cloué 94

VI.4.2 Dimensionnement de la paroi clouée 95

VI.4.2.1 Hypothèses générales 95

VI.4.2.1.1 Classe de conséquence : 95

VI.4.2.1.2 Catégorie géotechnique 95

VI.4.2.1.3 Durée d'utilisation 96

VI.4.3 Profils de calcul A-A' 96

VI.4.4 Caractéristique des clous 96

VI.4.5 Calculs de stabilité 97

VI.4.5.1 Stabilité mixte et générale : 97

VI.4.5.2 Stabilité interne : 98

VI.4.5.2.1 Résistance structurelle d'un lit de renforcements : 98

VI.4.5.2.2 Résistance d'interaction sol – renforcement 99

VI.4.5.2.3 Résistance des dispositifs de liaison au parement 100

VI.5 Conclusion 101

Conclusion générale

INTRODUCTION GENERALE

Dans le présent mémoire on s'intéresse à l'étude des problèmes de la construction des ouvrages en terre du PK22+400 au PK23+600 de la liaison autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou a l'autoroute est-oust au niveau de DJEBAHIA.

L'étude comporte deux parties :

-La première partie :

Nous avons abordé deux points essentiels dans le domaine de stabilité des pentes, qui sont la classification des sols et la résistance au cisaillement des sols.

-La deuxième partie comporte trois étapes :

- 1ère étape : La reconnaissance géotechnique, ce chapitre permet d'identifier la stratification du sol support et de donner les caractéristiques géotechniques des déférentes couches rencontrées, à partir des essais in situ et des essais au laboratoire.

- 2ème étape : L'étude de stabilité, Dans cette partie on étudie le risque de glissement des talus, on prévoit le facteur de sécurités des ouvrages à l'aide d'un logiciel de calcule.

- 3ème étape : Techniques de traitement, après avoir identifié les problèmes existant dans le Tronçon étudié, on choisir et on détaille les méthodes de traitement les plus adaptées au Problème rencontré.

Chapitre I
Classification des sols

I.1 Introduction

Un système de classification des sols est avant tout un véhicule de communication pour les ingénieurs. C'est non seulement un moyen de créer des catégories de sols d'après leur comportement, mais aussi un moyen pour les ingénieurs d'accéder aux connaissances acquises par ceux qui les ont précédés. Bien entendu, un système de classification n'élimine pas la nécessité de procéder à des études détaillées et à des essais spécifiques. Cependant, on a trouvé qu'il était possible d'établir des corrélations relativement étroites entre les propriétés géotechniques, les indices et les paramètres de classification d'un dépôt donné. Par conséquent, le simple fait de classifier un sol renseigne déjà assez bien sur la façon dont il va se comporter dans un ouvrage réel, pendant la construction ou sous les charges structurales

I.2 Reconnaissance géotechnique du sol

I.2.1 Les sondages mécaniques

On distingue deux catégories de sondages

• **Sondage destructif** : Il s'agit de prélever des échantillons remaniés pour l'identification des couches du sol. L'état naturel de l'échantillon étant détruit, l'échantillon ne peut par conséquent être sujet à des essais mécaniques ou de compressibilité. A cette catégorie appartiennent le sondage à la tarière (figure I.1 et I.2), le sondage à la pelle mécanique (puits) et le sondage mécanique.

• **Sondage non destructif :** On utilise en pratique les carottiers, qui sont composés d'un outil d'attaque qui permet de découper le matériau et d'un ensemble de tubes (figure I.3). L'échantillon découpé doit remonter à la surface dans l'état où il a été découpé (état intact). Les carottes, une fois prélevées, sont enduites de paraffine en vue de conserver la teneur en eau naturelle de l'échantillon, et transportées dans des caisses en évitant de leur subir le moindre choc ou vibration.



Figure 1.1 : Tarière motorisé



Figure 1.2 Tarière manuelle



Figure I.3: Carottier rotatif monté sur camion

I.2.2 Essais au laboratoire

Ces essais ont pour objectif d'identifier la nature du sol et de mesurer ses propriétés physiques. Ils servent aussi à classer l'échantillon étudié selon un système de classification comportant des catégories des sols de même nature et ayant des propriétés similaires.

I.2.2.1 Paramètre de nature

I.2.2.1.1 Constituant minéraux et organiques

Teneur en carbonate : L'essai est réalisé au calcimètre Dietrich-Fruhling afin de déterminer la teneur pondérale en carbonates d'un sol (% de CaCo3) 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 CaCo3 contenu dans le sol par l'acide chlorhydrique.

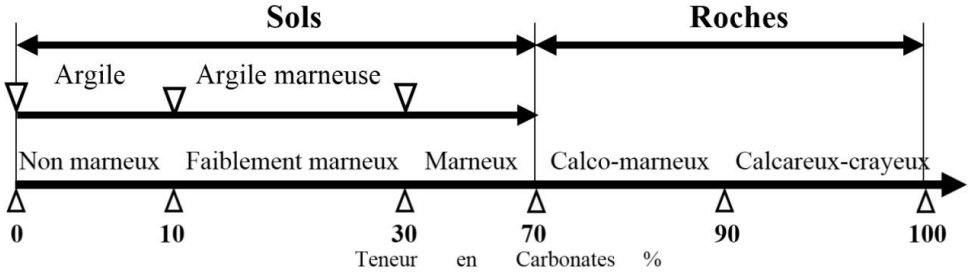


Figure I.4: Ordres de grandeurs de type de sol en fonction du la teneur en CaCo3(%)

La teneur en matières organiques : Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique « MO ». On les identifie à leur couleur, à leur odeur et à la présence de débris végétaux. La teneur en matières organiques est le quotient de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon de sol par la masse totale des particules solides minérales et organiques. Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se détermine par calcination. Eventuellement les

mesures sur le résidu passant à 0,4 mm, préalablement séché à 65°, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.

Ordres de grandeurs des types de sol en fonction de la teneur en M.O.

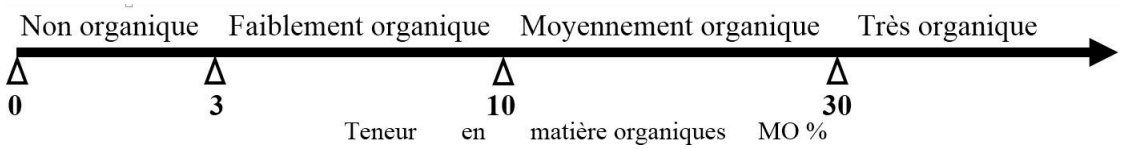


Figure I.5: Ordres de grandeurs des types de sol en fonction de la teneur en M.O.

I.2.2.1.2 Granularité

Tamisage : Dans le cas des sols grossiers, on utilise le tamisage, procédé par lequel on fait vibrer un échantillon de sol sec à travers une série de tamis à mailles carrées dont les ouvertures vont en décroissant. Lorsqu'on connaît la masse totale de l'échantillon, on peut déterminer par pesage le pourcentage relatif de particules recueillies sur chacun des tamis, Le cumul des compléments à 100% des diverses proportions ainsi obtenues, dans le sens des diamètres croissants, permet de tracer un graphique donnant la proportion pondérale des éléments de taille inférieure à un diamètre donné. Le résultat d'une analyse granulométrique se présente sous la forme d'une courbe granulométrique (figure I.6) qui donne :

- la masse de tamisât cumulé en (%) en ordonnée sur une échelle arithmétique

- le diamètre des particules en abscisse sur une échelle logarithmique.

Pour caractériser la granulométrie d'un sol on peut déterminer les rapports suivants :

- Le coefficient d'uniformité de Hazen : $Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

- Le coefficient de courbure : $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$

D'où dx est la dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisât.

Un sol tel que $Cu < 2$ est dit à granulométrie uniforme ou serrée

Un sol tel que $Cu > 2$, il est dit à granulométrie étalée.

Pour $1 < C_c < 3$ donne une granulométrie bien étalée (sol bien gradué).

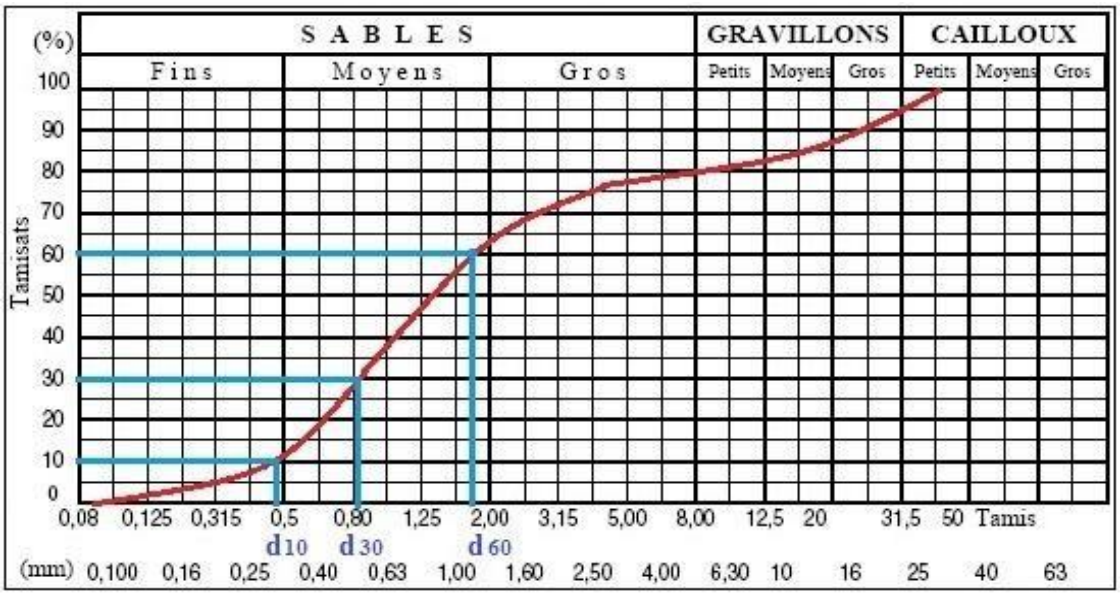


Figure I.6 : Courbe granulométrique

Sédimentométrie

Cet essai est basé sur la loi de Stockes qui donne la vitesse limite V d'une particule de poids spécifique Ɣs tombant sous l'action de la pesanteur, dans un liquide visqueux de poids spécifique Ɣω et de viscosité η. En réalité cet essai se fait en dispersant les particules de sol dans l'eau par agitation. On laisse décanter, et on mesure la densité de la solution à différents niveaux et en fonction du temps. En établissant une relation entre le diamètre des particules et le temps d'une part, la densité et le pourcentage des particules. D'autre part, on peut ainsi tracer une courbe sédimentométrique qui complète la courbe granulométrique.

I.2.2.1.3 Limites d'Atterberg :

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car se sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

- La limite de plasticité (ω_p)

- La limite de liquidité (ω_l)

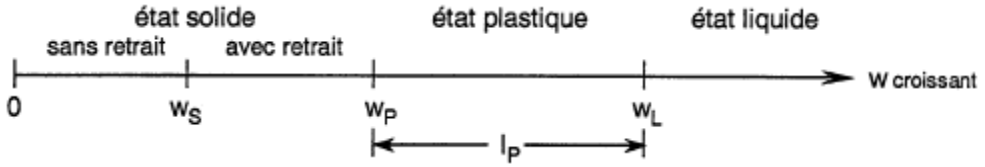


Figure I.7 : ordre de grandeur de la consistance de sol en fonction de la teneur en eau

Indice de plasticité I_p

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : $Ip = \omega_l - \omega_p$

Tableau I.1 : Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité I_P

Indice de plasticité I_P	Etat- du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

Indice de consistance I_c

La comparaison de la teneur en eau naturelle ω d'un sol et des limites D'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractérisé par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{w_l - w}{Ip}$$

Tableau I.2 : Classification des sols selon la consistance

Indice de consistance I_c	Etat- du sol
I c > 1	Solide
0 < Ic <1	Plastique
Ic < 0	Liquide

I.2.2.1.4 Activité argileuse

Valeur de bleu de méthylène (VBS) est un paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules argileuses contenues dans la fraction du sol considéré ; c'est donc une grandeur directement liée à la surface spécifique du sol. L'essai consiste à introduire progressivement du bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenu en agitation. On prélève périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier buvard. Le centre de la tâche est bleu vif (argile ayant absorbé le bleu) et l'auréole de la tache reste incolore. A partir d'une certaine dose de bleu, l'auréole se colore aussi : c'est le signe que toute l'argile a épuisé sa capacité d'absorption. En effet, c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole.

La VBS traduit globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. La valeur de bleu (VBS) s'exprime par la quantité de bleu en grammes consommée par 100 grammes de fines.

Ordres de grandeur :

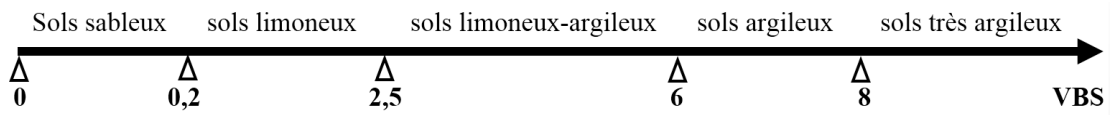


Figure I.8 : Ordres de grandeur de VBS

I.2.2.2 Les paramètres dimensionnels

Le poids volumique (spécifique) total ou humide, est le poids par unité de volume du sol considéré : $\gamma = \frac{W}{V}$

Le poids volumique des grains solides est le poids de la matière sèche sur le volume de cette même matière : $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$

Le poids volumique du sol sec est le poids de la matière sèche contenue dans l'unité de volume : $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

Le poids volumique de l'eau : $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 10\text{KN/m}^3$

Le poids volumique déjaugé γ' 'est le *poids apparent* des grains solides baignant dansl'eau, il est donné par : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

La gravité spécifique (la densité) : $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega}$

I.2.2.3 Les paramètres adimensionnels

Les paramètres adimensionnels (dits d'état) indiquent dans quelles proportionsexistent les différentes phases d'un sol. On peut définir :

La teneur en eau : est le rapport du poids de l'eau au poids de la matière sèche :

$$\omega\% = \frac{w_w}{w_s} \times 100$$

L'indice des vides : est le rapport du volume des vides au volume des grains solides :

$$e = \frac{\mathrm{Vv}}{\mathrm{Vs}}$$

Le degré de saturation est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides :

$$Sr\ (\%) = \frac{V_w}{V_s} \times 100$$

La porosité est le rapport du volume des vides (eau et air) au volume total du sol :

$$\eta = \frac{V_v}{V}$$

Dans un volume égal à l'unité, les grains solides occupent le volume (1-n) dit compacitéc = 1 – n.

I.2.2.4 Les paramètres mécaniques de comportement

I.2.2.4.1 Compressibilité odeométrique

L'essai œdométrique consiste à placer un échantillon de sol saturé (intact ou remanié) dans un moule cylindrique indéformable (module œdométrique) entre deux pierres poreuses (permettent à l'eau d'être expulsée) et de le charger verticalement (charge constante q) jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles, tout en mesurant les tassements. Le principe de l'essai consiste à mesurer la variation de hauteur de l'éprouvette de sol pendant l'application de la charge. En appliquant un chargement discontinu par paliers et en déterminant la contrainte effective σ' et l'indice des vides «*e*» pour chaque palier de chargement,

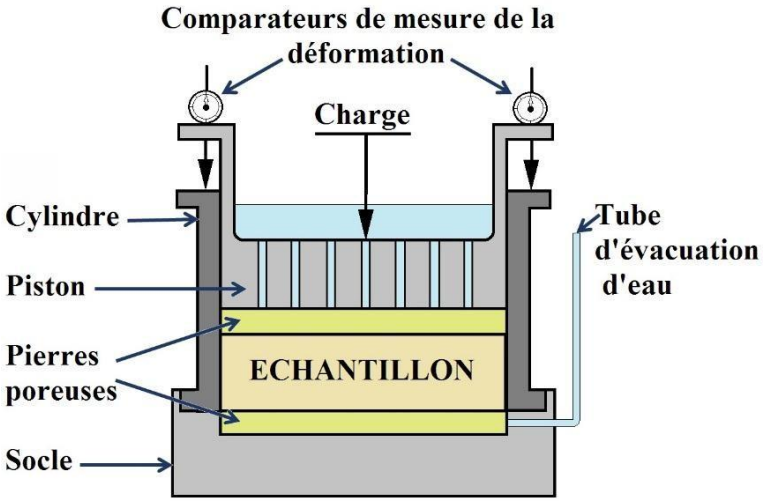


Figure I.9 : Description de l'appareil œdométrique.

L'essai œdométrique fournit deux types de courbes

-Une courbe de consolidation (Figure I.9, gauche) interprétant le tassement de l'échantillon en fonction du temps pour une contrainte constante.

-Si l'essai est répété pour plusieurs contraintes croissantes sur le même échantillon on peut obtenir une courbe de compressibilité (Figure I.9, droite) interprétant le tassement en fonction de la contrainte appliquée.

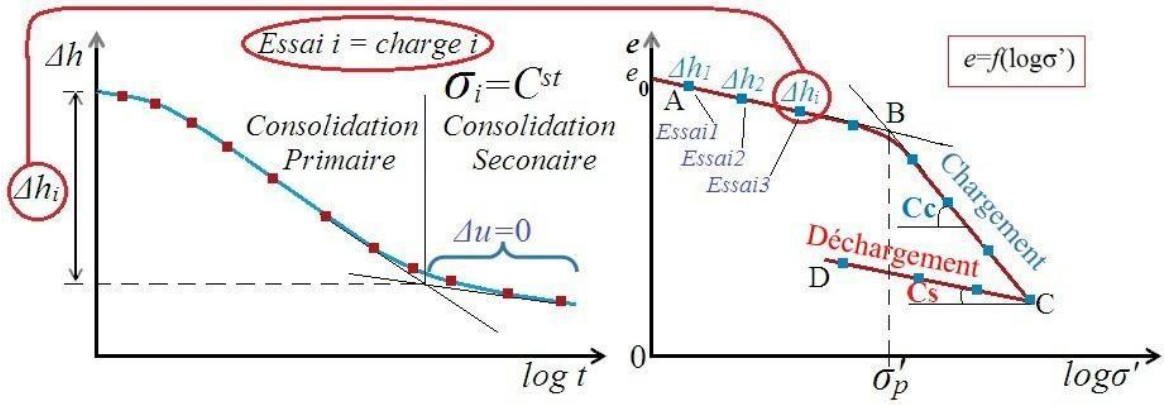


Figure I.10 : interprétation de l'essai œdométrique (courbe de consolidation Δh=f(logt) et courbe de compressibilité e=f(logσ')).

A partir de cette courbe on peut déterminer :

La contrainte préconsolidation $\sigma'p$ qui correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,

L'indice de compression *Cc* (sans dimension) $Cc = \Delta e \, \Delta \, log\sigma'$ est représenté par la branche BC de la pente de la courbe vierge de compressibilité utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à $\sigma'p$.

L'indice de gonflement *Cs (*sans dimension) est la pente d'un cycle de déchargement-rechargement représenté par (pente de la droite CD). Utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte inférieure à $\sigma'p$ ou sur des cycles de déchargement-rechargement

I.2.2.4.2 Cohésion effective et angle de frottement interne

L'essai à la boîte de Casagrande est un essai simple, économique et rapide. L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boites séparées par un plan horizontal qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale (σ=N/S), ensuite à un effort de cisaillement T jusqu'à la rupture.

Au cours de l'essai, on mesure la force de cisaillement T de même que le déplacement horizontal δ et vertical ΔH.

Au moins trois échantillons identiques doivent être testés, pour trois contraintes normales différentes. Les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales $\tau = f(\sigma)$. D'où s'obtient la courbe intrinsèque (en reportant les couples (σ,τ)). Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb : $\tau_{rupt} = C + \sigma_{rupt}.tg\varphi$. Cet essai permet la détermination des caractéristiques de résistance des sols : l'angle de frottement interne φ et la cohésion c.

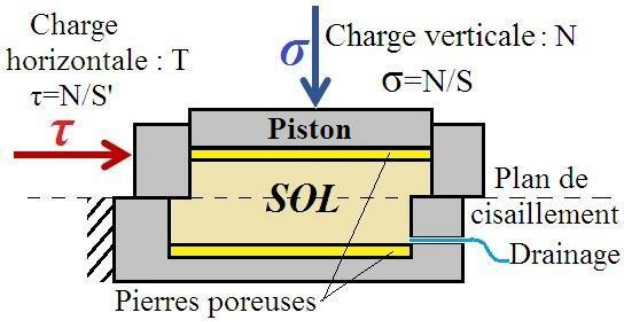


Figure I.11 : Schéma de la boîte de cisaillement.

I.2.2.4.3 La cohésion non drainée

Dans l'essai non consolidé non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer

« *Cu* » cohésion non drainée. L'angle de frottement interne « φ*u*» est généralement supposé nul. Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins.

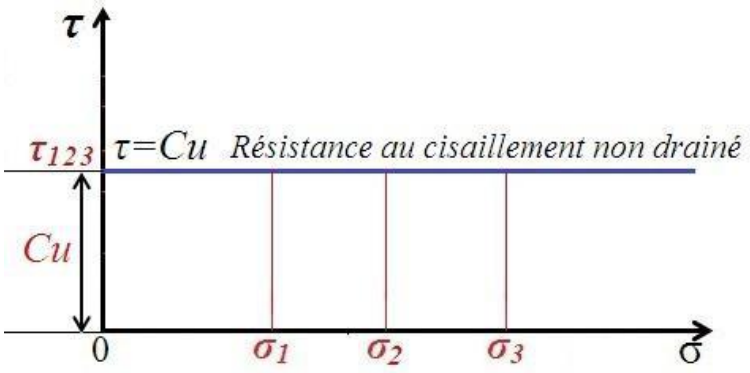


Figure I.12 : : Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé

I.2.2.4.4 Résistance à la compression unie axial

L'essai de compression uniaxiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide. Les essais se font généralement par lots de 5 échantillons par roche homogène pour obtenir une bonne moyenne

Au cours de l'essai, un enregistreur permet de relever l'évolution de la contrainte axiale grâce à un capteur de force ou de pression, ainsi que celle des déformations soit par des capteurs de déplacement soit par des jauges de déformation. Cet enregistrement permet de déterminer différentes caractéristiques mécaniques selon le besoin : la résistance à la compression uniaxiale Rc, la limite élastique Re, le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν.

Le tableau suivant présente le classement des roches en fonction de leur résistance à la compression uniaxiale.

Tableau I.3 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur de la résistance en compression simple Rc.

R_c (MPa)	Terme descriptif
$R_c > 200$	Très élevée
$60 < R_c < 200$	Elevée
$20 < R_c < 60$	Moyenne
$6 < R_c < 20$	Faible
$R_c < 6$	Très faible

I.2.3 Essais in situ

I.2.3.1 Pénétromètre dynamique

Deux pénétromètres dynamiques, type A et B, ont été normalisés. Ces deux types de pénétromètres permettent d'apprécier :

- la succession de différentes couches de terrain

- l'homogénéité d'une couche

- la position d'une couche résistante

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure, d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi de sondage et les tiges et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm. L'injection de la boue de forage permet de supprimer le frottement latéral des tiges dans le sol.

La résistance dynamique de pointe à la pénétration qd sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

$$qd = \frac{mgH}{A.e}\frac{m}{m+m'}$$

Avec :

m : masse du mouton

g : accélération de la pesanteur

H : hauteur de chute libre du mouton

A : aire de la section droite de la pointe

e : enfoncement par coup

m' : masse cumulée, de l'enclume, des tiges et de la pointe.

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques, avec la courbe de la résistance à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur

I.2.3.2 Pénétromètre statique :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges (figure I.12)

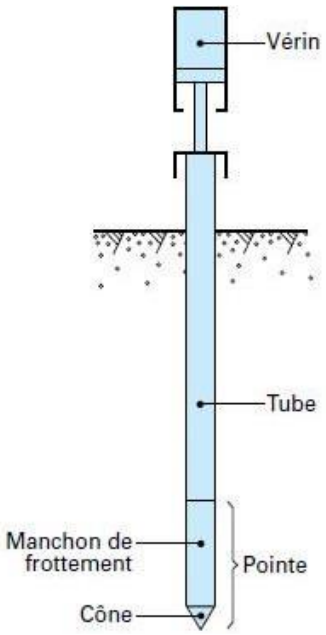


Figure I.13 : Schéma de principe de pénétromètre statique

On mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée $\mathbf{q_c}$.

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté $\mathbf{Q_t}$

Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

Par définition, la résistance de pointe statique

$$qc = \frac{\mathrm{Qc}}{Ac}$$

Q_c l'effort de pointe et A_c est la section droite de la base du cône,

Connaissant l'effort total de fonçage Q_t mesuré en tête, on peut déterminer l'effort de frottement latéral total Q_{st} sur le tube par la relation :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

I.2.3.3 L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde . Le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements

Le forage terminé, la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incréments égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min. Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Une fois la pression limite atteinte, la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

Les résultats expérimentaux relevés par l'opérateur ou enregistrés sont interprétés soit « manuellement », soit le plus souvent par ordinateur. Dans ce dernier cas, le programme calcule la courbe corrigée qu'il présente à l'écran et sur imprimante puis les caractéristiques pressiométriques E_M et p_l.

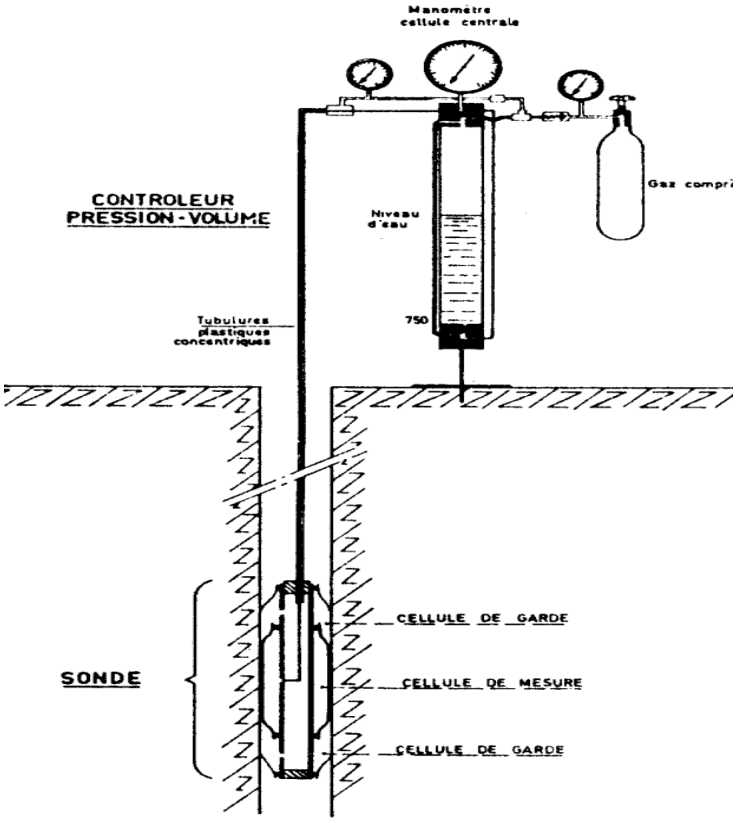


Figure I.14 : Dispositif typique pour l'essai pressiométrique

Détermination du module pressiométrique Em

Il se calcule à partir de la plage pseudo élastique dont l'origine est (P_1, V_1) et l'extrémité est (P_2, V_2).

$$E_M = 2(1+\nu)\left[V_s + \left(\frac{V_1+V_2}{2}\right)\right]\frac{P_2-P_1}{V_2-V_1}$$

Avec :

ν : coefficient de poisson égal à 0.33

Vs : volume de la cellule centrale de mesure de la sonde au repos

Détermination de la pression limite pl :

La pression limite pl est la pression pour laquelle le volume de la cellule centrale de mesure est double**.**

VS = volume de la cellule de mesure.

V1 = volume injecté pour obtenir le contact avec la paroi du forage (début de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique).

V = volume total injecté.

Le volume de la cellule centrale de mesure est doublé lorsque **V = VS + 2 V1**.

I.2.3.4 Essai de pénétration au carottier

Essai dynamique, destrusif, réalisé chaque $1.5m$, dans un forage, pour les sables et peut être réalisé dans les sols fins. Consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisées. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau).

Le nombre de coups Ni nécessaire à chaque enfoncement de 15cm est relevé, avec :

$N0$: de 0 à $15cm$

$N1$: de 15 à $30cm$ $N = N1 + N2$: résistance à la pénétration

$N2$: de 30 à $45cm$

-N›50, donc REFUS

Le tableau ci-dessous donne un classement des sols en fonction de N

Tableau I.4 : Classement des sols en fonction de N

Etat du sol	N
Très lâche	<4
Lâche	4-10
Moyennement dense	10-30
Dense	30-50
Très dense	>50

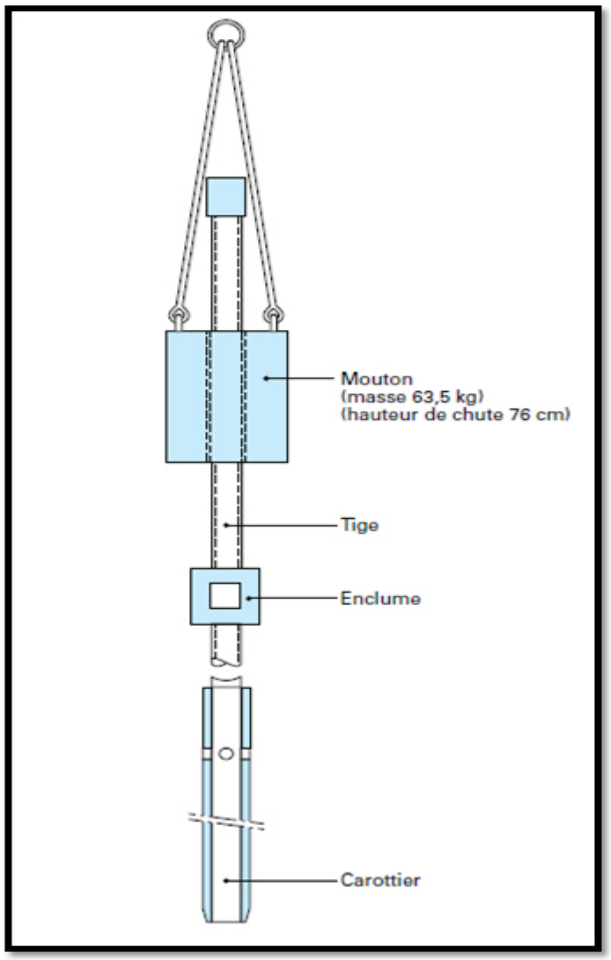


Figure I.15 : Dispositif typique pour l'essai de pénétration au carottier (SPT)

I.3 Système de classification des sols

I.3.1 Classification USCS/LPC

La plus ancienne des classifications paraît celle proposée par Atterberg en 1905, et adaptée par la suite dans la classification américaine USCS. La classification Française proposée par le LPC s'inspire de la classification USCS et ne diffère d'elle que dans certains détails. La classification du LPC est basée sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg, la teneur en matière organique et sur des observations sur échantillon" (couleur, odeur, ...etc.). La figure (I.15) regroupe simultanément les différentes catégories de sols selon les classifications USCS et LPC pour les sols grenus. Le graphique de la figure (I.16), appelé diagramme de plasticité de Casagrande, sert à classer les sols fins suivant les limites d'Atterberg, et Ip.

Définitions			Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}.D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A de l'abaque de plasticité de Casagrande	grave limoneuse
			GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A de l'abaque de plasticité de Casagrande	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}.D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A de l'abaque de plasticité de Casagrande	sable limoneux
			SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A de l'abaque de plasticité de Casagrande	sable argileux

Figure I.16 : Classification L.P.C. des sols grenus

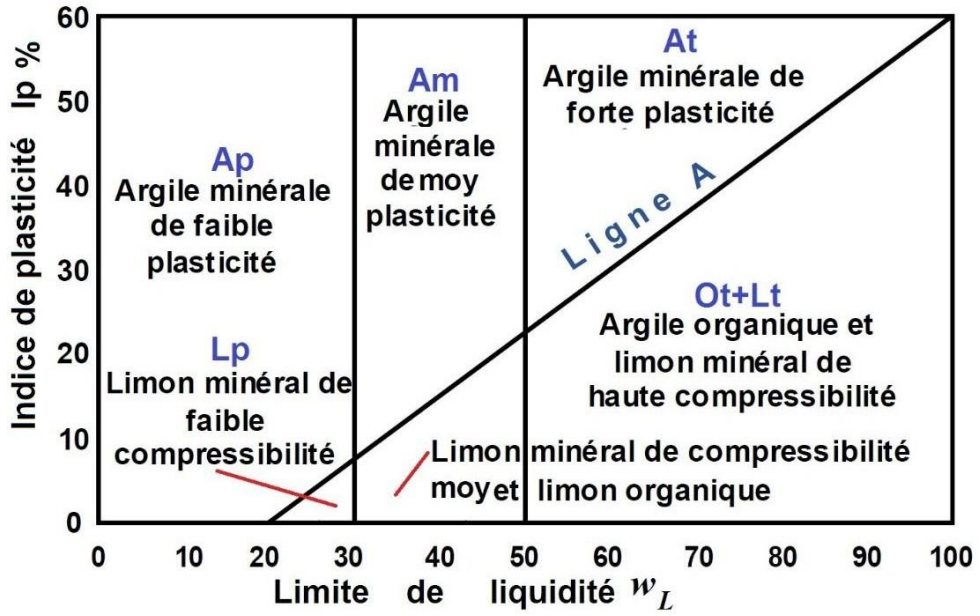


Figure I.17 : Abaque de plasticité de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins

I.3.2 Classification des sols selon la norme NF P11-300 (GTR)

Dans les travaux de terrassement en Algérie, les matériaux de réalisation des remblais et des couches de forme d'infrastructure routière sont classés selon la norme NF P11-300 (le système GTR) et dont les principales catégories, intéressant les sols, sont résumées au (figure I.17), comme suit :

Catégorie A : Sols fins,

Catégorie B : Sols sableux et graveleux avec des fines,

Catégorie C : Sols comportant des fines et des gros éléments,

Catégorie D : Sols insensibles à l'eau.

Catégorie R : Les matériaux rocheux

Catégorie F : Les sols organiques et sous-produits industriels

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm > 35 %	A1 à A4 selon VBS ou Ip
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm ≤ 35 %	B1 à B6 selon VBS ou Ip et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50$ mm et passant à 80 µm > 12 % ou passant à 80 µm ≤ 12 % + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS, Ip et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0,1 et passant à 80 µm ≤ 12%	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	voir la norme NF P 11-300	

D_{max} = diamètre pour lequel 95 % des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments).

Figure I.18 : principales catégories des sols selon la norme NF P11-300

I.4 Normes des essais de reconnaissance de sols

Tableau I.5 : normes des essais in-situ

Désignation	Normes	Objectif
Prélèvement des sols et des roches - Méthodologie et procédures.	XP P 94-202	Identification des sols, Distinction des types de formation, Prélèvements des échantillons.
Essai de pénétration au carottier (SPT)	NF P 94-116	Détermination de la succession des différentes couches de sol, Identification d'un sol.
Essai pressiomètre de MENARD (PMT)	NF P94-110	Détermination de la succession des différentes couches de sol, l'homogénéité, la contrainte admissible du sol
Mesures piézométriques	NF P94-157-1	Permet de mesurer le niveau d'une nappe d'eau souterraine ou phréatique
Sondage au Pénétromètre dynamique	NF P94-115	L'homogénéité du site, La cote du substratum, Une valeur approchée de la force portante en vue de pré-dimensionner des fondations.
Essai de pénétration statique	NF P94-113	La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature, L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies,

Tableau I.6 : normes des essais d'identification au laboratoire

Essais	Description	Normes	Objectif
Essais d'identification	Analyse granulométrique (tamisage à sec)	NF P 94-056	Répartition pondérale des éléments granulaires d'un matériau des terrassements
	Teneur en eau naturelle	NF P 94-050	Détermination de la teneur en eau d'un matériau
	Limites d'Atterberg	NF P 94-051	Détermination de l'argilosité d'un sol
	Détermination de la valeur de bleu d'un sol	NF P 94-068	Détermination de l'argilosité d'un matériau

Chapitre II
Résistance au cisaillement

II.1 Introduction

Les sols, comme tous les matériaux se rompent sous l'action de la traction ou de cisaillement. Cependant la majorité des problèmes géotechniques étudient la rupture du sol au cisaillement. Nous parlons dans ce chapitre sur la rupture des sols et la résistance au cisaillement en faisant la distinction entre les sols pulvérulents et les sols cohérents.

II.2 Contrainte et déformation dans le sol

II.2.1 Etat de contrainte en un point d'un milieu continue

II.2.1.1 Tenseur des contraintes

Le vecteur contrainte $\vec{T} = (M, n)$ S'exerçant en M sur une facette dS se décompose suivant la normale Mn à la facette et suivant le plan de la facette en une contrainte normale $\overrightarrow{\sigma_n}$ et une contrainte tangentielle (figure II.1)

En Mécanique des Sols, par convention, on compte positivement les contraintes normales de compression. On associe donc à toute facette une normale rentrante ; une contrainte normale positive correspond ainsi à une compression. On appelle tenseur des contraintes en un point M l'ensemble des contraintes en ce point, obtenu en donnant à la facette (c'est à dire à sa normale $\vec{M}_n$) toutes les orientations possibles (figure II.2)

$$\Sigma_{\{x,y,Z\}} = \begin{matrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{matrix}$$

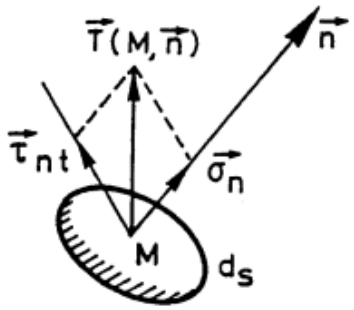


Figure II.1 : Vecteur de contrainte

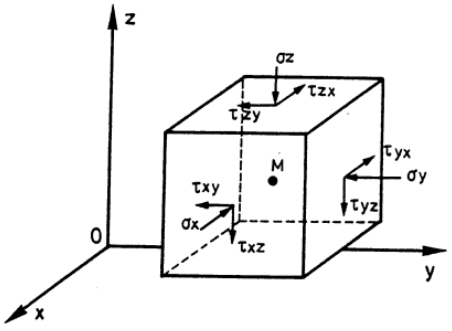


Figure II.2 : Composantes du tenseur des contraintes en un point M

II.2.1.2 Représentation de Mohr

La représentation de Mohr est une représentation plane du tenseur des contraintes dans des axes liés à la facette :

- axe des abscisses σ confondu avec la normale à la facette,

- axe des ordonnées τ se déduisant de σ par une rotation de π/2, il est confondu avec le support de la composante tangentielle de la contrainte.

- le rayon du cercle de Mohr est égal à (σ1 – σ3) /2, et son centre C a pour abscisse (σ1 + σ3) /2.

Lorsque la facette tourne autour de M, l'extrémité du vecteur contrainte reste située, dans le plan de Mohr, à l'intérieur de deux triangles curvilignes délimités par trois cercles (T1), (T2), (T3) centrés sur $(\overrightarrow{O_\sigma})$ et appelés cercles de Mohr (figure II.3)

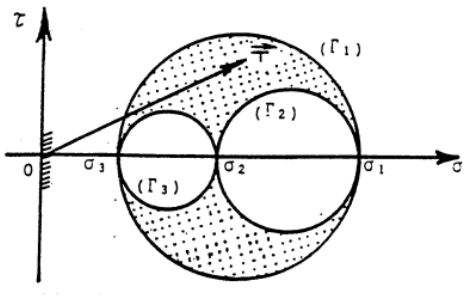


Figure II.3 : cercle de Mohr

II.2.2 Contraintes totales et contraintes effectives

Le concept de contraintes effectives n'est valable que pour des contraintes normales σ, parce que les contraintes de cisaillement τ ne sont pas transférées par l'eau et, par conséquent, elles sont toujours effectives. La contrainte totale est déterminée en utilisant les méthodes de la mécanique théorique. La contrainte effective est exprimée comme la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle (i.e. à partir d'un calcul ; il est impossible de la mesurer). Les pressions interstitielles sont déterminées par les pratiques laboratoires et des méthodes de terrain, ou par le calcul. Il n'est pas si simple de donner une réponse claire et sans équivoque à la question de quand utiliser la tension totale, ou la contrainte effective dans le calcul. Le tableau ci-dessous présente les recommandations générales et valables dans la grande majorité des cas. Nous devons bien comprendre que la contrainte totale dépend du mode de chargement du sol par son poids propre et par les effets externes. Quand la pression de l'eau interstitielle est au repos, la pression interstitielle correspond à la pression hydrostatique. Si l'eau coule continuellement, la pression correspond à la pression hydrodynamique. Quant aux sols partiellement saturés avec un degré de saturation plus élevé, il doit être considéré que la pression interstitielle est générée à la fois dans l'eau et dans les bulles d'air.

Tableau II.1 : Concept de contrainte totale et effective

Conditions présumées	Couche drainée	Couche non drainée
À courte terme	Contrainte effective	Contrainte totale
À long terme	Contrainte effective	Contrainte effective

Dans un milieu avec des sous-couches de sol, avec des poids volumiques des couches horizontales différents, la contrainte verticale totale est déterminée comme la somme des poids de toutes les couches de sol au-dessus du point examiné, et de la pression interstitielle**.**

II.2.3 La relation contrainte déformation

Les relations entre contraintes et déformations sont régies par les lois de comportement des matériaux. Ces lois décrivent la manière dont les matériaux se déforment en réponse à l'application de contraintes.

La loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité.

Pour calculer les déformations, plusieurs approches peuvent être utilisées, en fonction du type de problème et des informations disponibles (Calculs analytiques , Méthodes expérimentales , Méthodes numériques)

Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture.

II.3 Résistance à la rupture du sol

II.3.1 Définition de la rupture du sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement. En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol (ou du sol autour de la sonde de mesure, dans le cas des essais en place) s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement, expansion volumique du pressiomètre, rotation du scissomètre) en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial, contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement à la boîte, pression dans la sonde pressiométrique, couple appliqué au scissomètre). Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur (la figure 2.4) :

— la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τmax correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;

— la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

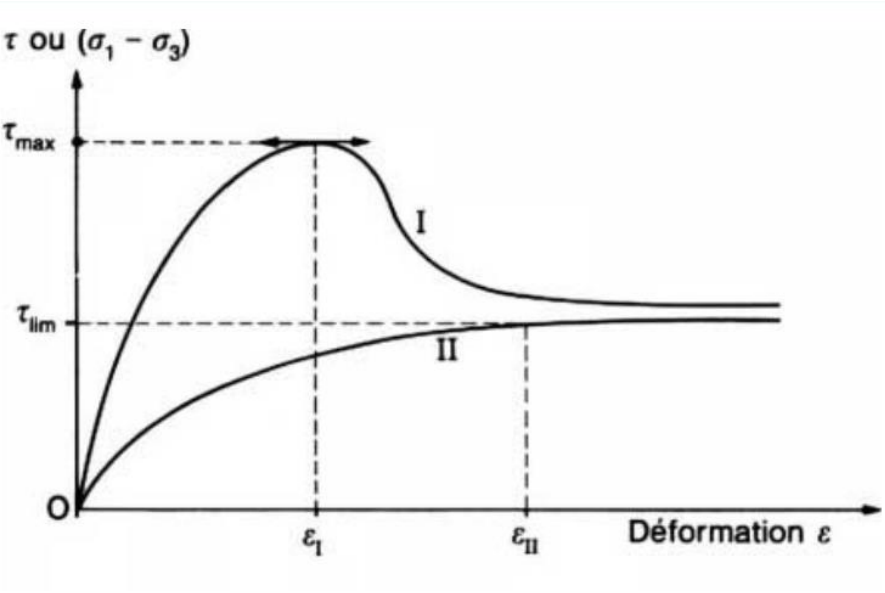


Figure II.4 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

II.3.2 Comportement drainé

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

-elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol, et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol.

-elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

II.3.3 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée. Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette

II.4 Resistance au cisaillement des sols pulvérulents

Dans le cas des sols pulvérulents, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées.

Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse Appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression Interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues.

II.4.1 Courbe Effort-Déformation

Les courbes << effort-déformation » (τ en fonction ε dans les essais à la boîte dans les essais triaxiaux) ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure suivante. (Figure II.5)

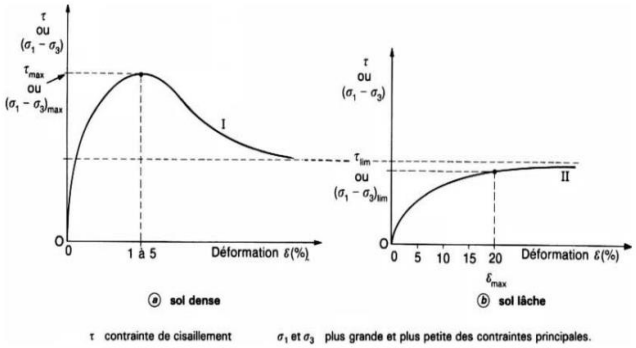


Figure II.5 : courbe effort déformation d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement

-Pour les sols compacts ou denses (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroit vers une valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement

-Pour les sols peu compacts ou lâches (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, Emax, en pratique Inférieure à 20%

II.4.2 Courbe intrinsèque (Représentation de Mohr)

Dans la représentation de Mohr, la courbe intrinsèque est déterminée soit comme ensemble de points (τ,σ) obtenus à la boîte de cisaillement, soit comme enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour les essais triaxiaux.

Cette courbe est une droite passant par l'origine (figure II.6), tant pour le sol dense que pour le sol lâche. La densité a une influence sur la pente de cette droite.

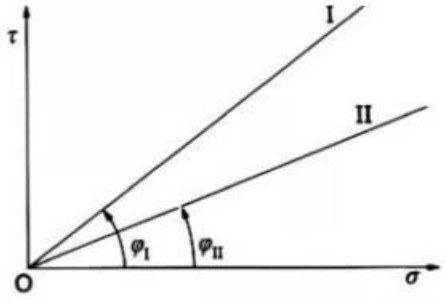


Figure II.6 : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent

II.4.3 Angle de frottement interne

II.4.3.1 Facteurs influant sur la valeur de ϕ

La compacité du sol influe directement sur l'angle de frottement interne ϕ cette influence peut être traduite par la loi empirique suivante, proposée par Caquet et Kérisel, pour la variation de tanϕ avec l'indice des vides e

$$tan\ \varphi = \frac{k}{\mathrm{e}}$$

Avec les valeurs de K indiquées dans le tableau suivant (Tableau II.2)

Tableau II.2 : valeurs du coefficient K

Nature de sol	Variation de coefficient K
Gros sable	0.600 à 0.550
Sable moyen	0.550 à 0.475

Sable fin	0.475 à 0.400
Sable silteux	0.400 à 0.325
Valeur moyenne admise	0.55

Comme l'indice des vides varient en général entre 0.5 et 1, tanϕ varie de1.1 à 0.55 en prenant pour K la valeur moyenne 0.55, et l'angle de frottement interne varie 48° et 29º. L'Angle de frottement interne ϕ croît, à sa compacité donnée, avec le diamètre moyen des grains. ϕ dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.

ϕ croît avec l'étalement de la granularité du sol. Cependant, pour un état donné de compacité, l'angle de frottement interne ϕ est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol.

II.4.3.2 Valeurs de ϕ

Un ordre de grandeur des valeurs de l'angle de frottement interne pour différents types de sols Pulvérulents et pour divers états de compacité et donné dans (le tableau II.3):

Tableau II.3 : valeurs approchées de ϕ pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l'angularités grains

Dimension des grains	Compacité	ϕ (degrés)	
		Grains arrondis (Granulométrie uniforme)	Grains anguleux bien gradués
Sable moyen	Très lâche	28 à 30	32 à 34
	Moyennement dense	32 à 34	36 à 40
	Très dense	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier :			
65% gravier et 35% sable	Lâche		39
65% gravier et 35% sable	Moyennement dense	37	41
80% gravier et 20% sable	Dense		45
80% gravier et 20% sable	Lâche	34	
Roches fragmentées à l'explosif		40 à 55	

II.5 Resistance au cisaillement des sols cohérents :

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols Pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohérents, examiner l'ensemble des caractéristiques Drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement Effectués soit en laboratoire, soit en place.

Les caractéristiques drainées sont déterminées normalement au moyen d'essais triaxiaux Consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle ou par des essais triaxiaux Consolidés drainés. On utilise aussi les essais lents (drainés) à la boîte de cisaillement (essais de cisaillement direct ou essais de cisaillement direct alterné).

Les caractéristiques non drainées sont déterminées en laboratoire, au moyen d'essais Triaxiaux consolidés non drainés, ou en place au scissomètre de chantier. Sont également Utilisés les essais non consolidés non

drainés l'appareil triaxial, les essais de compression Simple et les essais en place au pénétromètre statique et au pressiomètre autoforeur.

I.1.1 Courbe intrinsèque, critère de Mohr -coulomb

Considérons un matériau solide quelconque. Si, pour différentes valeurs de la contrainte Moyenne, le déviateur des contraintes (σ_1-σ_3) est progressivement augmenté jusqu'à ce que la Rupture se produise, il apparaît que les cercles correspondant au déviateur maximum Admettent une même courbe enveloppe appelée courbe intrinsèque (figure II.7)

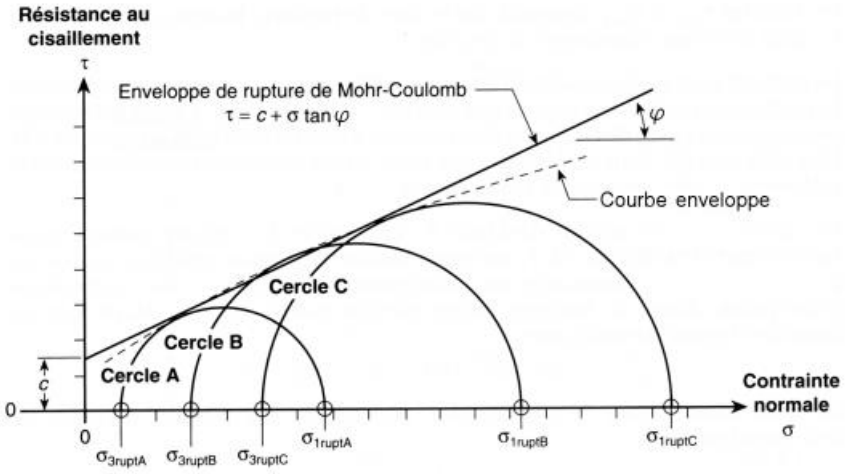


Figure II.7: courbe intrinsèque d'un sol cohérent

Il n'existe pas d'état stable de contrainte qui correspond à un cercle de MOHR recoupant la Courbe intrinsèque. En effet lorsqu'un cercle devient tangent à la courbe intrinsèque, il y a Rupture localisée au point correspondant (on dit qu'il y'a plastification) Pour les sols, la Courbe intrinsèque peut être assimilée à une droite dans un champ de contraintes assez vaste. Cette propriété constitue une simplification considérable. Appelée droite de Coulomb, cette droite est définie à l'aide de l'ordonnée à l'origine qui est la cohérence C et de l'angle que fait cette droite avec l'axe des contraintes normales σ qui est l'angle de frottement interne φ. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est la loi caractérisant un état de plastification du sol en un point particulier du milieu.

II.5.1 Facteurs influant sur les paramètres de la résistance au cisaillement

Les sols cohérents étant peu perméables, les paramètres de la résistance au cisaillement sont

Surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau.

Quand le drainage est nul, l'eau demeure emprisonnée dans les vides du sol. De surcroît, le Sol est saturé, ce qui souvent le cas des argiles, aucune consolidation n'est possible après L'augments on des contraintes. En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les Particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides du sol. Dans de telles conditions,

Lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas; seules les Pressions interstitielles augmentent. Quelles que soient les contraintes principales agissant à la Rupture, la résistance au cisaillement intrinsèque du sol devient une constante ; c'est la Résistance au cisaillement non drainé. Elle est désignée par le symbole Cu. Dans le diagramme De Mohr coulomb, l'enveloppe de rupture d'un sol non drainé est représentée par une droite Horizontale, et l'angle ϕ_u est égal à 0°.

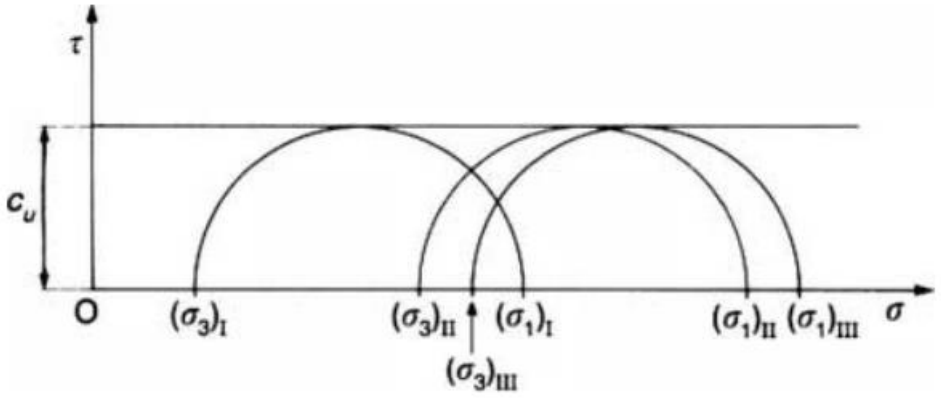


Figure II.8 : Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

II.6 Expression générale de la résistance au cisaillement

Pour les calculs de stabilité des ouvrages en géotechnique, la résistance au cisaillement des Sols est classiquement représentée par la relation suivante entre les contraintes normales et Tangentielle sur la surface de rupture :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Avec :

T : résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite)

σ : contrainte normale

c : cohésion

ϕ: angle de frottement interne

Cette équation est celle de l'enveloppe des cercles de Mohr, dont on admet qu'elle est une

Droite Dans la plupart des calculs courants, on suppose que le sol est isotrope et l'on se contente de

Déterminer une valeur des paramètres C et ϕ. La détermination de ces paramètres s'effectue

Conformément aux indications du tableau (Tableau II.4)

Pour les sols pulvérulents, la résistance au cisaillement est toujours analysée en

Contraintes effectives. La grande perméabilité de ces sols rend pratiquement

Instantanée la dissipation des surpressions interstitielles crée par le chargement, de

Sorte que l'on n'est jamais dans les conditions dites « non drainées ». La résistance au

Cisaillement est décrite par l'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Pour les sols fins cohérents saturés, on distingue les états dits non drainés (ou de Court terme) et drainés (ou de long terme). La résistance au cisaillement du sol est Définie dans les deux cas par l'état des contraintes effectives, c'est-à-dire par une Équation de même forme que pour les sols pulvérulents.

Pour les sols fins cohérents non saturés, la notion de contrainte effective n'est en Général par applicable et l'on caractérise directement la résistance au cisaillement en Contraintes totales. Cela conduit à utiliser l'expression :

$$\tau = c_{uu} + \sigma \, tan \, \varphi_{uu}$$

Dans laquelle les paramètres C_{uu} (cohésion apparente) et ϕ_{uu} (Angle de frottement apparent), Déterminés dans des essais triaxiaux de type UU, dépendent de l'état du sol (indice des vides Et degré de saturation) au début du cisaillement.

Tableau II.4 : choix des caractéristiques des cisaillements des sols

Type de sol	Type de calcule	Type de comportement	Type d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohérent saturé	Court terme	Non drainé	UU CU	C_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma' p$	Appareil triaxial (boite de cisaillement) Scissomètre pressiomètre Autoforeur
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainé	UU	C_{uu} ϕ_{uu}	$\tau = c_{uu} + \sigma \, tan \, \varphi_{uu}$	Appareil triaxial (Boite de cisaillement)
Cohérent	Long terme ou court terme	Drainé	CD CU Avec, mesure de u	C', ϕ'	$\tau = c' + \sigma' tan \, \varphi'$	Appareil triaxial Ou boite de cisaillement pour les essais CD Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
Pulvérulent		Drainé	CD	C', ϕ'	$\tau = c' + \sigma' tan \, \varphi'$	Appareil triaxial Ou boite de cisaillement

III. Chapitre
Présentation du projet

III.1 Introduction

Le vaste chantier de l'autoroute Est-Ouest algérien destiné à améliorer le réseau routier national, ne traverse pas toutes les grandes villes telles que Tizi-Ouzou. Pour pallier cet isolement, des pénétrantes telle que celle reliant la ville Tizi-Ouzou à celle de l'autoroute Est Ouest ont été planifiées et mises en exécution.

Ce chapitre, présente sommairement le projet étudié ; sa situation, Géologie, Sismicité et l'étude géotechnique, Pour recueillir les données nécessaires à l'analyse et l'étude des ouvrages en terre survenu à la pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST au niveau de l'échangeur DJEBAHIA sur 48km à la wilaya de BOUIRA.

III.2 Localisation du tracé

La pénétrante autoroutière (Djabahia - Tizi Ouzou), commence à la proximité de la Commune de Draa Ben Khedda à la wilaya de Tizi Ouzou (PK 00+000), elle est en parallèle avec la route CW 128 jusqu'à (PK 10+.000). Après ce point, elle continue parallèlement à la route nationale RN 25, cette dernière se termine au niveau de l'échangeur de Djabahia à la wilaya de Bouira (PK 48).

III.3 Description du tracé

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en trois sections:

Section 1 de PK 00+000 à PK 18+000.

Section 2 de PK 18+000 à PK 36+000.

Section 3 de PK 36+000 à PK 48

Section 01 débute au raccordement avec la route nationale RN 12 dans la commune de Draa Ben Khedda dans la Wilaya de Tizi Ouzou (PK 00+000), et se termine à la limite de la commune d'Ait Yahia Moussa (PK 18+000). La section 02 débute et se termine dans la commune de Draa El Mizan au (PK 36+000). La section 03, elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizan jusqu'au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans l'échangeur de Djabahia dans la wilaya de Bouira (PK 48). La longueur totale de ce tracé est d'environ 48 Km

III.4 Consistance physique de la pénétrante

-Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: 48KM

-Profil en Travers: 2x3 voies

-Nombre total d'ouvrages: 41 Unités répartis sur 10 KM.

-Nombre de viaducs: 21 Unités répartis sur 09 KM.

-Nombre d'ouvrages hydrauliques: 51 Unités

-Nombre de tunnels: 02 Unités en Bitube réparti sur 1.620 KM.

-Nombre d'échangeurs: 08 Unités.

III.5 Délimitation de la zone d'étude

La présente étude concerne la conception des ouvrages en terre. Survenu au niveau du tronçon 4-2 entre le PK 22+400 et le PK 23+600.

La zone d'étude est divisée en 5 ouvrages :

Tableau III.1 : Délimitation de la zone d'étude

Nom de l'ouvrage	AXE	PK	Hauteur (m)	Pente de talus	Largeur de berme (m)
RBT-1	Gauche	22+439 – 22+526	63	2H : 1V	4
DB-1	Droite	22+486 – 22+758	83	1.5H : 1V	4
DB-2	Droite	22+983 – 23+260	37	3H : 2V	4
GL 1	Gauche de brettelle 1	0+60 – 0+120	60	3H : 2V	4
DB-3	Droite	23+400 – 23+600	42	3H : 2V	4

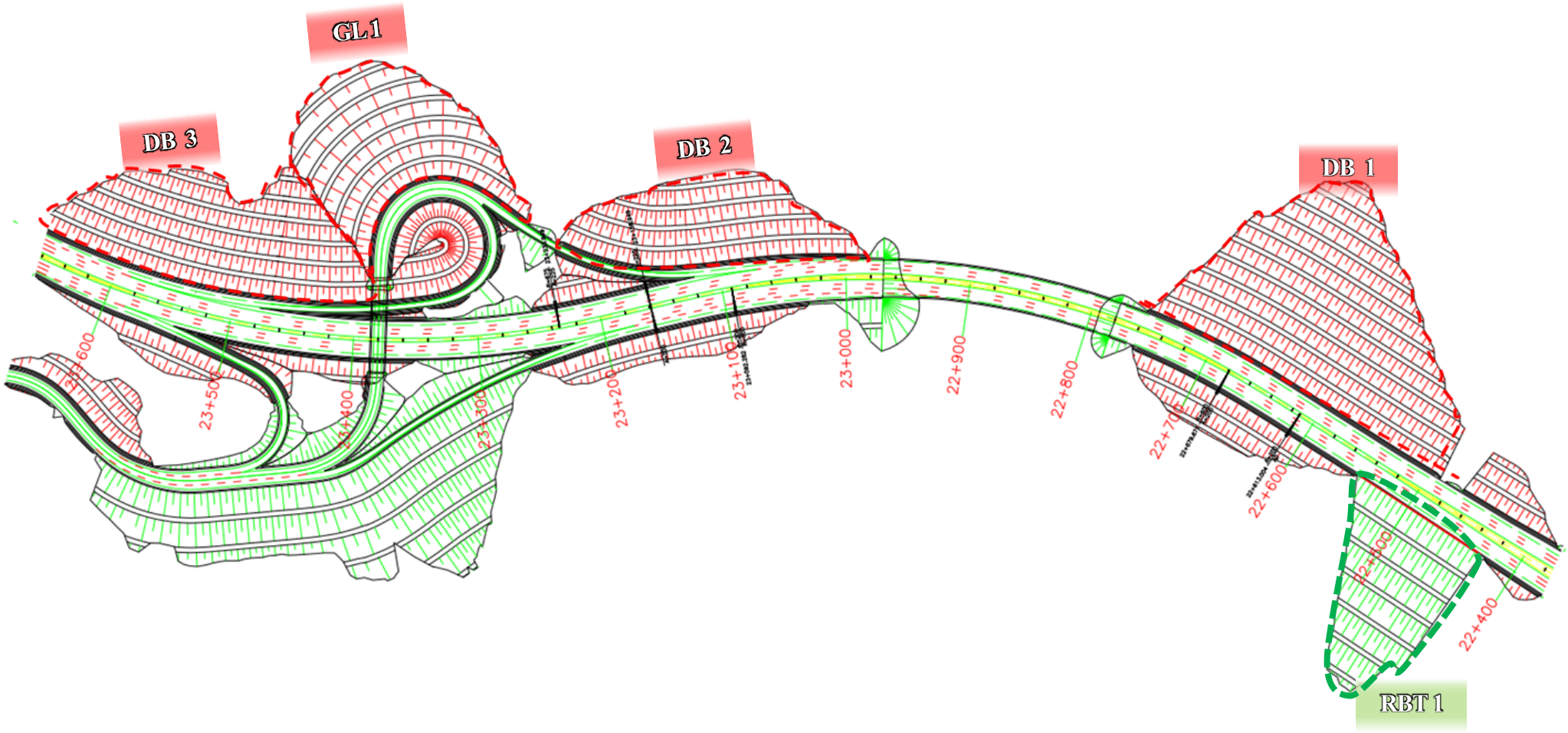


Figure III.1 : les ouvrages de la zone d'etude

III.6 Géologie

III.6.1 GEOLOGIE REGIONALE

Le projet de réalisation de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia est situé dans le domaine interne du Tell. Cette zone appelée aussi socle kabyle ou Kabylide, est composée principalement de massifs cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque peu métamorphique

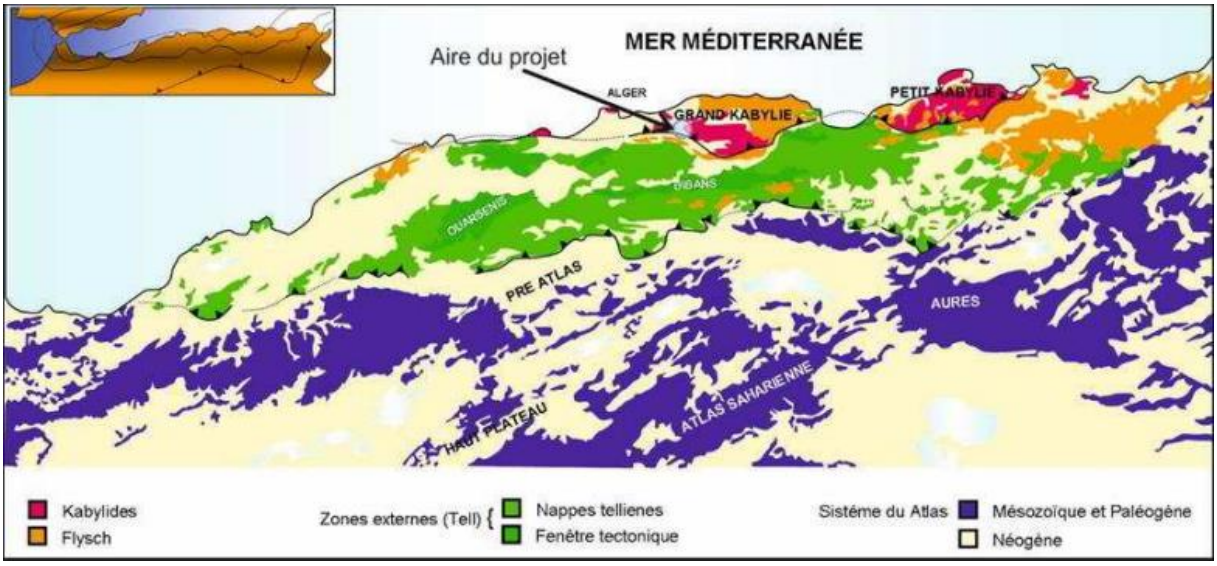


Figure III.2 : Ensemble géologique du Nord de l'Algérie

La Partie 4 traverse des rochers intrusifs et sédimentaires et des unités sédimentaires actuelles développés sur ceux-ci. Les caractéristiques régionales de ces groupes de rocher sont résumées ci-dessous selon les travaux effectués par Chmiguirilov et autres (1986). Les rochers métamorphiques affleurants dans la région sont définis en sorte de série de phyllite et de gneiss d'age Précambrien.

Les rochers intrusifs sont constitués de granites d'age Paléozoïque coupant les unités métamorphiques. Ces rochers intrusifs sont définis dans les détails en sorte de granites fins. Les rochers sédimentaires observées dans la zone sont définis en forme de grés, gravites, calcaires, argiles calcareuses, marnes, calcareuses.

III.6.2 Géologie locale

La zone d'étude est située en terrains métamorphiques du socle kabyle, composé en cette région principalement par schistes d'âge protérozoïque et montre la présence des formations géologiques couverte par dépôts quaternaires d'origine alluvial, colluvial ou éluvial. Nous distinguons ainsi :

III.6.2.1 SCHISTES ET PHYLLADES DU PROTÉROZOÏQUE SUPÉRIEUR (SCH)

On trouve l'unité PR-SCH au niveau de Pk 22+400 au pk Pk 23+600 intercalée par les autres roches métamorphiques. Cette unité est composée de principalement de phyllades et schistes à séricine et présentent une foliation bien développée et très pénétrative et persistante. Les roches observées sur les affleurements ont souffert un grand effort exprimé comme déformation ductile (plissement de la foliation) et fragile (failles). Une sous-unité de schistes très altérés avec caractéristiques résistantes faibles a été définie. Elle s'agit des zones superficielles de schistes spécialement altérées. La forte fracturation avec un haut degré d'altération de la roche peut produire éventuels tronçons de schistes de faible résistance avec tendance à produire glissements sur les déblais.

III.6.2.2 GNEISS ET GRANITO-GNEISS DU PROTEROZOÏQUE SUPERIEUR (GN).

Cette unité est très riche en quartz et feldspaths avec un teneur très faible en minéraux mélanocratiques, presque totalité de ceux-ci est la biotite

les gneiss sont très compétents en profondeur ils sont très tectónisés et météorisés et se trouvent très fracturés par les diaclases. Le dégrée de fracturation peut être très élevé de manière qu'en quelque sondages le gneiss est récupéré sous forme de sable.

III.6.2.3 Géologie de trajet

L'aire du projet comporte essentiellement trois ensembles géologiques différents qui sont du Nord au Sud:

• Le Mio-plio-quaternaire formant la dépression de Draa Ben Khedda au début du projet côte Tizi – Ouzou.

• Le socle kabyle qui affleure en forme de boutonnières en tronçon central.

• La dépression Oligo – miocène de Dra El Mizan – Boghni. Zone Sud du projet.

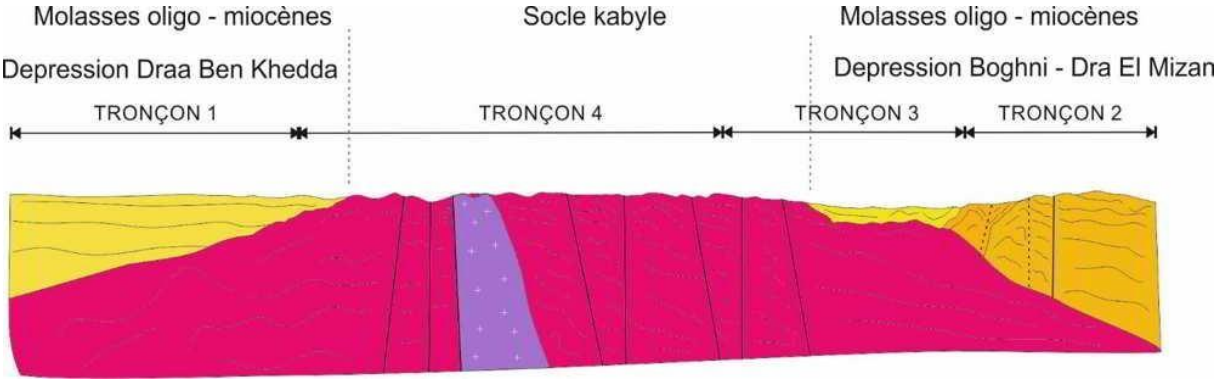


Figure III.3 : Coupe schématique du projet. Modifié de Carte Géologique de l'Algérie

III.7 Caractérisation hydrologique et hydrogéologique

III.7.1 Hydrogéologie

Les ressources en eau souterraines de la Wilaya de Tizi-Ouzou se concentrent essentiellement dans la nappe alluviale de l'oued Sébaou, alimentée par l'infiltration directe à partir des eaux de pluies dont la moyenne est de l'ordre de 1000 mm/an et des crues de l'Oued Sébaou et de ses affluents. L'écoulement s'effectue d'amont en aval du bassin versant, avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations (2.5 m à 6 m) sur les pentes de la vallée (Hambli et Hamiche, 2017).

Dans la zone d'étude, on peut prévoir de ne pas trouver la nappe phréatique pendant l'exécution des travaux, tel que montre la mesure de la nappe phréatique réalisée (Tab 3.1) et le fait que pendant l'excavation des déblais déjà réalisés on n'a pas détecté la présence d'eau.

III.7.2 Hydrologie

Le territoire de la wilaya est dominé par un réseau hydrographique composé d'un chevelu dense, bien hiérarchisé, et dont la majorité des oueds sont encaissé et présentant un régime irrégulier pendant toute l'année, mais ils sont souvent en crue ; ce réseau et marqué principalement par l'Oued Sebaou qui recueille à travers ses affluents l'essentiel des eaux en provenance du Djurdjura. En parallèle, on trouve plusieurs qui coupent ce territoire, mais qui sont moins important tel que : Assif N'Boubehir, Oued Djemaa, Oued-Bougdoura, AssifOusserdhoun, Assif-El Hammam, Oued-Aissi, oued Ksari, et oued Rabta (Berchiche, 2018).

III.8 Caractérisation séismique

La wilaya de Tizi-Ouzou est classée dans la zone II (zone de sismicité moyenne) d'après le RPA 99 version 2003. Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe 1B, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est A = 0,20.

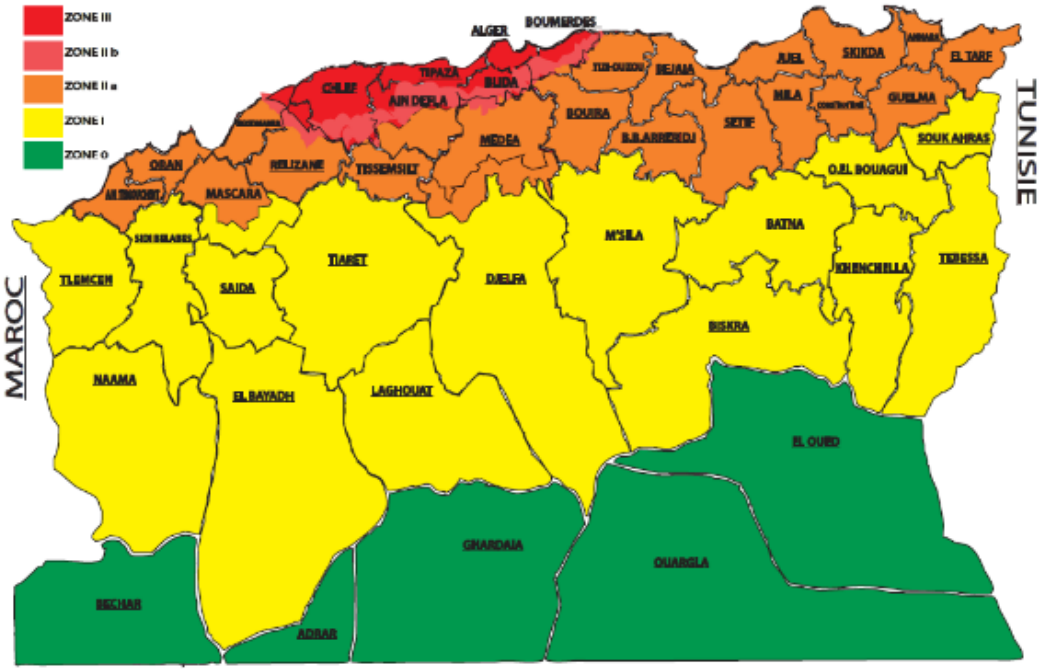


Figure III.4 : La carte de zonage sismique

On a

$$kh = 0{,}5\ A$$

$$kv = \pm\ 0{,}3\ kh$$

Alors: $Kh = 0{,}1\ m/s^2$ et $Kv = 0{,}03\ m/s^2$

III.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu présenter les différents contextes de la région de Tizi-ouzou.

Ainsi que le site d'étude « Draa el mizane », ce qui nous aide à avoir une idée sur les conditions géographiques, géologiques et hydrogéologiques caractérisant les ouvrages étudiés.

Chapitre IV
Campagne d’investigation

IV.1 Introduction

Lorsque le tracé en plan a été retenu, un programme de reconnaissance géotechnique détaillé est lancé. Cette reconnaissance est divise en deux parties :

- Essais in situ

Cette partie doit aboutir à :

  - Déterminer la géométrie des couches,
  - Connaitre la nature du sol compressible,
  - Connaitre les conditions hydrologiques générales (niveau de la nappe phréatique)

- Essais au laboratoire

L'étude en laboratoire, qui se fait donc chronologiquement après les essais in situ, permet de préciser les limites de chacune des couches, au besoin de les diviser en sous-couches et de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques moyennes qui seront prises en compte dans les calculs de stabilité et des tassements.

L'étude au laboratoire vient donc compléter et préciser l'étude en place et c'est l'ensemble qui permet d'aboutir à une représentation schématique de la zone étudiée, utilisable pour les calculs prévisionnels.

IV.2 Synthèse des résultats

IV.2.1 Contenu de la campagne géotechnique :

- Huit (8) sondages carottés SC-157 SC-59 SC-117 SC-39 SC-119 SC-118 SC-23-01 SC-181
- Sept (7) Essais de pénétration standard (SPT).
- Un (1) Essai pressiomètre de MENARD (PMT)
- Un (1) Essai piézométrique
- Des essais d'identification physico-chimique et des essais mécanique réalisés au laboratoire sur des échantillons présentatifs prélevés des sondages carotte a différentes profondeurs.

Les plans de localisation et d'implantation des sondages et essais in situ est présenté sur (la figure 4.1) et (la figure 4.2)

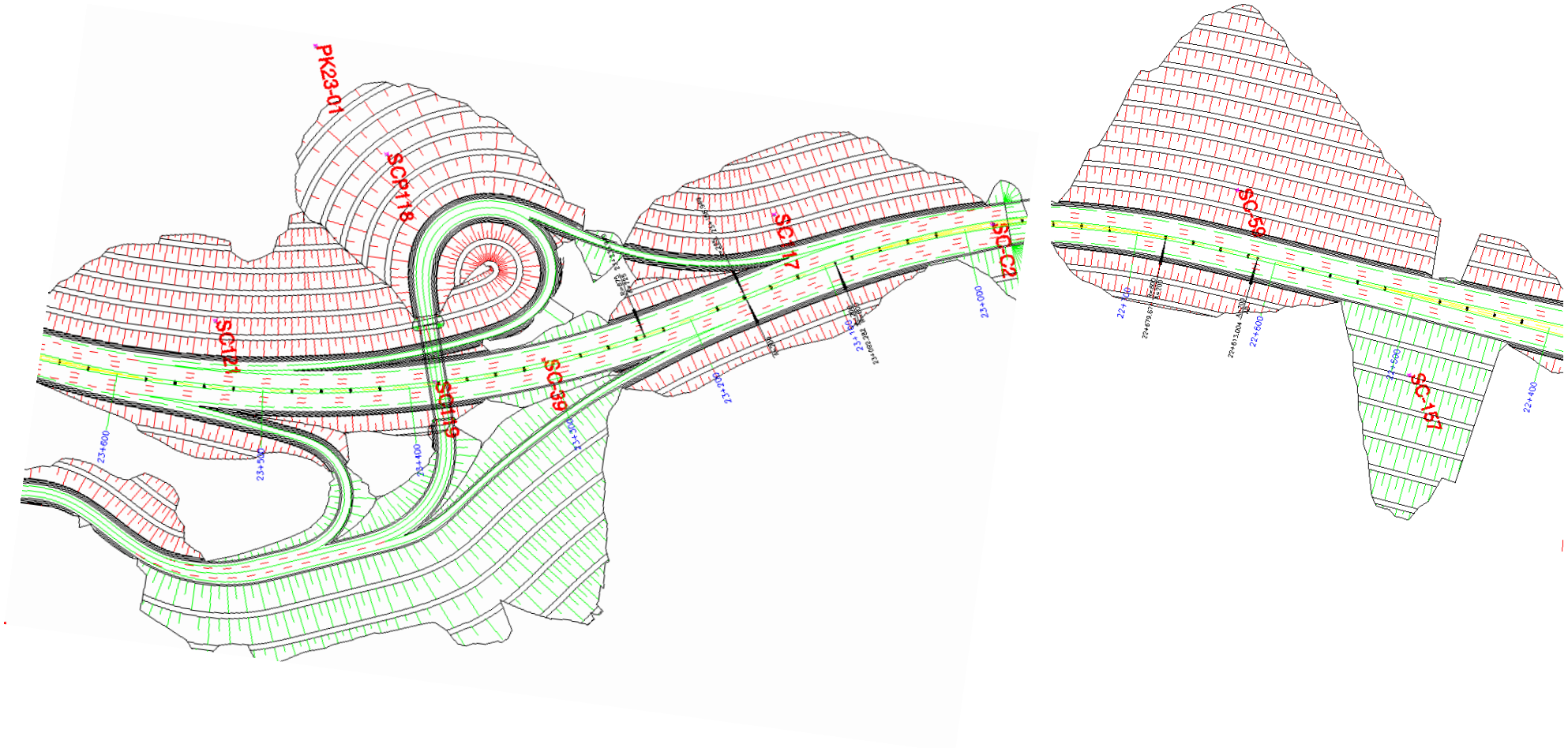


Figure IV.1 : localisation des sondages (Pk 22+400 - Pk 22+700)

IV.2.2 Lithologie des forages

Tableau IV.1: lithologie des forages

N°	Pk	Profondeur (m)	Description
SC-157	22+486	0 – 4.8	Limon schisteuse brunâtre friable (LPP)
		4.8 – 14	fragments de de silice blanchâtre durs (LPP)
		14 – 22	Méca-schiste grisâtre a vins de silice blanchâtre dur récupéré sous forme de carottes et fragments (SCHr)
SC-59	22+660	0 – 19.5	Colluvion : Limon argileux , graveleuse, sableuse (LPP)
		19.5 – 44.8	Mica-schistes calcitiques, grisâtre, trés dure, récupéré sous forme de fragements centimétriques et décimétriques. (SCHr)
SC-117	23+117	0 – 5.8	Limon schisteuse brunâtre à jaunâtre compacte et friable (LPP)
		5.8 – 18	fragments de silice blanchâtre. (LPP)
		18 – 24	Sable très fins brunâtre légèrement Limoneux avec un passage de schiste fragmenté brunâtre moyennement dur à friable. (LPP)
		24 – 35	Schiste fragmenté moyennement dur. (SCHr)
SC-39	23+306	0 – 6.9	Limon sableuse marron foncé à rougeâtre. (LPP)
		6.9 – 10.4	Schiste trés altéré de couleur marron foncé à marron claire renfermant des cristaux de calcite et de précipitations carbonatés par endroits. (LPP)
		10.4 – 15	Calcaire blanchâtre, dur et bien recupéré. (P_{R-C})

SC-119	23+380	0 – 7.6	Limon schisteuse brunâtre, jaunâtre parfois sableuse friable. (LPP)
		7.6 – 17	Schiste brunâtre a rougeâtre oxydé avec beaucoup de cassures, friable (SCHr)
		17 – 25	Alternance de calcaire grisâtre dure et de schise carbonaté grisâtre (P_{R-C})
SC-118	23+400	0 – 2.4	Limon schisteuse brunâtre (LPP)
		2.4 – 23	Schiste moyennement sableuse brunâtre, jaunâtre friable. (LPP)
		23 – 26.5	Calcaire siliceux blanchâtre trés dur (P_{R-C})
		26.5 – 34	Schiste, brunâtre, jaunâtre friable. (LPP)
SC-Pk23-01	23+400	00.00-09.20	argile limoneuse (LPP)
		09.20-10.00	Argile sablo-graveleuse ferme (LPP)
		10.00-13.00	Sable argileux (LPP)
		13.00-17	Argile sablo graveleuse ferme (LPP)
		17.40-21.00	Schiste brunâtre moyennement ferme à moyennement compacte (SCHr)
		21.00-22.00	Calcaire grisâtre fragmenté dure (P_{R-C})

SC-121	23+536	0 – 13.7	Colluvion composé en surface (de 0m à 4.10m) d'argile schisteuse brunâtre friable avec des fragments de de quartz blanchâtre et de gniess (a partir de 4.35m) récupéré sous forme de sable et de fragments. blanchâtre et jaunâtre avec présence de fragments de quartz durs. (LPP)
		13.7 – 35	Calcaire blanchâtre à grisâtre avec des traces jaunâtre dure récupéré sous forme de carottes et de fragments. (P_{R-C})

Dans la zone d'étude, il est possible de distinguer trois différentes unités lithologiques (basée sur les sondages) :

- Couche 1 : limon
- Couche 2 : calcaire (PRC)
- Couche 3 : schiste raide (SCHr)

IV.2.3 Eau

Tableau IV.2 : Mesures de la profondeur de la nappe phréatique au niveau de l'échangeur du pk 23

Sondage	Pk	Profondeur (m)	Niveau phréatique
SC-39	23+306	15 m	Sec

On peut prévoir de ne pas trouver la nappe phréatique pendant l'exécution des travaux, tel que montre la mesure de la nappe phréatique réalisée et le fait que pendant l'excavation des déblais déjà réalisés la présence d'eau n'était pas détecté.

IV.2.4 Identification au laboratoire

Tableau IV.3 : Paramètre d'identification au laboratoire

Sond.	Prof(m)	Nature	Paramètres physique				Granulométries (%)			VBS	Limites d'Atterberg (%)		
			γd (t/m3)	γh (t/m3)	SR (%)	W (%)	< 2 mm	< 80µ	< 2 µm	VBS	Wl	Wp	Ip
SC-157	9.2–9.5	SCHa	-	2.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19.7-20	SCHb	-	2.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-39	3-3.45	SCHa	2.01	2.15	55.9	6.72	96.8	67.1	-	1.24			
	9-9.45	SCHa	1.88	2.17	100	15.5	78.3	33.4	-	0.32			
SC-119	3-3.45	SCHa	-	-	-	-	81.4	-	11.3	0.5	31	22	9
	6-6.45	SCHa	-	-	-	-	50.9	-	3.07	0.37	28	23	5
	19.8-21.1	P_{R-C}	-	2.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-118	11.9-12.1	SCHa	1.58	1.74	39.1	9.98	74.1	26.7	2.9	-	-	-	-
SC-121	21.2-27.1	P_{R-C}	-	2.54	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30.4-30.7	P_{R-C}	-	2.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33.1-33.2	P_{R-C}	-	2.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau IV.4 : Résultats d'analyse chimique

Sondage	Prof(m)	Nature	Analyses chimique		
			CaCO3 (%)	$SO4^{-2}$ (%)	MO (%)
SC-39	3-3.45	SCHa		0.22	2.51
	9-9.45	SCHa	12.32	0.33	1.06
SC-119	3-3.45	SCHa	4.4	-	3.74
	6-6.45	SCHa	2.64	-	5.15

Les résultats des essais d'identification physique obtenues montrent Selon la classification de GTR, que le sol appartienne à la classe A1 (Limons peu plastiques) au sondage SC-119 a une profondeur de 3.45m, et à la classe B5(Sables et graves très silteux) a une profondeur de 6.45m.

Et pour le sondage SC-39 a une profondeur de 3m - 3.45m le sol est de classe A1 (Limons peu plastiques). Et de classe B5 a la profondeur de 9m – 9.45m

Dans la couche de limon, on mise en évidence un état très dense (γh > 1.8 T/m3). Un état hydrique moyen a humide (W=11% – 20%), et d'après les résultats de (Ip=5% - 9%) on confirme qu'il s'agit du limon de faible plasticité

En ce qui concerne P_{R-C} il se trouve dans un état de roche dense.

Les teneurs en carbonates CaCO3% obtenue varient entre (2%-12%) attestent que le limon est non à faiblement marneuse. Le taux des matières organique varient entre (2.51% – 5.15%) attestent qu'il est non à faiblement organique.

Les teneurs en sulfates $SO4^{-2}$ (%) varie de (0.22 à 0.33), ce que signifie une agressivité nul à faible. Ainsi aucune mesure de protection n'est exigée. D'après la Classification des environnements agressifs (Norme NF P 18-011 (Juin 1992) (Annexe A)

IV.2.5 Essais mécaniques :

IV.2.5.1 Essai de compression uni-axial

Tableau IV.5 : Résultats de la compression simple et classification de la résistance des roches selon L'AFTES

Sondage	Profondeur [m]	Compression uniaxiale RC [MPa]	Classes
SC-157	09,20 - 09,50	2,60	RC6
	15,50 - 15,70	16,46	RC5
	19,70 - 20,00	40,41	RC4
SC-39	11.7 - 12	16.63	RC5
SC-118	24.5 - 25	34.36	RC4
SC-119	19.8- 21.1	45.99	RC5
SC-121	13.85 – 14.03	4.76	RC6
	16.3 – 16.5	12.74	RC5
	21,25 - 21,45	9,96	RC5
	26,95 - 27,12	11,61	RC5
	30,40 - 30,70	15,11	RC5
	33,10 - 33,25	24,79	RC5

Suivant les résultats d'essai de compression uniaxial et la classification des résistances des roches selon l'AFTES (annexe A) on trouve :

- La couche de limon peu plastique est de très faible résistance.

- La couche de calcaire (PRC) est de faible résistance.

- La couche de schiste raide (SCHr) a une résistance faible a moyenne.

IV.2.6 Essais in situ

IV.2.6.1 Essai pressiomètre de MENARD

Tableau IV.6 : Résultats d'essai pressiomètre de menard

Sondage	Pk	Profondeur (m)	EM/PL	PL (bars)
SCP-119	23+380	5	5.41	15.57
		10	7.3	28.28
		15	17.08	54.89
		20	20.11	61.77

Selon les résultats des essais et d'après le tableau des classement des sols selon différents critères (Annexe B) on constate :

Dans la profondeur de 5m, Nous sommes dans un sol limoneux raide surconsolidé

Dans la profondeur de 10m, c'est un limon très raide

Dans la profondeur de 15m et 20m, nous sommes dans un calcaire très raides

IV.2.6.2 Essai de pénétration au carottier (SPT)

Dans ce projet des sondages de pénétration au carottier ont été réalisées afin de bien préciser les caractéristiques géotechniques du sol de fondation.

Tableau IV.7 : Résultats d'essai de pénétration au carottier

N°	Pk	Profondeur (m)	N
SPT-157	22+486	3 – 3.45	15
		6 – 6.28	R
		9 – 9	R
SPT-59	22+658	3 – 3.45	31
		6 – 18	R
SPT-117	23+117	0 – 35	R
SPT-39	23+306	3 – 3.45	26
		6 – 6.45	18
		9 – 9.45	19
SC-119	23+380	3 – 3.45	12
		6 – 6.45	R
		9.4 – 18.45	R
SC-118	23+392	3 – 3.45	41
		6 – 6.45	41
		9 – 9.45	46
		12 – 12.10	R
		15.1 – 15.55	R
		18.30 – 34	R
SC-121	23+536	3.10 – 3.55	R
		3 – 6	R
		6 – 25	R

		9 – 25	R

Suivant les résultats des essais de SPT on constate :

Pour les sondages SC-157 et SC-59 qui sont proche entre eux. Nous remarquons la présence de deux différentes couches, la première jusqu'à 6m, qui est moyennement dense a dense. Et l'autre couche très dense pour la profondeur supérieure à 6m

Pour les sondages SC-118 et SC-119 qui sont proche entre eux. Nous remarquons aussi la présence de deux différentes couches, la première jusqu'à 3.45m, qui est moyennement dense a dense. Et l'autre couche très dense pour la profondeur supérieure à 3.45m

Pour les sondages SC-39 et SC-117 qui sont loin entre eux nous somme dans l'état de compacité très dense

IV.2.7 Description de massif rocheux

IV.2.7.1 Essai RQD

Tableau IV.8 : Résultats d'essai RQD avec description

Sondage	Pk	Profondeur (m)	RQD	Description
SC-59	22+660	19.5 - 45	40	roche, fissurée ou fracturée, avec une faible résistance et une faible cohésion
SC-39	23+306	10.4 – 12.4	25	roche très altérée, fissurée ou fracturée, avec une faible résistance et une faible cohésion
		13.5 – 15	38	roche légèrement altérée ou fracturée, avec une résistance modérée et une cohésion moyenne
SC-119	23+380	17.3 – 25	29	roche légèrement altérée ou fracturée, avec une résistance modérée et une cohésion moyenne

A travers les résultats de l'essai RQD, On note :

Pour les sondages et SC-59 qui sont très proches entre eux, Nous remarquons la présence d'une couche très mauvaise et très altérée alliant jusqu'à 14,5m de profondeur. Et autre couche mauvaise légèrement altérée pour la profondeur supérieure à 14,5m.

Pour les sondages SC-39 et SC-119, les roches sont de très altérée a légèrement altérée.

IV.2.7.2 GSI :

Le GSI est déterminé en utilisant une méthode d'évaluation qualitative qui consiste à observer et à évaluer les caractéristiques géologiques du massif rocheux.

La procédure pour évaluer le GSI implique généralement de réaliser une description détaillée de l'affleurement ou de la zone d'intérêt, en prenant en compte des facteurs tels que la lithologie, la structure, l'altération, la fracturation et la présence de fluides. Cette description est ensuite utilisée pour attribuer une note à chaque paramètre, selon une échelle prédéfinie. Les notes sont ensuite pondérées en fonction de leur importance relative pour obtenir une valeur finale pour le GSI.

Les résultats arrêtés par les géologues sont :

Tableau IV.9 : Résultats de GSI arrêtés par les géologues

Unité	GSI
SCHr	20
PRC	60

IV.3 Interprétation des types de terrain appris des essais

Dans les essais qui ont été menés in situ ou en laboratoire, nous avons interprété à chaque fois à travers les tableaux des valeurs types des résultats de chaque essai, ces interprétations nous aident à déterminer les différents types de couches qui constitues le sol.

Une couche de limon peu plastique nous l'avons constaté par les essais d'analyses granulométriques et les limites d'Atterberg et pressiométriques

Une autre couche de calcaire se présente d'après les essais de densité et CaCo3 (%) et le pressiométriques

Et selon les résultats de RQD nous avons constaté la présence d'une autre couche de schiste raide

Ces trois types de couches se positionnent différemment suivant deux lots comme montre le (tableau 4.10) et les figures ci-dessous

Tableau IV.10 : Positionnement des couches de sol

Lot	Pk (Début – fin)	Couche
Lot 01	22+400 – 22+800	LPP
		SCHr
Lot 02	22+960 – 23+700	LPP
		PRC
		SCHr

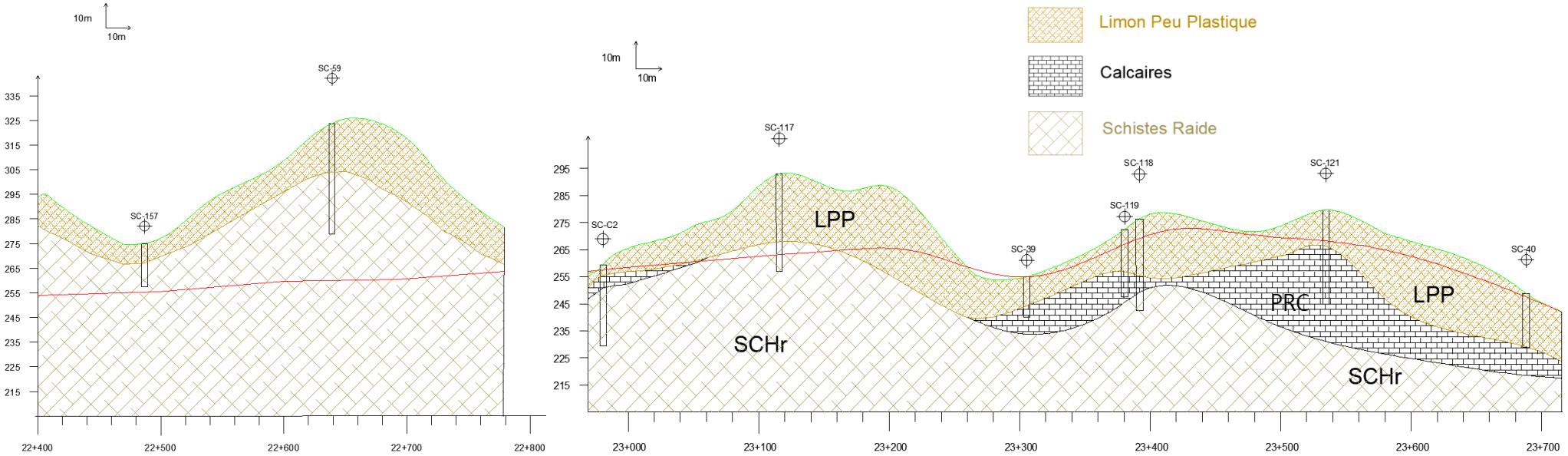


Figure IV.2 : Profil en long géotechnique (lot 1)

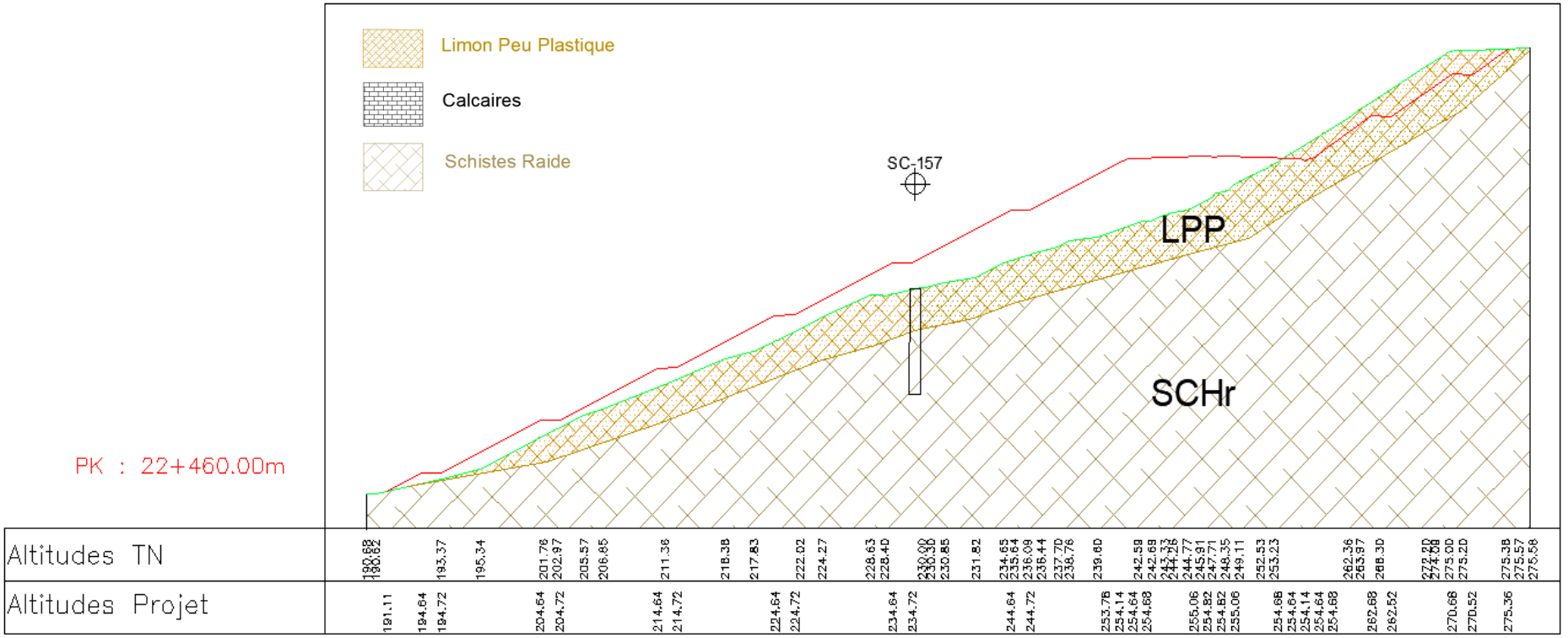


Figure IV.3 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 22+460

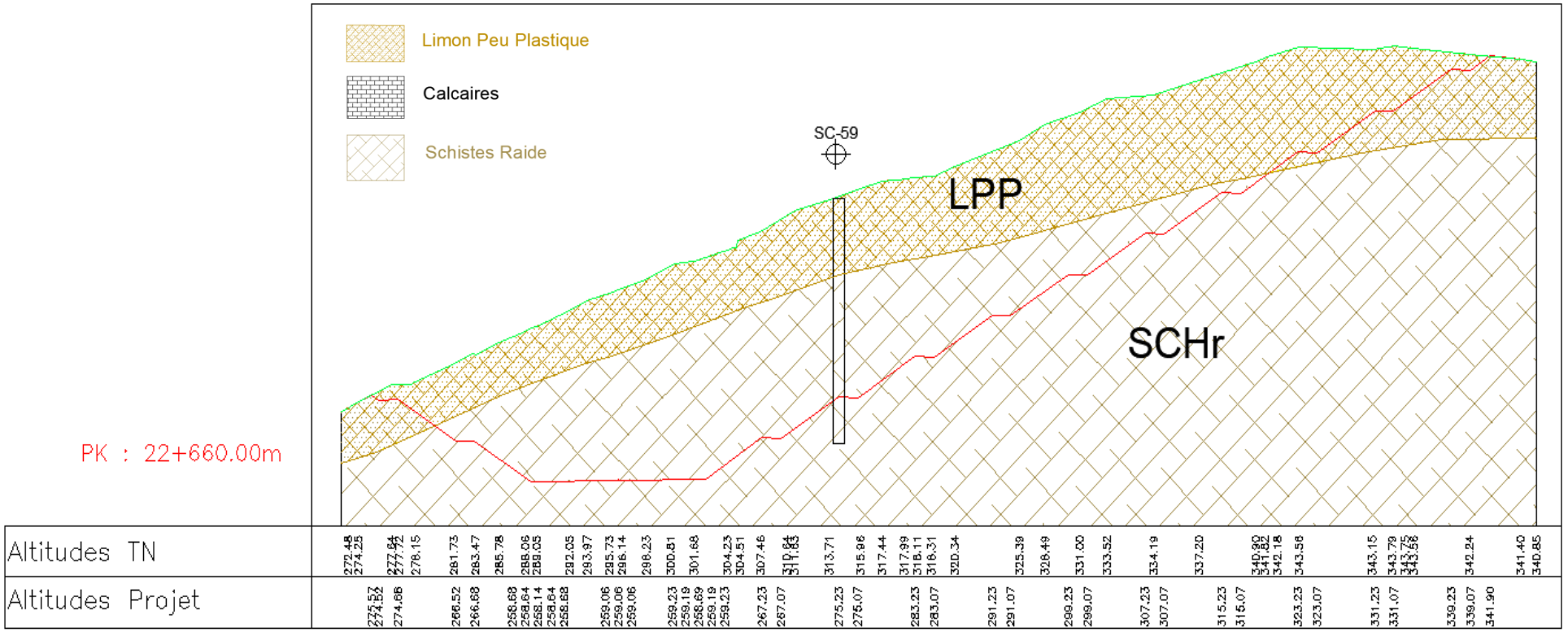


Figure IV.4 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 22+660

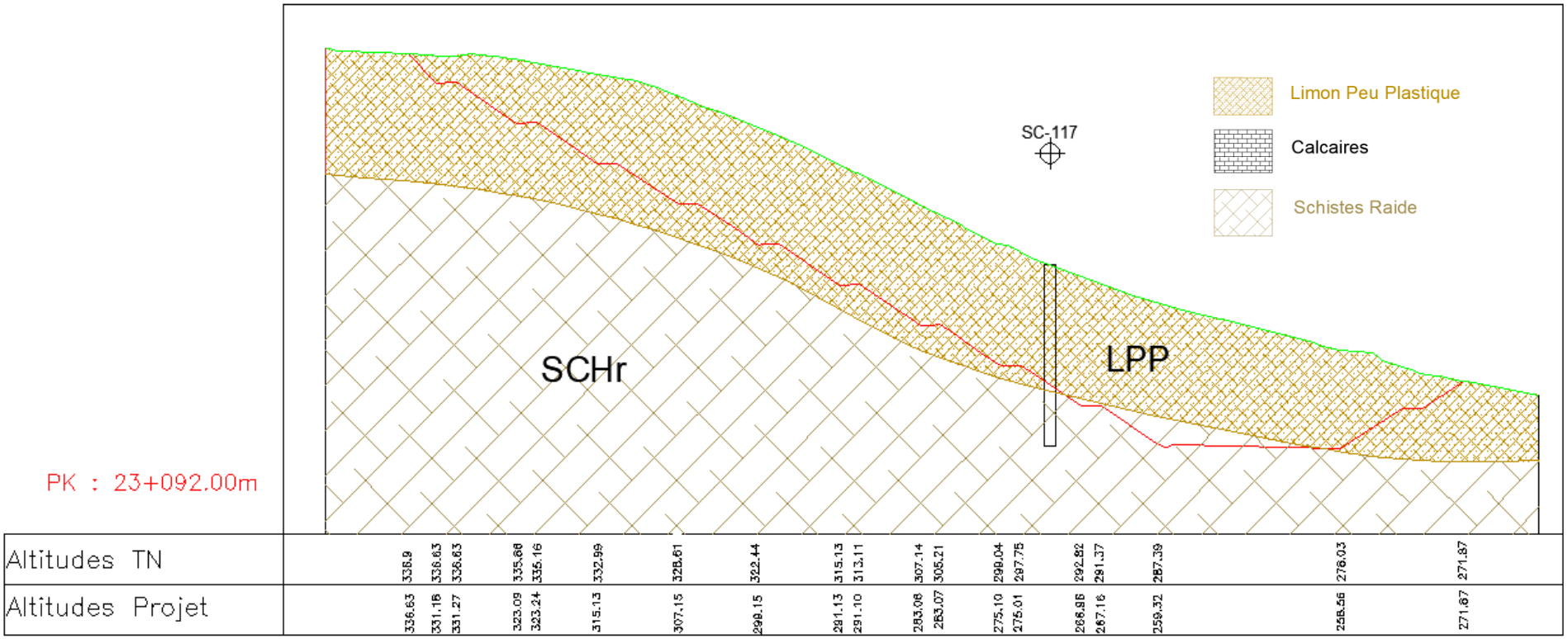


Figure IV.5 : coupe lithologique transversale au niveau de Pk 23+092

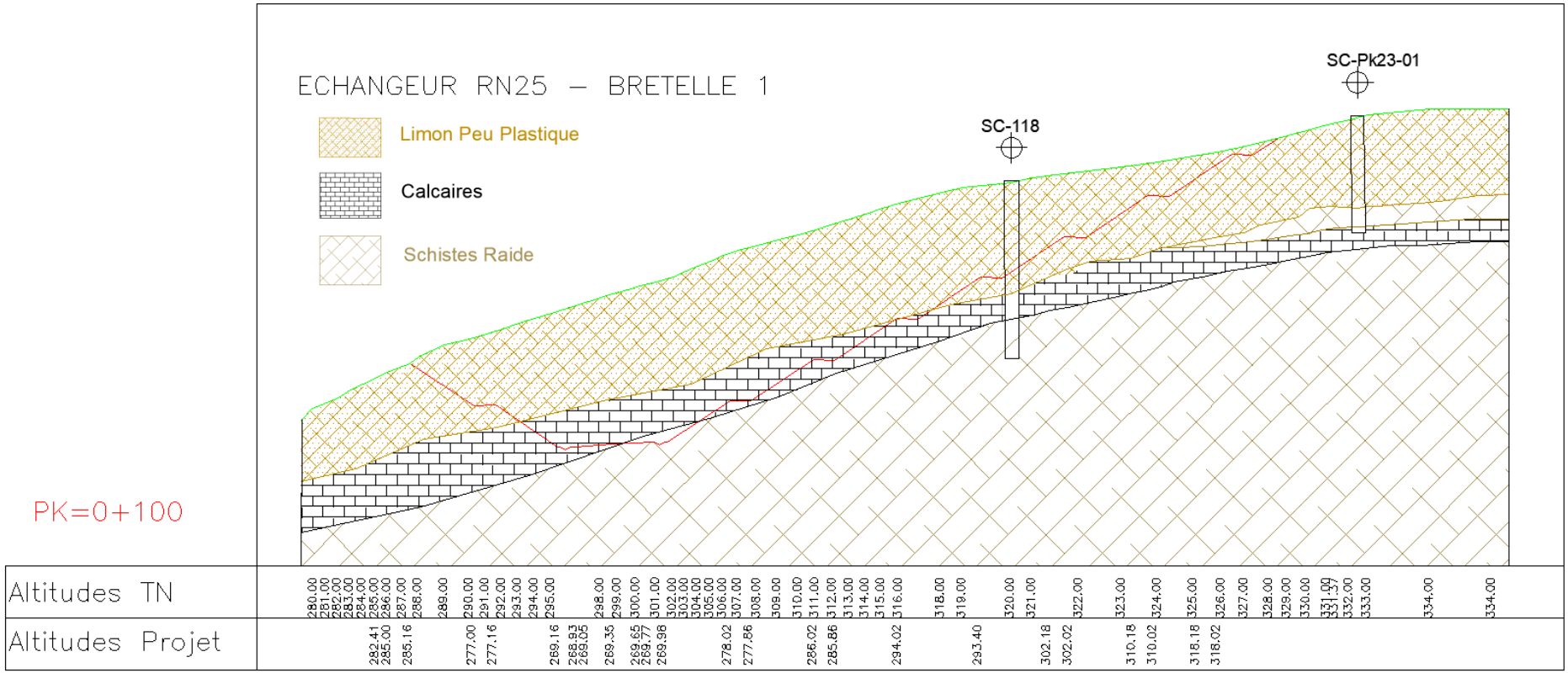


Figure IV.6 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 0+100 de Bretelle 1 de l'échangeur

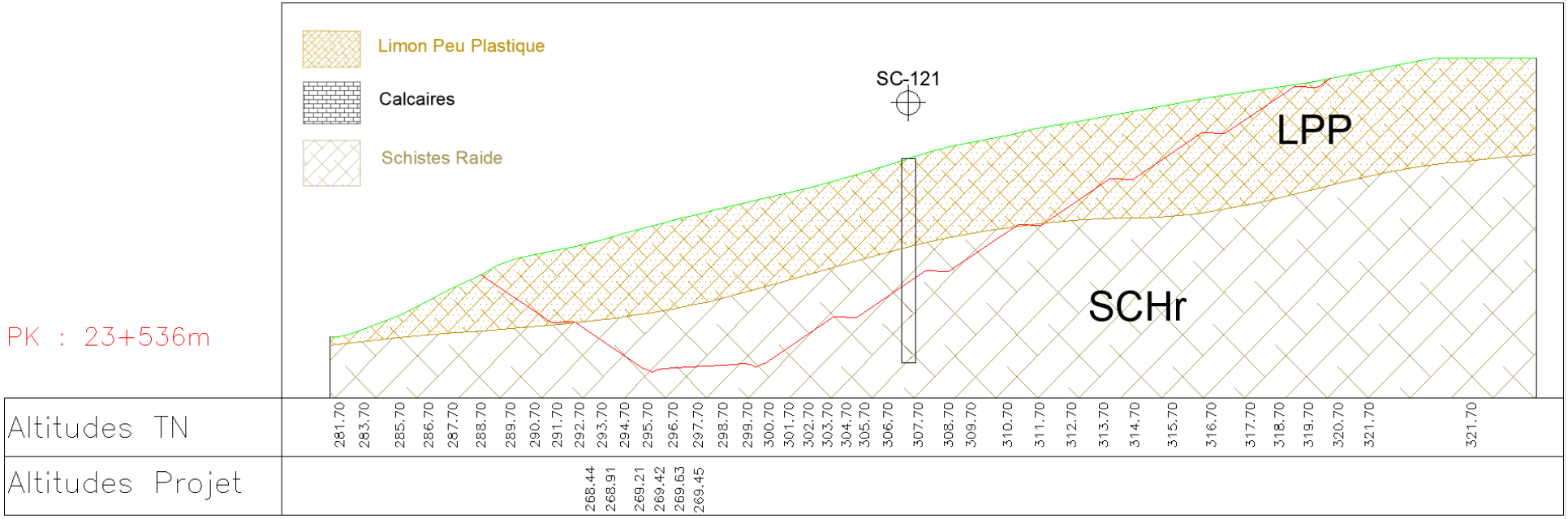


Figure IV.7 : Coupe lithologique transversale au niveau de Pk 23+536

IV.4 Calcul des paramètres géotechniques

Vue l'absence des essais de cisaillement on a recourue vers les corrélations avec les paramètres de nature (Annexe C)

- $\emptyset' = f(Ip)$

- $c_u = (Pl - P0) / 6.8$

On ce qui concerne c' Nous l'avons fixé Par expérience des experts

Les tableaux suivants présentent les paramètres de calcule retenue pour la modélisation des formations géotechnique au niveau de la zone d'étude

Ce qui concerne la formation meuble (limon peu plastique) une enveloppe (Mohr-Coloumb) est adaptée à court et long terme

Tableau IV.11 : paramètres géotechniques de l'unité limon peu plastique

		Effectif		Non drainé
Unité	γ (KN/m^3)	C' (KPa)	$\emptyset'$ (deg)	c_u (KPa)
Limon peu plastique	19	10	30 ^{o}	200

Pour les massifs rocheux une enveloppe de (Hoek Brown généralisé) est adaptée (Annexe C)

Tableau IV.12 : paramètres géotechniques de l'unité de Calcaire

Unité	γ (KN/m^3)	σ_i (MPa)	m_b	a	S	GSI
Calcaire	26	20	2.397	0.503	0.0117	60

Tableau IV.13 : paramètres géotechniques de l'unité limon peu plastique

Unité	γ (KN/m^3)	σ_i (MPa)	m_b	a	S	GSI
SChr	25	28	0.689	0.544	0.0001	20

IV.5 Conclusion

La synthèse des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée dans le présent chapitre a permis d'élaborer un modèle géotechnique du terrain au niveau de la zone d'étude avec mise au point des caractéristiques mécaniques représentative. Ce modèle de terrain va servir la base pour la modélisation et la vérification de la stabilité des ouvrages en terres dans le chapitre suivant.

Chapitre V
Analyse de stabilité des ouvrages en terre

V.1 Introduction

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude de l'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture prédéfinie. Cette masse est soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réaction du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

V.2 Méthodes de calcul de stabilité de talus à l'équilibre limite

Méthode de Bishop (1955)

La méthode de Bishop (1955) est assurément la méthode de calcul d'équilibre limite la plus employée pour l'analyse de stabilité. Facile d'emploi, elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe, comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées.

Pour calculer la résistance au cisaillement par le critère de Mohr - Coulomb, il faut déterminer la valeur de la contrainte normale en chaque point de la surface de glissement. Pour calculer sur cette surface, la méthode de Bishop (1955) utilise le principe des tranches (figure 5-1) qui consiste à diviser la masse de sol située au- dessus de la surface de rupture potentielle en tranches verticales et à décrire l'équilibre statique de chacune d'elles. Elle repose sur les hypothèses suivantes :

• la surface de rupture est un cylindre à section circulaire.

• le sol a un comportement rigide-plastique.

• le critère de rupture du sol est celui de Mohr-Coulomb ($\tau = C' + \sigma' tan\emptyset'$ dans une analyse à long terme et $\tau = Cu$ dans une analyse à court terme).

• les efforts verticaux inter-tranches sont négligés.

Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture et s'écrit :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

L'expression de ce coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique : équilibre des forces verticales appliquées à chaque tranche et équilibre global des moments.

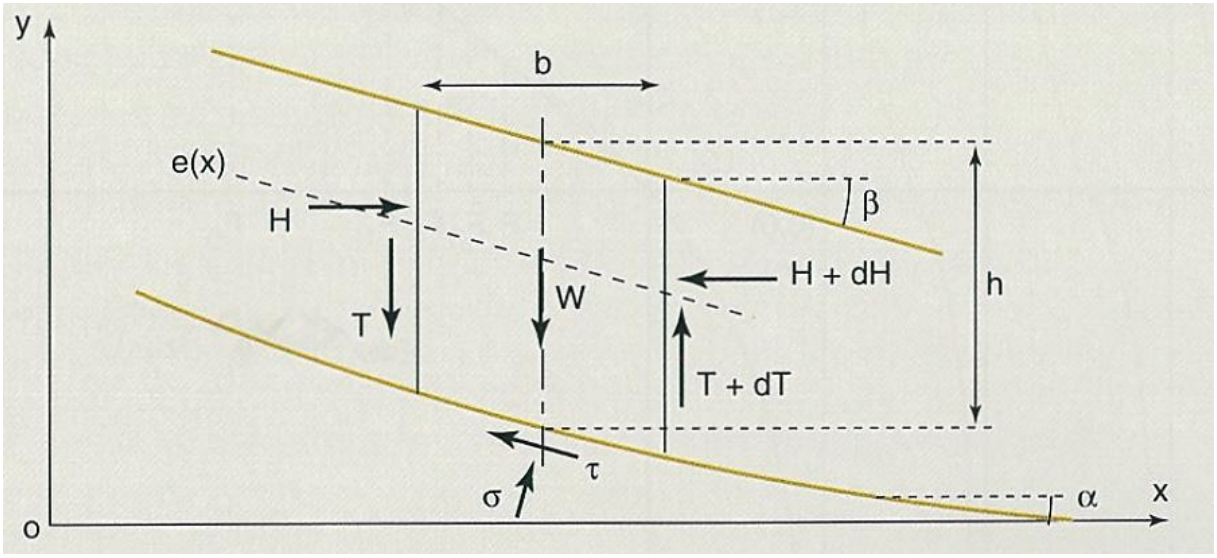


Figure V.1 : Équilibre d'une tranche de sol

L'expression du coefficient de sécurité F donnée par Bishop (1955) en prenant en compte les caractéristiques drainées du sol est la suivante :

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin\alpha_i} \sum_i \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i)\tan\varphi_i}{\cos\alpha_i + \frac{\tan\varphi_i \sin\alpha_i}{FS}}$$

Dans cette expression, i est l'indice de la tranche, c'; désigne la cohésion drainée du sol à la base de la tranche considérée ; p_i, l'angle de frottement drainé du sol ; b_i, la largeur de la tranche; W_i, le poids de la tranche i ; a_i, l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

Pour résoudre cette équation implicite, F = f(F), une méthode itérative est nécessaire. Sur la base d'hypothèses identiques, mais en supposant que les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls, Fellenius (1927) donne une formulation explicite de Fs :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m} (c_i b_i + W_n \operatorname{tg}\phi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^{m} W_n \sin\alpha_n}$$

Cette formule permet de réaliser une estimation sommaire de Fs lorsque des calculs par ordinateur ne sont pas possibles.

La procédure itérative de résolution est présentée sur (la figure 5-2). Afin d'éviter les problèmes de fausse convergence (convergence vers une valeur du coefficient de sécurité qui n'est pas la plus grande), il est conseillé d'initialiser le calcul à partir d'une valeur assez grande du coefficient de sécurité.

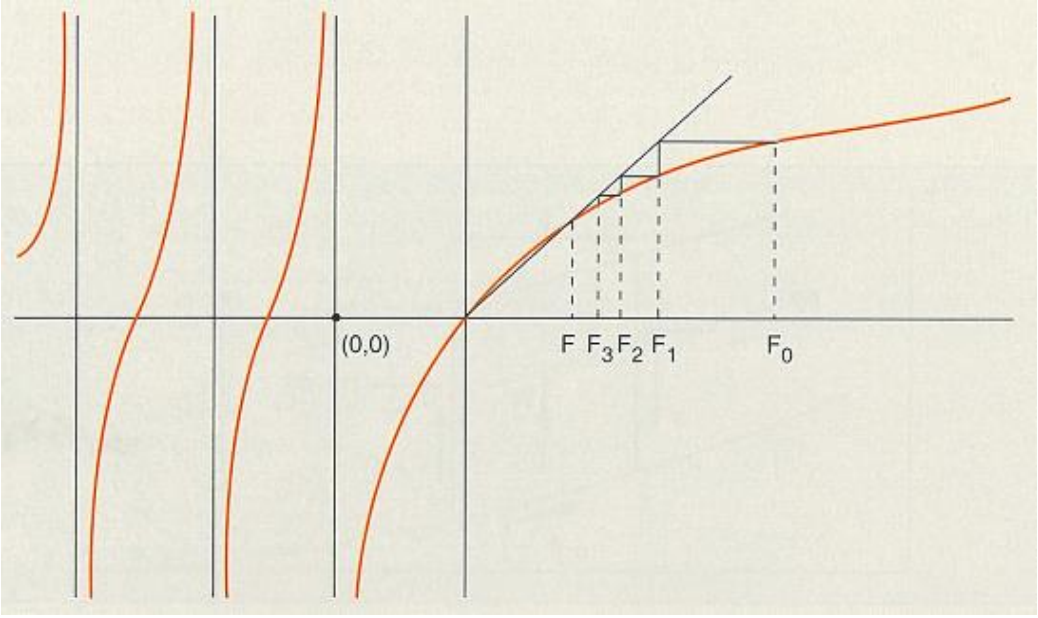


Figure V.2 : Méthode de résolution de l'équation F=f (F)

V.3 Vérification de stabilité des ouvrages en terre

Les analyse de stabilité ont été élaboré à l'aide logiciel Slide V6 de Rocscience.

En adoptant les critères suivants sur le facteur de sécurité global Fs:

- 1,5 pour situations durable du projet (calcul à long terme)
- 1,3 pour situations transitoire (Calcul à court terme en condition non-drainé)
- 1 pour situations sismique.

V.3.1 Remblai RBT-1 du PK 22+439 – PK 22+526 (Hmax =63m)

Dans cette section le remblai a réalisé en inclinaison de (2H : 1V) repose sur une couche de limon peu plastique reposée sur le substratum schiste raide

V.3.1.1 Matériau de remblai :

Vue qu'on ne dispose pas d'information sur le gite d'emprunt des matériaux du remblai, les caractéristiques mécaniques du remblai sont arrêtées en se basant sur les recommandations de la norme NF-EN 14475 (Tableau V.1) et (Tableau V.2)

Tableau V.1 : Poids volumiques indicatifs pour un remblai de classe 1 ou 2 selon la norme NF EN 14475, correctement mis en œuvre

Hors nappe (kN/m^3)	Saturé (kN/m^3)
18 - 20	20 - 22

Tableau V.2 : Angle de frottement interne indicatif pour un remblai de classe 1 ou 2 selon la norme NF EN 14475, correctement mis en œuvre

	Classe 1	Classe 2
Type de remblai	Matériau drainant	Matériau granulaire
Ouvrage hors d 'eau	36°	36°
Partie d'ouvrage au moins temporairement immergée	36°	30°

La valeur de la cohésion effective du remblai est limitée à 5kPa suivant les recommandations des guides techniques et les normes en vigueur.

Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques du matériau de remblai choisi

	γ_h (KN/m^3)	C'(KPa)	Ø' (deg)
Matériau de remblai	20	5	36

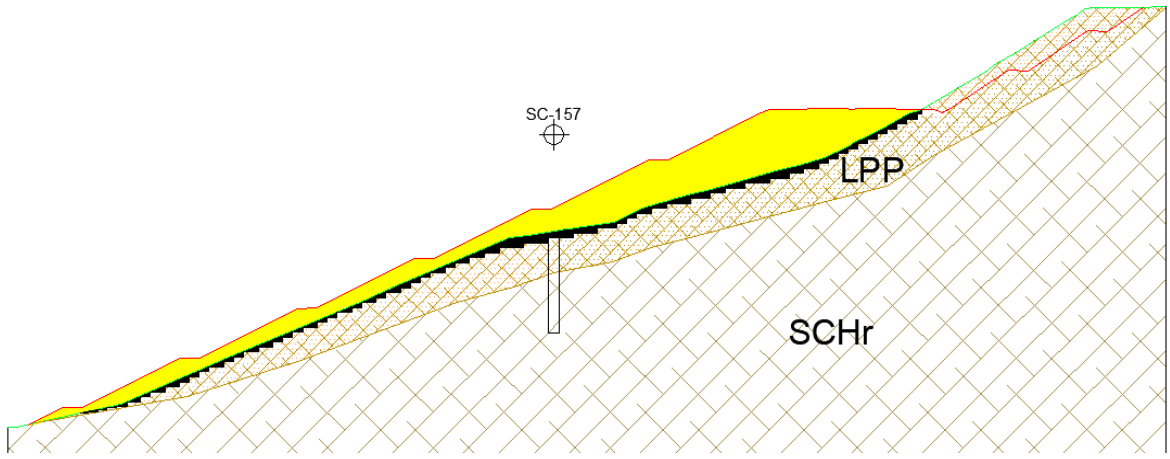


Figure V.3 : Profil de calcul – RBT 1

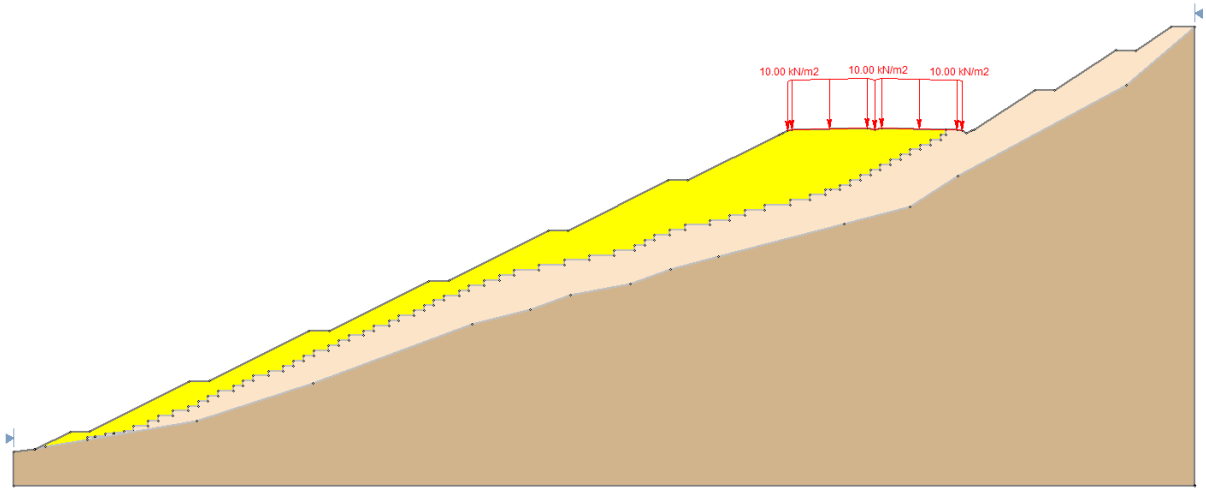


Figure V.4 : Modèle de calcul du RBT 1 – Slide

V.3.1.2 Résultats d'analyses de stabilité

Tableau V.4 : Résultats d'analyses de stabilité section de RBT 1

Analyse	Facteur de sécurité	Explication
Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.65	Figure V.6
Analyse de stabilité à court terme de la section de déblai	1.33	Figure V.5
Analyse de stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	1.08 1.10	Figure V.7 Figure V.8

D'après les résultats d'analyses de stabilité ci-dessus on trouve que cette section de remblai est stable

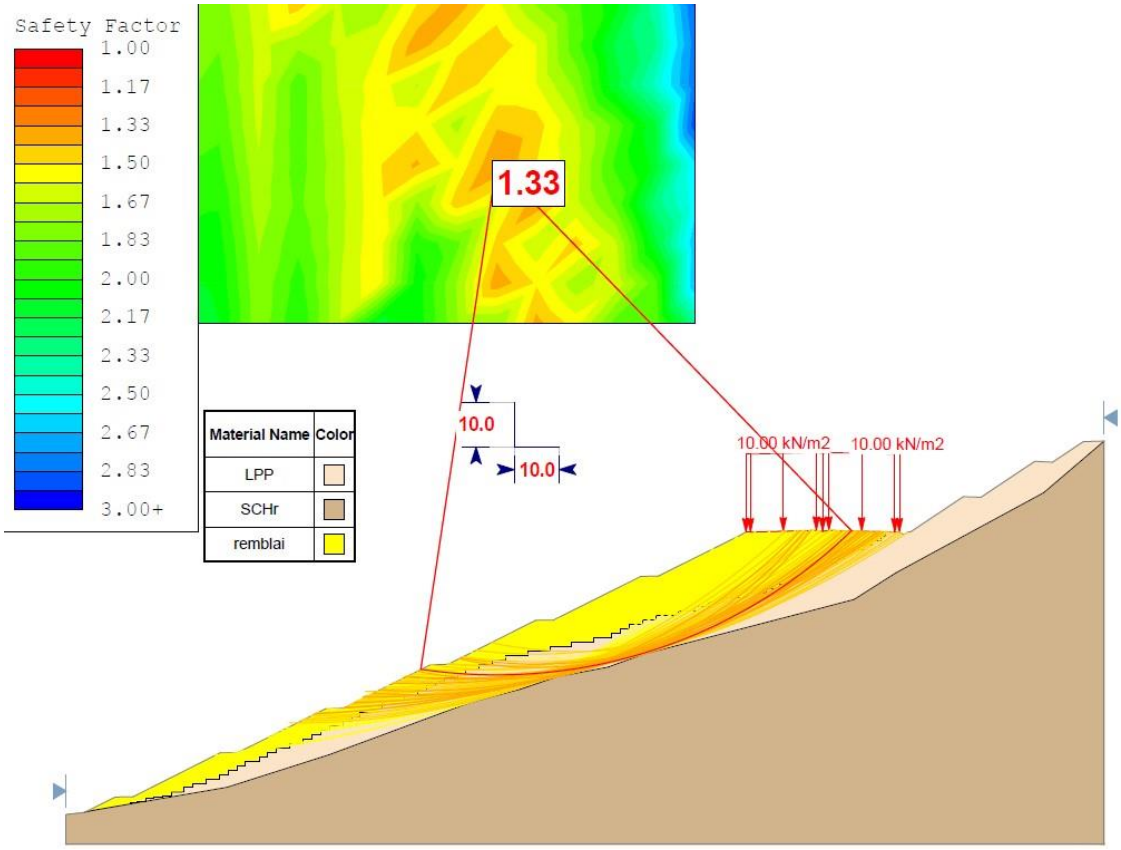


Figure V.5 : Analyse de stabilité à court terme – RBT 1

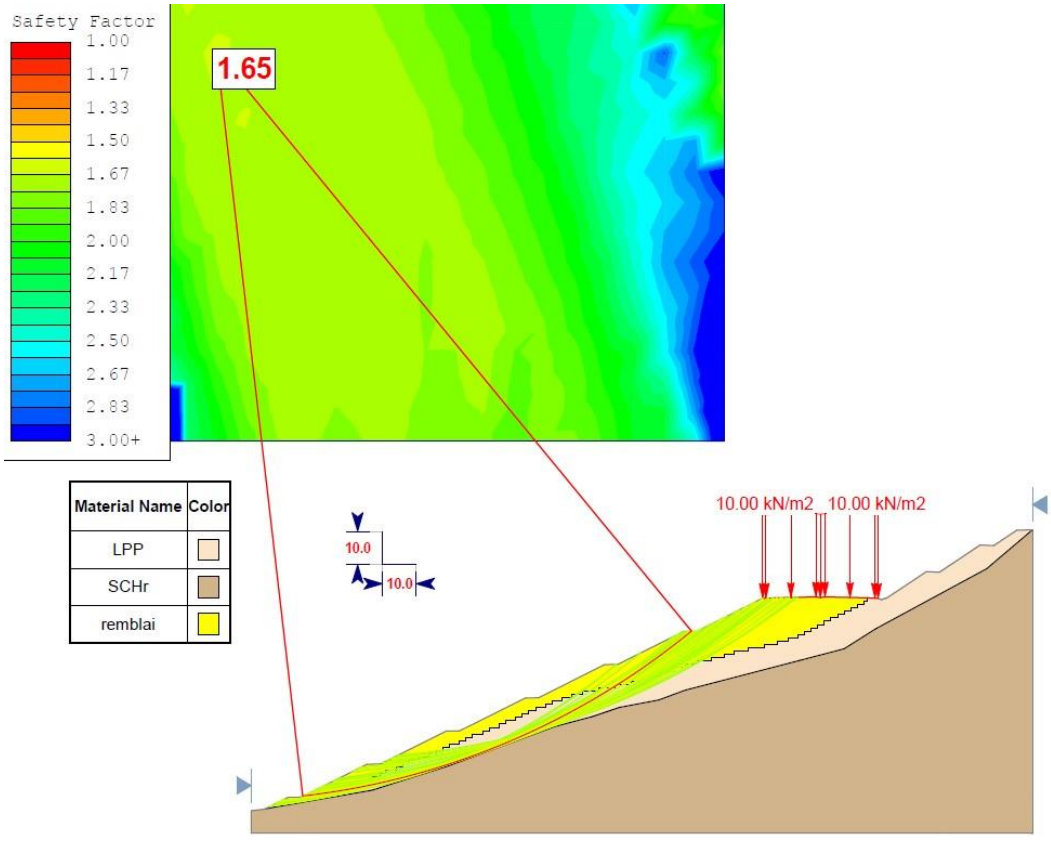


Figure V.6 : Analyse de stabilité à long terme – RBT 1

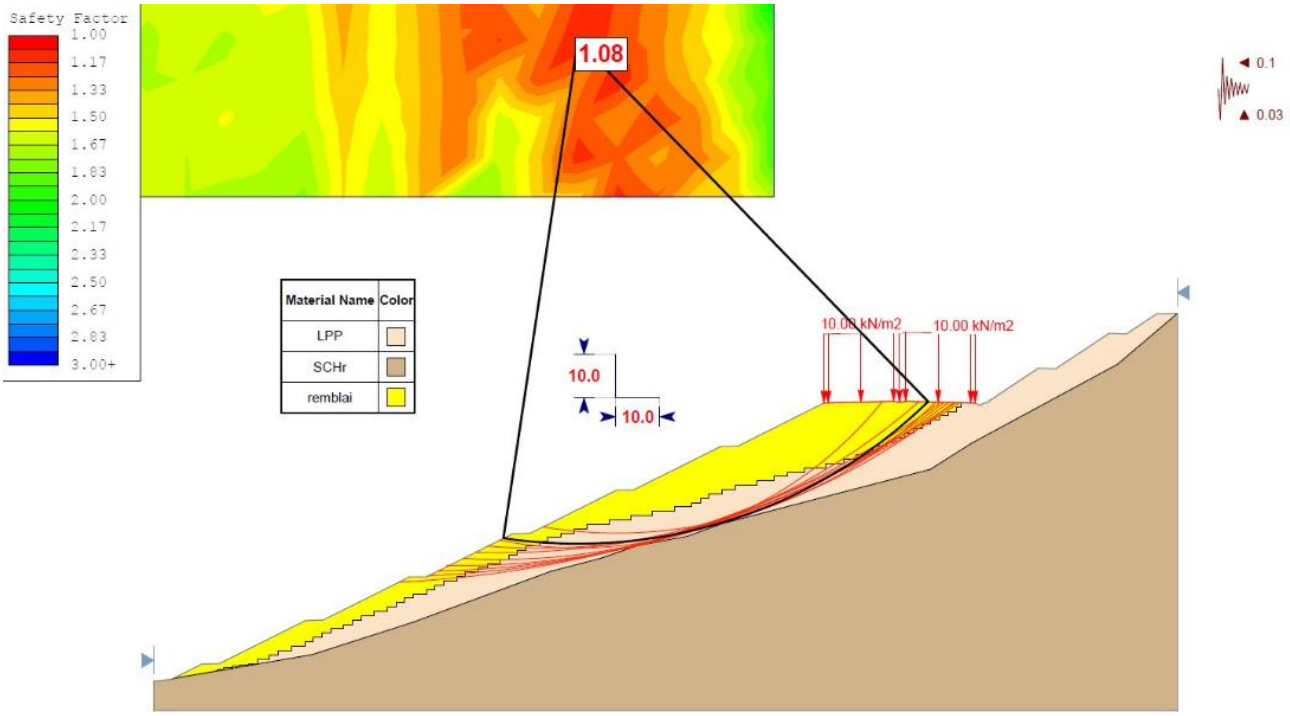


Figure V.7 : Analyse de stabilité en situation sismique ascendant – RBT 1

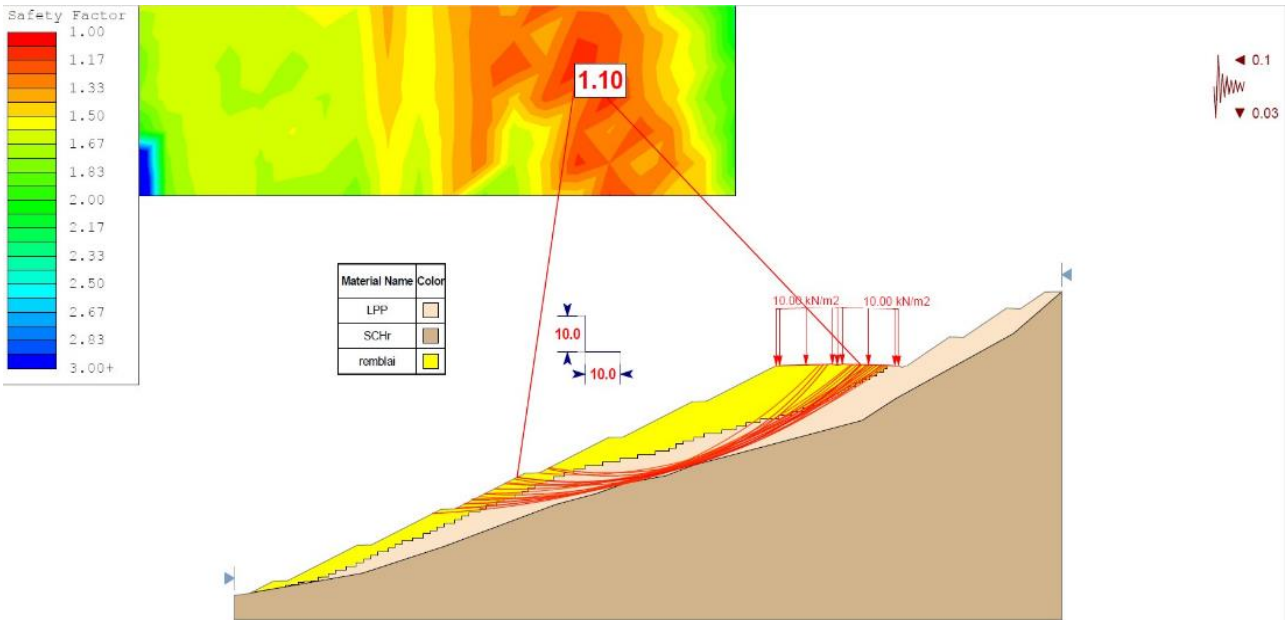


Figure V.8 : Analyse de stabilité de la section en situation sismique – RBT 1

V.3.2 Déblai DB-1 du PK 22+486 - PK22+758 (Hmax =83m)

Dans cette section le déblai a réalisé en inclinaison de (1.5H : 1V) repose sur des unités de limon peu plastique puis des unités de schiste raide.

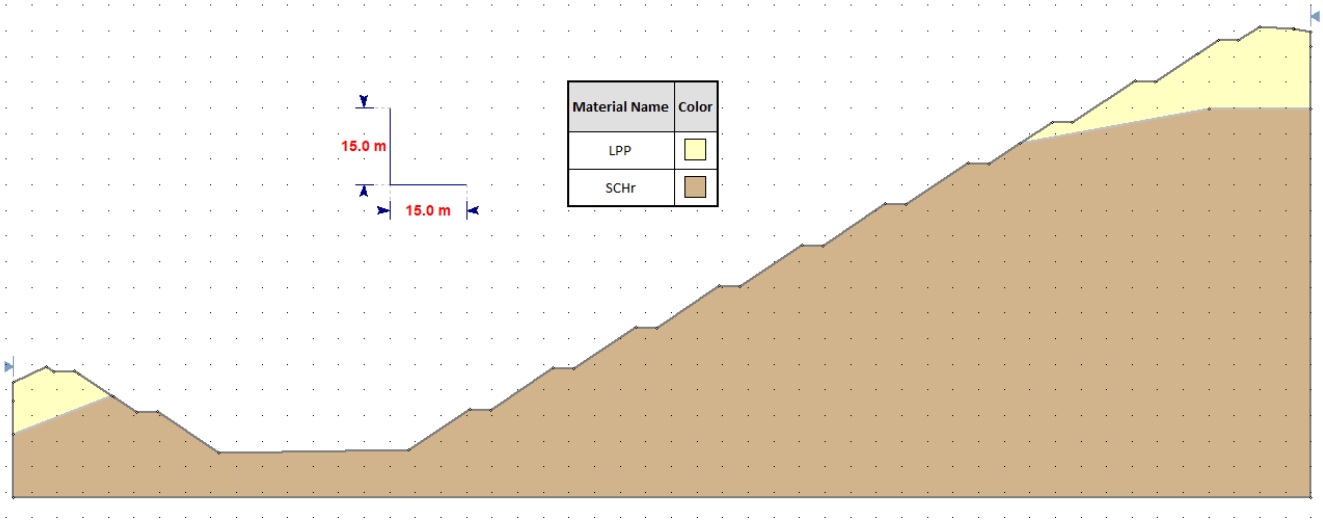


Figure V.9 : Modèle de la section de DB-1 introduit sur logiciel

V.3.2.1 Résultats d'analyses de stabilité section de – DB 1

Tableau V.5 : Résultats d'analyses de stabilité section de – DB 1

Analyse	Facteur de sécurité	Explication
Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.7	Figure V.10
Analyse de stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	2.27	Figure V.11

D'après les résultats d'analyses de stabilité ci-dessus on trouve que cette section de déblai est stable.

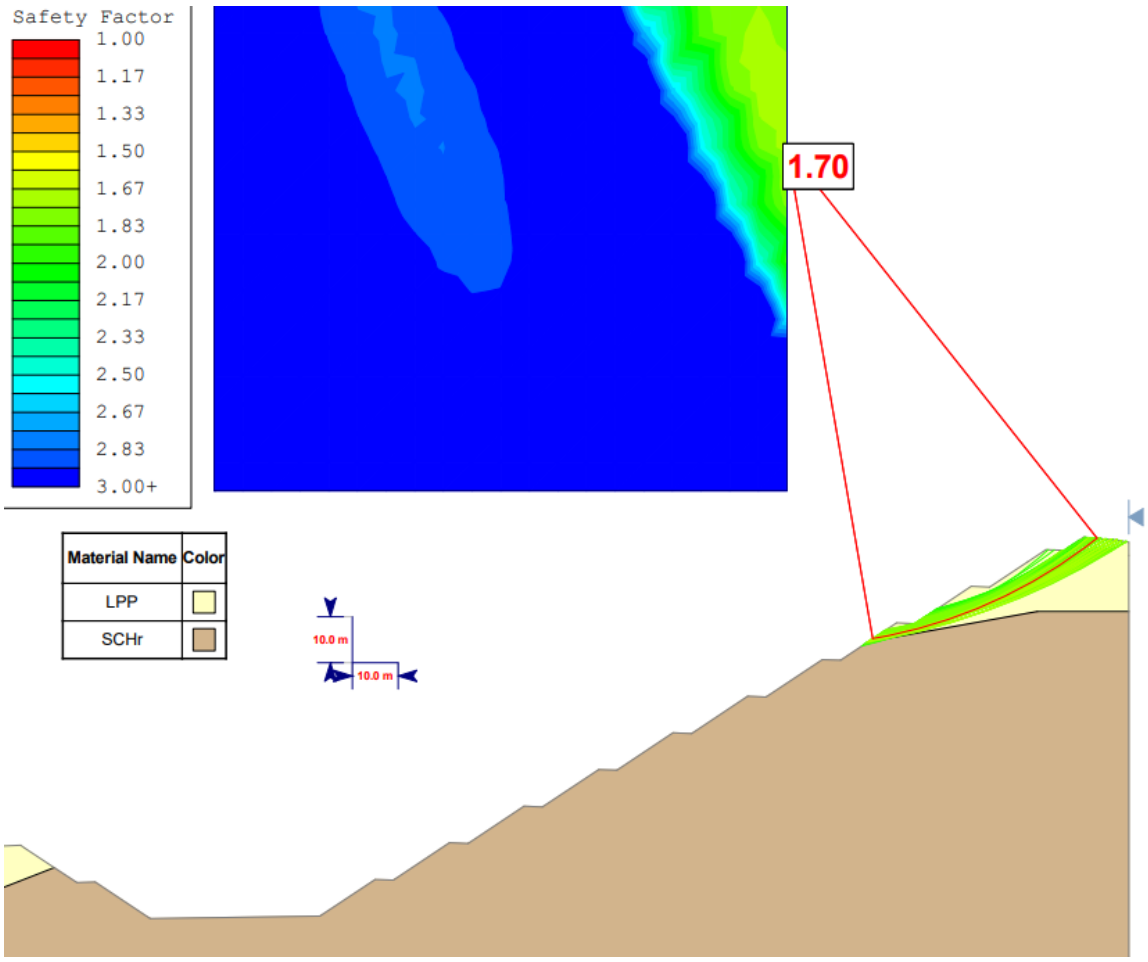


Figure V.10 : Analyse de stabilité à long terme – DB 1

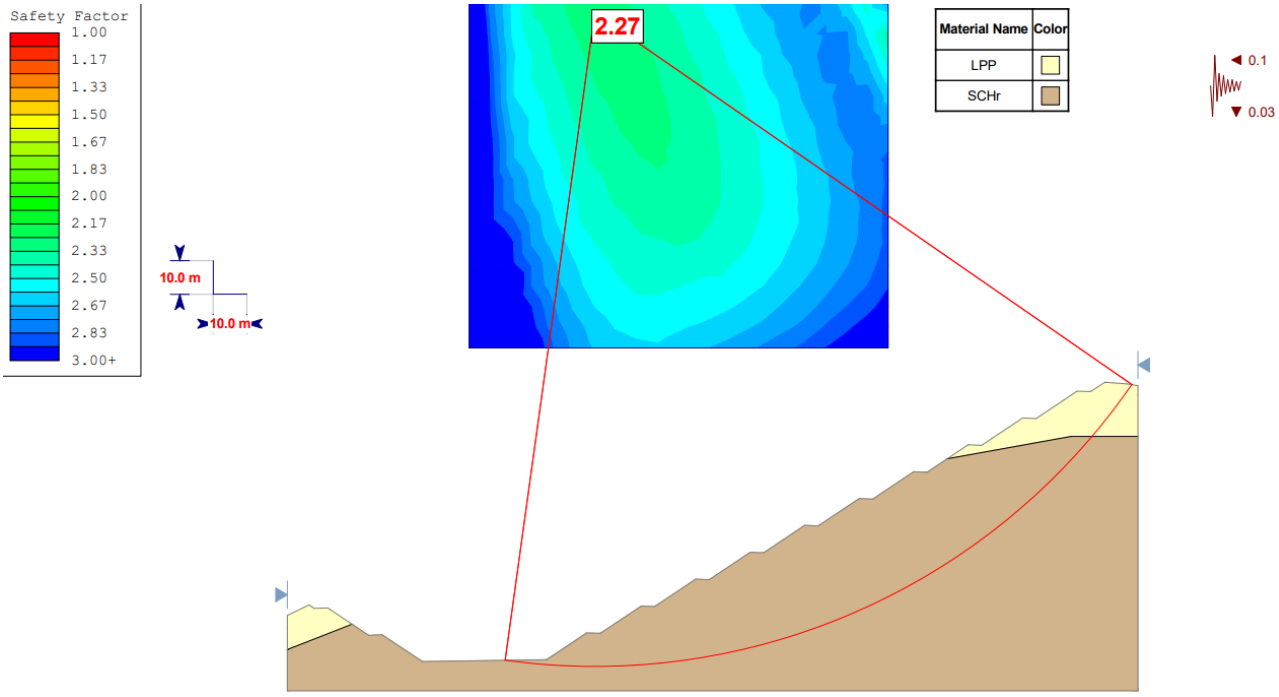


Figure V.11 : Analyse de stabilité en situation sismique descendant – DB 1

V.3.3 Déblai DB-2 du Pk 22+983 – 23+260 (Hmax =42m)

Dans cette section le déblai a réalisé en inclinaison de (3H : 2V) repose sur des unités de limon peu plastique puis des unités de schiste raide.

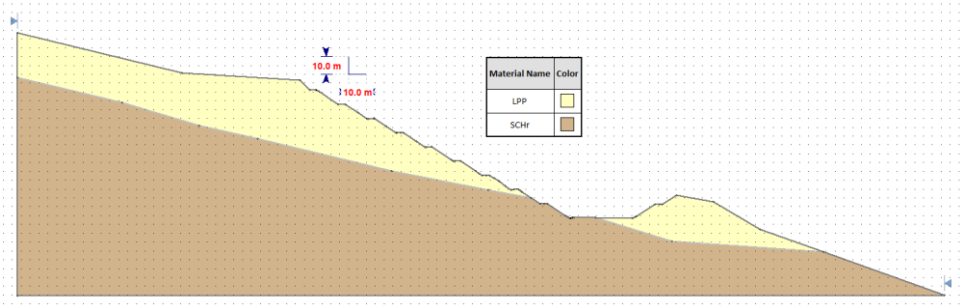


Figure V.12 : Modèle de la section de DB-2 introduit sur logiciel

V.3.3.1 Résultats d'analyses de stabilité section de DB 2

Tableau V.6 : Résultats d'analyses de stabilité section de DB 2

Analyse	Facteur de sécurité	Explication
Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.40	Figure V.13
Analyse de stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	0.68	Figure V.14

D'après les résultats d'analyses de stabilité ci-dessus, on trouve que cette section de déblai est instable et nécessite un moyen de confortement sera traité dans le chapitre qui suit.

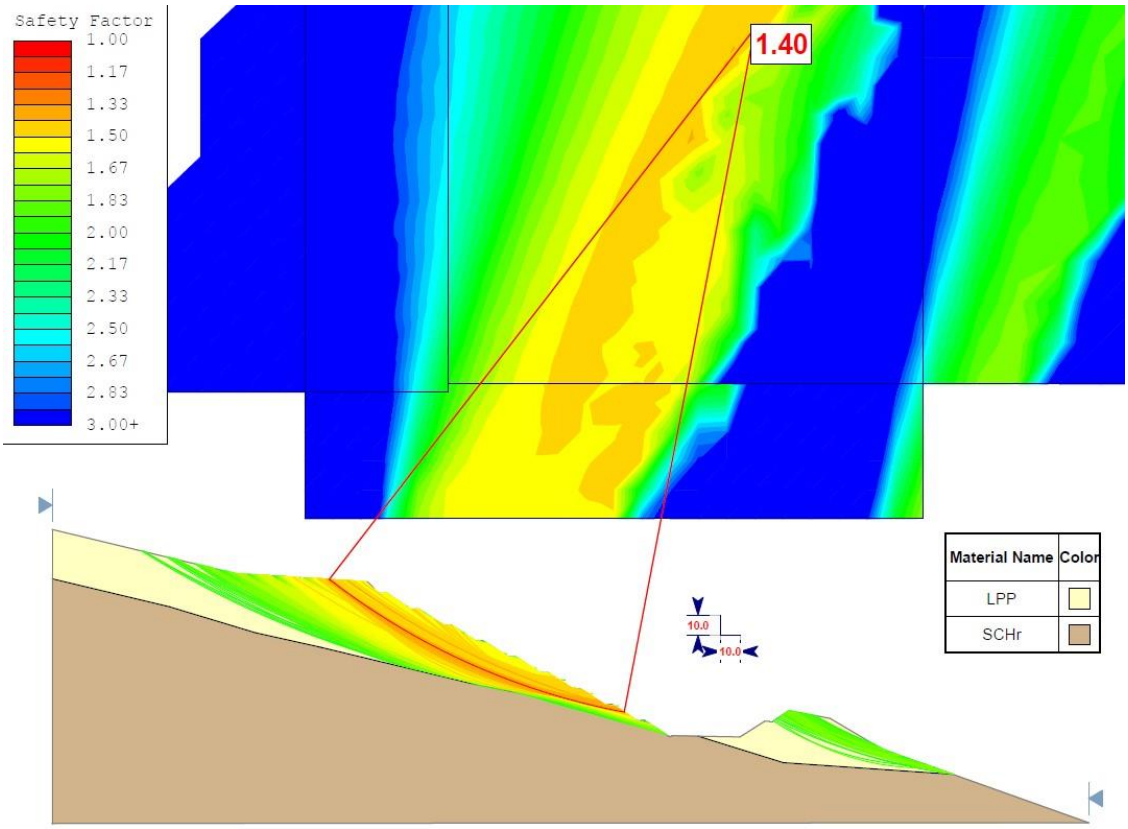


Figure V.13 : Analyse de stabilité à long terme – DB 2

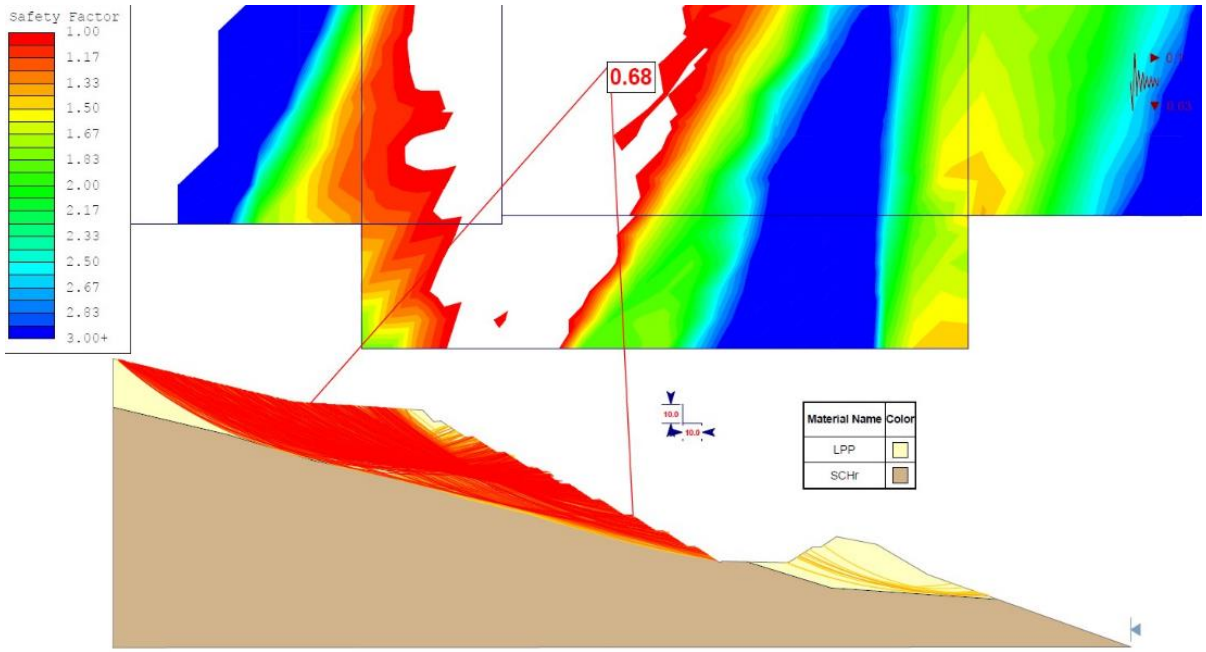


Figure V.14 : Analyse de stabilité en situation sismique descendant – DB 2

Les résultats de calcule précédents indique l'instabilité de l'ouvrage à cet effet, nous avons pensé à reprofiler les talus en adoucissant la pente d'une partie du talus de 3H : 2V à 2H :1V du 6ème Talus au 8ème talus avec une diminution de la largeur des bermes des 3 derniers talus, pour diminuer le volume du sol à déblayer.

Pour les talus de 1 à 5 plus le dernier talus et les 5 Cinque premiers bermes on a gardé les mêmes dimensions. (La figure 6.1) présente la solution adaptée :

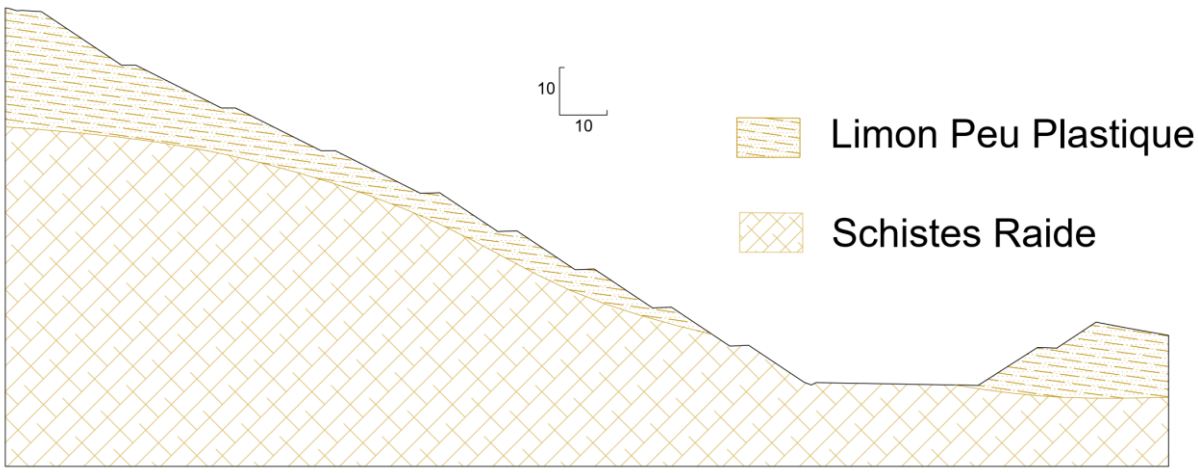


Figure V.15 : solution adaptée pour – DB 2

V.3.4 Les résultats de l'analyse de stabilités après la solution :

Tableau V.7: Résultats d'analyse de stabilité - DB 2

Analyse	Facteur de sécurité	Explication
Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.57	Figure V.16
Analyse de stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	1.26	Figure V.17

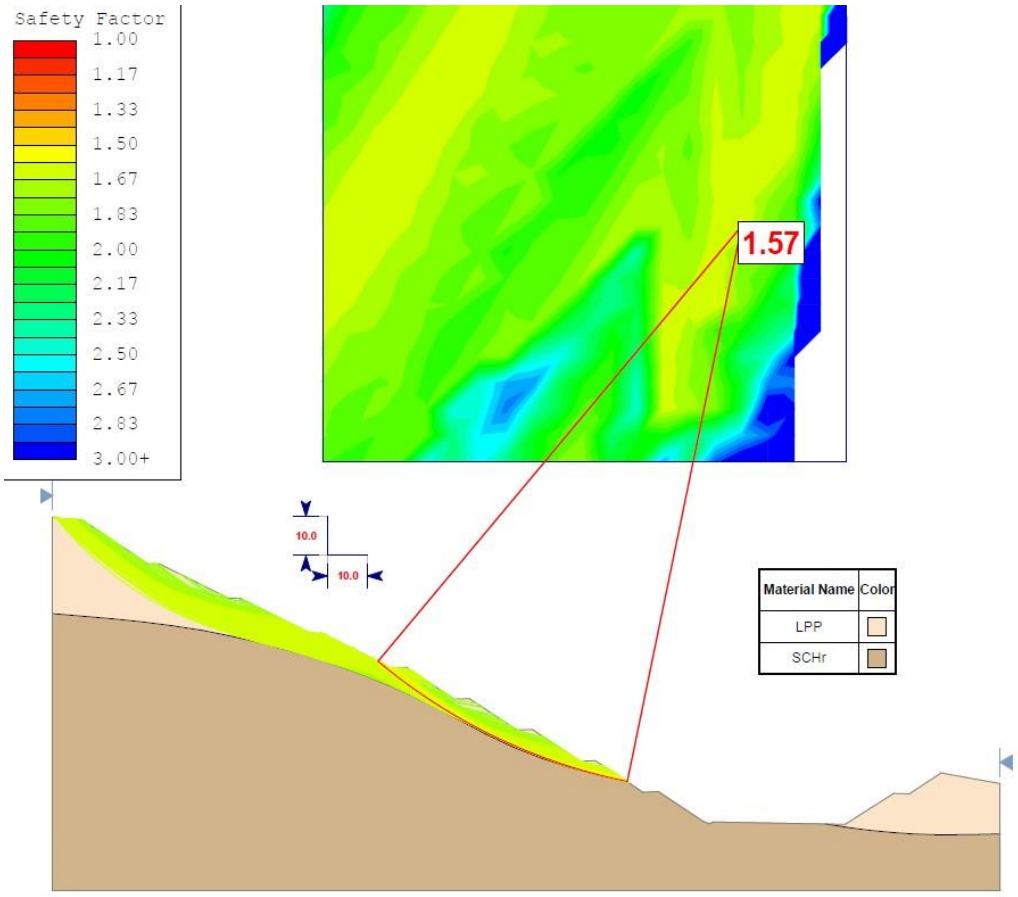
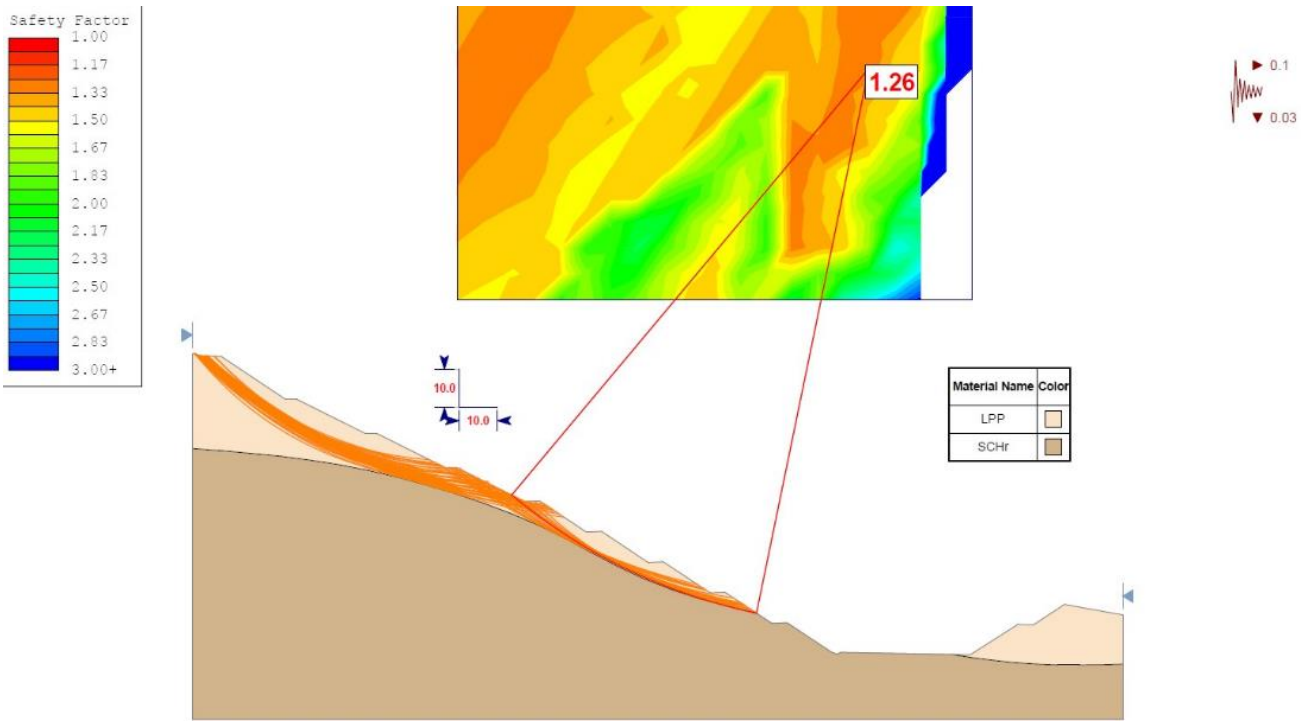


Figure V.16 : Analyse de stabilité à long terme - DB 2



Figures V.17 : Analyse de stabilité pour la situation sismique descendant de - DB 2

Suite aux analyses de stabilité réalisées pour la section de coupe PK 23+092, nous trouvons que la solution proposée est réalisable.

V.3.5 Déblai DB-3 du Pk 23+400 à 23+600 (Hmax =42m)

Dans cette section le déblai a réalisé en inclinaison de (3H : 2V) repose sur des unités de limon peu plastique puis des unités de schiste raide.

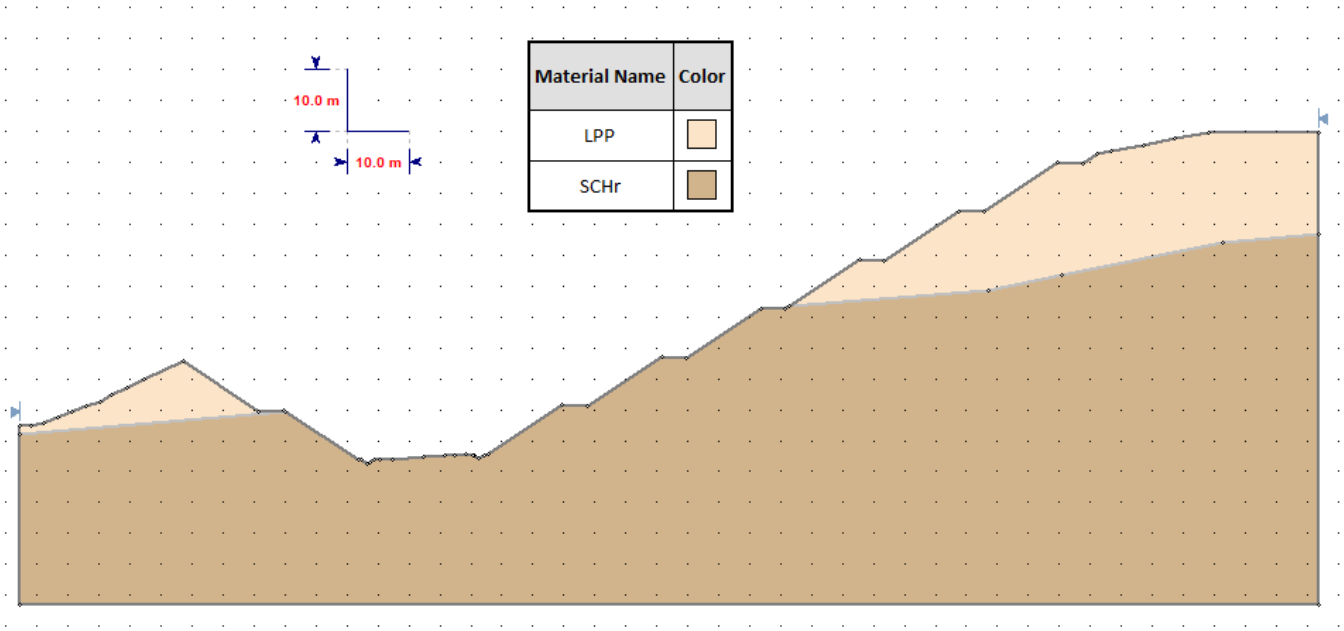


Figure V.18 : Modèle de la section de DB 3 introduit sur logiciel

V.3.5.1 Résultats d'analyses de stabilité section de DB 3 :

Tableau V.8 : Résultats d'analyses de stabilité section de DB 3

Analyse	Facteur de sécurité	Explication
Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.58	Figure V.19
Analyse de stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	1.35	Figure V.20

D'après les résultats d'analyses de stabilité ci-dessus, on trouve que cette section de déblai est stable.

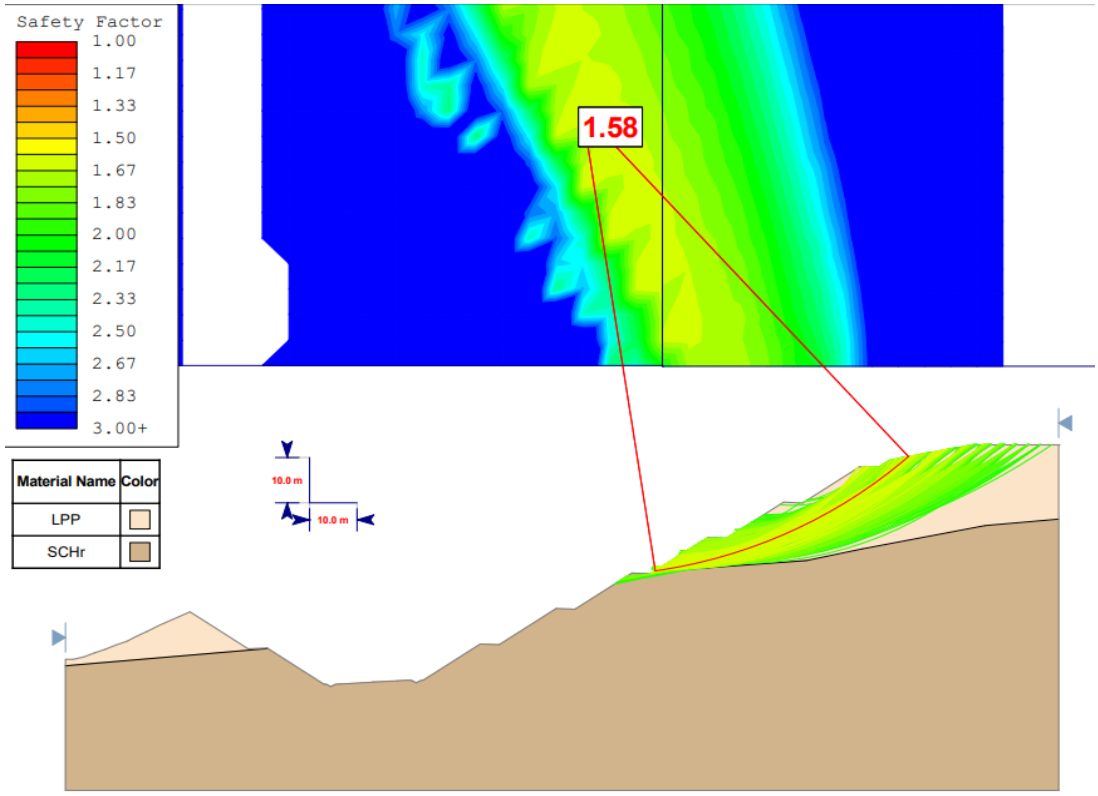


Figure V.19 : Analyse de stabilité de la section en situation sismique ascendant – DB 3

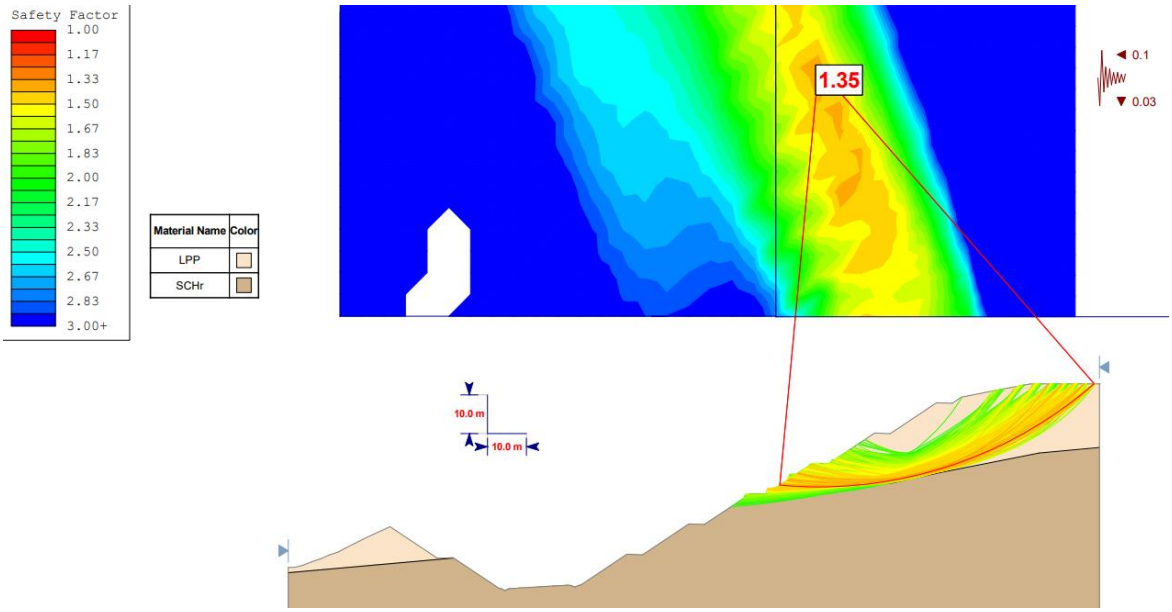


Figure V.20 : Analyse de stabilité en situation sismique descendant – DB 3

V.4 Conclusion

L'analyse effectuée dans le cadre de ce chapitre a montré que la stabilité géotechnique de l'ensemble des grands déblais et remblais de la zone d'étude est vérifiée à l'exception du déblai du PK23+092 (Hmax=42m) où le critère de stabilité n'est pas atteint, à cet effet une conception revue pour les terrassements de ces talus est présentée est justifiée dans le présent chapitre.

Chapitre VI
Étude stabilisation du glissement de l’échangeur de Tafoughalet

VI.1 Introduction

Le présent chapitre concerne le diagnostic du glissement de terrain survenu au niveau des talus en déblai de l'échangeur du PK 23+300 ainsi la proposition et le dimensionnement des solutions de traitement. Les principaux objectifs de ce chapitre sont.

- Analyser la défaillance géotechnique survenue ;
- Proposer des solutions de traitement envisageables ;
- Faire une analyse multicritère et choisir une solution à dimensionner ;
- Élaborer un dimensionnement de la solution retenues.

VI.2 Description et Diagnostic de glissement

VI.2.1 Contexte et description

Une rupture géotechnique de type glissement circulaire s'est manifestée en juillet 2017 au niveau de la bretelle 01 de l'échangeur de Tafoughalet, le glissement est survenu pendant les travaux de réalisation du 4ème talus sur une hauteur de d'environ **~30m** englobant l'ensemble des talus terrassés selon un direction biaisée par rapport à l'axe du terrassement. La figure VI.1 présente une vue aérienne de la section affectée par le glissement



Figure VI.1 : Photo satellitale du glissement de l'échangeur de Tafoughalet – Google earth 10--2017



Figure VI.2 : vue générale du glissement indiqué au niveau de la Bretelle 1

VI.2.2 Analyse à rebours

Vue l'absence des essais de cisaillement alterné au niveau du point concerné, une analyse de stabilité à rebours (calcul inverse) est effectuée afin de reproduire l'état de stabilité critique et déduire les paramètres de résistance de cisaillement mobilisés.

Le principe est de fixer le facteur de sécurité F.S = 1 (équilibre limite) sur un profil de calcul critique défini en confrontation avec la surface de rupture déduite à partir des observations et des levés géologiques effectués sur terrain. La figure VI.7 montre le profil géotechnique élaboré et exploiter dans l'analyse à rebours au niveau de la zone du glissement.

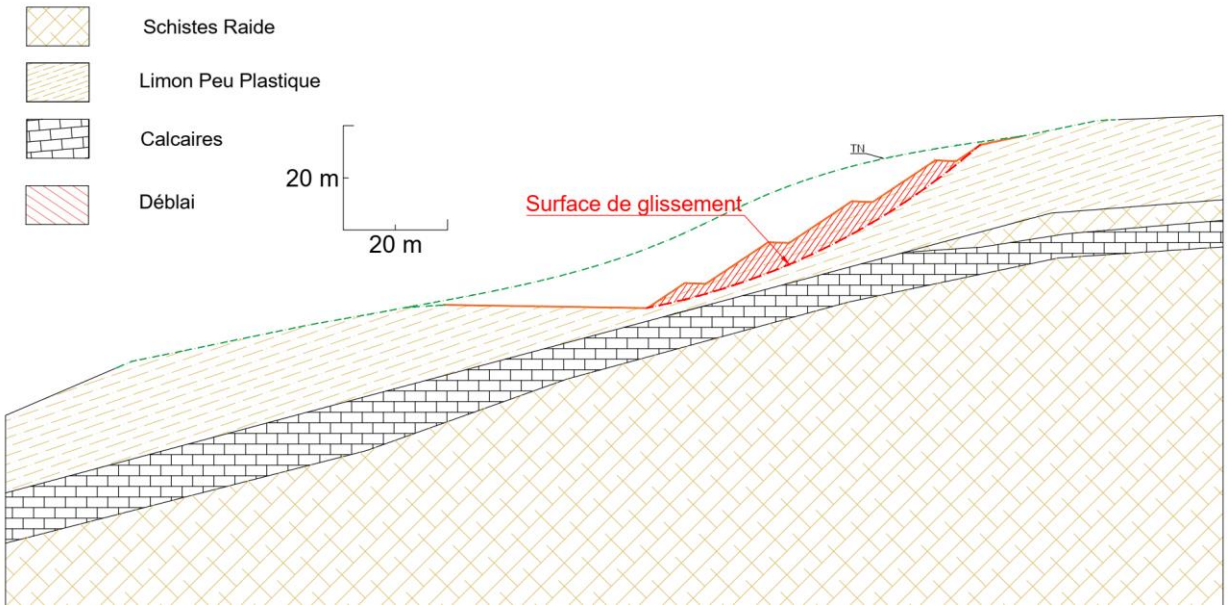
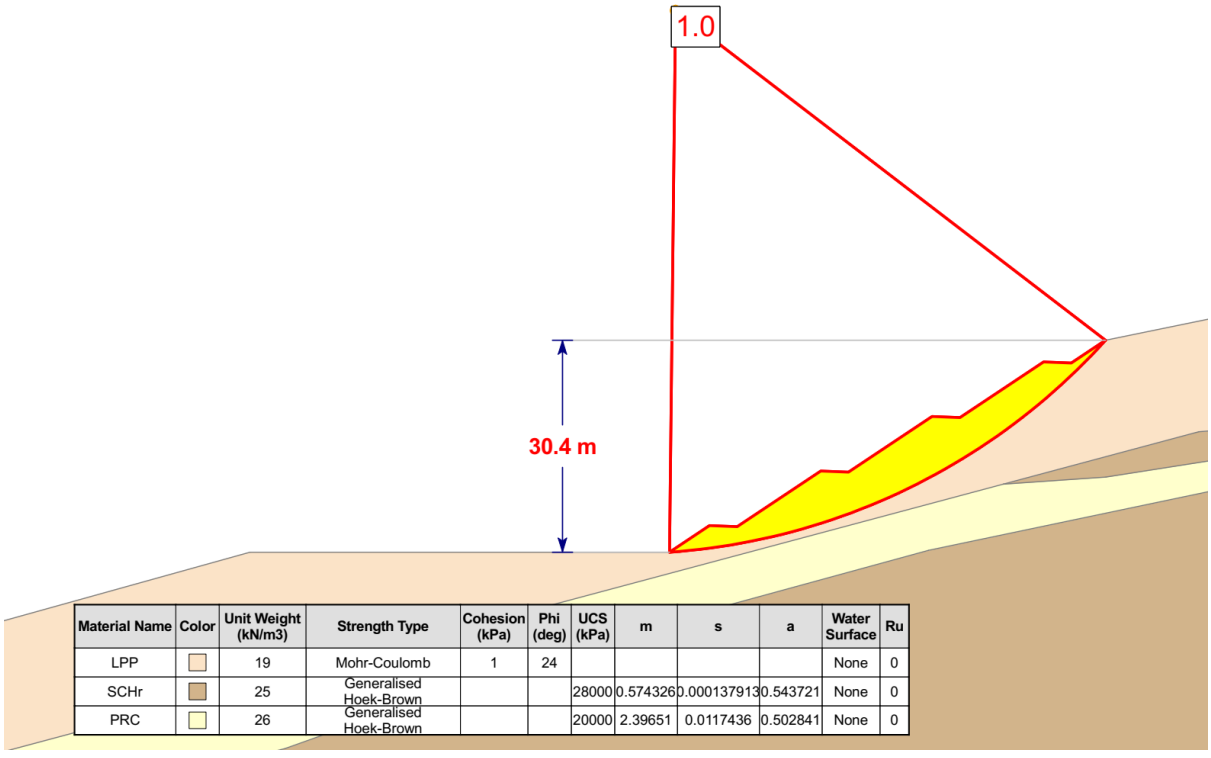


Figure VI.3 : profil représentatif

L'analyse montre que la valeur de **l'angle de frottement résiduel du** limon peu plastique (LPP) est au voisinage de $\boldsymbol{\varphi'_{cv} = 24°}$**.** La figure VI.8 montre le résultat obtenu.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface	Ru
LPP		19	Mohr-Coulomb	1	24					None	0
SCHr		25	Generalised Hoek-Brown			28000	0.574326	0.000137913	0.543721	None	0
PRC		26	Generalised Hoek-Brown			20000	2.39651	0.0117436	0.502841	None	0

Figure VI.4 : profil représentatif

Les résultats de cette analyse vont servir une base pour la justification de la solution de traitement proposées.

VI.3 Étude de conception géotechnique-phase avant-projet

L'étude de conception de la solution de traitement du glissement actif consiste à proposer des solutions de stabilisation faisables dans le contexte de notre projet, cette phase est particulièrement critique car elle encadre le choix critique de la conception à réaliser et l'ensemble des étapes de projet qui se suit. Les principaux critères à prendre en compte dans la proposition des variantes de conception sont :

- Aspect économique : Le cout de l'exécution ainsi que le cout de l'entretien à long terme ;
- Aspect d'intégration dans l'environnement : du projet : conditions d'accessibilité au site, les contraintes géométriques et topographique du terrain et du futur projet.

En se basant sur les éléments cités, on propose les deux solutions de stabilisation suivantes :

1. **VARIANTE 1** : Consiste à mener une action sur la géométrie du talus terrassés afin de rétablir l'équilibre des masses, elle consiste à une purge totale des matériaux glissés avec reprofilage des talus supérieurs ;
2. **VARIANTE 2** : Consiste à renforcer le sol en place par l'introduction des incluions sous forme de clouage.

VI.3.1 Présentation des solutions de stabilisation

VI.3.1.1 VAR 1 : la purge totale des matériaux glissés avec talutage

VI.3.1.1.1 Description des travaux de traitement

Cette solution consiste à l'enlèvement de la totalité de la masse glissée des 4 talus réalisé au sein de la formation meuble de haut vers le bas, avec un reprofilage des talus supérieurs à des pentes plus douces de 24 à 30°.

Pour ce faire, Les quatre premières bermes sont élargies de 3 à 4 m.

La figure VI.5 montre le principe de la variante de traitement 01.

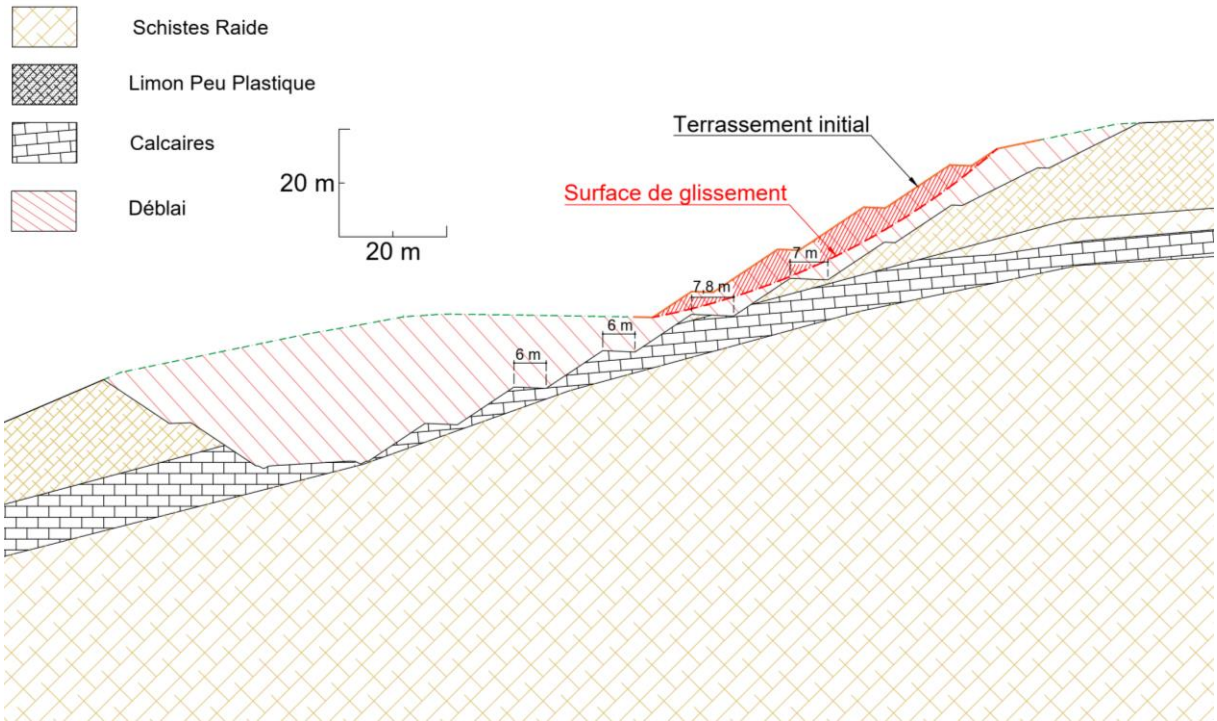


Figure VI.5: Coupe de principe du traitement proposé – Variante 1 : Purge générale + Reprofilage

VI.3.1.1.2 Analyse de stabilité après traitement

Le calcul de stabilité avec la géométrie proposée montre que la stabilité est considérablement améliorée.

Tableau VI.1 : Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 1)

Technique de stabilisation	Analyse	Facteur recherché	Facteur de sécurité final
Purge totale des mâtereaux glissé avec talutage	Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.5	1.58

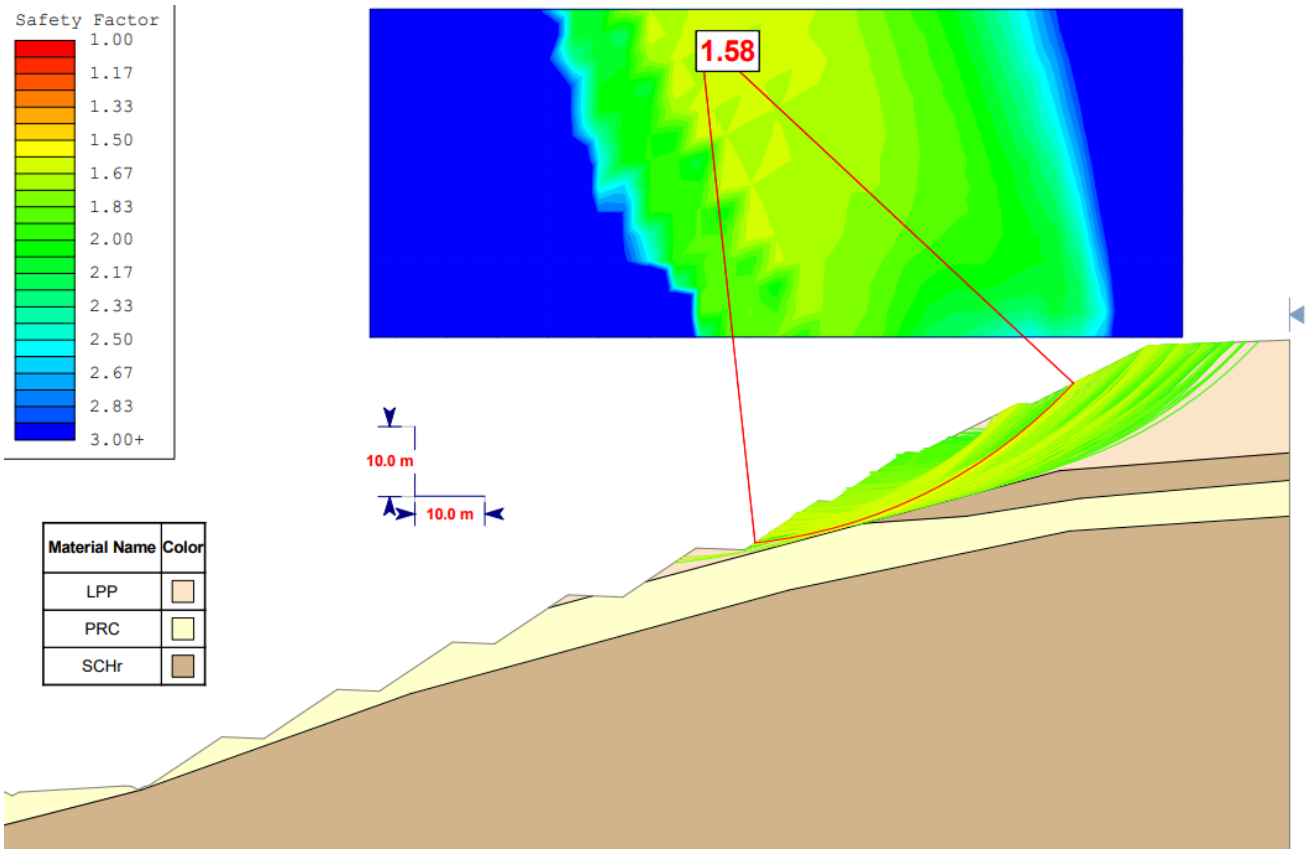


Figure VI.6 : Analyse de stabilité à long terme de la section de glissement

VI.3.1.2 VARIANTE 2 : purge partielle + Paroi clouée

VI.3.1.2.1 Description des travaux de traitement

La solution comporte la réalisation d'une purge partielle et réglage des talus associer d'un renforcement par lignes de clouage réalisé par passe de hauteur limitée.

La figure VI.7 montre le principe de la variante 02.

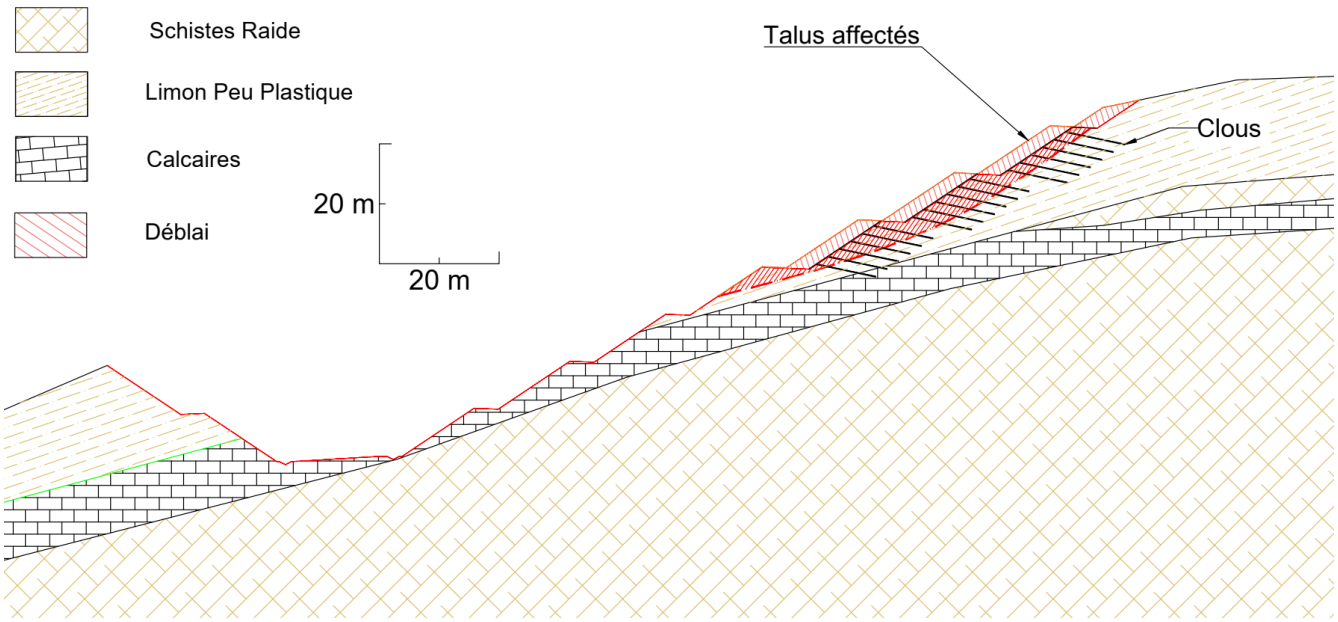


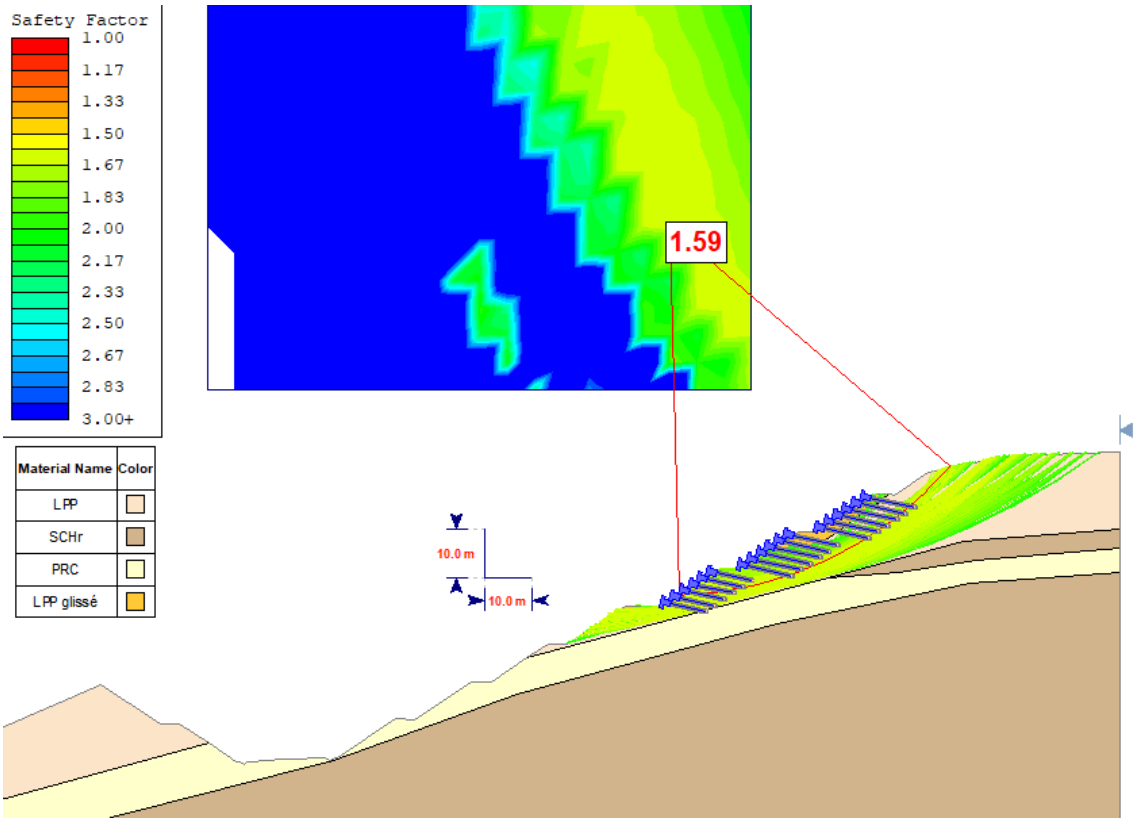
Figure VI.7 : Coupe de principe du traitement proposé – Variante 2 : Paroi clouée

VI.3.1.2.2 Analyse de stabilité après traitement

!

Tableau VI.2 : Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 2)

Technique de stabilisation	Analyse	Fs	Fs
Paroi clouée	Analyse de stabilité à long terme de la section de déblai	1.5	1.59



Figures VI.8 : Analyse de stabilité après le confortement (VAR2)

VI.3.1.3 Choix de la solution de traitement

Le choix de la solution de traitement est réalisé à la base d'une analyse multicritère en se basant sur les aspects technico-économiques à considérer.

A. Cout

→ Variante 1

Le tableau suivant montre un devis estimatif relatif à la variante 1

Tableau VI.3 : pré-chiffrage de VAR 1

Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déviation de la conduite gazoduc	F	1	150 000 000.00	150 000 000.00
Déblai en terrain meuble : excavation, mise en dépôt et évacuation à la décharge définitive	m^3	149986	1 050.00	157 485 300.00
Fossé bétonné : excavation, coulage et ferraillage	ml	420	5 000.00	2 100 000.00
Terre végétale et végétalisation : mise en œuvre de la terre végétale sur les talus, plantation de végétation sur les talus	m^2	9300	250.00	2 325 000.00
Déblai en terrain rippable : excavation, mise en dépôt et évacuation à la décharge définitive	m^3	39994	1 200.00	47 992 800.00
Traitement des talus : la mise du géotextile pour renforcer la résistance à l'érosion	m^2	9300	300.00	2 790 000.00
Descentes d'eau : fourniture et mise en place des caniveaux pré-fabriquée	ml	200	5 000.00	1 000 000.00
			Total HT	363 693 100.00
			TVA 18%	65 464 758.00
			Total TTC	429 157 858.00

→ **Variante 2**

Le tableau suivant montre un devis estimatif relatif à la variante 2

Tableau VI.4 : pré-chiffrage de VAR 2

Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai en terrain meuble : excavation, mise en dépôt et évacuation à la décharge définitive	m^3	62 246	1 050,00	65 358 300.00
Déblai en terrain rippable : excavation, mise en dépôt et évacuation à la décharge définitive	m^3	39 994	1 200,00	47 992 800.00
Clous en HA32mm : fourniture des barre 500N/mm^2 , forage , mise en place des accessoires de la barre, installation et scellement	ml	2 562	8 000,00	20 496 000.00
Parement béton projeté d'épaisseur de 20cm : Mise en place des panneaux de ferraillage, projection de béton et mise en œuvre des barbacanes	m^2	9 300	2 2000,00	204 600 000.00
Fossé bétonné : excavation, coulage et ferraillage	ml	420	5 000,00	2 100 000.00
		Total HT		340 547 100.00
		TVA 18%		61 298 478.00
		Total TTC		401 845 578.00

La variante 1 est plus couteuse à cause de la gravité du cout de déplacement de la conduite de gaz sus-jacente.

B. Réalisation

- La première variante (purge totale) est une technique métrisable par les entreprises ordinaires et nécessite un matériel réduit pour la construction.
- La deuxième variante (purge partielle + paroi clouée) nécessite une entreprise spécialisée.

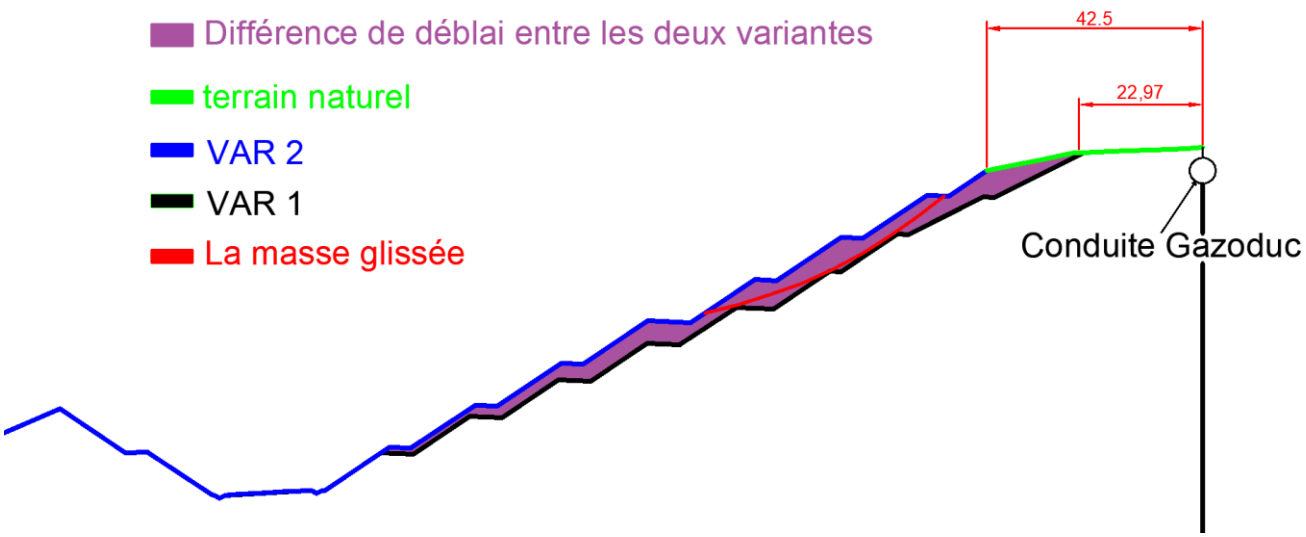
C. Critère des contraintes majeurs

- **Conduite gazoduc**

Au niveau de haut talus il y a un passage d'une conduite gazoduc qui nous oblige de c'est y éloignée à une distance de 40 m au minimum selon (L'ARTICLE N°54 : JOURNAL OFFICIEL DE LA RÉPUBLIQUEALGERIENNE) annexe C. C'est pour cette raison qu'on opte à choisir la deuxième variante qui nous assure une distance de 42.5 m par apport à la conduite,
Au lieu de 22.79 m dans le cas de la première variante. Comme il est représenté dans (la figure 6.13)



Figure VI.9 : Zone de passage du gazoduc



Figures VI.10 : comparaison entre les deux variantes

- **Terrain agricole**

La localisation de notre projet situé dans la wilaya de tizi Ouzou, qui est connu par sa population très attachée à leur terrain et refuse généralement toute indemnisation.



Figures VI.11 : les terrains des habitants à proximité de la zone de glissement

Pour cette cause on a essayé de minimiser la surface d'expropriation et d'évité le maximum des arguments des habitants.

Discussion :

Pour ces trois critères nous allons retenir la deuxième variante (purge partielle + la paroi clouée) comme solution de ce glissement. Cette solution va être bien détaillée en APD.

VI.4 Avant-projet détaillé

VI.4.1 Généralités sur la paroi clouée

VI.4.1.1 Historique

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes, mais plus

Récemment pour le soutènement de fouille et la stabilisation des glissements. Deux

Méthodes en sont à l'origine :

- Le renforcement d'ouvrages miniers où le boulonnage était d'usage courant il y a déjà un demi-siècle.
- La méthode autrichienne de construction de tunnels qui était utilisée dans des matériaux rocheux et que les constructeurs ont appliquée au soutènement des têtes de tunnels dans des sols plus meubles.

Le premier chantier de clouage, en tant que soutènement de fouille, a été réalisé en

FRANCE en 1973 (sur une voie ferrée semi-enterrée), pour la stabilité des ouvrages provisoires.

C'est à partir de 1986 qu'a été réalisé un programme de recherche sur le clouage des sols « projet CLOUTERRE », ce projet s'est conclu en 1990 par la rédaction des

"Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage passif des sols". Une norme expérimentale XP P 94-240 concernant ces ouvrages a également été publiée en août 1998, après une nouvelle norme a été élaboré pour compléter l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1) dont il constitue la Norme Nationale d'Application pour ces types d'ouvrage, elle a pour objet la justification par calcul des ouvrages en remblai renforcé ou des massifs en sol cloué.

En Algérie, le clouage des sols a resté très peu pratiqué dans le domaine des travaux public malgré l'essor que ce marché a connu. Le développement de l'utilisation de cette technique, dans notre pays, passe nécessairement par sa vulgarisation par études dans le domaine de la recherche et des propositions sur son intérêt dans l'environnement local.

VI.4.1.2 Définition de clouage passif du sol

Le clouage des sols, c'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou barres), rigides et passives, éléments linéaires travaillant essentiellement à la traction, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments peuvent être soit mis en place par un fonçage ou un battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis du ciment.

VI.4.1.3 Construction des ouvrages en sol cloué

Un soutènement en sol cloué est réalisé par phases successives, du haut vers le bas, au fur et à mesure de l'excavation des terres en place (Figure6.14).

Chaque phase comporte :

- Un terrassement de hauteur limitée.
- La mise en place d'éléments de renforcement (clous).
- L'installation d'un système de drainage.
- La réalisation éventuelle d'une partie de parement.

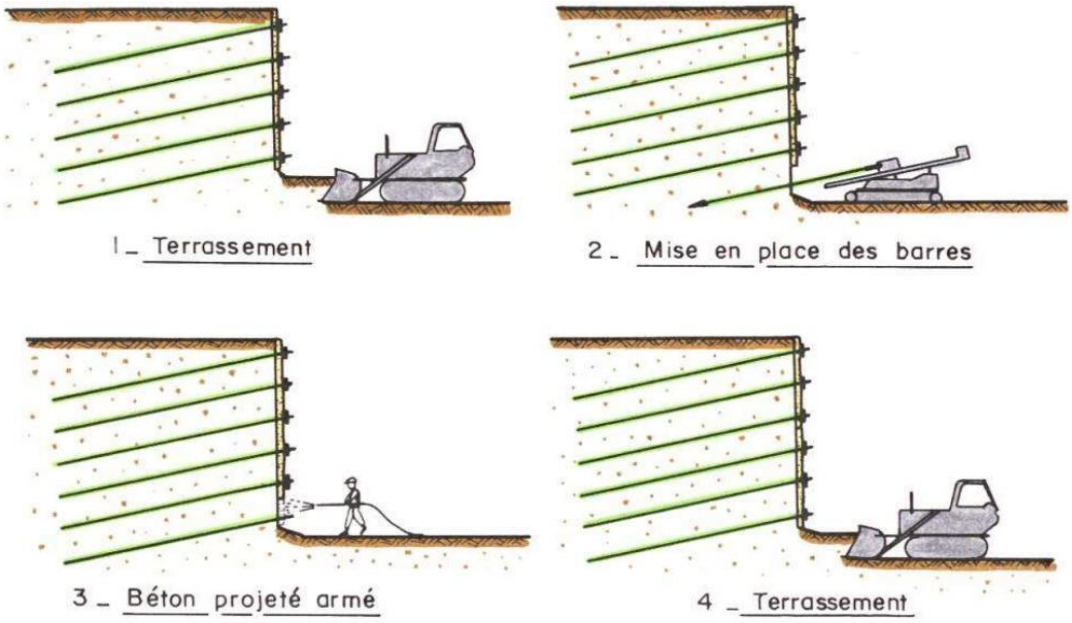


Figure VI.12 : Construction des ouvrages en sol cloué

VI.4.2 Dimensionnement de la paroi clouée

Le dimensionnement de la paroi clouée est basé sur les méthodes d'équilibres limites (Bishop, Fellenius, etc.). En France, il est fait référence à La norme d'application nationale NF P94-270 (juillet 2009), élaborée pour compléter l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), dont elle constitue la norme nationale d'application pour ce type d'ouvrage. Le document est conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels.

VI.4.2.1 Hypothèses générales

VI.4.2.1.1 Classe de conséquence :

	Conséquences en termes sociaux, économiques ou d'environnement	
Classe de conséquences	… sur les personnes	… sur les ouvrages à construire ou les construction avoisinantes
CC1 (conséquences faibles)	faibles ou négligeables	faibles ou négligeables
CC2 (conséquences moyennes)	modérées	importantes
CC3 (conséquences élevées)	importantes	très importantes

Figure VI.13 : Classes de conséquences (NF P94-270)

- Dans le cadre du projet, on suppose une classe de conséquence CC2.

VI.4.2.1.2 Catégorie géotechnique

Conformément à l'Annexe nationale de la norme NF EN 1997-1, il convient que la catégorie géotechnique de projet soit définie en tenant compte des indications du tableau suivant :

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie technique	Bases des justifications
CC1	Simples et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
CC1	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simples ou complexes		
CC3	Simples ou complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis

Figure VI.14 : Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270)

VI.4.2.1.3 Durée d'utilisation

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet	Exemples de projets de bâtiment et de génie civil	Exemples de projets de sol renforcé
1	10 ans	Structures provisoires	Ouvrages provisoires
2	25 ans	Éléments structuraux remplaçables (poutres de roulement, appareils d'appui)	
3	25 ans	Structures agricoles et similaires	Structures industrielles
4	50 ans	Structures courantes de génie civil et de bâtiments	Structures portuaires (murs de quai)
4/5	75 ans		Murs de soutènement routiers ordinaires
5	100 ans	Autres structures de génie civil, ponts et structures monumentales de bâtiments	Culées de pont

Figure VI.15 : Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270)

Tableau VI.5 : Paramètres d'hypothèses générales

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Durée d'utilisation
CC2	2	5

VI.4.3 Profils de calcul A-A'

Les calculs de stabilité seront réalisés sur le profil A-A' le plus défavorable (annexe C) .

VI.4.4 Caractéristique des clous

Tableau VI.6 : Caractéristique des clous

Diamètre de la barre	mm	32
Section	mm^2	803
Contrainte limite élastique	N/mm^2	500
Diamètre de forage	mm	120
Inclinaison des clous	°	12
Espacement horizontal e_h	m	2.6
Espacement vertical e_v	m	2.3
Longueur	m	8m à10

VI.4.5 Calculs de stabilité

Le dimensionnement de la paroi clouée est fait selon les directives de la norme spécifique NF P94-270, Les coefficients de sécurité pondérateurs sont celle de l'annexe C de ladite norme pour la situation durable et transitoire.

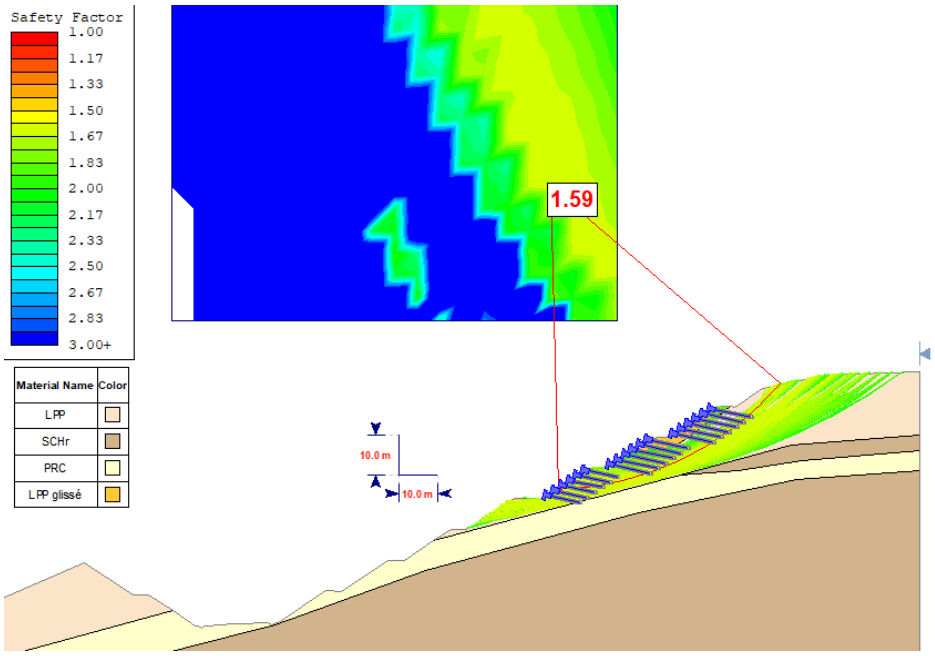
VI.4.5.1 Stabilité mixte et générale :

Selon la norme NF P 94-270 et dans le cas de l'utilisation d'une modélisation numérique pour le calcul de la stabilité en peut vérifier la stabilité mixte et générale en même temps (article 12.1.(3))

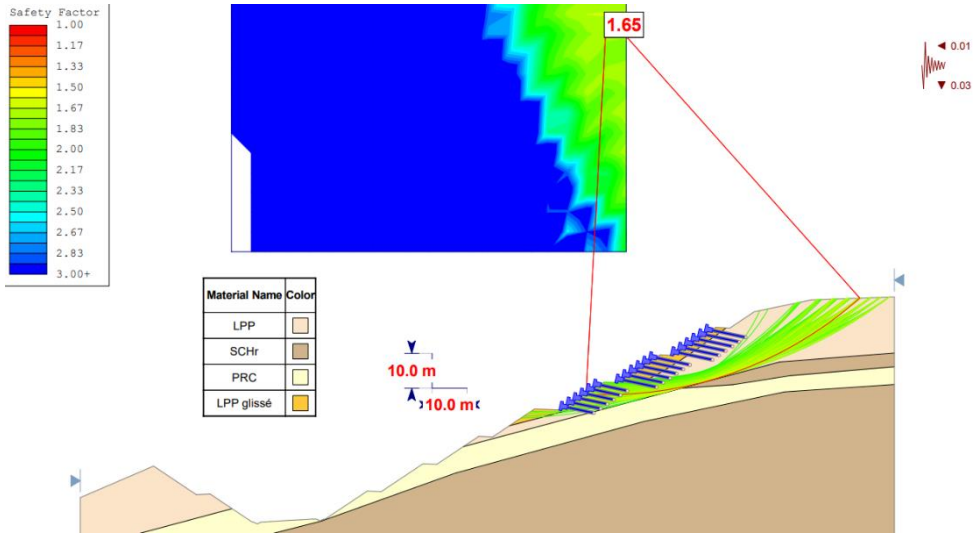
Les profils retenus font objet de calcul de stabilité (mixte et générale) vis-à-vis des surfaces de rupture en situations provisoire fondamentale avec le logiciel SLIDE V6 et selon la méthode de Bishop.

Tableau VI.7 Résultats d'analyse de stabilité section de glissement (VAR 2)

Technique de stabilisation	Analyse	Facteur recherché	Fs
Paroi clouée	Stabilité à long terme de la section de déblai	1.5	1.59
	Stabilité pour la situation sismique de la section de déblai	1	1.65



Figures VI.16 : Analyse de stabilité – Situation durable



Figures VI.17 : Analyse de stabilité – Situation Sismique

VI.4.5.2 Stabilité interne :

Afin de vérifier que la stabilité interne d'un massif de sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant la phase d'exploitation du projet.

On doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- La résistance structurelle des renforcements : Résistance vis-à-vis à la rupture de l'armature du clou.
- La résistance d'interaction sol – renforcement : Résistance vis-à-vis à l'arrachement du clou ;
- La résistance des dispositifs de liaison au parement.
- Et, au niveau de ce lit, la résistance structurelle du parement : Résistance à la flexion et résistance au poinçonnement.

VI.4.5.2.1 Résistance structurelle d'un lit de renforcements :

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier (au point de traction maximale que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{max;d} \leq R_{tc;d}$$

$T_{max;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement.

$R_{tc;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante

du lit de renforcement.

La valeur de traction maximal dans le lit de renforcement Tmax est pris forfaitairement égale à la résistance limite de la barre d'acier , cette valeur est sécuritaire car elle présente une borne supérieure du critère de rupture du clou.

A.N: $T_{max;d} = 267\,KN \leq R_{tc;d} = \sigma_e \times A_{s;d} = 307.87kN$

$A_{s;d}$ la section corrodée de la barre d'acier (mm²).

σ_e : contrainte limite élastique (N/mm²).

Tableau VI.8 : vérification de la résistance structurelle d'un lit de renforcements :

	$T_{max;d}$ (KN)	σ_e (Mpa)	S_n (mm^2)	$R_{tc;d}$ (KN)	$T_{max;d} \leq R_{tc;d}$
Résultats	267	500	615.75	307.87	Vérifié

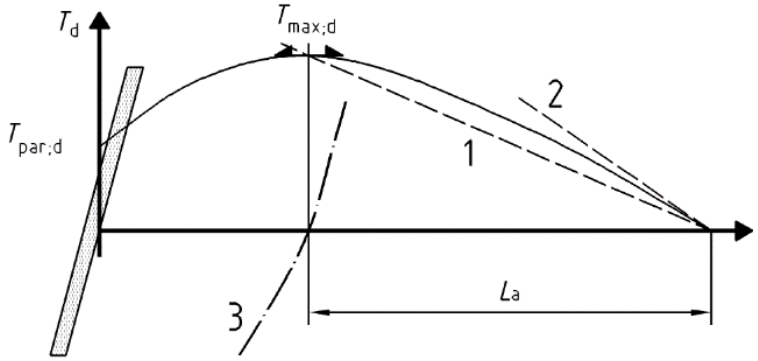
VI.4.5.2.2 Résistance d'interaction sol – renforcement

Pour démontrer que la résistance d'interaction sol-lit de renforcement dans un ouvrage sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{max;d} \leq R_{f;d}$$

$T_{max;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement .

$R_{f;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.



1 Sécante

2 Tangente

3 Ligne de traction maximale

Figures VI.18 : Vérification de la résistance d'interaction

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation :

$$R_{f;d} = \frac{t_{max;k} P_s L_a}{g_{M;f}}$$

$t_{max;k}$ Est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.

P est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

La Est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$g_{M;f}$ Est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement

Tableau VI.9 : vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement

	T_{max} (KN)	q_s (Kpa)	La (m)	$g_{M;f}$	f (mm)	P_s(m)	$R_{f;d}$(m)	$T_{max;d} \leq R_{f;d}$
Résultats	267	150	6.66	1.4	120	0.378	269.8	Vérifié

VI.4.5.2.3 Résistance des dispositifs de liaison au parement

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\frac{T_{par;d}}{N} \leq R_{a;d}$$

Où :

$T_{par;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement.

N : est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré.

$R_{a;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R_{a;d} = \frac{0.045\, f_{ck}\, 4\, h\, (a+h)}{1.5} + \frac{(a+2h)^2\ Pl^*}{2}$$

f_{ck}: Résistance du béton à la compression à k jour (k=28j)

h : Épaisseur du béton sous la plaque d'appui (20cm)

a : Côté de la plaque d'appui (20cm)

Pl* : Pression limite pressiométrique (elle est négligeable)

Tableau VI.10 : vérification de la résistance des dispositifs de liaison au parement

	$T_{par;d}$	$R_{a;d}$	$\frac{T_{par;d}}{N} \leq R_{a;d}$
Résultats	213.6	306	Vérifié

VI.4.5.2.4 Résistance structurelle du parement :

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\sigma_{par;d} \leq R_{par;d}$$

où

$\sigma_{par;d}$ est la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement

$R_{par;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter

Il s'agit d'un parement en BA, donc les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91 révision 1999 en considérant la paroi comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU sous la charge suivante :

$$\sigma_{par;d} = \inf[\,1\,;\sup(0.6\,;\ 0.4 + 0.2\ \max(e_v\,;e_h)\,)\,]\ \frac{T_{par,d}}{e_v\ e_h}$$

Avec

$$M_{max\ appuis} = \frac{\sigma_{par;d}\ l^2}{12} \qquad M_{max\ travée} = \frac{\sigma_{par;d}\ l^2}{24}$$

Ou :

l : la portée horizontale e_h ou la portée verticale e_v.

On obtient les moments et les sections suivantes

Tableau VI.11 : Moment et section calculés pour le parement

	Sens (horizontal- verticale)	
M_{max} ELU(KN.m)	Appui (Coté terre)	Travée (Côté parament)
	18.51	9.2
Section (cm^2/ml)	2.4	1.8
Treillis	ST 25C	ST20

Le détail de calcul de section d'acier en annexe C

VI.5 Conclusion :

En finalité, deux variantes ont été proposé. Le choix retenu est fait après une analyse multicritère qui prend en considération plusieurs facteurs (gain de sécurité, faisabilité et cout) de ce fait, notre choix se porte sur un confortement par (Purge partiel + paroi clouée).

Ces solutions ont été dimensionnées et détaillées selon les règles de calcul en vigueur.

Conclusion générale

On a analysé dans ce travail les problèmes des stabilités des ouvrages en terre.

La reconnaissance géotechnique a démontré la présence d'une couche de Limon peu plastique se suit par une couche de calcaire et une couche de schiste raide successivement, avec l'absence de la nappe phréatique.

L'étude de stabilité des ouvrages a montré que :

- La stabilité des ouvrages PK22+460 et PK22+660 et PK23+536.
- L'instabilité des ouvrages PK23+092.
- Glissement de terrain est serveuse au niveau de PK0+100 de brettelle 1 de l'échangeur de TAFOUGHALT.

Pour le traitement des problèmes on a proposé :

- Un reprofilage pour la section de déblai PK23+092.
- Deux variantes pour le glissement de terrain (purge total, purge partiel + paroi clouée) , le choix définitif de la solution de traitement est fait après une analyse multicritère .de ce fait, notre choix pour la solution de traitement s'est orienté vers un confortement par une purge partiel + renforcement par une paroi clouée .

Ces ouvrages sont ensuite faits l'objet d'une étude avant-projet détaillé (APD) consiste à dimensionner les ouvrages selon les différents aspects de stabilité dictés par la norme NF P94-270.

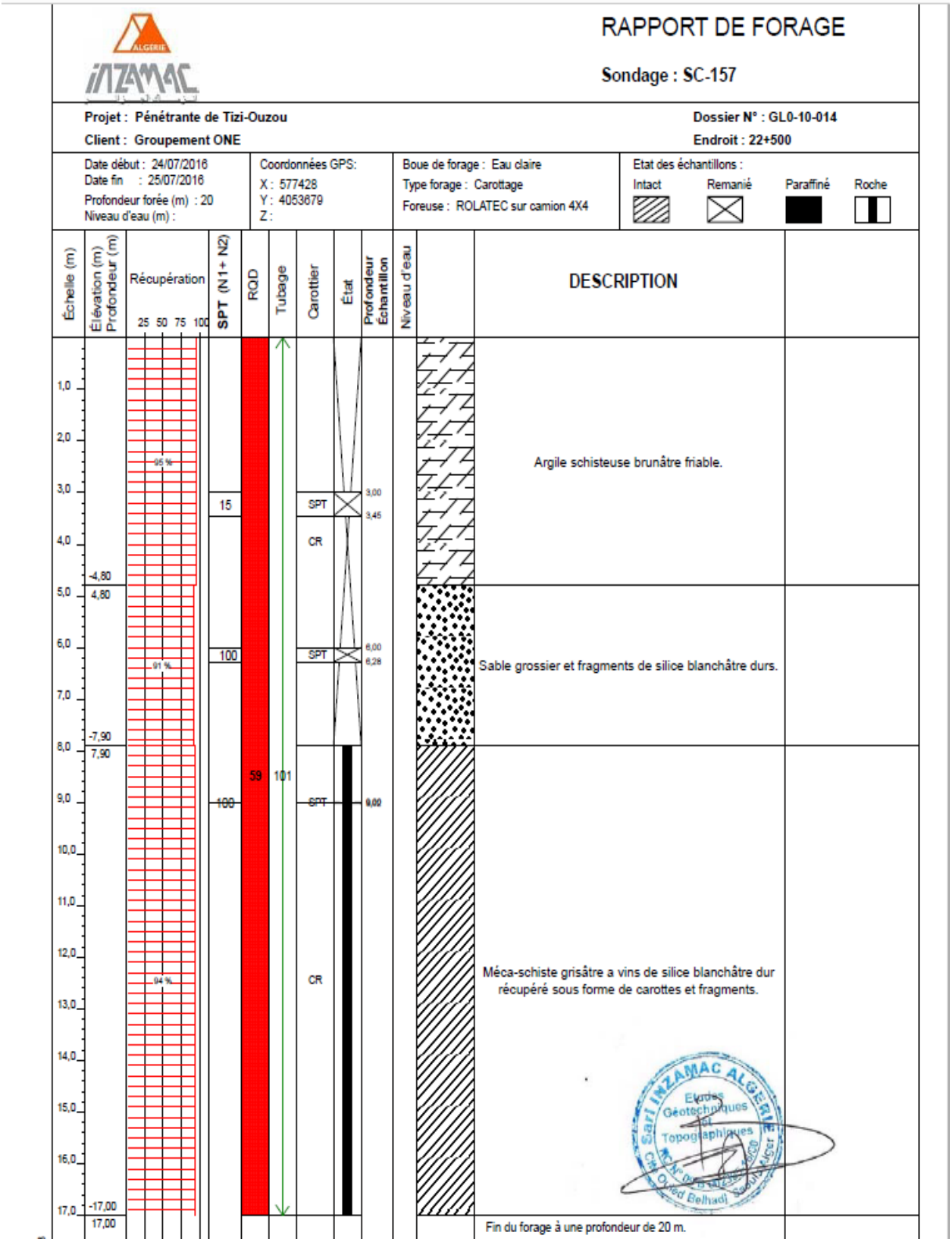
Références Bibliographiques

- Livre ALI BOUAFIA calcule des ouvrages géotechniques
- https://www.univ-chlef.dz/fsnv/wp-content/uploads/chatitre-II-les-%C3%A9l%C3%A9ments-constitutifs-du-sol.pptx
- livre de R.Hadji cours MDS
- [4]https://cours-exercices.org/wp-content/uploads/Etude-g%C3%A9otechnique-polycope.pdf
- Mme merdoude-cours MDS-2eme année ENSTP
- https://cours-exercices.org/wp-content/uploads/Etude-g%C3%A9otechnique-polycope.pd
- http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/chap_iii_essais_in-situ.pdf
- http://www.mesonline.org/uploads/7/3/7/1/73717545/fondations_et_soutenements-chapitre_3-_tome_1.pdf
- MAGNAN (J.P). Resistance au cisaillement des sols .
- Guide Technique Stabilisation des glissements de terrain (LCPC)
- AFNOR. Ouvrage de soutènement : Remblais renforces et massifs en sol cloue . NF P 94-270,2009

Annexes

Annexe A

Sondage SC-157:





Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-157

Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 2.90 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-157

Caisse n° : 02/07
Profondeur : 2.90 à 6.20 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-157

Caisse n° : 03/07
Profondeur : 6.20 à 9.20 m

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLT-14-015

Sondage : SC-157
Profondeur : 09,20- 09,50 m
Date Essai : 21/01/2017
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						

Weau (%)	

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1	2				
Poids total sans paraffine (g)	267	228				
Poids total avec paraffine (g)	272.7	233.5				
Poids total dans l'eau (g)	163.8	142				
Volume brute (cm³)	108,90	91,50				
Volume de la paraffine (cm³)	6,48	6,25				
Volume net (cm³)	102,42	85,25				
Masse volumique (g/cm³)	2,61	2,67				

γ_h (g/cm³)	2,64
γ_d (g/cm³)	
Sr (%)	

	ESSAI DE COMPRESSION AXIALE *Selon la norme NF P 94-077*	Roche Référence : **SU-1375-AG16**

N° échantillon : SC-157	**N° de sondage :**	**REFERENCE MATERIEL**
Date de prélèvement : **	**Profondeur :** 19,70 m-20,00 m	**Etuve :** *ET03*
Client : *Groupement ONE*	**Date de l'essai :** 20/12/2016	**Balance :** *BAL03*
Projet : *Pénétrante de Tizi-Ouzou*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	156,0	2,65	/	/	40,41
2								

	ESSAI DE COMPRESSION AXIALE *Selon la norme NF P 94-077*	Roche Référence : **SU-01373-AG16**

N° de sondage : SC-157	**N° échantillon :**	**REFERENCE MATERIEL**
Date de prélèvement : **	**Profondeur :** 09,20-09,50	**Etuve :** *ET03*
Client : *Groupement ONE*	**Date de l'essai :** 19/12/2016	**Balance :** *BAL03*
Projet : *Pénétrante de Tizi-Ouzou*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	156,0	2,68	/	/	2,60
2								

	ESSAI DE COMPRESSION AXIALE *Selon la norme NF P 94-077*	Roche Référence : **SU-1374-AG16**

N° échantillon : SC-157	**N° de sondage :**	**REFERENCE MATERIEL**
Date de prélèvement : **	**Profondeur :** 15,50-15,70 m	**Etuve :** *ET03*
Client : *Groupement ONE*	**Date de l'essai :** 18/12/2016	**Balance :** *BAL03*
Projet : *Pénétrante de Tizi-Ouzou*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	170,0	1,79	/	/	16,46
2								

Sondage SC-59:

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-59

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou — **Dossier N° : GL0-10-014**

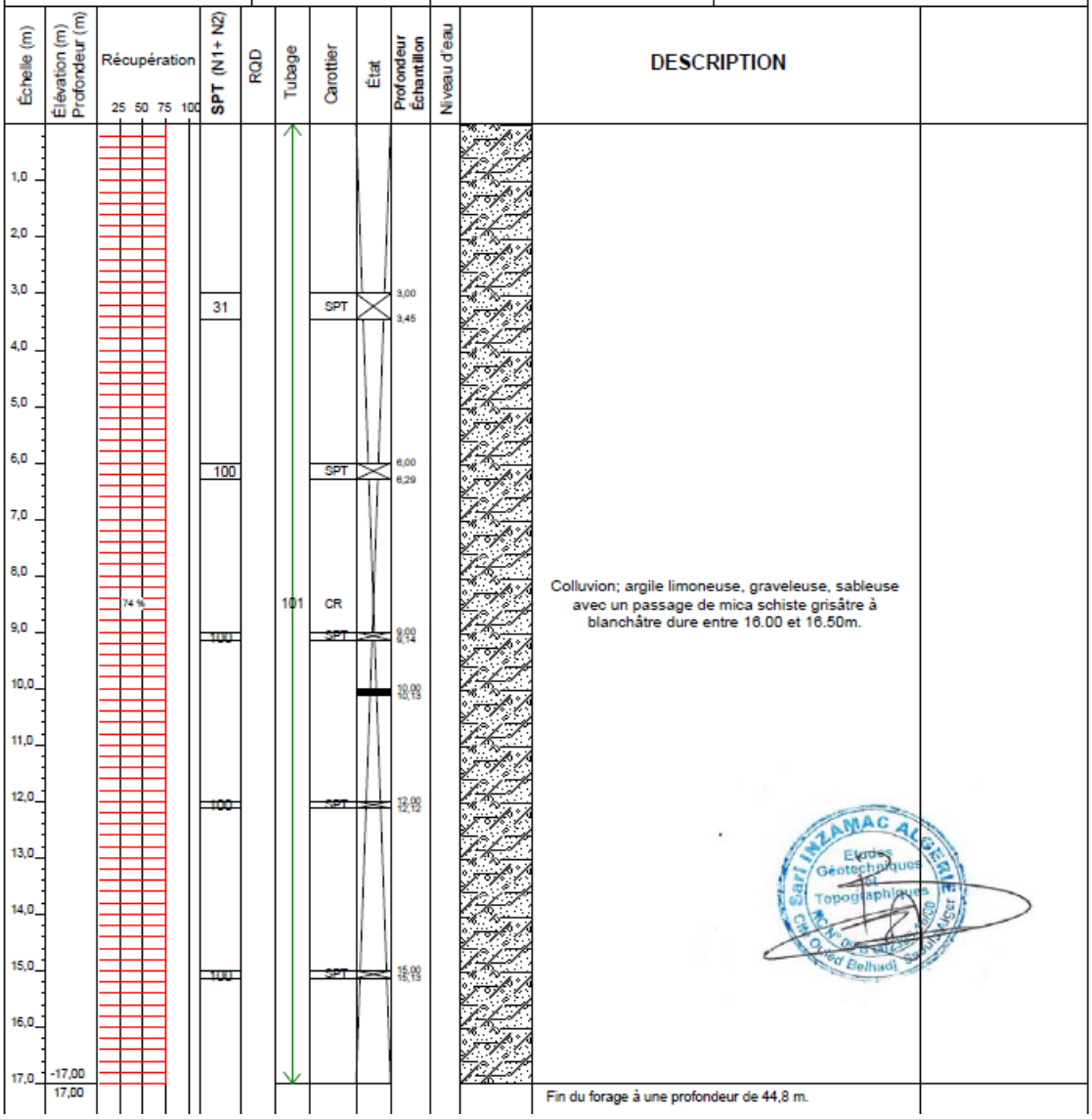
Endroit : DÉBLAI 22+850 — **Client : Groupement ONE**

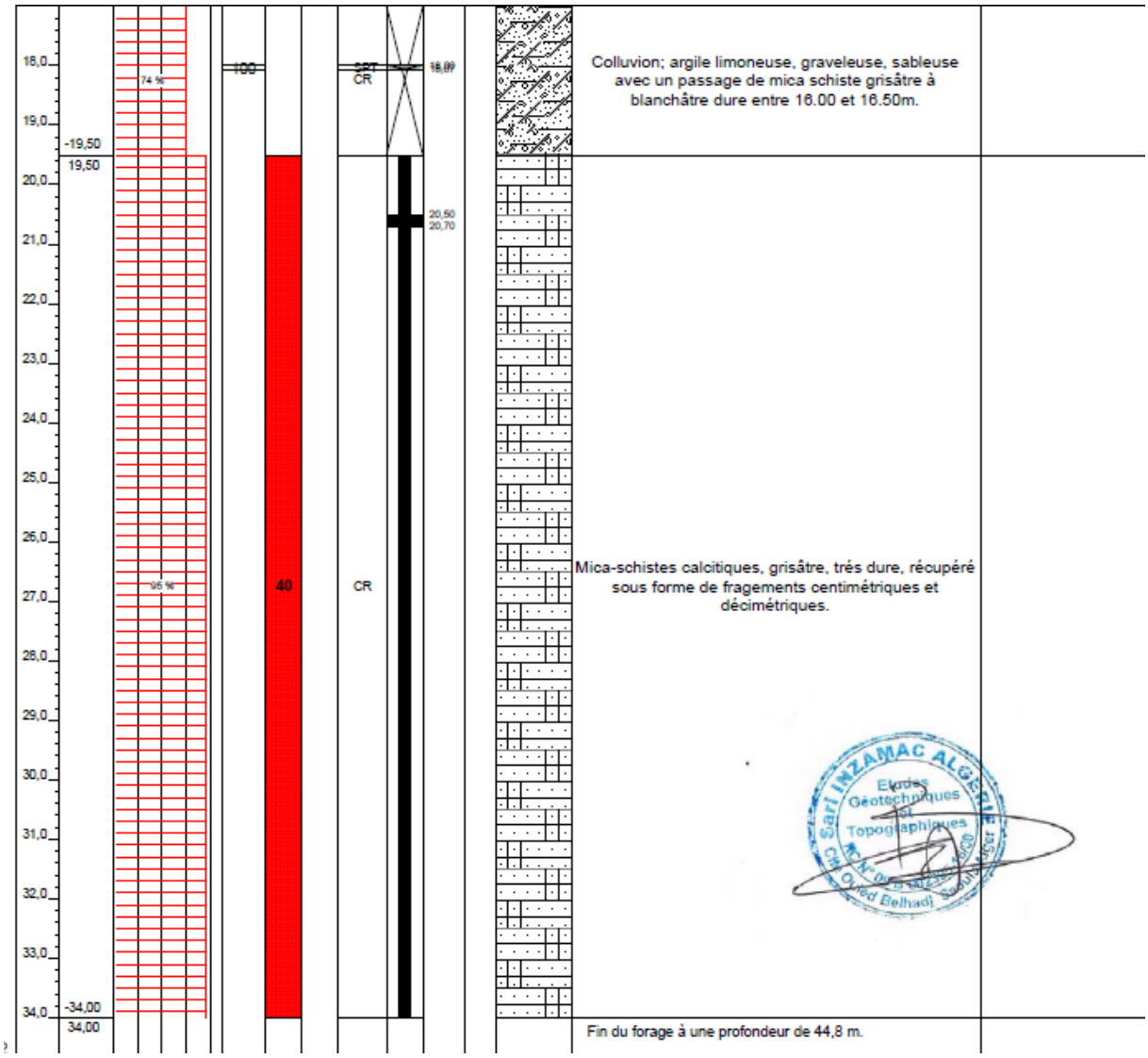
Date début : 20/06/2015
Date fin : 24/06/2015
Profondeur forée (m) : 44,8
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 577257
Y : 4053605
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur camion 4X4

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche







Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 01/16
Profondeur : 0,00 à 2,85 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 02/16
Profondeur : 2.85 à 6.30 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 03/16
Profondeur : 6.30 à 9.30 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 04/16
Profondeur : 9.30 à 12,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 05/16
Profondeur : 12,00 à 16.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 06/16
Profondeur : 16,00 à 19.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 10/16
Profondeur : 27,10 à 29,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 11/16
Profondeur : 29.60 à 31.80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 12/16
Profondeur : 31.80 à 34,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 07/16
Profondeur : 19.50 à 22.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 08/16
Profondeur : 22,00 à 24,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-59
Caisse n° : 09/16
Profondeur : 24.60 à 27,10 m

Sondage **SC-117:**

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-117

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou **Dossier N° : GL0-10-014**

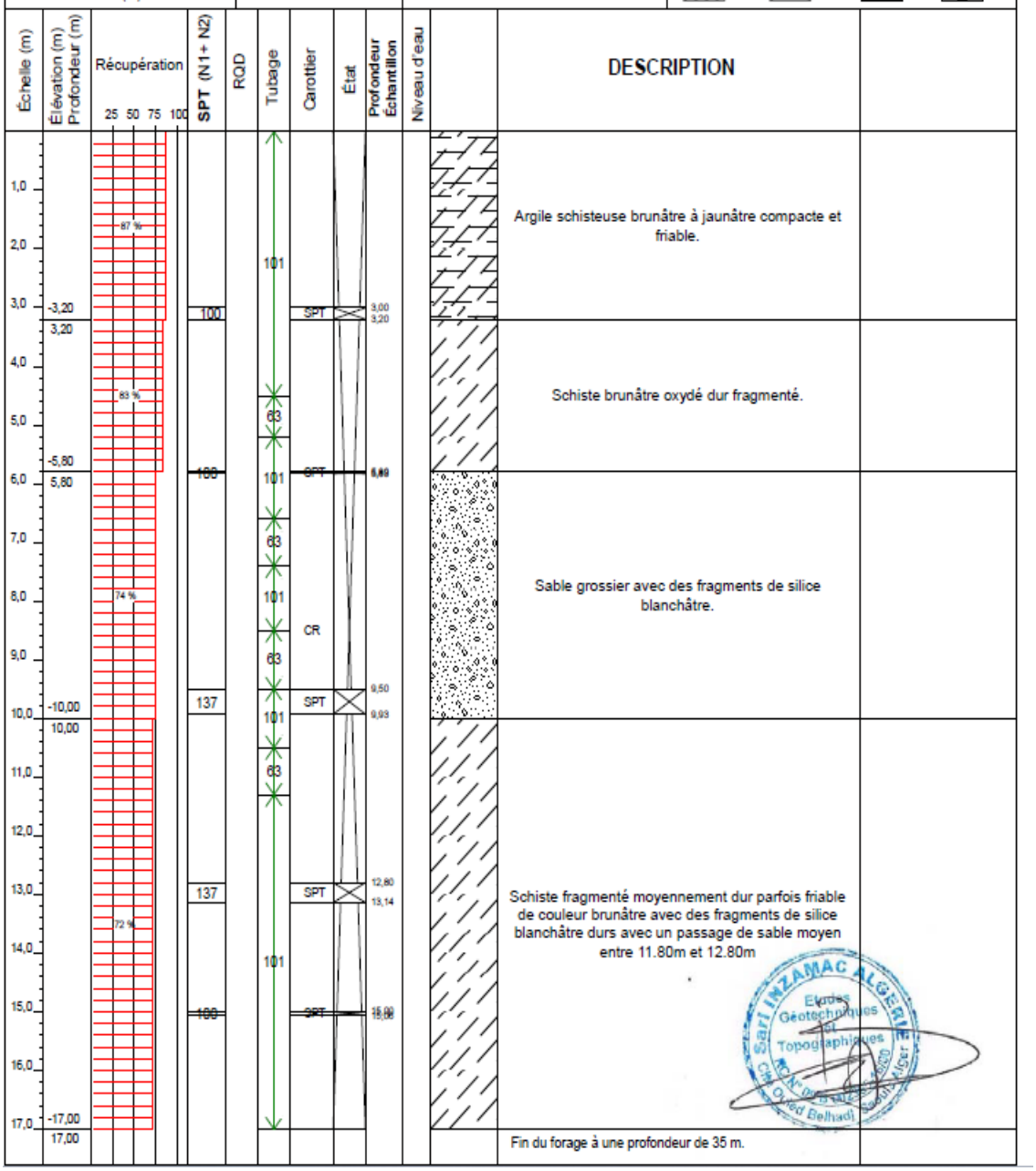
Client : Groupement ONE **Endroit : 23+120**

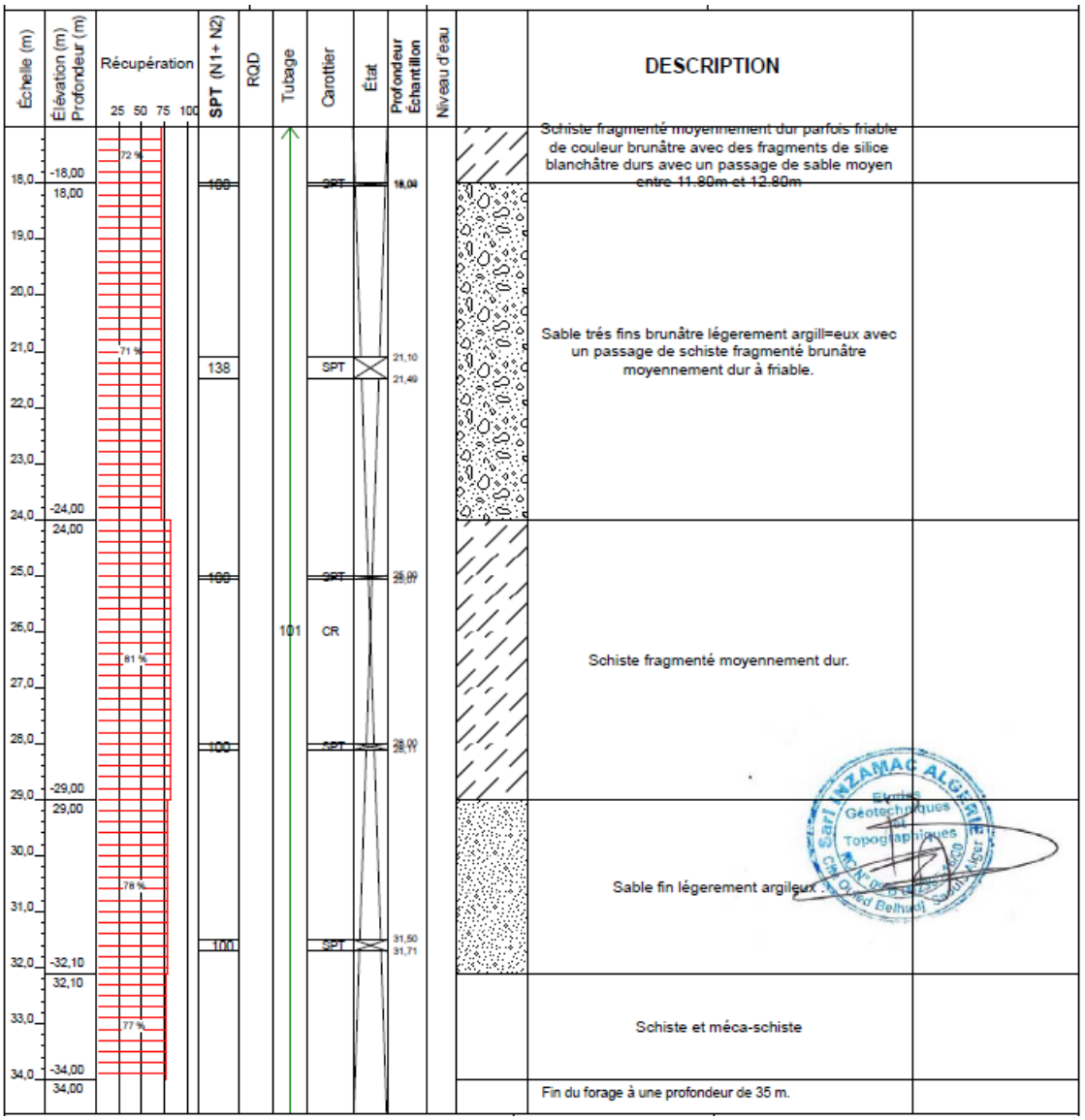
Date début : 10/07/2016
Date fin : 13/07/2016
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 577168
Y : 4053114
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur camion 4x4

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche




Échelle (m)
Élévation (m)
Profondeur (m)
Récupération
25 50 75 100
SPT (N1+ N2)
RQD
Tubage
Carottier
État
Profondeur Échantillon
Niveau d'eau
DESCRIPTION
Schiste fragmenté moyennement dur parfois friable de couleur brunâtre avec des fragments de silice blanchâtre durs avec un passage de sable moyen entre 11.80m et 12.80m
Sable trés fins brunâtre légerement argill=eux avec un passage de schiste fragmenté brunâtre moyennement dur à friable.
Schiste fragmenté moyennement dur.
Sable fin légerement argileux
Schiste et méca-schiste
Fin du forage à une profondeur de 35 m.
-18,00
18,00
-24,00
24,00
-29,00
29,00
-32,10
32,10
-34,00
34,00
72 %
71 %
81 %
78 %
77 %
100
138
100
100
100
SPT
CR
101
21,10
21,49
31,50
31,71
Sarl INZAMAC ALGERIE
Etudes
Géotechniques
Topographiques



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 04/09
Profondeur : 14.00 à 18.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 05/09
Profondeur : 18.00 à 21.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 06/09
Profondeur : 21.50 à 25.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 07/09
Profondeur : 25,00 à 28.10 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 08/09
Profondeur : 28.10 à 32.10 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 09/09
Profondeur : 32.10 à 35.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 01/09
Profondeur : 0,00 à 2.80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 02/09
Profondeur : 2.80 à 9.50 m

SARL INZAMAC ALGERIE
Etudes Géotechniques Topographiques



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-117

Caisse n° : 03/09
Profondeur : 9.50 à 14.00 m

Sondage **SC-119:**

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-119

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou **Dossier N° : GL0-10-014**

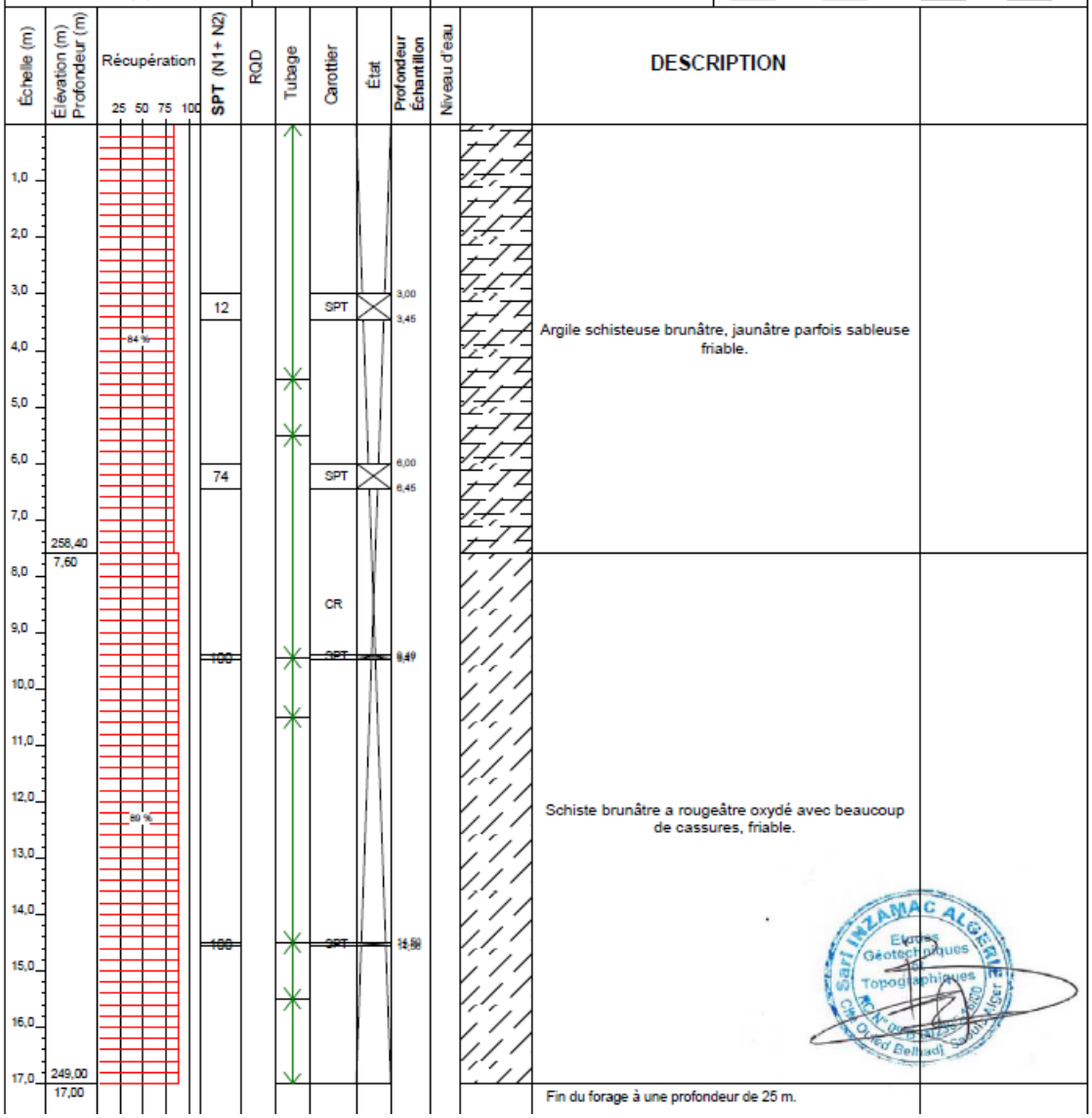
Client : Groupement ONE **Endroit : 23+440**

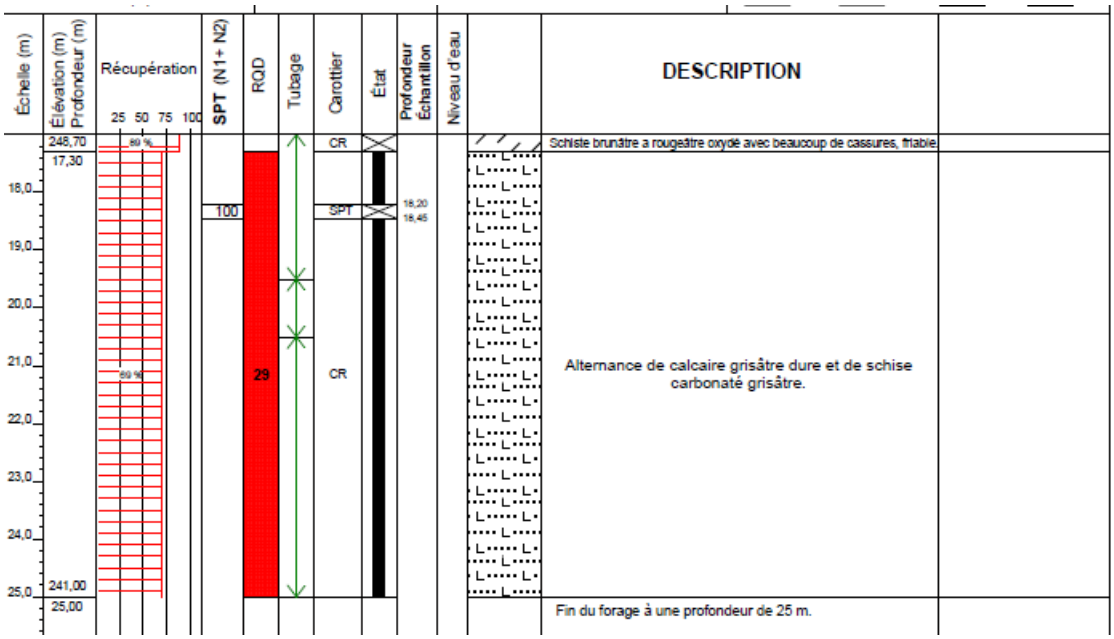
Date début : 29/06/2016
Date fin : 30/06/2016
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 577248
Y : 4052863
Z : 266

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche







Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 04/07
Profondeur : 11.60 à 15.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 05/07
Profondeur : 15.50 à 19.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 06/07
Profondeur : 19.50 à 23.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 3.45 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 02/07
Profondeur : 3.45 à 7.60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-119

Caisse n° : 03/07
Profondeur : 7.60 à 11.60 m

INZAMAC ALGERIE

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLT-14-015

Sondage : SC-119 PK23+440
Profondeur : 19.80 - 21.10 m
Date Essai : 02/11/2016
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant							
Poids total humide (g)							
Poids total sec (g)							
Poids de la tare (g)							
Poids d'eau							
Poids du sol sec (g)							
Teneur en eau (%)							

Weau (%)	

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	604,3					
Poids total avec paraffine (g)	612.1					
Poids total dans l'eau (g)	377.5					
Volume brute (cm³)	234,60					
Volume de la paraffine (cm³)	8,86					
Volume net (cm³)	225,74					
Masse volumique (g/cm³)	2,68					

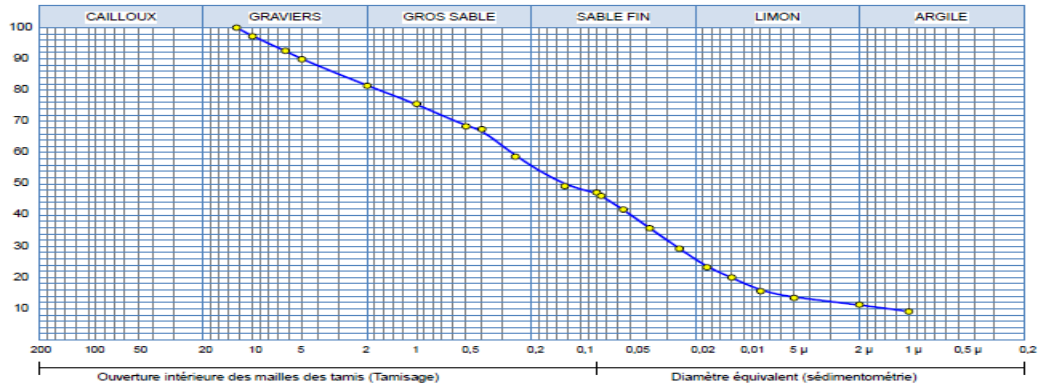
γ_h (g/cm³)	2,68
γ_d (g/cm³)	
Sr (%)	

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-119 PK23+440
Profondeur : 03.00 - 03.45
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 28/10/2016



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
12,50	100,00	75,00 µm	46,13
10,00	97,24	55,00 µm	41,78
6,30	92,59	38,00 µm	35,79
5,00	89,89	25,00 µm	29,26
2,00	81,40	17,00 µm	23,27
1,00	75,61	12,00 µm	20,01
0,50	68,41	8,00 µm	15,65
0,40	67,50	5,00 µm	13,48
0,25	58,70	2,00 µm	11,30
0,13	49,26	1,00 µm	9,12
0,08	47,22		

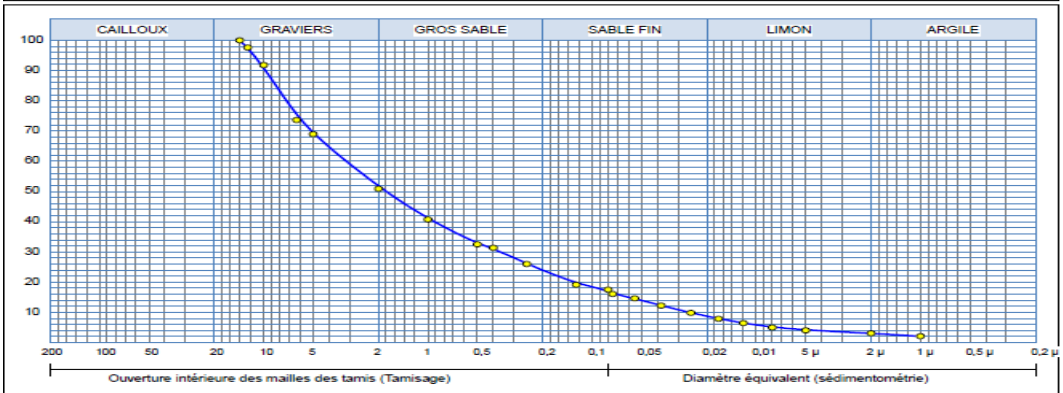
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	47,22 %	31 %	22 %	9 %	SA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-119 PK23+440
Profondeur : 06.00 - 06.45
Matériaux :
Provenance :
Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
14,00	100,00	75,00 µm	16,08
12,50	97,62	55,00 µm	14,63
10,00	91,81	38,00 µm	12,22
6,30	73,63	25,00 µm	9,81
5,00	68,98	17,00 µm	7,89
2,00	50,90	12,00 µm	6,44
1,00	40,75	8,00 µm	5,00
0,50	32,50	5,00 µm	4,04
0,40	31,35	2,00 µm	3,07
0,25	26,01	1,00 µm	2,11
0,13	19,15		
0,08	17,52		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	17,52 %	28 %	23 %	5 %	GL

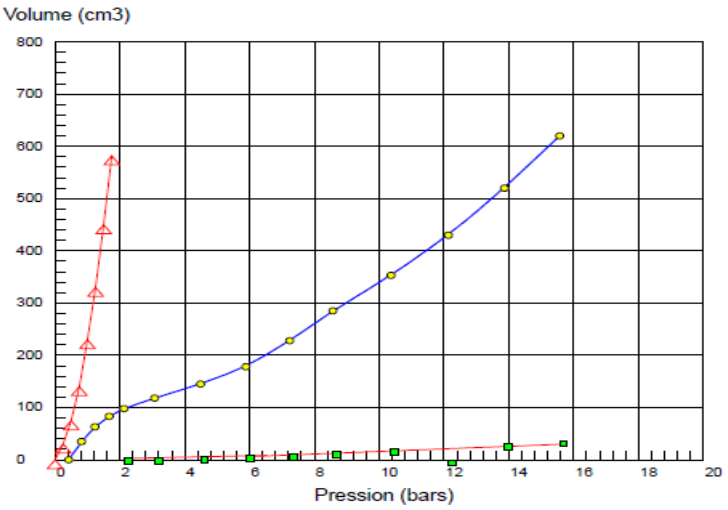
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-119
Profondeur Essai : 5 m
Coordonnées GPS :
X : 577248 Z : 266
Y : 4052863

Date essai : 03/06/2016
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 84,16 bars
Pression limite : PL = 15,57 bars
Pression de fluage : Pf = 7,48 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

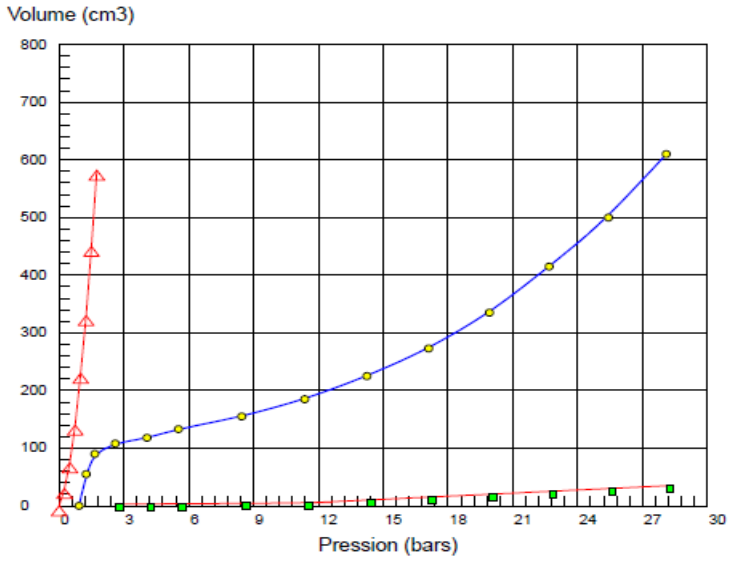
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-119
Profondeur Essai : 10 m
Coordonnées GPS :
X : 577248 Z : 266
Y : 4052863

Date essai : 03/06/2016
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 206,47 bars
Pression limite : PL = 28,28 bars
Pression de fluage : Pf = 11,62 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

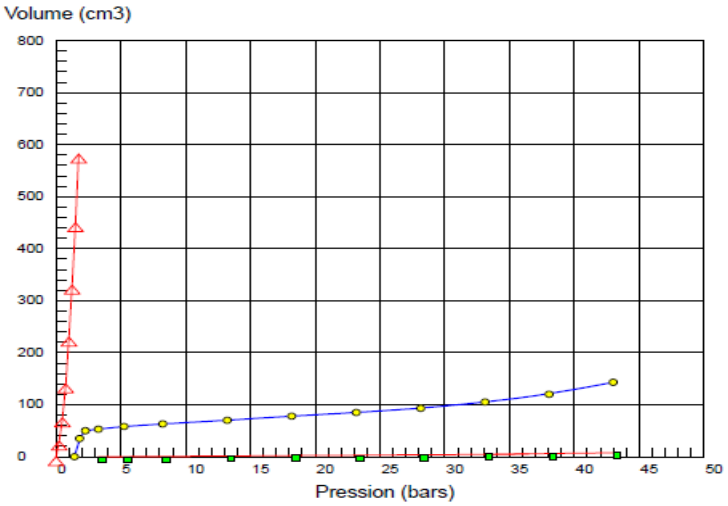
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-119
Profondeur Essai : 15 m
Coordonnées GPS :
X : 577248 Z : 266
Y : 4052863

Date essai : 04/06/2016
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 937,37 bars
Pression limite : PL = 54,89 bars
Pression de fluage : Pf = 33,11 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

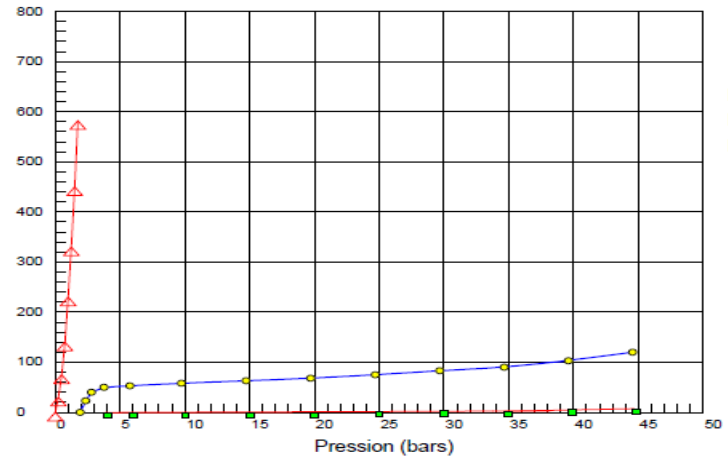
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-119
Profondeur Essai : 20 m
Coordonnées GPS :
X : 577248 Z : 266
Y : 4052863

Date essai : 04/06/2016
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 1242,40 bars
Pression limite : PL = 61,77 bars
Pression de fluage : Pf = 35,31 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

	DETERMINATION DE LA VALEUR AU BLEU *Selon les normes* EN 933-9 et NF P 94-068	**Sols** **Référence de l'échantillon** SU-0670-AG15

N° Sondage : SC-119 PK23+440	**Profondeur :** 06,00 m-06,45 m	**Référence matériels**
Date de l'essai : 27/10/2016	**Date du prélèvement :** ***	**Appareil :** ET01 **Balance :** BAL03
Client : GROUPEMENT ONE	**Prélevé par : Inzamac**	
Projet : Pénétrante de Tizi -Ouzou		

1) CAS D'UN SABLE OU D'UNE GRAVE (Norme EN 933-9) (Norme XP P 18-540) :	
M_1 : Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/2mm en (grs)	M_1 =
V_1 : Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml)	V_1 =
Valeur au bleu MB, exprimée en grammes de colorant par Kg de grains de la fraction 0/2mm.	**MB** = $10 \times (V_1/M_1)$ =
Valeur au bleu VB 0/D, exprimée en grammes de colorant par Kg de grains de fraction 0/2mm. (*)	**VB (0/D)** = $(10 \times C \times V_1)/M_1$ = C : étant la proportion de la fraction 0/2 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

(*) : **Cas d'un sable pour béton ou d'une grave 0/D.**

2) CAS D'UN SOL OU D'UN MATERIAU ROCHEUX (Norme NF P 94-068)	
Mo : Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/5mm en (grs)	**Mo = 40**
V : Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml)	**V = 15**
B : Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l).	**B** = V × 0.01 = **0,15**
VBS : exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec. (Matériau avec Dmax ≤ 5mm)	**VBS =** 100 × B/Mo = **0,375**
VBS : exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec. (matériau avec Dmax ≥ 5mm)	**VBS =** (C × 100 × B)/Mo = **0,26** c : étant la proportion de la fraction 0/5 dans le sol

Essai réalisé par :	*Signature :*	*Vérifié et approuvé par :*	*Signature & cachet :*
Z.CHERIF		**Nom : SOFIANE.** **Prénom : ZEGGAGH.**	SARL INZAMAC ALGERIE Chef de Dept Laboratoire S. ZEGGAGH

	DETERMINATION DE LA VALEUR AU BLEU *Selon les normes* EN 933-9 et NF P 94-068	**Sols** **Référence de l'échantillon** SU-0669-AG15

N° Sondage : SC-119 PK23+440	**Profondeur :** 03,00 m-03,45 m	**Référence matériels**
Date de l'essai : 27/10/2016	**Date du prélèvement :** ***	**Appareil :** ET01 **Balance :** BAL03
Client : GROUPEMENT ONE	**Prélevé par : Inzamac**	
Projet : Pénétrante de Tizi -Ouzou		

1) CAS D'UN SABLE OU D'UNE GRAVE (Norme EN 933-9) (Norme XP P 18-540) :	
M_1 : Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/2mm en (grs)	M_1 =
V_1 : Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml)	V_1 =
Valeur au bleu MB, exprimée en grammes de colorant par Kg de grains de la fraction 0/2mm.	**MB** = $10 \times (V_1/M_1)$ =
Valeur au bleu VB 0/D, exprimée en grammes de colorant par Kg de grains de fraction 0/2mm. (*)	**VB (0/D)** = $(10 \times C \times V_1)/M_1$ = C : étant la proportion de la fraction 0/2 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

(*) : **Cas d'un sable pour béton ou d'une grave 0/D.**

2) CAS D'UN SOL OU D'UN MATERIAU ROCHEUX (Norme NF P 94-068)	
Mo : Masse sèche de la prise d'essai de la fraction 0/5mm en (grs)	**Mo = 40**
V : Quantité totale de la solution de colorant ajoutée (ml)	**V = 20**
B : Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l).	**B** = V × 0.01 = **0,20**
VBS : exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec. (Matériau avec Dmax ≤ 5mm)	**VBS =** 100 × B/Mo = **0,50**
VBS : exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec. (matériau avec Dmax ≥ 5mm)	**VBS =** (C × 100 × B)/Mo = **0,45** c : étant la proportion de la fraction 0/5 dans le sol

Essai réalisé par :	*Signature :*	*Vérifié et approuvé par :*	*Signature & cachet :*
Z.CHERIF		**Nom : SOFIANE.** **Prénom : ZEGGAGH.**	SARL INZAMAC ALGERIE Chef de Dept Laboratoire

Sondage SC-118:

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-118

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou — **Dossier N° : GL0-10-014**

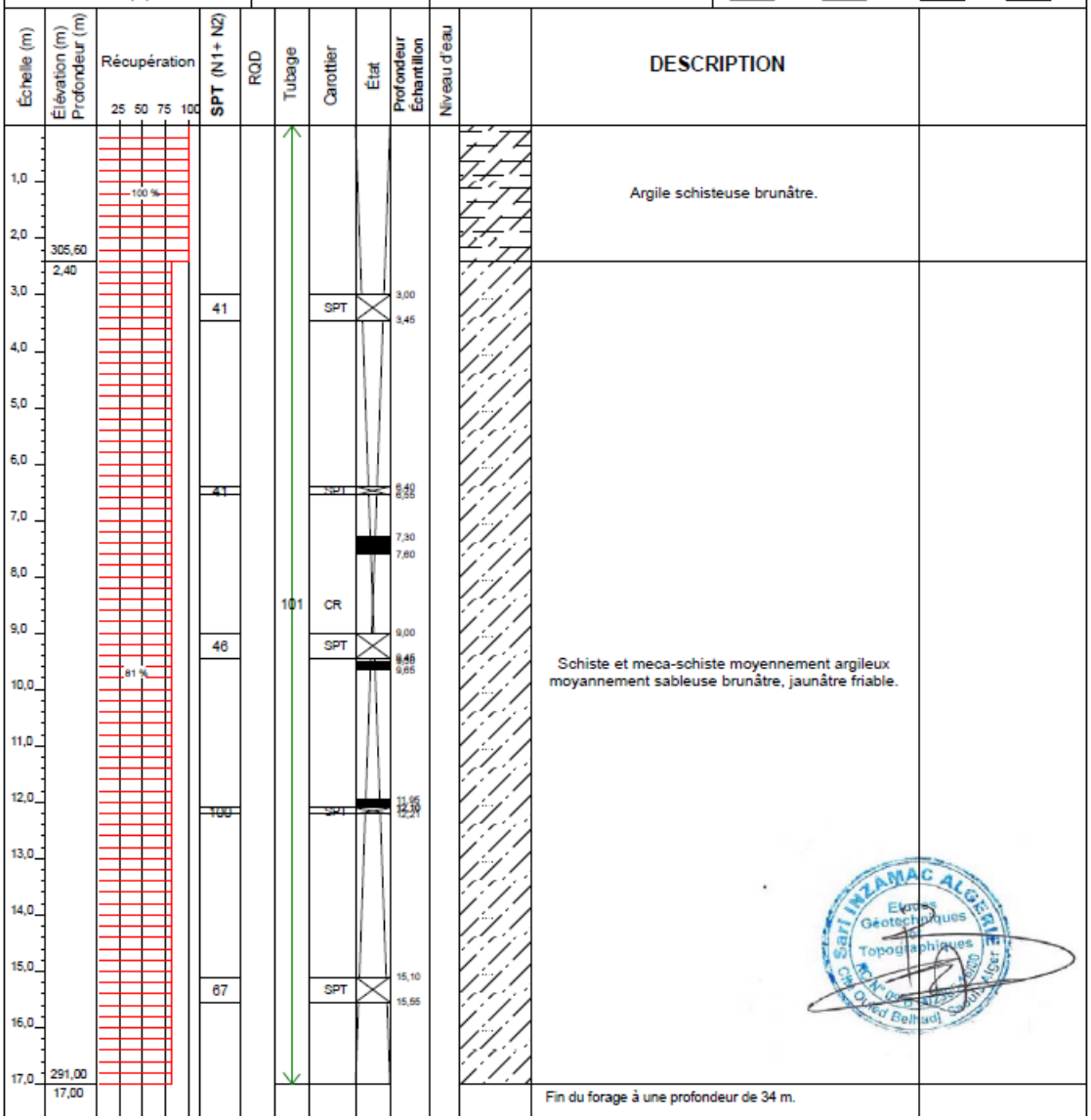
Client : Groupement ONE — **Endroit : 23+300**

Date début : 07/06/2016
Date fin : 15/06/2016
Profondeur forée (m) : 34
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 577080
Y : 4052861
Z : 308

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur 4x4

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche





Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 01/11
Profondeur : 0,00 à 2.40 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 02/11
Profondeur : 2.40 à 5.10 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 03/11
Profondeur : 5.10 à 7.90 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 07/11
Profondeur : 18.60 à 21.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 08/11
Profondeur : 21.50 à 25.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 09/11
Profondeur : 25,00 à 28.30 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 04/11
Profondeur : 7.90 à 10.80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 05/11
Profondeur : 10.80 à 14.60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-118

Caisse n° : 06/11
Profondeur : 14.60 à 18.30 m

ALGERIE INZAMAC

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLT-14-015

Sondage : SC-118
Profondeur : 07,30- 07,60 m
Date Essai : 26/01/2017
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						
Weau (%)						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	394.97					
Poids total avec paraffine (g)	404.09					
Poids total dans l'eau (g)	197.5					
Volume brute (cm³)	206,59					
Volume de la paraffine (cm³)	10,36					
Volume net (cm³)	196,23					
Masse volumique (g/cm³)	2,01					
γ_h (g/cm³)	2,01					
γ_d (g/cm³)						
Sr (%)						

N° de sondage : SC-121	**N° échantillon :**	**REFERENCE MATERIEL**
Date de prélèvement : **	**Profondeur :** 13,85-14,03	**Etuve :** *ET03*
Client : *Groupement ONE*	**Date de l'essai :** 19/12/2016	**Balance :** *BAL03*
Projet : *Pénétrante de Tizi-Ouzou*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	83,0	85,0	2,39	/	/	4,76
2								

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	156,0	2,69	/	/	12,74
2								

N° échantillon : SC-118	**N° de sondage :**	**REFERENCE MATERIEL**
Date de prélèvement : **	**Profondeur :** 24,50 m-25,00 m	**Etuve :** *ET03*
Client : *Groupement ONE*	**Date de l'essai :** 20/12/2016	**Balance :** *BAL03*
Projet : *Pénétrante de Tizi-Ouzou*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γd (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	156,0	2,76	/	/	34,36
2								

Sondage SC-118:

Sondage **PK-23:**

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-PK23-01

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou **Dossier N° : GLX-17-076**

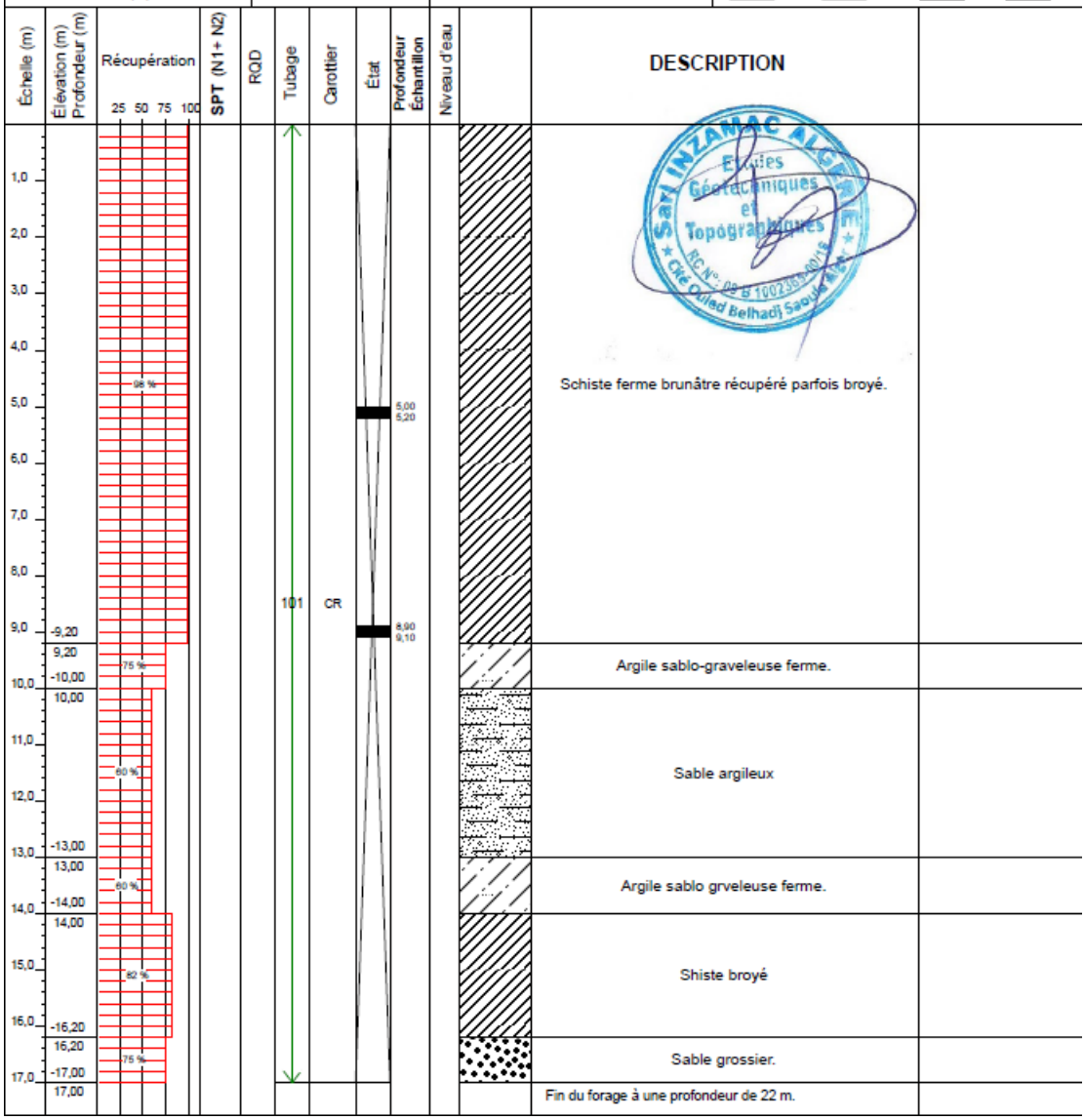
Client : Groupement ONE **Endroit : PK-23**

Date début : 14/05/2019
Date fin : 16/05/2019
Profondeur forée (m) : 22
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 576994
Y : 4052828
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 400L

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche





Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 07/08
Profondeur : 17,00 à 19.40 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 08/08
Profondeur : 19.40 à 22.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 04/08
Profondeur : 7.50 à 10.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 05/08
Profondeur : 10,00 à 14.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 06/08
Profondeur : 14,00 à 17.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 01/08
Profondeur : 0,00 à 2.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 02/08
Profondeur : 2.50 à 5.00 m





Client : Groupement ONE

Projet : **EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU**

Sondage : INC-PK23-01

Caisse n° : 03/08
Profondeur : 5,00 à 7.50 m

Sondage **SC-121** **:**

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-121

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou **Dossier N° : GL0-10-014**

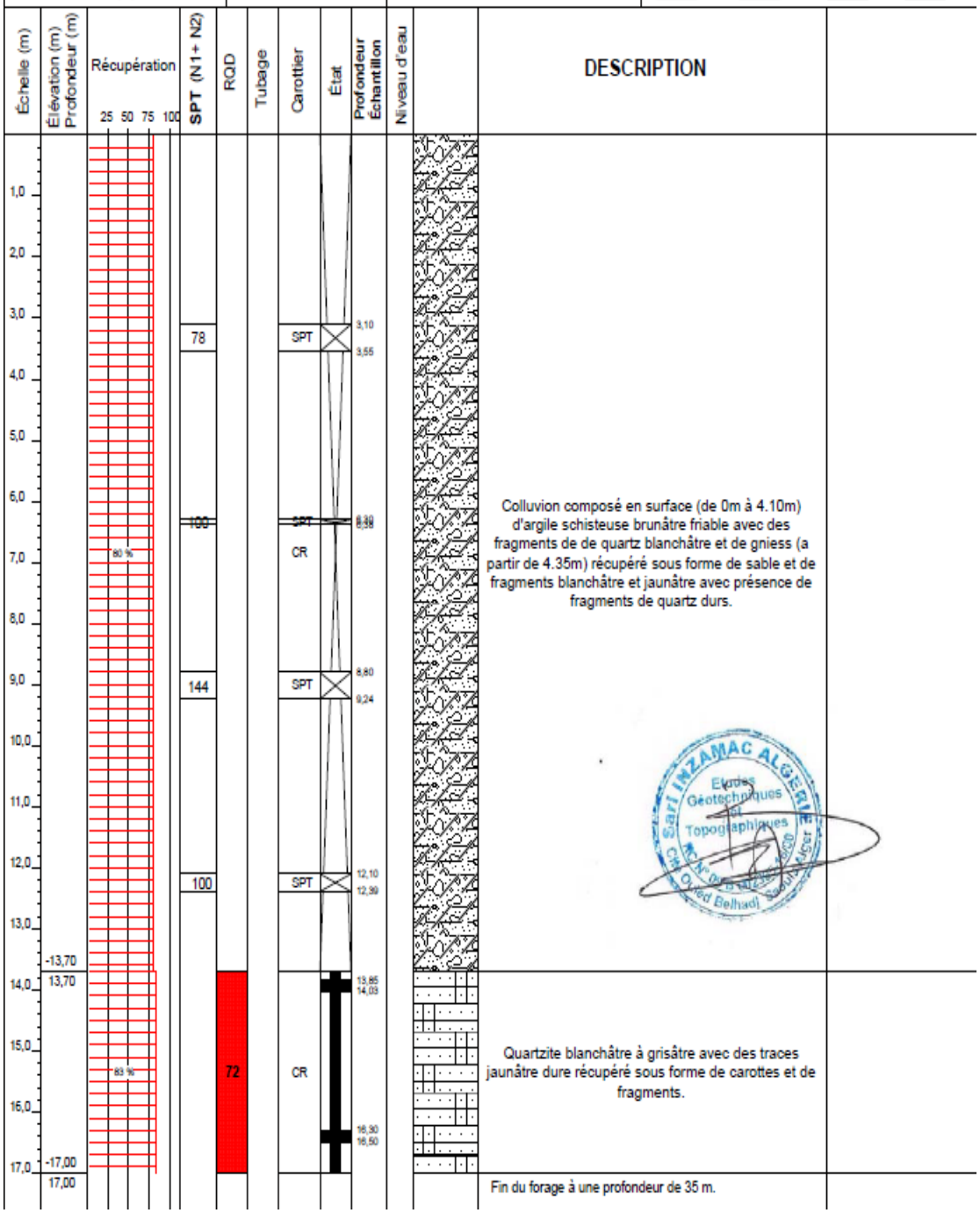
Client : Groupement ONE **Endroit : 23+540**

Date début : 02/02/2016
Date fin : 04/02/2016
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 577180
Y : 4052723
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur camion 4X4

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche



DESCRIPTION

Colluvion composé en surface (de 0m à 4.10m) d'argile schisteuse brunâtre friable avec des fragments de de quartz blanchâtre et de gniess (a partir de 4.35m) récupéré sous forme de sable et de fragments blanchâtre et jaunâtre avec présence de fragments de quartz durs.

Quartzite blanchâtre à grisâtre avec des traces jaunâtre dure récupéré sous forme de carottes et de fragments.

Fin du forage à une profondeur de 35 m.

Sondage : SC-121

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou — **Dossier N° : GL0-10-014**

Client : Groupement ONE — **Endroit : 23+540**

Date début : 02/02/2016
Date fin : 04/02/2016
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :577180
Y :4052723
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur camion 4X4

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
18,0				72						
19,0		83 %				CR				Quartzite blanchâtre à grisâtre avec des traces jaunâtre dure récupéré sous forme de carottes et de fragments.
20,0										
21,0										
	-21,60							21,25 21,45		
22,0	21,60									
23,0		75 %				CR				Meca-schiste avec inter-lits de grés fracturé grisâtre avec des traces d'oxydations rougeâtre.
24,0	-24,00									
	24,00									
25,0		90 %				CR				Schiste grisâtre altéré récupéré sous forme de fragments.
	-25,30									
	25,30	85 %				CR				Passge formé de par un grés a interlits d'argile.
26,0	25,70									
27,0								26,95 27,12		
28,0										
29,0										
30,0		84 %		44		CR				Quartzite blanchâtre à grisâtre trés dure récupéré sous forme de carottes avec des passages de grés mécacé dure entre (32.20 et 32.60m / 32.80 et 33.10m / 34.70 et 35.00m)
31,0								30,40 30,70		
32,0										
33,0								33,10 33,25		
34,0	-34,00									
	34,00									Fin du forage à une profondeur de 35 m.

Sarl IMZAMAC ALGERIE — Etudes Géotechniques et Topographiques — Cité N° Ouled Belhadj



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 01/12
Profondeur : 0,00 à 2.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 02/12
Profondeur : 2.50 à 5.60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 03/12
Profondeur : 5.60 à 8.80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 04/12
Profondeur : 8.80 à 12.90 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 05/12
Profondeur : 12.90 à 15.60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 06/12
Profondeur : 15.60 à 18.20 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-C:\Users\admin\Downloads\DOSSIER L.T.P EST.zip: L'archive est endommagée ou son format est inconnuBouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 07/12
Profondeur : 18.20 à 21.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 08/12
Profondeur : 21,00 à 24.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 09/12
Profondeur : 24,00 à 26.80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 10/12
Profondeur : 26,80 à 29.50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 11/12
Profondeur : 29.50 à 32.20 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-121

Caisse n° : 12/12
Profondeur : 32.20 à 35.00 m

Annexe B

Matériau	État	Densité humide apparente t/m^3
Sol	Peu dense	$\gamma h \leq 1.6$
	Dense	$1.6 < \gamma h \leq 1.8$
	Très dense	$1.8 < \gamma h$
Roche	Roche tendre	$1.9 < \gamma h \leq 2.3$
	Moyennement dense	$2.3 < \gamma h < 2.6$
	Dense	$2.6 \leq \gamma h$

Figure : Ordre de grandeur des densités apparentes.

Tableau : Classification des environnements agressifs (norme NF P 18-011)

Agressivité des sols en fonction de la teneur en $\%SO4^{-2}$	Environnement	Symbole	Mesures de protection
< 0.24	Nulle	A0	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèque
0.24 - 0.6	Faiblement agressif	A1	
0.6 – 1.2	Moyennement agressif	A2	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, cure adjuvants).
1.2 – 2.4	Fortement agressif	A3	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, cure adjuvants).
>2.4	Très fortement agressif	A4	Nécessité d'une protection externe (enduit, peintures) ou interne (imprégnation).

Classes	Valeurs de résistance en compression uniaxiale δc	Termes descriptifs de raideur
RC1	$\delta c > 200$ MPa	Résistance extrêmement élevée
RC2	100 MPa $< \delta c <$ 200 MPa	Résistance très élevée
RC3	50 MPa $< \delta c <$ 100 MPa	Résistance élevée
RC4	25 MPa $< \delta c <$ 50 MPa	Résistance moyenne
RC5	5 MPa $< \delta c <$ 25 MPa	Résistance faible
RC6	1 MPa $< \delta c <$ 5 MPa	Résistance très faible
RC7	$\delta c <$ 1 MPa	Résistance extrêmement faible

Figure : Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

Classes de sol		I_c	p_l* (MPa)	q_c (MPa)	$(N_{1,60})$	c_u (kPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	0,0 – 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 – 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		$75 \leq c_u < 150$
	Raides	0,75 – 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		$150 \leq c_u < 300$
	Très raides	> 1,00	≥ 2	≥ 4,0		$300 \leq c_u$
Sols intermédiaires ***(sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)***	Classement à réaliser selon les indications des figures B.2.1 à B.2.4					
Sables et graves	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses		1 à 2	10 à 20	25 à 42	
	Très denses		> 2	> 20	42 à 58	
Craies	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à 3	5 à 15		
	Saines		≥ 3	≥15		
Marne et calcaire marneux	Tendres		< 1	< 5		
	Raides		1 à 4	5 à 15		
	Très raides		> 4	>15		
Rocher	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		> 4			

Figure : Classement des sols selon différents critères

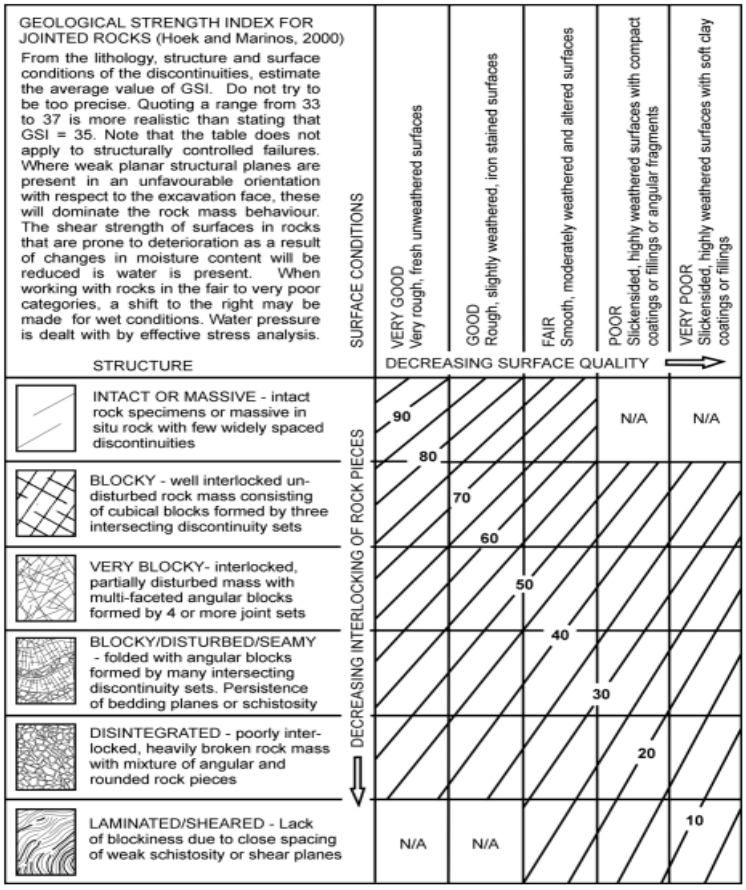


Figure: Characterization of rock masses on the basis of interlocking and joint alteration.

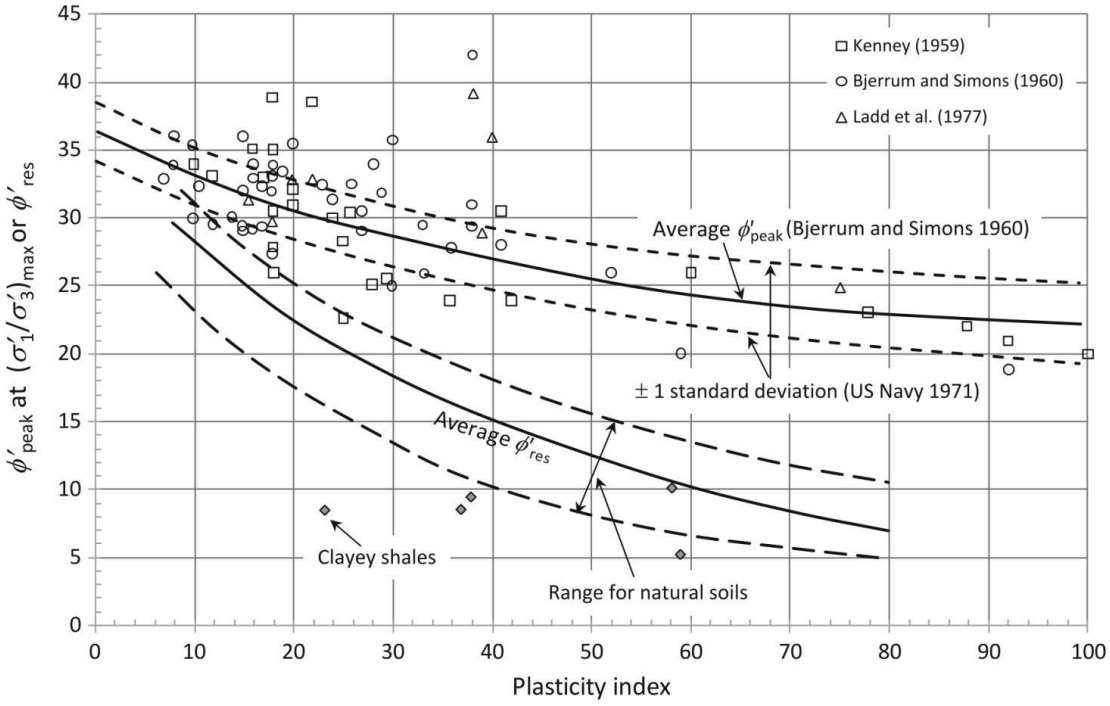


Figure : Relation entre indice de plasticité et l'angle de frottement

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				← Greywacke → (18)		
	Non-Clastic	Organic		← Chalk → 7		
				← Coal → (8-21)		
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrire 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Figure : Valeurs types du constant mi

c_u	Clay type	References
$(p_l-p_o)/k$	$k = 2$ to 5	Menard (1957)
$(p_l-p_o)/5.5$	Soft to firm clays	Cassan (1972) and Amar and Jézéquel (1972)
$(p_l-p_o)/8$	Firm to stiff clays	
$(p_l-p_o)/15$	Stiff to very stiff clays	
$(p_l-p_o)/6.8$	Stiff clays	Marsland and Randolph (1977)
$(p_l-p_o)/5.1$	All clays	Lukas and LeClerc de Bussy (1976)
$(p_l-p_o)/10+25$		Amar and Jézéquel (1972)
$(p_l-p_o)/10$	Stiff clays	Martin and Drahos (1986)
$p_l/10+25$	Soft and stiff clay	Johnson (1986)

Figure : Relation entre Pl et Cu

Annexe C

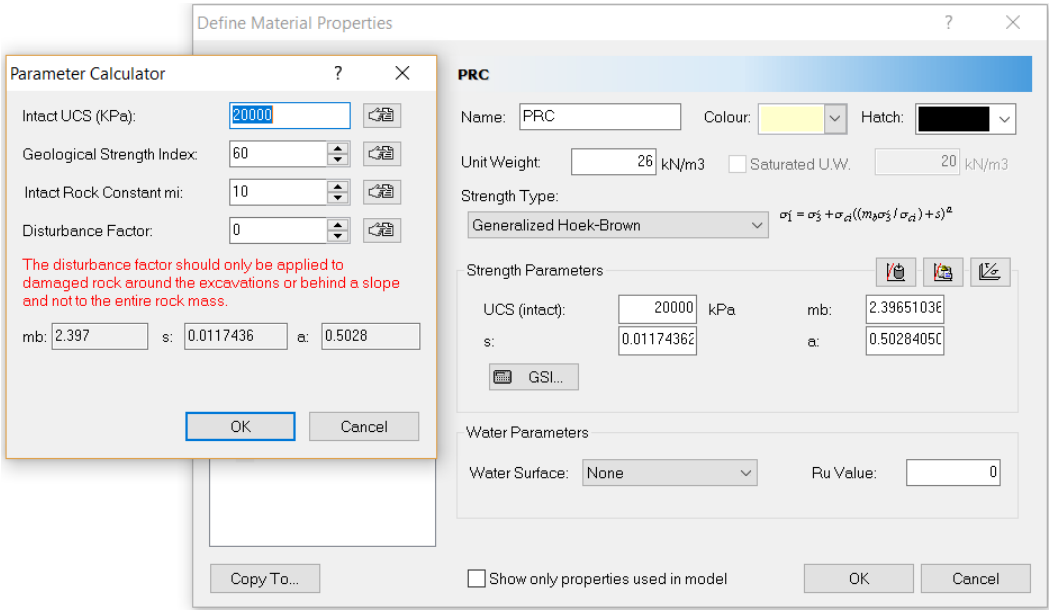


Figure : Enveloppe de Hooke Brown généralisé pour les unités de PRC

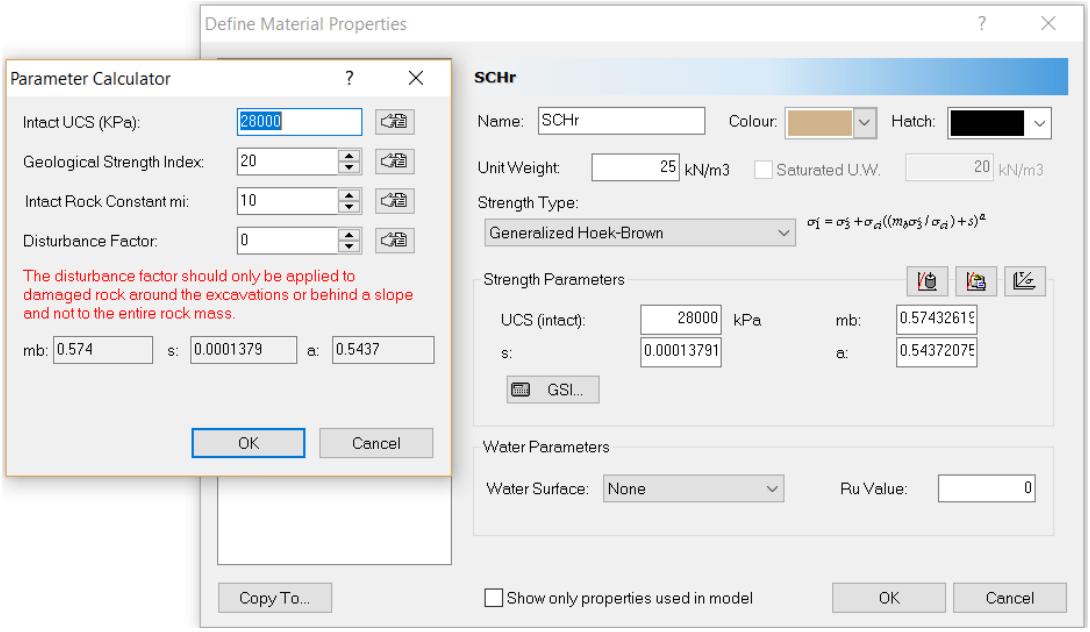


Figure : Enveloppe de Hooke Brown généralisé pour les unités de PRC

• **Installations et infrastructures de distribution publique de gaz en moyenne et basse pression :** les réseaux, conduites et canalisations de distribution, stations et installations de conditionnement et de stockage, ainsi que les postes de détente, dont la pression absolue est inférieure ou égale à dix-sept (17) bars.

• **Exploitant :** la personne morale ou physique qui exploite l'ouvrage concerné par les travaux projetés.

• **Responsable des travaux :** la personne chargée pour le compte d'une personne morale ou physique d'exécuter des travaux situés à proximité des installations et infrastructures électriques et gazières.

3. INSTALLATIONS ET INFRASTRUCTURES GAZ :

a) Installations et infrastructures de distribution publique de gaz haute pression (HP) situées hors des agglomérations :

• une distance de vingt (20) mètres pour tous travaux de terrassement ou fouilles n'excédant pas une profondeur de cinq (5) mètres ;

• une distance de quarante (40) mètres pour tous travaux de fouilles excédant une profondeur de plus de cinq (5) mètres notamment ceux susceptibles de transmettre des vibrations aux installations et infrastructures de gaz concernées ;

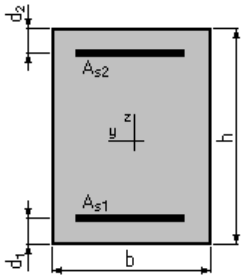
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 20,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (cm)
d_1 = 2,5 (cm)
d_2 = 2,5 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	18,51	-9,20
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 2,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 1,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 1,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,24 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 18,51 (kN*m)** **M_{min} = -9,20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 16,9 (cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 0,89	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)