



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE ou INSTITUT : Faculté de Génie Civil et d'Architecture

DEPARTEMENT : Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : BENSAHA Abderrazak & DJEKAOUA Mohamed

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNIQUES

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SOL COMPACTE A FAIBLE TENEUR EN EAU

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	qualité
Mr.GUEDDOUDA M. Kamel	Professeur	Président
Mr.ALLOUI Yousri	Chef unité LTPS (Laghouat)	Examineur 1
Mr.GOUAL Idriss	Professeur	Rapporteur
Mr.AMIEUR Abdenacer	Directeur technique LTPS (Ghardaïa)	Co- rapporteur
Mr.CHENINE Brahime	Directeur D.T.P (Laghouat)	Invité.

Promotion : Juin – 2018

تشكرات

قبل كل شيء نشكر الله الذي هدانا لهذا ووفقنا لانجاز هذا العمل .

الشكر الحار الى كل من المؤطر البروفيسور : قوال إدريس
و المؤطر المساعد المدير التقني لمخبر الاشغال العمومية
للجنوب بغرداية السيد: حمير عبد الناصر.

نشكر الاستاذ: قدودة محمد كمال رئيس لجنة المناقشة .

كما نشكر مدير وحدة مخبر الاشغال العمومية للجنوب فرع
الانواط السيد: علوي يسري .

نشكر كل عمال مخبر الاشغال العمومية للجنوب بغرداية .

نشكر كل اساتذة قسم الهندسة المدنية لجامعة عمار ثليجي
الانواط.

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

بدنا محمد صلى الله عليه وآله وأصحابه اجمعين

٢

٢

الجهد المتواضع
يرا في — ي

همينة (رحمها الله) التي
ان يدخلها فسيح جناته.

كت فراغا

الذي كان لي نعم المعين والقُدوة .

سهرت على تربيتي ورعايتي .

زينة على قلبي التي ك
في جميع اطوار حياتي (ا لية
— ماء ")

موا معي اعباء الحياة
او مرها / عبدالله, احمد,
لهادي.

—: / جقاوة , داوداوة , عبدي , مقدم ,

لى بن

—, الحاج قويدر ير قوما ر , اني الى , في الدراسة.

قائي و أحبائي

لة : / بن ساحة , ار , ارب .

بن ساحة عبدالرزاق

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

والصلاة والسلام على اشرف المرسلين سيدنا محمد
صلى الله عليه وسلم

اهدي ثمرة هذا الجهد المتواضع الى روح ابي الطيبة رحمه
الله واسكنه فسيح جنانه.

الى امي الغالية اطل الله في عمرها وأنار درب طريقها
في الحياة.

الى اخواتي سمية ومريم حفظهم الله.

الى اخوتي ابوبكر وعمر العيد وعثمان حفظهم الله.

الى رفاق الدرب بن ساحة , داوداوة , عدي , مقدم ,
عمير.

الى كافة زملائي في الدراسة.

الى كل اصدقائي.

جقاوة محمد

ملخص

هذا العمل جزء من الإطار العام لتقييم المواد المحلية في منطقة الأغواط (جنوب الجزائر) ، لاستخدامها في هندسة الطرق. الهدف الرئيسي لهذه النظرية هو إمكانية ضغط التربة ذات المحتوى المائي المنخفض وحتى بالقرب من الصفر. في هذا السياق، تمت دراسة تجريبية على تربة مكونة من 80 ٪ من الطيف و 20 ٪ من الرمل الكلسي. في البداية تمت دراسة تأثير الدمك بمحتوى الماء المنخفض على خصائص الضغط والحمل. بعد ذلك، تم التطرق لقياس السلوك الميكانيكي ذي المحتوى المائي المنخفض، واختبارات الضغط البسيطة واختبارات القص (U.U) خلال نتائج هذه الدراسة، ثبت أن تركيبة تتكون من 80٪ من التوف و 20٪ من الرمل الكلسي، لها خصائص تحمل ومقاومة للضغط البسيط والقص شديد الاهتمام حتى مع قيم المحتوى في الماء ضعيف أو ضعيف جدا.

ABSTRACT

This work is part of the general framework for the valorisation of local materials in the Laghouat region (southern Algeria), for use in road engineering. The main objective of this thesis focuses on the possibility of compacting a soil with a low water content and even almost zero. In this context, an experimental study, carried out on a mixture of soil composed of 80% tuff and 20% of calcareous sand. Firstly, the effect of compaction with low water content on the compaction and bearing characteristics is studied. Secondly, the mechanical behaviour with low water content, through simple compression tests and U.U shear tests was measured. Through the results of this study, it has been proved that a formulation composed of 80% of tuff and 20% of calcareous sand, has characteristics of bearing and of resistance to the simple compression and the shear very interesting even with values of content in water weak or very weak.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de la valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat (sud algérien), en vue d'une utilisation en technique routière. L'objectif principal de ce mémoire est axé sur la possibilité de compacter un sol à une teneur en eau faible et même quasi nulle. Dans ce contexte, une étude expérimentale, réalisée sur un mélange de sol composé 80% de tuf et 20% de sable calcaire, porte en premier lieu sur l'effet de compactage à faible teneur en eau sur les caractéristiques de compactage et de portance. Et en deuxième lieu sur le comportement mécanique, à faible teneur en eau, via des essais de compression simple et des essais de cisaillement U.U.

A travers cette étude, on a prouvé qu'une formulation composée de 80% de tuf et 20% de sable calcaire, présente des caractéristiques de portance et de résistance à la compression simple et au cisaillement très intéressantes mêmes avec des valeurs de teneur en eau faibles ou très faibles.

REMERCIEMENTS

DEDICACES

RESUME

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE1

TABLE DES MATIERES

Chapitre I Synthèse bibliographique

1. INTRODUCTION.....	3
2. ETAT DE L'ART SUR LE COMPACTAGE DES SOLS	3
2.1. Définitions du compactage.....	3
2.2. Théorie de compactage	4
2.3. Méthodes de compactage.....	4
2.3.1. Compactage en laboratoire	4
2.3.2. Essai de compactage in-situ :.....	8
3. LE COMPACTAGE DES SOLS A FAIBLE TENEUR EN EAU	11
3.1. INTRODUCTION.....	11
3.2. Historique et quelques expériences.....	11
3.3. Exemples de recherches et d'expériences en Algérie.....	14
3.4. Variables de base dans le compactage à faible teneur en eau.....	15
3.4.1. La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau.....	16
3.4.2. Variation de la densité sèche en fonction de la profondeur de couche	17
3.4.3. Évolution de la densité sèche en fonction du nombre de passe	18
3.5. L'influence du compactage à faible teneur en eau sur le comportement des sols	19
3.5.1. La structure des sols.....	19
3.5.2 La perméabilité.....	19
3.5.3. Le gonflement et le retrait.....	19

3.5.4. La compressibilité.....	20
3.5.5. La résistance au cisaillement	20
4. LES TUFs EN TECHNIQUE ROUTIERE	20
4.1. Utilisation des tufs d'encroulements en corps de chaussée.....	21
4.2. Synthèse des spécifications géotechniques existantes.....	22
4.3. Performances des chaussées en tufs calcaires.....	25
4.4 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires.....	25

Chapitre II Caractéristiques et identification des matériaux

1. INTRODUCTION.....	27
2. CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES	27
2.1. Choix des matériaux.....	27
2.2. Essais de caractérisation et d'identification	28
2.2.1. Analyse granulométrique	28
2.2.2. Qualité des fines :.....	31
2.2.2.1. Limites d'Atterberg (normes NFP 94-051).....	31
2.2.2.2. Valeur du bleu de méthylène VBS (NF P 94-068)	32
2.2.3. L'équivalons de sable	33
2.2.4. Analyse minéralogique.....	35
2.2.4.1. Analyse chimique (Teneur en CaCO_3).....	35
2.2.4.2. Analyse au DRX.....	36
3. CONCLUSION.....	37

CHAPITRE III : Caractérisation mécanique d'un matériau compacté à faible teneur en eau

1. INTRODUCTION.....	39
2. ETUDE DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE.....	41
2.1 Essais de compactage « Proctor Modifié ».....	41
2.2. Essais de Portance.....	42

2.2.1. Indice Portant Immédiat(IPI).....	43
2.2.2. Essai CBR Immédiat	45
2.2.3. Indice CBR imbibé	48
2.2. Bilan des essais de compactage et de Portance.....	50
3. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE	51
3.1 Compression simple	52
3.2 Cisaillement directe	55
4. CONCLUSION.....	61
 CONCLUSION GENERALE	 63
REFERNCE BIBLIOGRAPHIAUE	65
ANNEXE	

Liste des figures

CHAPITRE I Synthèse bibliographique

Figure 01 : Courbes Proctor normal et modifié.....	6
Figure 2 : Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol	6
Figure 3 : Indice CBR pour les deux types de compactage, Normal et Modifié....	7
Figure 4 : Méthodes utilisés pour le Contrôle de compactage in-situ.....	9
Figure 5 : Compacteur à rouleau à chocs	13
Figure 6 : Courbe Proctor complète	16
Figure 7 : Variation de la densité en fonction de la profondeur	17
Figure 8: Taux de compactage d'un sable en fonction de nombre de passe pour une teneur en eau de 1 %	18
Figure 9 : Taux de compactage d'un sable en fonction de nombre de passe à une teneur en eau de 2 %	18
Figure 10 : Carte du réseau routier algérien	21
Figure 11 : Renforcement de la RN01 entre Tamanrasset - In Guezzam	22

CHAPITRE II Caractéristiques et identification des matériaux

Figure 1 : Provenance des matériaux.....	28
Figure 2: Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966), (b) fuseau de tuf 1 (0/40) et (c) fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).....	30

Figure 3 : Aperçu schématique de l'essai de détermination de la valeur de bleu de méthylène.....	33
Figure 4 : équipements utilisés d'essai d'équivalent de sable.....	34
Figure 5 : Diagrammes RX du tuf, sable calcaire et du mélange 80%Tuf+ 20% sable calcaire	36

CHAPITRE III : Caractérisation mécanique d'un matériau compacté à faible teneur en eau

Figure 1 : Organigramme de l'étude du comportement mécanique du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire compacté à faible teneur en eau	40
Figure 2 : Courbe Proctor de mélange en termes d'énergie de compactage	42
Figure 3 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai IPI en fonction de la teneur en eau pour les différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3	45
Figure 4 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai CBR immédiat en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifiée pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3	46
Figure 5 : Variation de la pression de poinçonnement en fonction de l'énergie de compactage des essais CBR immédiat pour le mélange préparé avec la teneur eau de 4%	46
Figure 6 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai CBR imbibé en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifiée pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3	50

Figure 7 : Variation de la pression de poinçonnement en fonction de l'énergie de compactage des essais CBR imbibé pour le mélange préparé avec la teneur eau de 4%	50
Figure 8 : Variation de la résistance de compression simple en fonction du degré de compactage	53
Figure 9 : Dispositif de l'essai de cisaillement direct	56
Figure 10 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 01	57
Figure 11 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 03	58
Figure 12 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 02	59
Figure 13 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale, pour les éprouvettes de la série 01 avec celles de la série 03 ...	60
Figure 15 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale, pour les éprouvettes de la série 02 avec celles de la série 03 ...	60

CHAPITRE I Synthèse bibliographique

Tableau 1 : Les techniques de compactage les plus courantes et les sols auxquels sont appliquées	10
Tableau 2 : Comparatif des différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires.....	24
Tableau 3 : Caractéristiques de la RN6 en Algérie (Améraoui, 2002).....	25
Tableau 4 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires.....	26

CHAPITRE II Caractéristiques et identification des matériaux

Tableau 1 : Récapitulatif des paramètres granulométriques des matériaux de base et du mélange.....	31
Tableau 2 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).....	32
Tableau 3 : Classification des matériaux étudiés selon l'abaque de Casagrande.....	32
Tableau 4 : Classification des sols selon la valeur de VBS (Colombier, 1988)...	33
Tableau 5 : Qualités des fines des matériaux	33
Tableau 6 : Spécification de ES pour la construction des chaussées.....	34
Tableaux 7 : résultat d'essai de L'équivalent de sable.....	35
Tableau 8 : Type de sol en fonction du pourcentage en CaCO_3	35
Tableau 9 : Résultats de l'analyse chimique.....	36
Tableau 10 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des matériaux étudiés.....	38

CHAPITRE III : Caractérisation mécanique d'un matériau compacté à faible teneur en eau

Tableau 1 : Valeurs des essais Proctor modifié.....	42
Tableau 2 : Résultats récapitulatifs des essais indice portant immédiat.....	44
Tableau 3 : Résultats récapitulatifs des essais CBR immédiats.....	47
Tableau 4 : Valeurs des essais Proctor modifié.....	48
Tableau 5 : Résultats récapitulatifs des essais CBR après immersion pendant 4 heures.....	49
Tableau 6 : Récapitule des caractéristiques de compactage et de portance du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire	51
Tableau 7 : Relation de la résistance en fonction de l'indice de compactage....	53
Tableau 8 : Relation de la résistance en fonction de l'indice de compactage.....	55
Tableau 9 : Caractéristiques mécaniques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire en fonction de l'énergie de compactage.....	61

INTRODUCTION GENERALE

La construction routière fait appel toujours à l'utilisation des matériaux naturels notamment pour les travaux de terrassement et parfois dans le corps de chaussée. Pour cela, la valorisation des matériaux locaux en géotechnique routière est devenue un thème d'actualité ; il s'agit de mieux maîtriser leur comportement et leur mise en œuvre dans diverses situations afin d'arriver à une caractérisation qui facilitera leur classification et leur utilisation par les ingénieurs et les techniciens du domaine routier.

La mise en œuvre de ces matériaux se fait souvent par malaxage et compactage à l'aide d'eau, il est à noter que la qualité des travaux de terrassement et de corps de chaussée dépend de grande part des matériaux utilisés et de leur qualité de compactage. Les propriétés mécaniques et hydrauliques de ces matériaux sont étroitement liées à leurs états de compactage.

Dans certaines régions de l'Algérie, notamment le grand sud, la disponibilité d'eau n'est pas évidente, voire même inexistante, ce qui pose des grands problèmes pour les gestionnaires des projets routiers dans ces régions.

Les solutions adoptées dans ces cas sont généralement le transport d'eau sur des centaines de kilomètres ou la réalisation des forages hydrauliques profonds qui ne sont pas toujours rentables. Ces solutions très coûteuses multiplient le coût du projet et influent sur sa durée de réalisation.

C'est dans ce contexte qu'une étude sur les techniques de compactage des sols à faibles teneur en eau s'impose et devienne une nécessité économique vu l'importance des problèmes posés par les ressources en eau des régions désertiques autant sur le plan économique, qu'en ce qui concerne les besoins de la population.

L'idée est de développer les techniques de compactage en étudiant les différents paramètres influençant sur le compactage et de projeter ces techniques sur les matériaux disponibles dans le sud Algérien et de vérifier leurs caractéristiques et comportements lorsqu'ils sont compactés à faibles teneurs en eau.

À l'appui de quelques rares résultats très limités, tirés de la littérature du sujet, on tente par un travail expérimental, de questionner est-il possible de compacter des sols à des teneurs en eau beaucoup plus faibles que l'optimum Proctor et d'obtenir tout de même des densités sèches aussi importantes sinon plus que celles qui correspondent à cet optimum ou au pire des densités intéressantes ?

C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux. En se basant sur les résultats des travaux réalisés par Goual 2012, porté sur la valorisation des tufs et les sables calcaires des stations de concassage de la région de Laghouat. Il a abouti à un mélange optimal composé de 80% de tuf et 20% de sable calcaire, qui présente des caractéristiques de portance et de résistance à la compression simple meilleures. Cette étude présente une extension de ces travaux. Il s'agit d'étudier le comportement mécanique de ce mélange optimal par compactage à faible teneur en eau.

L'étude est subdivisée en deux parties : La première est consacrée à une synthèse bibliographique et comporte un seul chapitre, consacré à un état de l'art sur le compactage des sols. La deuxième partie se rapporte à l'étude expérimentale. Comporte deux chapitres. Le chapitre II, présente une caractérisation physicomécanique et chimique des matériaux (tuf et sable calcaire). Le chapitre III, est consacré à l'étude du comportement mécanique du mélange de 80% de tuf et 20% de sable calcaire compacté à faible teneur en eau.

Enfin, Sur la base des résultats obtenus, une conclusion générale et des recommandations ont été proposées.

CHAPITRE I Synthèse bibliographique

1. INTRODUCTION	3
2. ETAT DE L'ART SUR LE COMPACTAGE DES SOLS	3
2.1. Définitions du compactage	3
2.2. Théorie de compactage	4
2.3. Méthodes de compactage	4
2.3.1. Compactage en laboratoire	4
2.3.2. Essai de compactage in-situ :	8
3. LE COMPACTAGE DES SOLS A FAIBLE TENEUR EN EAU	11
3.1. INTRODUCTION	11
3.2. Historique et quelques expériences	11
3.3. Exemples de recherches et d'expériences en Algérie	14
3.4. Variables de base dans le compactage à faible teneur en eau	15
3.4.1. La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau	16
3.4.2. Variation de la densité sèche en fonction de la profondeur de couche	17
3.4.3. Évolution de la densité sèche en fonction du nombre de passe	18
3.5. L'influence du compactage à faible teneur en eau sur le comportement des sols	19
3.5.1. La structure des sols	19
3.5.2 La perméabilité	19
3.5.3. Le gonflement et le retrait	19
3.5.4. La compressibilité	20
3.5.5. La résistance au cisaillement	20
4. LES TUFES EN TECHNIQUE ROUTIERE	20
4.1. Utilisation des tufs d'encroulements en corps de chaussée	21
4.2. Synthèse des spécifications géotechniques existantes	22
4.3. Performances des chaussées en tufs calcaires	25
4.4 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires	25

1. INTRODUCTION

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue.

On a donc rapidement envisagé d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante (ou portance).

Un grand nombre de procédés existent ; d'une part, les adjonctions de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), relativement chers, et d'autre part, les procédés de compactage mécaniques. C'est ce dernier groupe de procédés, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers, que ce chapitre est consacré.

A la fin de ce chapitre une partie concernant l'utilisation des tufs en technique routière est abordée.

2. ETAT DE L'ART SUR LE COMPACTAGE DES SOLS

2.1. Définitions du compactage

Compacter un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre, c'est réduire le volume des interstices de ces divers matériaux, et le compactage consiste surtout à produire un meilleur arrangement des grains les uns sur les autres (Arquie et Morel, 1988)

D'une manière générale, on entend par compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids spécifique apparent sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent. Cette densification n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences (Biarez, 1974).

Après le compactage, le sol acquiert :

- ✓ Une augmentation de la résistance au cisaillement,
- ✓ Une augmentation du potentiel de gonflement,

- ✓ Une augmentation de la densité,
- ✓ Une diminution du retrait,
- ✓ Une diminution de la perméabilité,
- ✓ Une diminution de la compressibilité.

2.2. Théorie de compactage

Le sol en place est probablement très compressible, très perméable et de faible consistance. Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d, l'amélioration des propriétés du sol en question. Ceci peut se faire par plusieurs méthodes :

- Procédé chimique : Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment Portland, Chaux, Asphalte, Chlorure de Calcium ou de Sodium, résidus de pâtes et papiers.
- Traitement thermique : Par chauffage du sol.
- Procédé électrique : En appliquant un courant électrique au sol.
- Procédé mécanique : Principalement par compactage et densification.
- Autres procédés : Par rabattement de nappe pour réduire les pressions interstitielles, ou pré charge et chargement temporaire pour réduire les tassements.

2.3. Méthodes de compactage

Plusieurs méthodes sont utilisées en laboratoire ou sur site, afin d'étudier l'effet de la teneur en eau, et l'énergie de compactage du sol et de la nature du sol sur le compactage et la densité du sol.

2.3.1. Compactage en laboratoire

Les études de laboratoire pratiquées, dans les laboratoires de géotechnique et de travaux publics en Algérie, pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

2.3.1.1. Essai Proctor (Essai de compactage)

Le compactage consiste en une densification des sols par application d'énergie mécanique dans le but d'améliorer les propriétés géotechniques des sols. Les principes du compactage ont été exposés dans les années 1930 par Proctor. Celui-ci a mis au point un essai de compactage normalisé, l'essai Proctor, et a démontré que le compactage dépend de trois facteurs : la teneur en eau, l'énergie de compactage, et le type de sol à compacter.

L'essai Proctor, pour un sol donné, pour un mode de compactage et une énergie de compactage donnés, permet de déterminer l'évolution de la masse volumique finale du sol sec en fonction de la teneur en eau.

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

On appelle «Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale, pour laquelle la densité sèche est maximale, et qui sépare la plage des teneurs en eau en deux domaines : le côté sec des teneurs inférieures à l'optimum et le côté humide des teneurs en eau supérieures.

On distingue deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes comme l'illustre, la figure 1 :

- La courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5 N.cm/cm³ qui constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai ;
- La courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25 N.cm/cm³ qui constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

Nous remarquons bien que les coordonnées de l'optimum des courbes varient en fonction de l'énergie appliquées, en se déplacent vers la gauche.

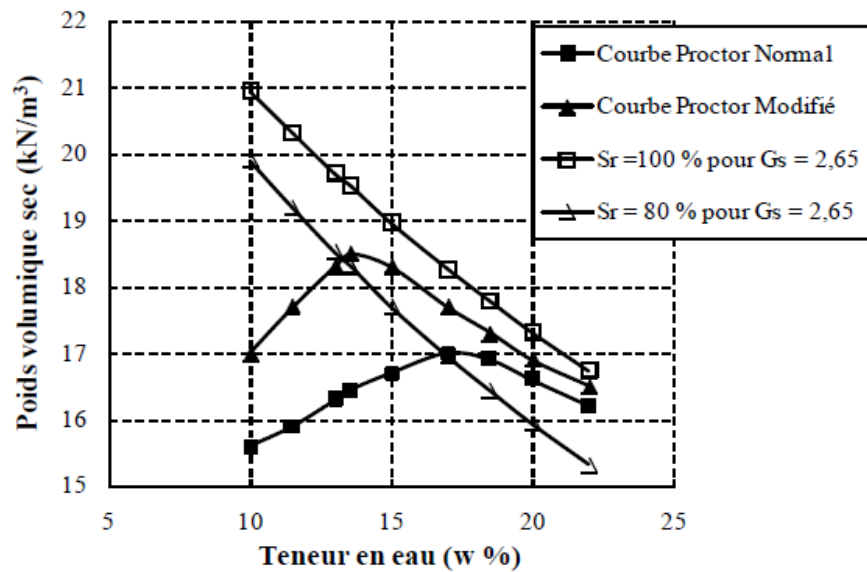


Figure 1 : Courbes Proctor normal et modifié

La figure 2 : montre que les caractéristiques a l'optimum dépendent fortement de la nature du sol (et notamment de sa limite de liquidité).

Remarquons que la teneur en eau optimale w_{opt} (%) augmente en fonction de la limite de liquidité w_L (%). Par contre, la masse volumique sèche maximale (γ_d max), diminuée pour les deux énergies de compactage (OPN, OPM).

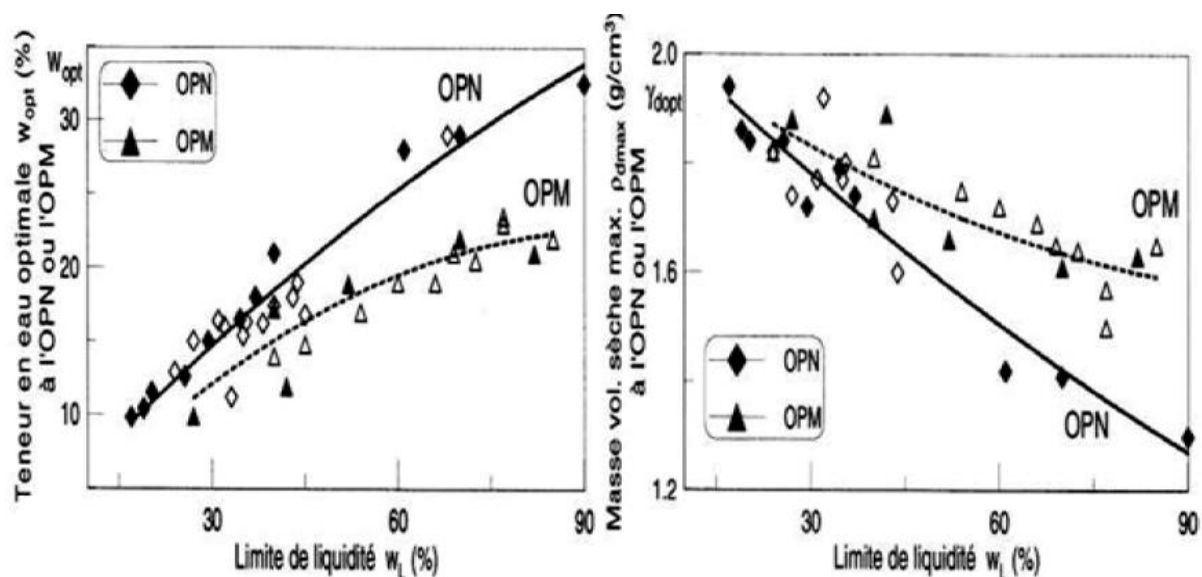


Figure 2 : Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol (Fleureau et al, 2002).

2.3.1.2. Essai d'indice portant immédiat

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).

L'établissement des courbes IPI-teneur en eau et CBR après immersion en eau permet de répondre à ces questions. Sur la figure 3, deux séries de courbes sont présentées. La première est la courbe de variation de l'Indice Portant Immédiat (IPI) en fonction de la teneur en eau : elle traduit l'évolution de la résistance au poinçonnement du sol pour les différents teneurs en eau considérées pour établir la «courbe Proctor » à l'énergie Proctor Normal. La seconde est la courbe CBR après quatre jours d'immersion en fonction de la teneur en eau. Elle traduit la modification de la résistance au poinçonnement de chacune des éprouvettes ayant servi à la détermination de la courbe IPI-teneur en eau après immersion pendant quatre jours.

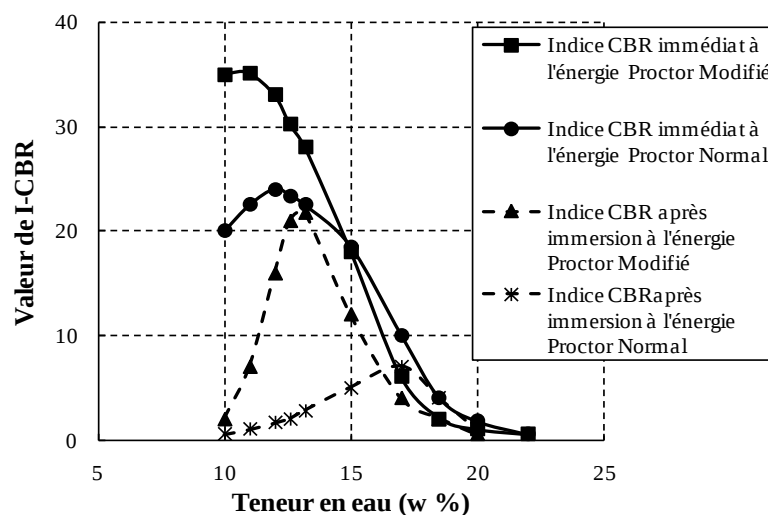


Figure 3 : Indice CBR pour les deux types de compactage, Normal et Modifié.

D'après ces courbes, la résistance au cisaillement maximale (valeur IPI) s'obtient pour des teneurs en eau et des densités inférieures à la teneur en eau à l'optimum Proctor et à la densité maximale.

Si le matériau vient à être imbibé, la chute des caractéristiques est d'autant plus grande que sa teneur en eau de mise en œuvre était faible. La teneur en eau et la densité qui conduisent, en cas d'imbibition, au meilleur compromis entre la chute de résistance et la résistance résiduelle, correspondent aux valeurs de la densité sèche maximale et à la teneur en eau optimale relative à l'énergie de compactage considérée. C'est la raison pour laquelle on cherche à se rapprocher de la teneur en eau optimum Proctor.

Si le matériau est à une teneur en eau sensiblement plus élevée que la teneur en eau optimale, la résistance au cisaillement après immersion ne sera pas sensiblement modifiée mais restera faible. Un remblai construit avec un tel matériau, à condition que sa stabilité globale soit assurée (pente de talus faible, vitesse de dissipation des pressions interstitielles supérieure à la vitesse de construction du remblai.....), n'évoluera plus même si une réimbibition se produit mais il aura posé des problèmes à l'exécution (mauvaise traficabilité des engins de transport, difficultés pour régler les plates-formes). En revanche, si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, le matériau aura une grande résistance pendant la réalisation, ce qui est intéressant pour la traficabilité des engins mais rend difficile le compactage (il sera toujours difficile d'atteindre 95% de la densité sèche maximum Proctor normal). Si le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation), la chute des caractéristiques sous l'effet des contraintes dues aux engins et au poids des terres risque d'être brutale et produire des réarrangements conduisant à des déformations inacceptables (Goual I., 2012).

2.3.2. Essai de compactage in-situ :

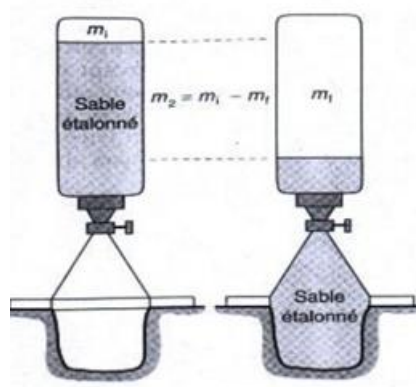
Le compactage du sol sur le site est réalisé sur la base des résultats obtenus en laboratoire. La densité du sol sur le site nécessite une comparaison claire de la densité sèche maximale atteinte en laboratoire.

La densité du sol peut être déterminée sur le site en utilisant les méthodes suivantes :

- ✓ Méthode de densitomètre à membrane.
- ✓ Méthode du cône de sable.
- ✓ Nucléomètre ou gamma densimètre (densité du sol et teneur en humidité).



Densitomètre à membrane



Méthode du cône de sable

Nucléomètre ou
gamma densimètre

Figure 4 : Méthodes utilisés pour le Contrôle de compactage in-situ

Le matériel de compactage en surface sera choisi, suivant les disponibilités, en fonction du type de sol à traiter et en fonction du but recherché. L'intensité du compactage doit bien sûr être adaptée aux sollicitations que le sol compacté devra subir en service. Le tableau ci-après met en relation les techniques les plus courantes et les sols auxquels elles sont le plus et le moins adaptées, ainsi que leurs applications.

Tableau 1 : Les techniques de compactage les plus courantes et les sols auxquels sont appliquées

Equipement	Modèle	Sols les plus indiqués	Application	Sols les moins indiqués
Rouleau lisse, vibrant ou non		Sables ou graviers bien gradués, concassé, asphalte	Pistes, sous-coffres	Sables à granulométrie uniforme
Rouleau à pneus		Sols grenus (grosiers) contenant un peu de fines.	Sous-coffre de pavement	Sol grossiers à granulométrie uniforme, cailloux
Rouleau à grille		Roche altérée, sols grossiers bien gradués.	Sous-coffre	Argiles, argiles limoneuses, sols à granulométrie uniforme.
Rouleau à pieds de moutons non vibrant.		Sols fins à plus de 20% de fines	Barrages, remblais, sous-coffres	Sols grossiers et caillouteux.
Rouleau à pieds de moutons vibrant.		Idem précédent, + mélanges sables-graviers	Couches de fondation	
Plaque vibrante		Sols grossiers à 4 à 8 % de fines	Petites surfaces	Argiles et limons
Dames, pilons		Tous	Endroits peu accessibles	
Rouleau à impact (modèles légers)		Sols humides à saturés		Sables et graviers secs

3. LE COMPACTAGE DES SOLS A FAIBLE TENEUR EN EAU

3.1. INTRODUCTION

La construction de routes et les ouvrages d'art nécessitent la préparation d'un certain nombre de matériaux nécessaires pour achever les travaux de construction, Parmi ces substances est la quantité d'eau.

L'eau est l'un des matériaux les plus utilisés, en particulier dans les travaux routiers.

Cette forte demande sur l'eau influe sur le déroulement et l'avancement des travaux, Surtout dans les zones désertiques (arides et semi-arides). Où il est difficile à l'eau et affecte également le coût du projet (forage, transport), Ajouter pour que l'eau est influencée par le climat, parce que l'eau s'évapore, surtout si s'installe à grandes distances.

À cette fin, une série de recherches et d'études ont été menées pour étudier l'effet de la pénurie d'eau sur le compactage du sol et le comportement du sol.

Ces études ont permis d'atteindre à compactage à sec, Le compactage à sec fournit une bonne solution environnementale et économique, en particulier dans les zones désertiques (arides et semi-arides).

3.2. Historique et quelques expériences

Une étude du comportement du sol à faible teneur en eau qui a débuté au début des années 1970. Cette recherche a porté principalement sur les types de matériaux qui pourraient répondre à ce mode de compactage et aux engins qui pourraient réussir cette opération. Des études couvrant de larges intervalles de teneurs en eau ont été alors réalisées.

En Australie, des travaux s'étalant entre 1962-1973 ont été résumés par [the Australian Road Research Board dans un rapport] (Morris., 1975).

Des précautions climatiques et de temps ont été pris pour réaliser ce mode de compactage ainsi que l'utilisation des engins lourds de compactage a été

favorisée. Des sols supports dans les zones arides ont été compactés à sec mais les matériaux de chaussées ont été l'optimum Proctor au rouleau.

Dans les régions à argiles expansives, des essais ont été effectués pour compacter à la teneur en eau d'équilibre finale estimée afin de minimiser la variation de volume et fissures.

En Europe, dans le passé, on note très peu de travaux sur le compactage à sec en Angleterre et en France. Des recherches s'intéressent plus à des techniques de construction dans les zones arides. Dans ce contexte, des sables ont été compactés à sec en Angleterre (Grace et Cocksedge., 1978).

En France, des travaux sur des sables quartzeux compactés à sec se sont révélés particulièrement intéressants (Chaigne et Blivet., 1971). La plus grande densité sèche a été obtenue à une teneur en eau nulle et de bons résultats ont été obtenus par une large gamme de rouleaux vibrants.

[The Norwegian Road Research Laboratory] a étudié le compactage à sec d'un gravier du Kenya et a conclu que le meilleur résultat du compactage est obtenu quand la teneur en eau utilisée est proche du zéro (Mtango., 1979).

En Afrique du sud, l'Université de Pretoria a accompli une étude en trois parties sur le compactage des sols en zones arides (Van Rooyen and Wesseles 1967, a, b, c).

Les travaux ont consacré une large partie sur l'étude des ajouts pour améliorer le compactage. Cette étude a été suivie par un rapport sur l'utilisation de ces ajouts NIRR (Todres., 1970).

Des ajouts qui sont des agents actifs de surface qui réduisent la tension de surface de l'eau et l'amènent à mouiller plus efficacement la surface des grains à compacter. Une panoplie de ces produits ont été développés et proposés sur le marché. Le rouleau à impacts (figure 5), a été développé à l'origine pour compacter les sols mous mais il s'est avéré très efficace pour le compactage à des profondeurs de 2 à 4 des sables uniformes à de très faibles teneurs en eau (Clifford., 1976).



Figure 5 : Compacteur à rouleau à chocs (A.N.R.O, 2013)

En Afrique du Nord, des essais sur des graviers naturels bien gradués utilisés comme matériaux de remblai ont été effectués au Maroc (Kabbaj., 1979) avec un succès. Contrairement aux résultats de l'expérience sur les sables secs.

Au Soudan, un essai de compactage à grande échelle a été entrepris par la (T.R.R.L) avec la collaboration de [the Sudanese Roads and Bridges Public Corporation]. Le site est situé à 27 Km à l'ouest de Sennar. Ce site construit en juin 1978 sur le projet routier de Wad Madani-Sennar-Kosti a été conçu pour étudier le compactage à sec d'une argile silteuse noire qui sera utilisée dans la construction de remblai de chaussées et les sols supports (Ellis., 1980).

Au sud du Mali, des essais de compactage à sec ont été réalisés sur des routes en gravier et ont donné de résultats particulièrement satisfaisants. La technique est depuis très utilisée dans les autres régions, elle est menée par [U.N.D.P Sahelian Feeder Road Project (International Road Federation., 1978)]

Au Niger, une autre expérience aussi de compactage à sec a été conduite dans le cadre des travaux de réalisation de la route Tahoua-arlit, afin d'évaluer l'intérêt de l'emploi, à leur teneur en eau naturelle : d'un sable fin 0/1 mm présentant un équivalent de sable de l'ordre de 50 (sol B1) pour constituer le remblai ; d'un tout venant de reg qui est une grave bien graduée 0/100 mm ayant 5 à 20 % de fines (sol C1 à C2) pour réaliser la couche de base de la chaussée.

Après une étude de compactage en laboratoire à la dame Proctor et à différentes énergies, des essais de compactage en vraie grandeur de compactage au moyen de vibrants et d'un compacteur à pneus utilisé en atelier après le rouleau vibrant ont été effectués.

Les résultats (densités moyennes) ont permis de montrer que le compactage à faible teneur en eau du sable pouvait être utilisé sous réserve de prévoir un traitement de la partie supérieure du remblai (couche de forme) par arrosage ou apport d'une grave en couche mince. La dispersion des résultats obtenus sur le tout-venant de reg n'a pas permis de dégager une méthode de compactage à sec de ce matériau.

3.3. Exemples de recherches et d'expériences en Algérie

En Algérie, un programme d'essais a été tracé dans les années 1970, pour appuyer et suivre les projets de construction des routes dans le sud du pays. A cet effet une planche expérimentale a été réalisée à Tamanrasset. Les laboratoires Nationaux des Travaux Publics ont réalisé les essais et interprété les résultats. Ils ont retrouvé trois rapports sur le compactage à sec de Tamanrasset, le première date de décembre 1975, un autre en août 1976, et un dernier du 13 avril 1977. Le rapport trouvé sur l'étude 1977 au (LCTP) est incomplet. Il cite cinq planches expérimentales, les matériaux utilisés dans ces planches sont des matériaux locaux, les arènes granitiques et le tout venant des plateaux TVP. Si l'on se base sur le rapport, l'étude n'était pas vraiment concluante.

Ces planches d'essais ont confirmé l'excellence du comportement des TVP à tout point de vue et mis à jour une différenciation au niveau des arènes. Une différence de granulométrie relativement minime amène des gains non négligeables sur les densités et les essais de portance. On aura intérêt à rechercher préférentiellement ces zones d'arènes grises, évaluer leur importance par rapport aux arènes jaunes (profondeur, été). Ces planches ont aussi mis en évidence l'importance des matériaux choisis, plus que l'importance du rouleau, bien que ces derniers soient quand même différenciés. Le rouleau léger a l'avantage sur les deux rouleaux lourds à peu près équivalents.

Une étude menée par Fridja Ali (Feridja, 1975), sur le compactage des arènes granitiques (principaux matériaux de la région Tamanrasset) en absence d'eau. Le problème posé, à l'époque, été alors comment réaliser une route traditionnelle alors que pour tout le tronçon qui va de Arak à 200 km au sud de Tamanrasset il y avait même pas assez d'eau pour faire boire les personnes.

Le travail est réalisé dans les moules Proctor sur table vibrante. L'énergie de compactage étant directement liée au temps de vibration. Deux conclusions ont été tirées :

- ✓ L'une très favorable puisque la densité sèche était supérieure à celle obtenue par un compactage conventionnel (essai Proctor).
- ✓ La deuxième qui posait de gros problème : le fait que la partie supérieure de l'échantillon restait décompressée.

Plusieurs solutions avaient été évoquées à l'époque à propos du cloutage - épandage d'un matériau assurant la cohésion en surface etc..., et aucune n'était réalisable à l'échelle du chantier.

En définitive, la route a été réalisée sur ce tronçon dans les techniques traditionnelles en transportant de l'eau sur des centaines de kilomètre ce qui a eu pour effet d'avoir une route mal compactée par économie d'eau et ce tronçon s'est dégradé plus rapidement que le premier tronçon réalisé pour lequel l'eau se trouvait en abondance et le matériaux étaient parfaits (courbe granulométrique de matériaux naturelle inscrite dans le fuseau de référence des graves 0/31.5).

3.4. Variables de base dans le compactage à faible teneur en eau

Le compactage à sec ou à faible teneur en eau présente des aspects spécifiques concernant :

- ✓ La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau ;
- ✓ La variation de la densité sèche en fonction de la profondeur de couche ;
- ✓ Évolution de la densité sèche en fonction du nombre de passe (en site) ;

3.4.1. La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau

Les études réalisées au laboratoire montrent que lors de la réalisation de la détermination, pour une énergie de compactage donnée, de la courbe représentative $\gamma_d = f(w)$ depuis une teneur en eau quasi nulle jusqu'à la saturation, la courbe obtenue fait apparaître souvent deux teneurs en eau caractéristiques :

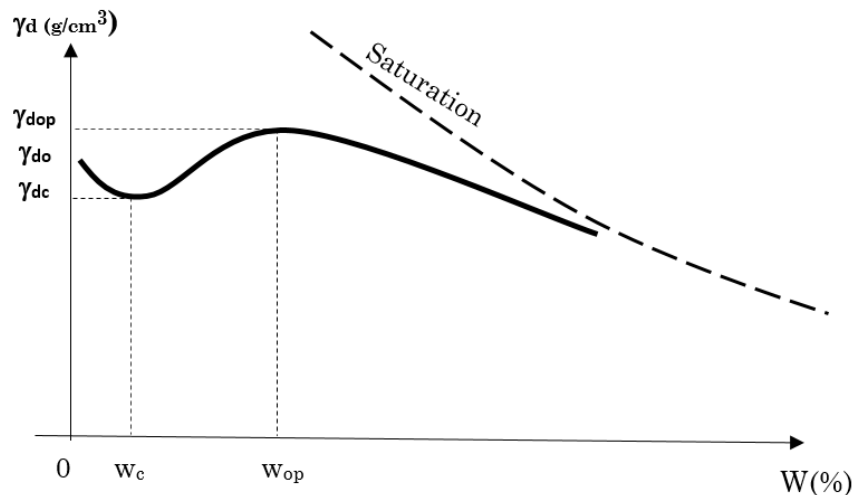


Figure 6 : Courbe Proctor complète (ISTED-LCPC, 1987)

- ✓ Teneur en eau w_{opm} , et la densité sèche maximale γ_{dopm} de l'essai Proctor.
- ✓ w_c : dite teneur en eau critique, pour laquelle la densité sèche passe par un minimum γ_{dc} et celle-là est la teneur en eau à partir de laquelle γ_d croît nettement avec w entre une teneur en eau nulle et w_c , la densité décroît en général.

Sur la courbe de la figure 6, certaines valeurs de densités sèches peuvent être obtenues avec trois teneurs en eau différentes à la même énergie de compactage. Il est donc nécessaire de comprendre la faisabilité de ce compactage dans la pratique et quels sont les matériaux qui présentent cette forme de courbe.

Il faut noter également que la valeur de la densité sèche du matériau compacté représente le paramètre le plus important dans l'évaluation du compactage, néanmoins il est important de considérer d'autres facteurs qui sont les hautes teneurs en air (vides), la succion des sols et la faible cohésion des sols

secs. Ces paramètres peuvent causer des difficultés pendant et après la construction des remblais réalisés dans ces conditions de faibles teneurs en eau.

3.4.2. Variation de la densité sèche en fonction de la profondeur de couche

La courbe de variation de la densité en fonction de la profondeur de couche présente une allure semblable à celle obtenue par un compactage classique. Et cette variation s'exprime par la loi du gradient décrite par la figure 7.

Cependant les deux courbes présentent les différences suivantes :

- ✓ La densité obtenue au niveau de la partie supérieure de la couche est beaucoup plus faible pour un compactage à sec. La zone de surface est donc toujours mal compactée.
- ✓ Les densités en fond de couche sont à peu près comparables.

Le compactage de la zone de surface doit se réaliser à travers la couche suivante sus-jacente.

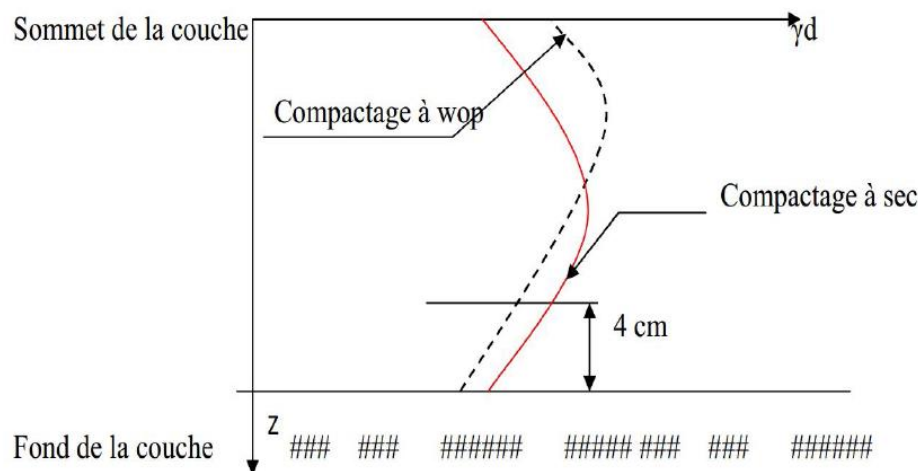


Figure 7 : Variation de la densité en fonction de la profondeur (ISTED-LCPC, 1987)

3.4.3. Évolution de la densité sèche en fonction du nombre de passe

La courbe d'évolution de la densité sèche d'un compactage à sec en fonction du nombre de passe est la même à celle obtenue pour un compactage classique. Et cette variation s'exprime par la loi du logarithme suivante :

$$\gamma_d = A \times \text{Log } n + B$$

Cissé (Cissé, 1972), a effectué un ensemble d'essais de compactage à teneur en eau naturelle sur des planches d'essais d'un sable classer d'après le (L.C.P.C) en « sol B1 », et les teneurs en eau sont respectivement 1 et 2 %. Les deux graphiques figure 8 et figure 9, présentent l'évolution de la densité sèche in situ en fonction du nombre de passe de l'engin de compactage. Il a conclu que :

- Teneur en eau de 1 % : la densité sèche obtenue est pratiquement indépendante de l'énergie de compactage, le sable très sec ($\omega = 1\%$) se met en place tout seul, et le compactage a seulement pour effet de réduire la dispersion des valeurs. En outre, les densités sont toujours supérieures au minimum exigé dans le cahier des prescriptions techniques (C.P.T) pour le corps de remblai.
- Teneur en eau de 2 % : (vraisemblablement zone de foisonnement maximal) immédiatement derrière la niveleuse, les densités sont inférieures au minimum exigé par le (C.P.T). Après deux passes de compacteur, la densité maximale est atteinte et reste pratiquement constante jusqu'à 8 passes. Dans cette plage, les valeurs obtenues sont supérieures au seuil du (C.P.T).

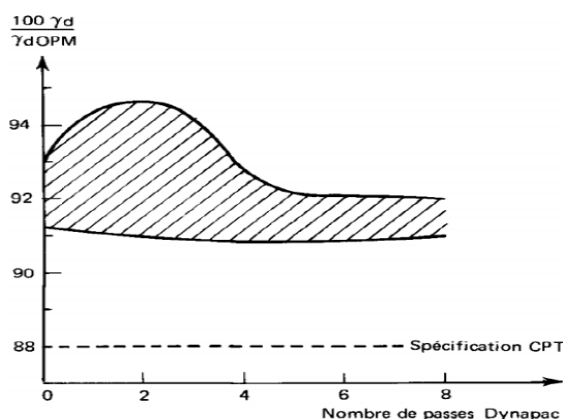


Figure 8: Taux de compactage d'un sable en fonction de nombre de passe pour une teneur en eau de 1 %, (Cissé, 1972).

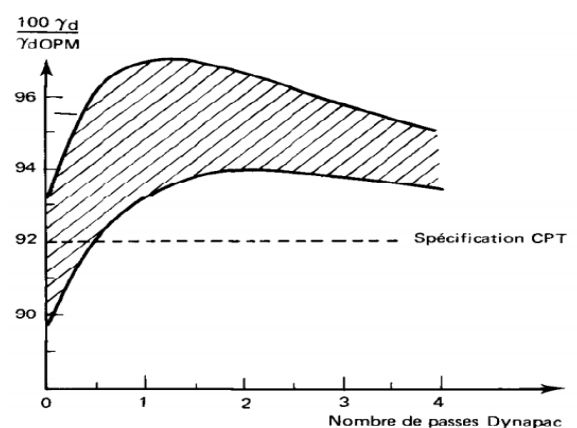


Figure 9 : Taux de compactage d'un sable en fonction de nombre de passe à une teneur en eau de 2 %, (Cissé, 1972).

3.5. L'influence du compactage à faible teneur en eau sur le comportement des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité à porter des charges, mais modifie en même temps certaines de leurs propriétés. Les plus touchées sont la structure des sols, la perméabilité, le gonflement et le retrait, la compressibilité, ainsi que la résistance au cisaillement.

Cependant, ces caractéristiques sont affectées par la teneur en eau et l'énergie de compactage.

3.5.1. La structure des sols

On le sait, le compactage réduit l'indice de vides. Il densifie donc, par le fait même, la structure à grains unique des sols pulvérulents. Dans les sols cohérents, il entraîne plutôt une réorganisation des particules d'argile, qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et une teneur en eau supérieur à la teneur en eau optimale rendent la structure de plus en plus dispersée.

3.5.2 La perméabilité

Le compactage diminuant la quantité de vides dans le sol, une moins grande quantité d'eau peut y circuler. Si on augmente l'énergie de compactage, la quantité de vides diminue d'avantage, de même que la perméabilité. Dans les sols argileux, la perméabilité la plus faible s'obtient lorsque la teneur en eau est égale ou supérieur à la teneur en eau optimale pendant le compactage. La diminution de la perméabilité constitue un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents utilisés comme matériaux de fonction dont on doit éliminer l'eau rapidement.

3.5.3. Le gonflement et le retrait

En réduisant ainsi l'indice des vides et la perméabilité des sols, on diminue à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptibles de recevoir. Ce faisant, on limite les variations de volume causées, entre autre, par le gonflement et le retrait. A notre, cependant : l'argile compactée alors que sa teneur en eau est supérieur à la teneur en eau optimale sera davantage sujette au retrait, tandis que celle qui est compactée alors que sa teneur en eau est inférieur à la teneur en eau optimale sera plus sujette au gonflement.

3.5.4. La compressibilité

Plus le volume occupé par les vides dans un sol est élevé, plus la compressibilité de ce sol est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi, en réduisant les vides d'un sol par compactage, on le rend moins compressible, et les risques de tassement s'atténuent.

3.5.5. La résistance au cisaillement

Dans les sols pulvérulents, plus les particules sont resserrées les unes contre les autres par le compactage, plus le frottement et l'enchevêtrement deviennent importants et plus la résistance au cisaillement augmente. Dans les sols cohérents, les forces de cohésion constituent le facteur principal de la résistance au cisaillement. On, plus la distance entre les particules est faible, plus les forces de cohésion sont élevées. En réduisant la distance qui sépare les particules, le compactage augmente donc la résistance au cisaillement. De façon générale, la résistance au cisaillement de sols argileux est plus importante quand la teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale pendant le compactage.

Puisqu'on augmente la résistance au cisaillement d'un sol en le compactant, on y augmente également l'angle de frottement interne ϕ . Or, la capacité portante des sols est directement proportionnelle à l'angle de frottement interne. Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY (1997).

4. LES TUFES EN TECHNIQUE ROUTIERE

Les tufs d'encroûtements constituent une ressource en matériaux routiers particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride.

Ces matériaux présentent, lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, un comportement bien meilleur que ne laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

En Algérie, depuis près d'un demi-siècle, des milliers de kilomètres de routes économiques, de désenclavement ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements (ex : utilisation en corps de chaussée de la RN 1 entre Laghouat et

Ghardaïa). Ces matériaux couvrent la totalité du réseau routier algérien en zone aride et semi-aride (figure 10).

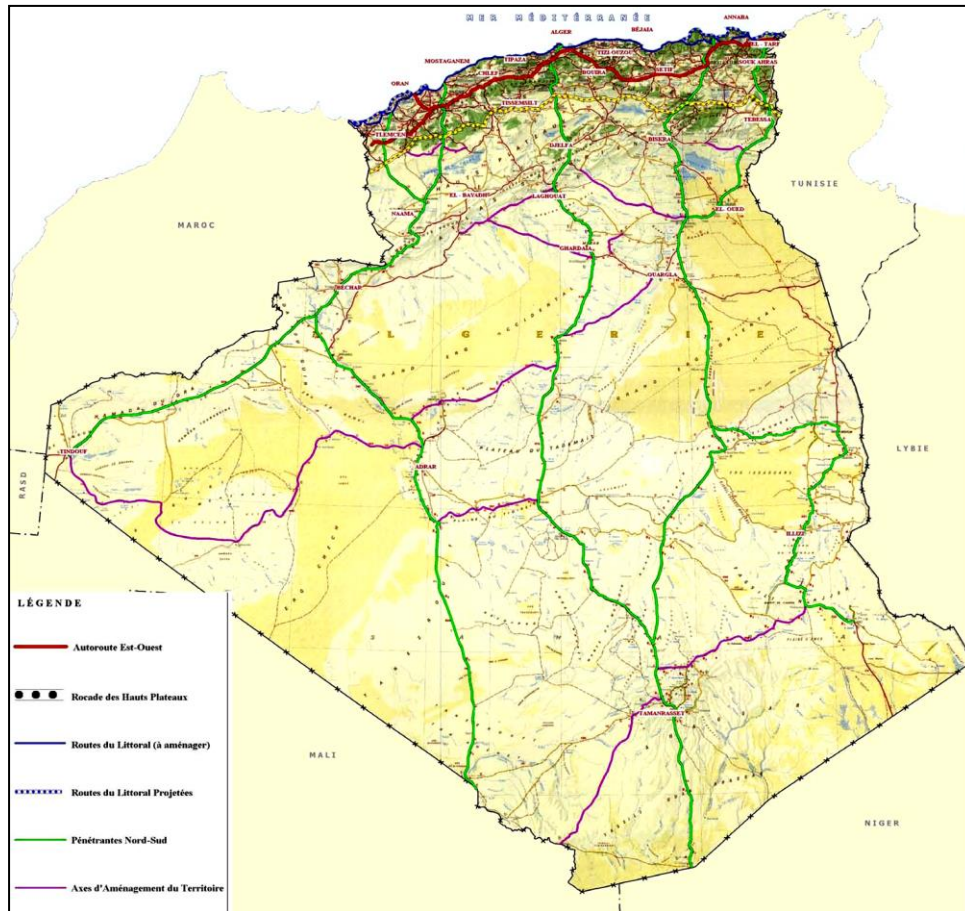


Figure 10 : Carte du réseau routier algérien (Sebaa, 2006)

4.1. Utilisation des tufs d'encroutements en corps de chaussée

Les tufs calcaires sont utilisés en technique routière selon leur qualité. Ils sont utilisés le plus souvent sous forme de granulats non liés pour la construction des chaussées de moyen à faible trafic.

En 1956, sur la RN 1 entre Laghouat et Ghardaïa, les ingénieurs ont innové en saupoudrant une couche de base, un macadam classique, avec du tuf calcaire. La route a bien tenu malgré un trafic relativement élevé. Par la suite, les tufs bruts ont été utilisés en couche de base et la préférence a été donnée, aux tufs à squelette qui se rapprochent le plus de la grave concassée.

Aujourd'hui, l'utilisation des tufs calcaires s'est généralisée aux tufs sans ossature. La tenue de l'ensemble de ces chaussées a été satisfaisante à chaque fois que

les conditions liées aux critères de choix sont remplies et que des précautions de mises en œuvre ont été respectées.

La figure 11, présente l'utilisation d'un matériau en tuf pour l'opération de renforcement et réhabilitation de la liaison Tamanrasset - In Guezzam sur 150 Km de la Route Transsaharienne, qui constitue un vecteur de développement et de désenclavement des régions traversées, et un facteur de promotion des échanges avec les pays voisins, et c'est pour cette raison qu'elle a été baptisée «Route de l'Unité Africaine».



Figure 11 : Renforcement de la RN01 entre Tamanrasset - In Guezzam (Sebaa, 2006).

4.2. Synthèse des spécifications géotechniques existantes

L'abondance du tuf, a conduit de nombreux pays à l'utiliser de façon courante et donc à établir des normes et des spécifications géotechniques à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantiers.

- De nombreux pays disposent de règles pour utilisation des tufs. En Algérie, ils sont classés en trois catégories par ordre de friabilité croissante, à savoir : (Carlos et De Os Horta , 1979) Les tufs à squelette ($L.A. < 35\%$), sont des matériaux qui seront retenus en premier lieu car ils se rapprochent le plus des graves classiques de concassage.
- Les tufs friables ($35\% > L.A. > 55\%$), sont les plus courants et les plus utilisés. ils ont une extraction facile et une mise en œuvre simple ;

- Les tufs pulvérulents (L.A. > 55%), sont des matériaux d'extraction facile mais de mise en œuvre difficile.

La teneur en carbonate de calcium était limitée à 70%, les tufs recommandés en couche de chaussées étaient des tufs à squelette. Actuellement on prend en compte les critères de portance CBR ainsi que des indications sur l'indice de plasticité et la granulométrie.

Depuis sa définition, la Technique Routière Saharienne (TRS) a fait l'objet d'un certain nombre d'articles de synthèse et de proposition de spécifications (Boularek, 1989; CTTP, 2001; Inal, 1980; Larabi, 1998; Morsli et al, 2001; Struillou et Alloul, 1984). En 1984, sur la base des principes de la TRS (voir annexe 1), Struillou et Alloul (Struillou et Alloul, 1984) ont proposés des spécifications définissant avec plus de précision les domaines d'application de chaque catégorie de tuf, les seuils à fixer en fonction du niveau d'utilisation du matériau et de la zone d'implantation de la route et du trafic (voir annexe 1). Les restrictions portent sur la granulométrie, la dureté (coefficient Los Angeles), l'indice de plasticité, la portance (indice portant CBR) et le pourcentage des sulfates et des carbonates. La cohésion est exigée uniquement pour les sables gypseux.

En 2001, le CTTP (CTTP, 2001) a joint, dans le Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves, des instructions relatives à l'utilisation des tufs d'encroûtement en corps de chaussées. Les restrictions portent sur : la granulométrie, les limites d'Atterberg et le taux de carbonate et de sulfates. Une résistance minimale en compression simple est imposée pour les sables gypseux.

Les trois spécifications, algériennes, citées sont différentes dans l'approche et la plus récente ne semble pas être un aboutissement logique des plus anciennes :

- On ne retrouve pas le fuseau de spécification de Béni – Abbés.
- Les sables gypseux sont définis par des fuseaux propres.
- La notion de matériaux à cohésion et de matériaux à angle de frottement n'y apparaît plus.
- La cohésion, paramètre mis en exergue par les fondateurs de la TRS, n'est retenue que pour les sables gypseux avec un seuil revu à la baisse.

- Les pourcentages de carbonates et de sulfates ne sont pas introduits de la même manière par Alloul et le CTTP, alors que ce pourcentage n'apparaît pas explicitement dans la TRS. Par ailleurs, les paramètres d'appréciation et de jugement des autres pays utilisateurs sont différents.

Le tableau 2, récapitule les différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaire en Algérie.

Tableau 2 : Comparatif des différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires en Algérie.

Caractéristique	Couche	Algérie		
		TRS (1966)	Struillou et Alloul (1984)	CTTP (2001)
<i>D max</i>	<i>(mm)</i>	F	/	20 - 40
<i>% < 80 µm</i>	<i>max</i>	F	<30	22 - 32
<i>Indice CBR Après immersion</i>	F	/	40 - 100 Zone II et III	/
	B		30 – 90 Zone IV (selon trafic)	
<i>ICBR I</i>	/	>40	/	/
<i>Coefficient Los Angeles max</i>	F	/	100	/
	B		35 – 100 (selon le trafic)	
<i>% Carbonate CaCO₃</i>	F	/	> 60	45
	B		>70	
<i>% < 0,425 mm max</i>		/	/	36 - 52
<i>Limite de liquidité</i>		/	/	< 40
<i>Indice de plasticité</i>		<13	< 10 Zone II	< 15
			< 13 Zone III	
			< 16 Zone IV	
<i>% Sulphates CaSO₄</i>		/	Trace Zone II 5 Zone III	
<i>Rc (MPa)</i>		>0.2	/	/

4.3. Performances des chaussées en tufs calcaires

Pour illustrer cet aspect, nous citerons ci-dessous l'exemple de la RN6 tableau 3, qui permet de faire une idée des qualités de ce matériau lorsqu'il est correctement choisi et mis en œuvre.

Après plus de 30 ans, cette route garde un niveau de service acceptable, les dégradations sont en général des fissurations et des ornières de faibles amplitudes à part quelques déformations relativement importantes au niveau des bas-fonds et de la sebkha, comme on l'a déjà cité dans l'exemple du paragraphe précédent.

Tableau 3 : Caractéristiques de la RN6 en Algérie (Améraoui, 2002).

TJMA moyen	1500 v/j
% poids lourdes	14 à 50%
Année de construction	1963
Trafic supporté	6,3 millions véhicules
Déflexion (1991)	Inférieur à 100/100 mm

Assise de chaussée : épaisseur 25 à 40 cm ; Sol support : sable limoneux ; Couche de surface : enduit superficielle bicouche ; Matériau : tuf calcaire de bonne qualité ; Courbe granulométrique contenue dans le fuseau « Beni Abbès » ; Résistance à la compression simple variant de 20 à 30 bars à 95% de compacité OPM.

4.4 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires

Un récapitulatif des différentes caractéristiques est établi (tableau 4) à partir des résultats des travaux de synthèses de Colombier et Horta (Colombier, 1988), (Horta, 1979) et de travaux de synthèse établis par nos soins, à partir de données géotechniques recueillies auprès des laboratoires nationaux.

Le tableau 4, récapitule les caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires de quelques régions algériennes.

Tableau 4 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires.

	Encroûtement	Calcaire	Gypso calcaire	Gypseux
Teneur en	Calcaire	50 à 95%	10% à 50%	Moins de 10%
	Gypse	Moins de 10%	10% à 50%	40% à 90%
	Gypse+calcaire	Plus de 50%	Plus de 50%	Plus de 50%
Valeur Los Angeles (%)		Croûtes et dalles : 25 à 80 Encroûtement friable : Non mesurable (N. M.)	Variable	Non mesurable
Granulométrie		Très variable	Variable	Matériau fin à pulvérulent
Limites d'Atterberg		N.M. < I_p < 25	Ordre de 13%	Ordre de 6%
Equivalent de sable		10 à 60 %	> 40%	Sans signification
Valeur au bleu		0.2 à 1.5	0.2 à 1.5	0.3 et 0.4
Proctor	Densité sèche	$1.7 < \gamma_d \text{ (g/cm}^3\text{)} < 2$	$1.7 < \gamma_d < 2$	$1.6 < \gamma_d < 1.9$
	Teneur en eau	$8\% < W_{opm} < 20\%$	$8\% < W_{opm} < 20\%$	$8\% < W_{opm} < 20\%$
CBR	ICBR Immédiat	50 à 150	50 à 120	Jusqu'à 112 avec une moyenne de 40.
	ICBR Imbibé	30 à 100	20 à 40	Peut chuter jusqu'à 8

CHAPITRE II Caractéristiques et identification des matériaux

1. INTRODUCTION	27
2. CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISE	27
2.1. Choix des matériaux.....	27
2.2. Essais caractérisation et d'identification	28
2.2.1. Analyse granulométrique	28
2.2.2. Qualité des fines :.....	31
<i>2.2.2.1. Limites d'Atterberg (normes NFP 94-051).....</i>	<i>31</i>
<i>2.2.2.2. Valeur du bleu de méthylène VBS (NF P 94-068)</i>	<i>32</i>
2.2.3. L'équivalons de sable	33
2.2.4. Analyse minéralogique.....	35
<i>2.2.4.1. Analyse chimique (Teneur en CaCo3).....</i>	<i>35</i>
<i>2.2.4.2. Analyse au DRX.....</i>	<i>36</i>
3. CONCLUSION	37

1. INTRODUCTION

La connaissance des propriétés physiques et chimiques des matériaux, est une exigence primordiale dans toute opération de caractérisation et d'identification, dont le but tout d'abord l'emploi judicieux de ces matériaux, ensuite pour faire un choix répondant à leur destination.

A cet effet, dans ce chapitre après présentations des matériaux utilisés, on a entamé par présenter les essais de caractérisation réalisés sur les matériaux étudiés. D'après les résultats de ces essais de caractérisation, on a pu identifier et classer nos matériaux selon les systèmes de classification et les règlements en vigueur nationales et internationales.

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon les modes opératoires établis par la norme française.

2. CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISE

2.1. Choix des matériaux

Le matériau choisi dans cette étude est une composition optimale obtenue à partir de 80% de tuf et 20% de sable calcaire (Goual I., 2012). Ces deux matériaux appartiennent à la région de Laghouat située à 400 km au sud d'Alger. Le premier matériau est le tuf et le second et le sable calcaire.

a. Le Tuf (Laghouat PK 436)

Le tuf choisi est un matériau souvent employé en construction routière. Il est extrait d'une carrière située approximativement à 4 km au nord-ouest du centre-ville de Laghouat (Laghouat PK 436). Ce matériau couvre la totalité du réseau routier algérien en zone aride et semi-aride.

Les tufs se définissent comme étant des formations superficielles, tendres, friables, poreuses, légères et de couleur claire. Elles datent du Quaternaire et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Suivant leur composition chimique, les tufs d'encroûtements se groupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes (Hamrouni, 1975

; Ben-Dhia, 1983). Ces matériaux constituent une ressource en matériaux routiers particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride. Lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, les tufs ont un comportement bien meilleur que ne laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

b. Le sable calcaire

Le sable calcaire est un matériau issu des résidus de la station de concassage des roches calcaires située au nord de la commune de Laghouat. En effet, dans cette station, la fraction des granulats dont le diamètre est supérieur à 3 mm est commercialisée.

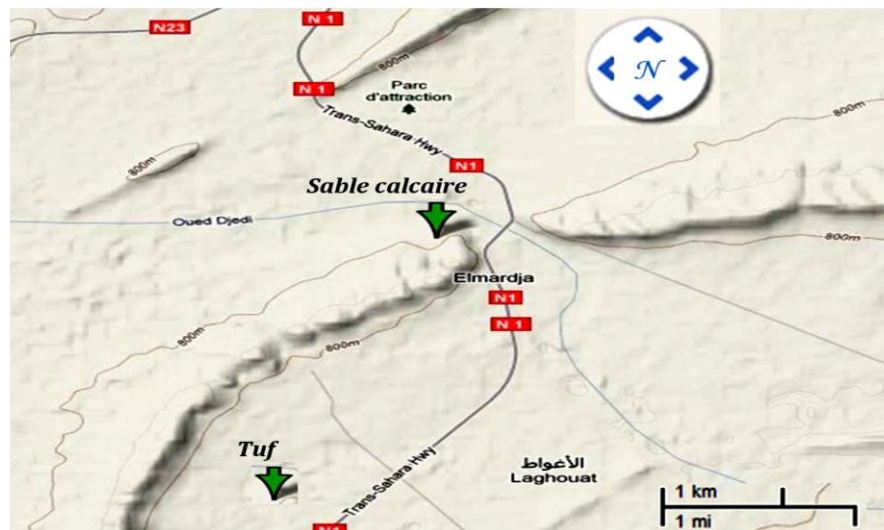


Figure 1 : Provenance des matériaux.

2.2. Essais caractérisation et d'identification

2.2.1. Analyse granulométrique

Étant donné la sensibilité du tuf à l'eau, nous avons réalisé une analyse granulométrique par voie humide sur un échantillon qui aura été mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures, afin de permettre aux mottes de se désagréger. Pour le sable calcaire l'analyse est effectuée par tamisage à sec après lavage selon la norme NF P 94-056. Pour la fraction fine ($< 80\mu\text{m}$), l'analyse est effectuée par sédimentation selon la norme NF P 94-057.

La figure 2, présente les positions des courbes granulométriques des deux matériaux étudiés avec le mélange de deux matériaux, par rapport aux fuseaux discriminants de la TRS (Fenzy, 1966) et du Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves (CTTP, 2001).

D'après cette analyse, on a constaté que le tuf possède une courbe granulométrique étalée ($C_u=467 >2$). Le diamètre maximal des grains (D_{max}) est de 50 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) de l'ordre de 30%. Le pourcentage de particules fines (passant à 80 μ m) est de l'ordre de 19%. Pour le sable calcaire la courbe granulométrique est étalée. Le diamètre maximum des granulats (D_{max}) est de 3 mm avec un pourcentage de particules fines (passant à 80 μ m) est de l'ordre de 3 %. Concernant le mélange 80% tuf et 20% sable calcaire, il possède une courbe granulométrique étalée ($C_u=286 >2$). Le diamètre maximal des grains (D_{max}) est de 50 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) de l'ordre de 56%. Le pourcentage de particules fines (passant à 80 μ m) est de l'ordre de 28 %.

Si en discutons les positions des courbes granulaires des deux matériaux de base et du mélange par rapport aux différents fuseaux de spécification, sont comme suite :

- Par rapport au fuseau saharien dit fuseau de Beni-Abbès (voir annexe), la courbe de tuf appartient entièrement à la famille II qui caractérise les matériaux à ossature. Pour la courbe granulométrique du sable calcaire, il se positionne entre les deux familles III et II, ce qui veut dire que c'est un matériau à ossature et avec un pourcentage de matériau fin. Concernant notre mélange, il se situe presque au-dessus du fuseau. Ils appartiennent à la famille des matériaux fins (famille III) ;
- Par rapport aux deux fuseaux donnés par le CTTP, le tuf se trouve avec une petite partie hors du fuseau de tuf 1 de 0/40, et une partie se positionne dans le fuseau. Pour la courbe granulométrique du sable calcaire, il est en dehors des deux fuseaux, sauf une petite partie qui se positionne dans le fuseau de tuf 1 de 0/40. Concernant notre mélange, il appartient aux tufs fins de classe 2, appelés Tuf 2 (0/20), utilisés en couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2) (CTTP, 2001).

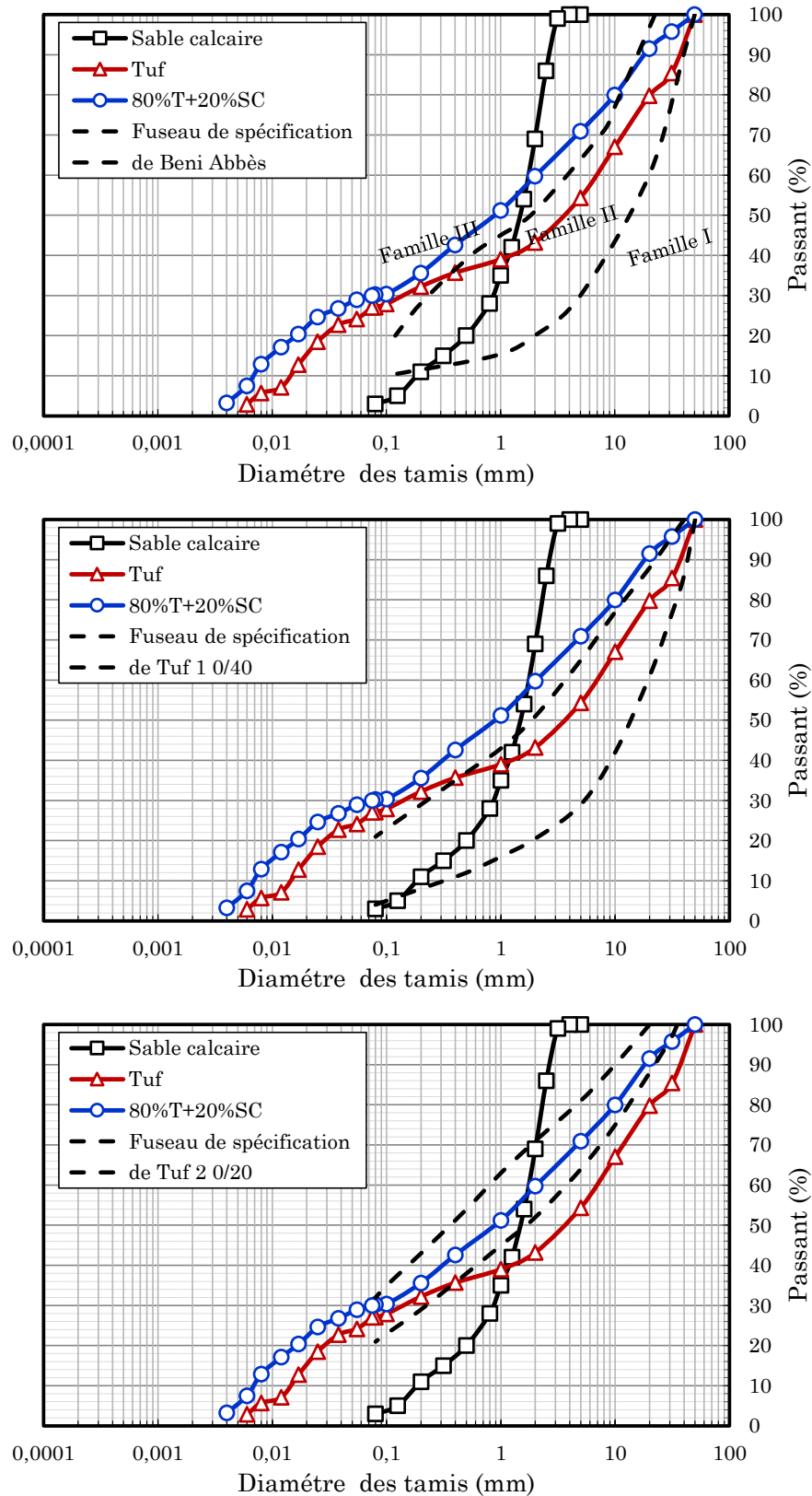


Figure 2: Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966), (b) fuseau de tuf 1 (0/40) et (c) fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).

Le tableau 1 récapitule les différents paramètres déduits des courbes granulométriques des matériaux étudiés, ainsi que les seuils préconisés par le TRS et le CTPP.

Tableau 1 : Récapitulatif des paramètres granulométriques des matériaux de base et du mélange.

	Tuf	Sable calcaire	Mélange	TRS	CTPP
$D_{\max}$ (mm)	50	3	50	-	20 – 40
< 2 mm (%)	30	69	56	-	-
< 0,425 mm (%)	25	-	40	-	36 – 52
< 80 μ m (%)	19	3	28	-	22 – 30
Coefficient d'uniformité : Cu	467	8	286	< 30	-
Coefficient de courbure : Cc	0.21	2	0.71	-	-

2.2.2. Qualité des fines :

Ce sont surtout les fines argileuses qui posent des problèmes aux ingénieurs qui ont affaire aux assises de chaussées. Leur influence est généralement caractérisée par les essais au laboratoire, tels que :

- Les Limites d'Atterberg ;
- Valeur du bleu de méthylène VBS.

2.2.2.1. Limites d'Atterberg (normes NFP 94-051)

Les éléments inférieurs à 400 μ m contenus dans un sol sont caractérisés, au moyen des limites d'Atterberg et de l'indice de plasticité, selon les normes NFP 94-051

L'indice de plasticité I_p est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Son interprétation est d'autant plus fiable que la proportion pondérale de la fraction 0/4 μ m (fraction servant à l'essai) est grande (SETRA-LCPC 1992).

Le tableau 2, montre la classification des sols en fonction de l'indice de plasticité selon le SETRA-LCPC (SETRA-LCPC 1992).

Remarque : il nous a été impossible de déterminer la limite de plasticité de sable calcaire, car les boudins se fragmentaient avant d'atteindre un diamètre de 3mm.

Tableau 2 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).

Indic de plasticité	Caractéristique
$I_P \leq 12$	Faiblement argileux
$12 < I_P \leq 25$	Moyennement argileux
$25 < I_P \leq 40$	Argileux
$I_P > 40$	Très argileux

D'après ces résultats, nos matériaux sont classés selon l'abaque de Casagrande (voir annexe 3) comme suite :

Tableau 3 : Classification des matériaux étudiés selon l'abaque de Casagrande

Tuf	$I_P = 9.17$	Limons peu Plastique (Lp)
Sable calcaire	-	-
80%tuf + 20% sable calcaire	$I_P = 9.09$	Limons peu Plastique (Lp)

2.2.2.2. Valeur du bleu de méthylène VBS (NF P 94-068)

Pour déterminer la valeur de bleu de méthylène à la tâche des fines nous avons suivi la norme NF P 94-068. Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol. Il s'agit donc d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol.

En pratique, on détermine la valeur de bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/2 mm, exprimée en grammes de bleu pour 100 g de fines qui est donnée par la formule :

$$VBS = \frac{V}{M_s}$$

Avec :

V : quantité du bleu adsorbé (cm^3)

M_s : poids sec de la prise (g)

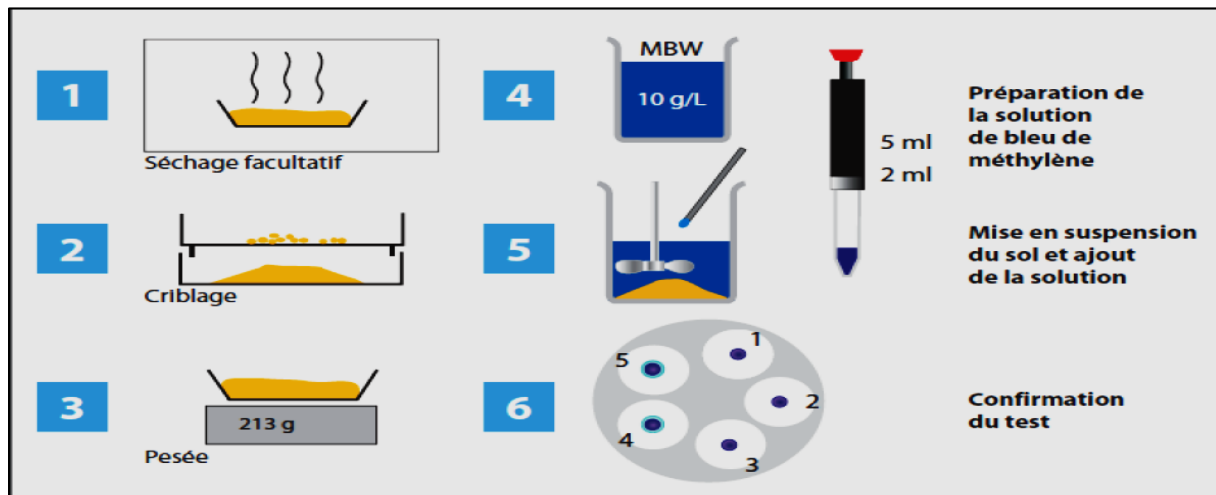


Figure 3 : Aperçu schématique de l'essai de détermination de la valeur de bleu de méthylène.

Tableau 4 : Classification des sols selon la valeur de VBS (Colombier, 1988)

VBS	Sensibilité à l'eau
< 0,1	Sol insensible à l'eau
0,2 – 1,5	Sol sablo-limoneux
1,5 – 2,5	Sol sablo-argileux
2,5 – 6	Sol limoneux plasticité moyenne
6 – 8	Sol argileux
> 8	Sol très argileux

Le tuf est classé comme un matériau faiblement argileux ($I_p < 12\%$) et légèrement pollué ($0,2 < VBS < 0,5$). Le sable calcaire est un matériau propre insensible à l'eau ($VBS < 0,2$) (Colombier, 1988). Les deux matériaux respectant les seuils retenus par la TRS (Fenzy, 1966) et le CTPP (CTPP, 2001).

Tableau 5 : Qualités des fines des matériaux

	Tuf	Sable calcaire	Mélange	TRS	CTPP
Limité de liquidité : $W_L(\%)$	42,51	-	35,22	-	< 40
Limité de plasticité : $W_p(\%)$	33,34	-	26,13	-	-
Indice de plasticité : $I_p(\%)$	9,17	-	9,09	< 13	< 15
Valeur du bleu : VBS (%)	0,30	0,18	0,08	-	-

2.2.3. L'équivalons de sable

Cet essai n'a ici qu'une signification de comparaison entre plusieurs échantillons ; lorsqu'il est réalisé sur la totalité de la fraction 0/5 mm du matériau, la teneur en éléments inférieurs à 80 μm peut varier de 10 à 80%, ce

qui influe considérablement sur la valeur de l'équivalent de sable ES et renseigne peu sur la qualité des fines. A titre d'indication, le tableau 5 donne des valeurs de ES minimum pour la construction routière proposée par HREEM. (GOUAL I., 2012).

Tableau 6 : Spécification de ES pour la construction des chaussées.

Matériaux	ES minimum
Graves pour couche de base	30
Agrégats pour route mixte	35
Agrégats pour enrobées denses	45
Agrégats pour béton bitumineux	55
Sable pour béton	80

Les valeurs de l'équivalent de sable obtenues pour les tufs calcaires sont généralement varient entre 10 et 60% (Goual I., 2012).

L'essai d'équivalent de sable à 10 % de fines, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 2 mm et dont la proportion des éléments passant au tamis à mailles carrées de 0,08 mm a été ramenée à 10 % à l'aide d'un sable correcteur (si cette teneur en fines est supérieure à 11 %). Il rend compte globalement de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

L'essai est réalisé selon la norme NF P 18-597. L'équivalent de sable est mesuré par piston. Les résultats sont présentés dans le tableau 7.



Figure 4 : équipements utilisés d'essai d'équivalent de sable.

Tableaux 7 : résultat d'essai de L'équivalent de sable.

	Equivalent de sable ES (%)
Tuf	15
Sable calcaire	45
80%tuf + 20% sable calcaire	18

2.2.4. Analyse minéralogique

Les techniques d'investigation en analyse minéralogique ont pour but d'identifier et de quantifier les différents minéraux constituant une roche ou un matériau donné.

Deux techniques sont exposées :

- L'analyse chimique ;
- La diffraction des rayons X.

2.2.4.1. Analyse chimique (Teneur en CaCO_3)

Les essais d'analyse chimique sommaire ont été réalisés au laboratoire de travaux publics de sud (LTPS) de Ghardaïa. Les résultats sont récapitulés sur le tableau 9.

La teneur en CaCO_3 d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche la valeur de transition étant aux alentours de 60 – 70%.

Tableau 8 : Type de sol en fonction du pourcentage en CaCO_3 .

Teneur en carbonate (%)	Classification	Exemple
< 10	Non calcaire	Argile, Sable siliceux
10 à 29	Peu calcaire	Marne
30 à 69	Moyennement calcaire	Marne
70 à 89	Fortement calcaire	Calcaire marneux
>90	Calcaire	Calcaire

Cette analyse a montré que le tuf est constitué de 63 % de CaCO_3 , il est classé comme moyennement calcaire. Pour le sable calcaire, il est classé comme fortement calcaire avec un taux de 80%. Concernant le mélange 80%tuf et 20%sable calcaire, on a enregistré un taux de 70% de CaCO_3 . Selon le CTTP, nos matériaux sont de nature calcaire.

Tableau 9 : Résultats de l'analyse chimique

Minéraux	Tuf	Sable calcaire	Mélange	CTTP
Insolubles (%)	28.8	6.7	23.9	-
$CaCO_3$ (%)	63	80	70	≥ 45
SO_3^{2-} (%)	0.93	2.43	1.23	-

2.2.4.2. Analyse au DRX

Le diffractomètre aux rayons X est utilisé pour déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon. Les résultats de l'analyse minéralogique au DRX sont présentés sous formes des diagrammes figure 5, révèle que les deux matériaux de base ainsi que notre mélange sont principalement composés de Calcite ($CaCO_3$), avec la présence de traces de Quartz (SiO_2) et de la ferrite (FeO_2) (GOUAL I., 2012).

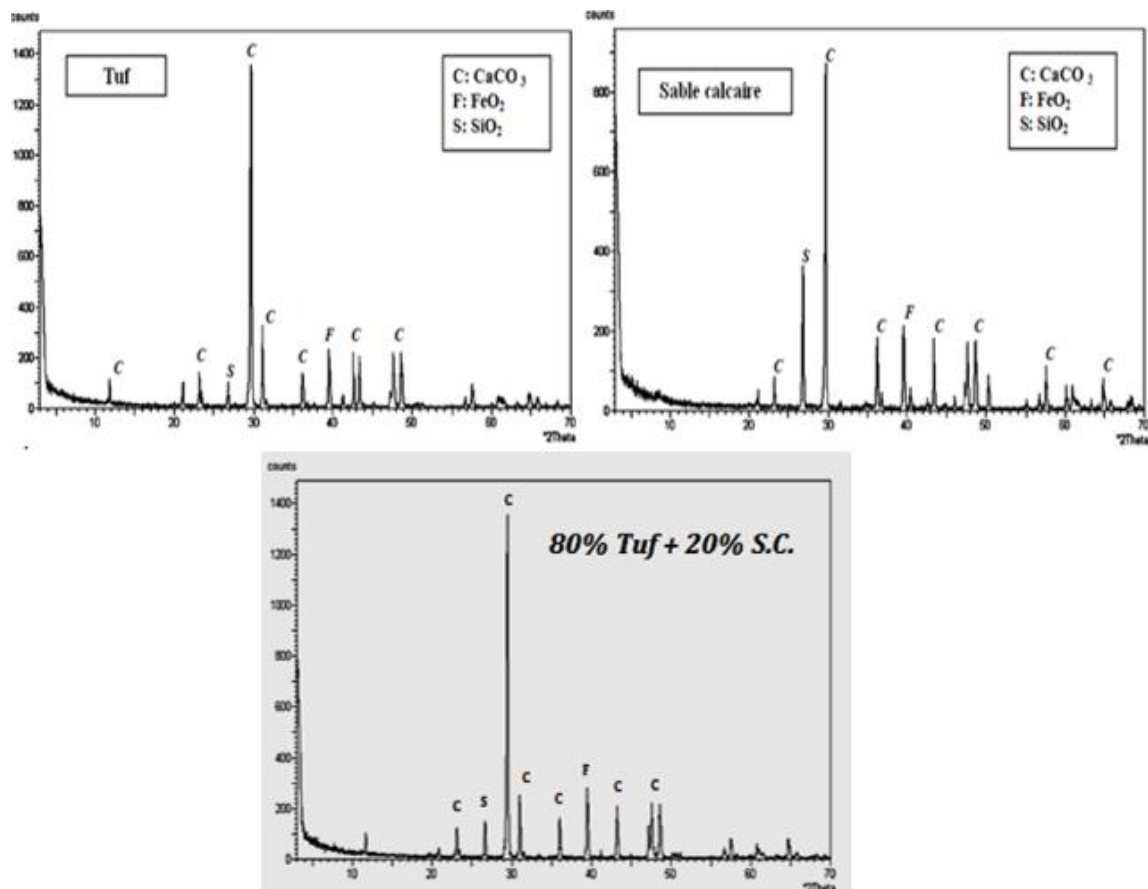


Figure 5 : Diagrammes RX du tuf, sable calcaire et du mélange 80%Tuf+ 20% sable calcaire (GOUAL I., 2012).

3. CONCLUSION

Les essais d'identification géotechnique et minéralogique, ont pour but de classer les matériaux et de les situer par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée. Ces essais, nous ont permis de constater que :

- Le tuf à une courbe granulométrique étalée ($C_u=467 >2$), située au-dessus du fuseau saharien (TRS), il appartient à la famille II qui caractérise les matériaux à ossature. C'est un matériau de nature carbonatée ($\text{CaCO}_3 = 63\%$), faiblement argileux ($I_p = 9,2$). Il présente un diamètre maximum ($D_{\max}$) de 50 mm, une fraction sableuse ($< 2 \text{ mm}$) de l'ordre de 30 % et un pourcentage de fines ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 19 %. Il est classé selon le LPC/USCS comme un grave limoneux (GL), et dans la classe B5 Suivant la classification du guide technique routier GTR (Setra-LCPC, 1992). Selon le CTTP, il appartient aux tufs fins de classe 1, appelés Tuf 1, utilisés en couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2) ($>1500\text{V/J}$) (CTTP, 2001).
- Le sable calcaire, a une classe granulaire de 0/3, avec une fraction fine ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 3 %. C'est un matériau propre ($I_p \approx 0$) insensible à l'eau ($VBS < 0,2$). Sa courbe granulométrique est au-dessus du fuseau granulaire saharien (TRS), il se positionne entre les deux familles III et II, ce qui veut dire que c'est un matériau à ossature et avec un pourcentage de matériau fin. Il est classé comme un sable propre bien gradué (Sb) selon le LPC/USCS, et dans la classe B5 selon le GTR (Setra-LCPC, 1992).
- Le mélange de 80% tuf + 20% sable calcaire à une courbe granulométrique étalée ($C_u=286 >2$), avec un diamètre maximum ($D_{\max}$) de 50 mm, une fraction sableuse ($< 2 \text{ mm}$) de l'ordre de 56 % et un pourcentage de fines ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 28 %. Il se situe au-dessus du fuseau saharien (TRS), il appartient à la famille des matériaux fins (famille III). C'est un matériau de nature carbonatée ($\text{CaCO}_3 = 70\%$), faiblement argileux ($I_p = 9$). Il est classé selon le LPC/USCS comme un sable limoneux (SL), et dans la classe B5 Suivant la classification du guide technique routier GTR (Setra-LCPC,

1992). Selon le CTTP, il appartient aux tufs fins de classe 2, appelés Tuf 2, utilisés en couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2) (<1500V/J) (CTTP, 2001).

Le tableau 10, récapitule les caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des deux matériaux de base et de notre mélange étudiés, ainsi que les seuils préconisés par les différentes spécifications routières.

Tableau 10 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des matériaux étudiés.

	Matériau			Spécifications		
	Tuf	Sable calcaire	80% T+ 20% SC	TRS	CTTP	GTR
Analyse granulométrique						
D_{max} (mm)	50	3	50	-	20 – 40	< 50
< 2 mm (%)	30	69	56	-	-	-
< 0,425 mm (%)	25	-	40	-	36 – 52	-
< 80µm (%)	19	3	28	-	22 – 30	≤ 35
Cu (%)	467	8	286	< 30	-	-
Cc (%)	0,21	2	0,71	-	-	-
Limites d'Atterberg						
W_L(%)	42,51	19	35,22	-	< 40	-
W_p(%)	33,34	-	26,13	-	-	-
I_p(%)	9,17	-	9,09	< 13	< 15	≤ 12
Valeur du bleu, VBS						
VBS (0/D)	0,30	0,18	0,08	-	-	< 1,5
Teneur en CaCO₃						
CaCO₃ (%)	63	80	70	-	≥ 45	-
Equivalent de sable						
ES (%)	15	45	18	-	-	-
Classification						
USCS	GL	Sb	SL	-	-	-
GTR	B5	B5	B5	-	-	-

CHAPITRE III : Caractérisation mécanique d'un matériau compacté à faible teneur en eau

1. INTRODUCTION	39
2. ETUDE DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE	41
2.1 Essais de compactage « Proctor Modifié »	41
2.2. Essais de Portance.....	42
2.2.1. Indice Portant Immédiat(IPI).....	43
2.2.2. Essai CBR Immédiat	45
2.2.3. Indice CBR imbibé	48
2.2. Bilan des essais de compactage et de Portance.....	50
3. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE.....	51
3.1 Compression simple	52
3.2 Cisaillement directe	55
4. CONCLUSION	61

1. INTRODUCTION

Sur la base des essais « classiques » normalisés utilisés en géotechnique routière, on s'intéresse dans ce chapitre à la caractérisation du comportement mécanique d'un matériau à faible teneur en eau.

L'étude consiste à étudier le comportement mécanique du mélange choisi préparé à différentes conditions : *(i)* aux conditions du Proctor modifie réalisé avec des énergies de compactage croissantes ; *(ii)* aux conditions de l'essai Proctor modifie avec la plus grande énergie de compactage choisie, et Compacté à l'énergie du Proctor modifie ordinaire ; *(iii)* préparés avec une très faible teneur en eau ($w = 4\%$) et Compacté aux différentes énergies de compactage. L'objectif est de comparer les caractéristiques mécaniques d'un matériau compacté à faible teneur en eau par rapport aux caractéristiques du même matériau compacté avec une teneur en eau optimale.

Ce chapitre, contient une description détaillée des différents essais effectués sur notre mélange et leur mode opératoire. Nous commençons par les essais de compactage et de portance à savoir les essais de Proctor Modifie, la portance immédiate et les essais CBR. Ensuite, on a entamé la partie mécanique concernant l'étude de la résistance à la compression simple et de la résistance au cisaillement. Les résultats sont exposés et discutés en cours de chaque essai.

En fin ce chapitre est clôturé par une plusieurs conclusions sur la base des résultats trouvés.

La conduite de l'étude est faite selon l'organigramme suivant :

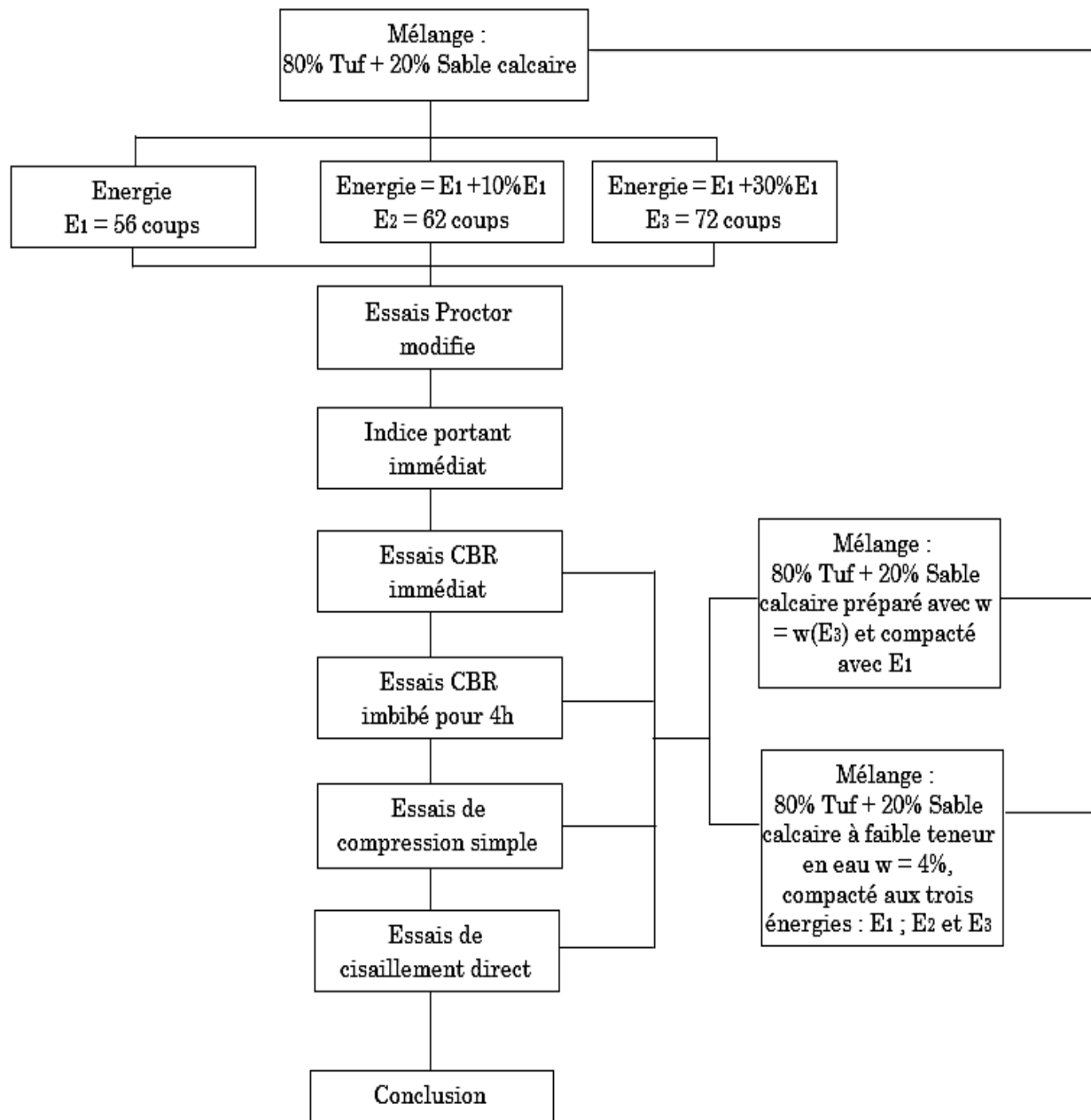


Figure 1 : Organigramme de l'étude du comportement mécanique du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire compacté à faible teneur en eau

2. ETUDE DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE

2.1 Essais de compactage « Proctor Modifié »

L'essai Proctor a pour but de déterminer pour un compactage normalisé d'une intensité donnée la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximum. Cet essai a été effectué selon la norme (NF P 94-093).

Les caractéristiques de compactage de l'échantillon de 80%tuf + 20%sable calcaire sont déterminé à des énergies de compactage croissantes : une première énergie E_1 égale l'énergie normalisée du Proctor modifié, une deuxième énergie E_2 augmentée par 10% de E_1 et une troisième énergie E_3 augmentée par 30% de E_1 ($E_1=56\text{coups} < E_2=62\text{coups} < E_3=72\text{coups}$).

Les résultats obtenus, ont permis de tracer des courbes dans l'espace (γ_d ; ω) et les points des sommets des courbes dont les ordonnées sont les densités sèches maximales et les abscisses sont les teneurs en eau correspondante représentent les Optimums Proctor pour les différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

La figure 2, présente les courbes Proctor obtenus pour les différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

Les résultats montrent que les caractéristiques optimales de compactage du mélange 80%tuf +20% sable calcaire tendent à améliorer. Ces résultats, ont une analogie entre le comportement des sols compactés à différentes énergies généralement constaté (Holtz et Kovacs, 1996).

En examinant les courbes de la figure 2, nous remarquons que pour des teneurs en eau inférieure à la teneur en eau OPM (branche sèche), les valeurs des densités sèche varient légèrement en fonction de la teneur en eau. Par contre, elles sont fortement diminuées pour des teneurs en eau supérieure à la teneur en eau OPM (branche humide). Cela, confirme bien la sensibilité du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire à l'eau.

Les caractéristiques optimales correspondantes à chaque énergie de compactage sont récapitulées dans le tableau 1.

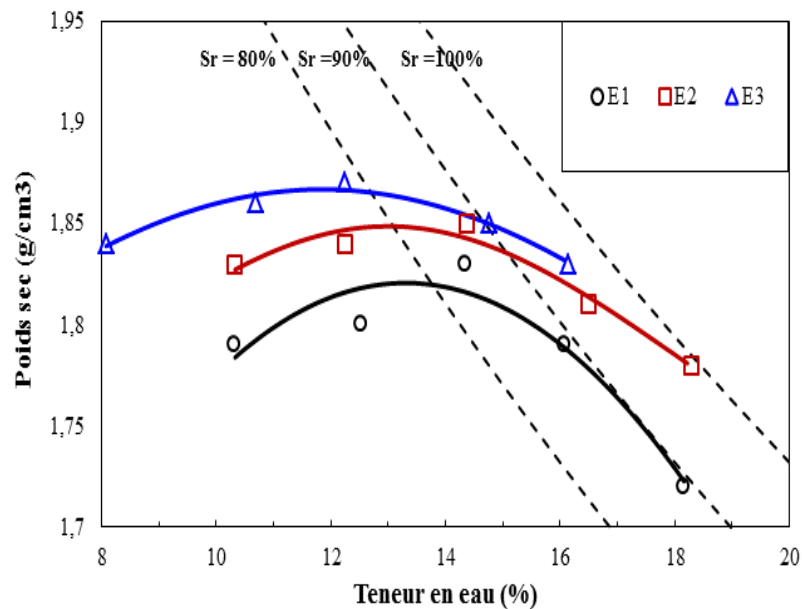
Tableau 1 : Valeurs des essais Proctor modifié.

Energie de compactage	wOPM (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	e	Sr (%)	TRS
E1 = 56 coups	13,3	1,820	0,46	77	
E2 = 62 coups	13,2	1,848	0,43	81	> 17
E3 = 72 coups	11,6	1,867	0,42	73	

Les valeurs de l'indice des vides et du degré de saturation sont déterminées par les relations suivantes :

Indice de vides :
$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

Degré de saturation :
$$Sr = \frac{G_s \times w}{e} \quad (\%)$$

**Figure 2** : Courbe Proctor de mélange en termes d'énergie de compactage

2.2. Essais de Portance

La portance d'un matériau compacté. Il consiste à comparer la résistance au poinçonnement d'un matériau à tester à celle d'un matériau de référence californien (grave naturelle).

L'essai est réalisé en enfonçant à vitesse constante un poinçon cylindrique dans l'axe de l'éprouvette à la cadence normalisée de 1,27 mm/min sur des éprouvettes du mélange 80%tuf + 20%sable calcaire aux différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3 ($E_1=56\text{coups} < E_2=62\text{coups} < E_3=72\text{coups}$) dans des moules CBR. Durant l'essai, la courbe effort-déformation est établie sur l'anneau

dynamométrique la force nécessaire aux enfoncements de 1,25mm ; 2mm ; 2,5mm ; 5mm ; 7,5mm et 10mm.

On définit les valeurs caractéristiques suivantes, et L'indice recherché par convention la plus grande des deux valeurs Max (I₁, I₂) :

$$I_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm (kN)}}{13,35 \text{ (kN)}} \times 100$$

$$I_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm (kN)}}{19,93 \text{ (kN)}} \times 100$$

Avec :

- ✓ un enfoncement de 2.5 mm pour une force de 13,35 KN;
- ✓ un enfoncement de 5 mm pour une force de 19.93 KN.

Trois types d'essais, en fonction de buts fixés, sont distingués :

- Indice Portant Immédiat ;
- L'essai CBR Immédiat ;
- L'essai CBR après immersion.

2.2.1. Indice Portant Immédiat (IPI)

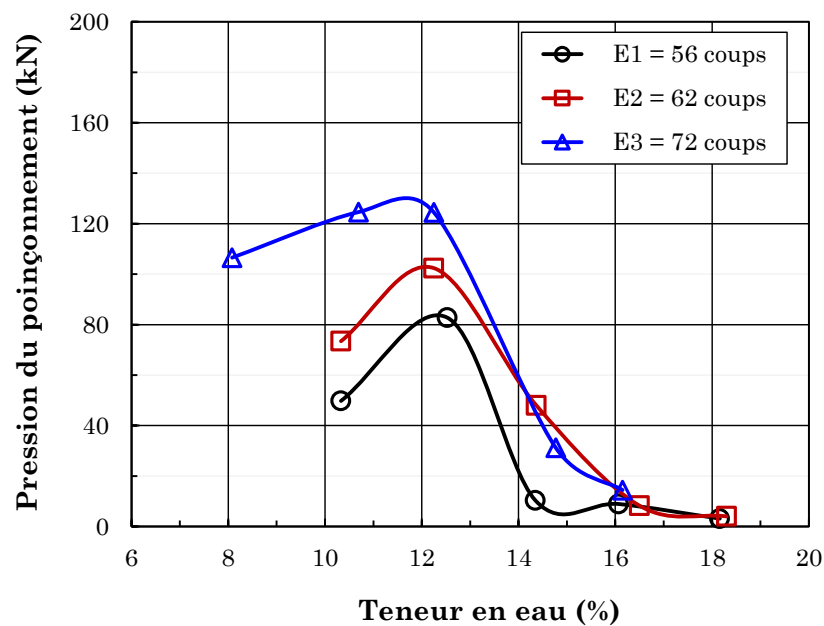
L'indice portant immédiat caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase chantier. L'essai permet de mesurer la résistance au poinçonnement du mélange compacté dans la plage de teneur en eau dans lequel il est évoluer dans l'essai Proctor modifié.

La figure 3, présente la variation de la pression de poinçonnement en fonction de la teneur en eau pour les différentes énergies de compactage E₁, E₂ et E₃. D'après cette figure, nous remarquons que, pour les teneurs en eau inférieure à la teneur en eau OPM (branche sèche), la pression de poinçonnement varie significativement en fonction de l'énergie de compactage. Par contre, pour des teneurs en eau supérieure à la teneur en eau OPM (branche humide), on remarque que la pression de poinçonnement est presque identique pour les éprouvettes compactés aux différents énergies E₁, E₂ et E₃. Ces résultats, coïncide avec celle de l'essai de compactage, montrent bien que le mélange 80% tuf + 20% sable calcaire est fortement sensible à l'eau.

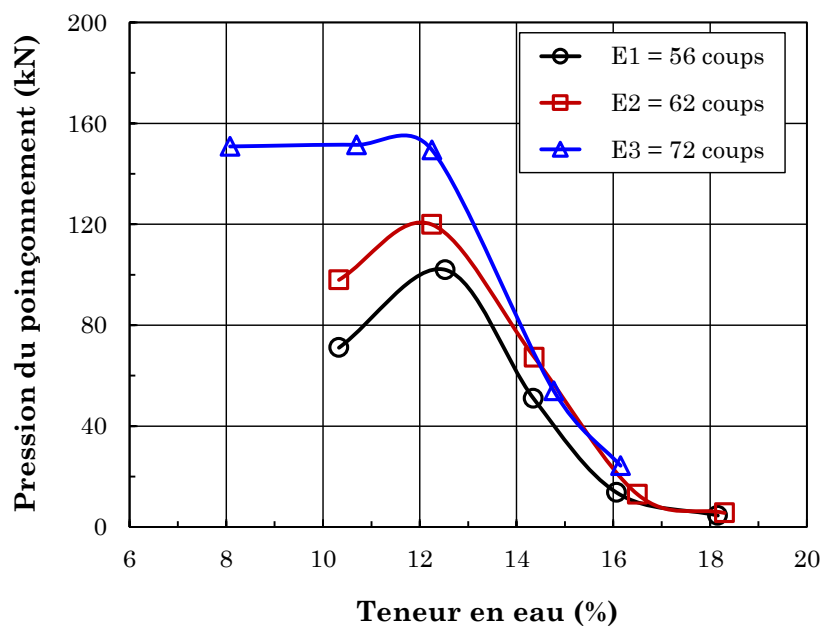
Le tableau 2, récapitule les différentes caractéristiques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire, obtenues de l'essai de l'indice portant immédiat à différents énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

Tableau 2 : Résultats récapitulatifs des essais indice portant immédiat

Energie de compactage	WOPM (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	e	Sr (%)	IPI (2,5mm)	IPI (5mm)
E1 = 56 coups	13,3	1,820	0,46	77	83	102
E2 = 62 coups	13,2	1,848	0,43	81	102	120
E3 = 72 coups	11,6	1,867	0,42	73	125	152



Courbe poinçonnement IPI 2,5 mm



Courbe poinçonnement IPI 5 mm

Figure 3 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai IPI en fonction de la teneur en eau pour les différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3

2.2.2. Essai CBR Immédiat

Sur la base des normes françaises, l'indice CBR (ICBR) est utilisé pour estimer l'épaisseur d'un corps de chaussée. On le détermine immédiatement après le compactage selon la norme NFP 94-078. L'essai permet de déterminer la portance du mélange compacté aux conditions, teneur en eau optimale et densité sèche maximale, obtenus pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

Afin d'étudier la portance du mélange à faible teneur en eau, on a réalisé des essais sur des mélanges préparés :

- Un 1^{er} mélange préparé avec la teneur en eau obtenue à partir de l'essai Proctor modifié de l'énergie de compactage E_3 , et Compacté à l'énergie du Proctor modifié ordinaire E_1 ($w_{OPM(E3)} = 11,6\% < w_{OPM(E1)} = 13,3\%$)
- Un 2^{ème} mélange préparé avec une très faible teneur en eau ($w = 4\%$) et Compacté aux différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

Les figures 4 et 5, présentent la variation de la pression de poinçonnement en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifié pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3 , et pour les

mélange préparé avec une très faible teneur en eau et compactés aux mêmes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3 . A titre de comparaison, on a additionné dans les deux figures la courbe concernant les mélange préparés avec la teneur en eau de l'essai Proctor modifié pour l'énergie de compactage E_3 , et Compacté à l'énergie du Proctor modifié ordinaire E_1 ($w_{OPM}(E_3) = 11,6\% < w_{OPM}(E_1) = 13,3\%$)

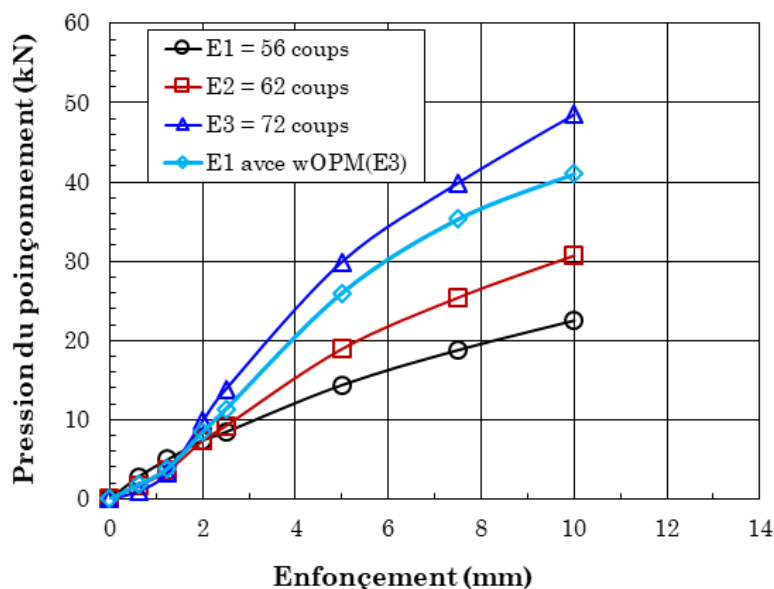


Figure 4 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai CBR immédiat en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifié pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3

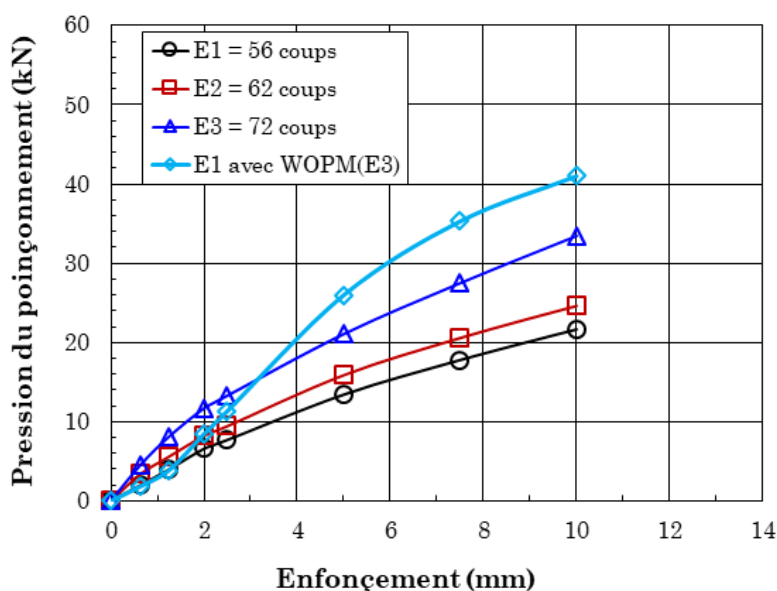


Figure 5 : Variation de la pression de poinçonnement en fonction de l'énergie de compactage des essais CBR immédiat pour le mélange préparé avec la teneur eau de 4%

Le tableau 3, récapitule les différentes caractéristiques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire, obtenues à partir des essais CBR immédiats.

Tableau 3 : Résultats récapitulatifs des essais CBR immédiats

Energie de compactage	WOPM (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	e	Sr (%)	ICBR immédiat
E1 = 56 coups (w=13,3%)	13,60	1,73	0,53	68	72
E2 = 62 coups (w=13,2%)	13,86	1,79	0,48	76	95
E3 = 72 coups (w=11,6%)	11,97	1,82	0,46	69	150
E ₁ = 56 coups (w _{OPME3} =11,6%)	11,62	1,82	0,46	52	130
E1 = 56 coups (w = 4%)	3,34	1,72	0,54	16	67
E2 = 62 coups (w = 4%)	3,43	1,73	0,53	17	80
E3 = 72 coups (w = 4%)	3,26	1,73	0,53	16	106

A partir de ces résultats, nous constatons que :

- L'indice CBR immédiat augmente avec l'énergie de compactage ;
- Le mélange préparé avec la teneur en eau obtenue à partir de l'essai Proctor modifie avec l'énergie de compactage E₃, et Compacté à l'énergie du Proctor modifie ordinaire E₁ ($w_{OPM(E3)} = 11,6\% < w_{OPM(E1)} = 13,3\%$), présente une portance supérieure à ceux obtenus pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifie des énergies E₁ et E₂.
- Concernant le mélange préparé avec une très faible teneur en eau et compacté aux différents énergies E₁, E₂ et E₃, les valeurs de l'indice de portance CBR sont légèrement inférieures par rapport à ceux obtenus pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifie des énergies mêmes énergies E₁, E₂ et E₃.

En fonction de l'indice CBR immédiat, la classe de portance et les valeurs des modules indiquées sur le tableau 4, ci-dessous, ont été calculées selon l'approche du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC) telle que pratiquée aux Laboratoires des Travaux Publics Algériens (LTP) (CTTP, 2001).

On constate que notre mélange 80%tuf et 20%sable calcaire est classé dans la classe de portance S0 pour les différentes énergies de compactage et pour les différents états hydrique de préparation.

Tableau 4 : Valeurs des essais Proctor modifié.

Energie de compactage	ICBR Immédiat	E =5.ICBR (MPa)	Classe de Portance
E1 = 56 coups (w=13,3%)	72	360	S0
E2 = 62 coups (w=13,2%)	95	475	
E3 = 72 coups (w=11,6%)	150	750	
E ₁ = 56 coups (w _{OPME3} =11,6%)	130	650	
E1 = 56 coups (w = 4%)	67	335	
E2 = 62 coups (w = 4%)	80	400	
E3 = 72 coups (w = 4%)	106	530	

2.2.3. Indice CBR imbibé

L'essai est réalisé selon la norme NFP 94-078. Généralement, dans les conditions extrêmes, l'essai est réalisé après immersion pendant 4 jours. Pour notre cas vu que notre région est de faible pluviométrie, les moules CBR sont immergés pendant 4 heures seulement.

L'essai permet de déterminer la capacité de portance du mélange compacté aux conditions, teneur en eau optimale et densité sèche maximale, obtenus pour chaque énergie de compactage E₁, E₂ et E₃. De même comme pour le cas immédiat, on a réalisé des essais CBR imbibé pour du mélange à faible teneur en eau.

Les figures 6 et 7, présentent la variation de la pression de poinçonnement, après 4 heures d'immersion dans l'eau, en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifiée pour chaque énergie de compactage E₁, E₂ et E₃, et pour les mélange préparé avec une très faible teneur en eau et compactés aux mêmes énergies de compactage E₁, E₂ et E₃. De même comme pour le cas immédiat, et à titre de comparaison on a additionné dans les deux figures la courbe concernant les mélange préparés avec la teneur en eau de l'essai Proctor modifiée pour l'énergie de compactage E₃, et Compacté à l'énergie du Proctor modifiée ordinaire E₁ (w_{OPM(E3)} = 11,6% < w_{OPM(E1)} = 13,3%)

Le tableau 5, récapitule les différentes caractéristiques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire, obtenues de l'essai CBR après immersion, pendant 4 heures, à différents énergie de compactage E₁, E₂ et E₃.

Tableau 5 : Résultats récapitulatifs des essais CBR après immersion pendant 4 heures.

Energie de compactage	WOPM (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	e	Sr (%)	ICBR imbibé
E1 = 56 coups (w=13,3%)	17,87	1,70	0,56	85	51
E2 = 62 coups (w=13,2%)	18,40	1,67	0,59	83	57
E3 = 72 coups (w=11,6%)	17,00	1,73	0,53	85	72
E ₁ = 56 coups (w _{OPME3} =11,6%)	12,84	1,73	0,53	64	65
E1 = 56 coups (w = 4%)	08,06	0,98	1,70	13	06
E2 = 62 coups (w = 4%)	06,21	1,12	1,37	12	12
E3 = 72 coups (w = 4%)	04,25	1,21	1,19	09	13

A partir de ces résultats, nous constatons que :

- L'indice CBR imbibé augmente avec l'énergie de compactage ;
- Le mélange préparé avec la teneur en eau obtenue à partir de l'essai Proctor modifie avec l'énergie de compactage E₃, et Compacté à l'énergie du Proctor modifie ordinaire E₁ ($w_{OPM(E3)} = 11,6\% < w_{OPM(E1)} = 13,3\%$), présente une portance après immersion supérieure à ceux obtenus pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifie des énergies E₁ et E₂.
- Concernant le mélange préparé avec une très faible teneur en eau et compacté aux différents énergies E₁, E₂ et E₃, les valeurs de l'indice de portance CBR après imbibition sont très faibles par rapport à ceux obtenus pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifie des énergies mêmes énergies E₁, E₂ et E₃.

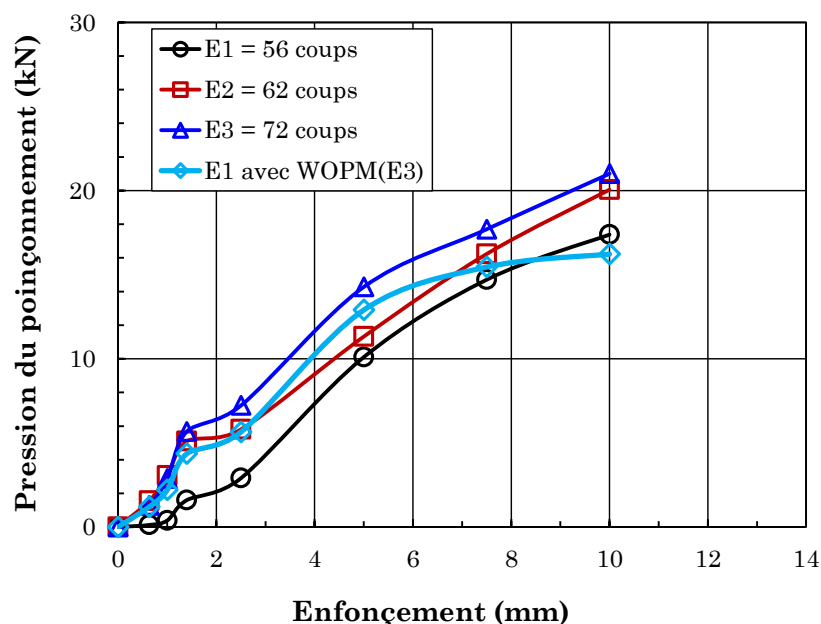


Figure 6 : Variation de la pression de poinçonnement pour l'essai CBR imbibé en fonction de l'énergie de compactage pour les mélanges préparés aux conditions Proctor modifiée pour chaque énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3

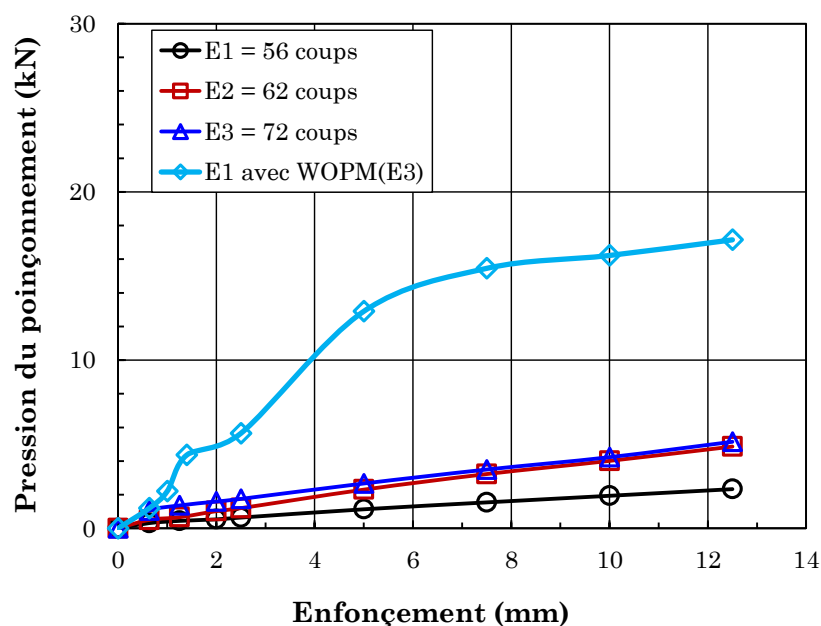


Figure 7 : Variation de la pression de poinçonnement en fonction de l'énergie de compactage des essais CBR imbibé pour le mélange préparé avec la teneur eau de 4%

2.2. Bilan des essais de compactage et de Portance

Le tableau 6, récapitule les différentes caractéristiques de compactage et de portance du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire à différents énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3 .

Tableau 6 : Récapitule des caractéristiques de compactage et de portance du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire

Energie de compactage							
	E1	E2	E3	E ₁	Avec w = 4%		
				avec w _{OPM} (E ₃)	E1	E2	E3
Essai							
Proctor modifié :							
w _{OPM} (%)	13,3	13,2	11,6	11,62	3,34	3,43	3,26
γ _{dmax} (g/cm³)	1,82	1,85	1,86	1,82	1,72	1,73	1,73
Essais IPI :							
IPI (2,5mm)	83	102	125	-	-	-	-
IPI (5mm)	102	120	152	-	-	-	-
Essais CBR :							
ICBR Immédiat	72	95	150	130	67	80	106
ICBR immersion (4h)	51	57	72	65	06	12	13

D'après ces résultats, nous pouvons constater qu'avec une teneur en eau largement inférieure à la teneur en eau optimale et avec des énergies de compactage croissantes, les valeurs de la densité sèche sont de l'ordre de 95% de la densité sèche maximum Proctor modifié. Pour les valeurs de l'indice CBR immédiat sont proches de celle trouvée avec la teneur en eau optimale. Après imbibition du mélange, une forte chute des valeurs de l'indice CBR sont obtenues. Ce qui conduit à une mauvaise portance et à des déformations inacceptables.

3. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE

3.1 Compression simple

Cet essai a été introduit d'une manière empirique par Fenzy, en 1957, pour apprécier la cohésion des matériaux locaux soumis à un état de sécheresse (Fumet 1959 ; Peltier 1959 ; Fenzy, 1966 ; Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Morsli, 2007, Goual, 2012). L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement dans le temps, appelé aussi auto-stabilisation (Netterberg, 1975).

L'essai est réalisé sur des échantillons confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et préparés en trois séries :

- 1^{er} série des échantillons préparés aux conditions de l'essai Proctor modifié, teneur en eau optimale et densité sèche maximale, pour différents énergie de compactage E_1 , E_2 et E_3 .
- 2^{ème} série des échantillons préparés à la teneur en eau de l'essai Proctor modifie pour l'énergie de compactage E_3 , et Compacté à l'énergie du Proctor modifie ordinaire E_1 ($w_{OPM(E_3)} = 11,6\% < w_{OPM(E_1)} = 13,3\%$) ;
- 3^{ème} série des échantillons préparés avec une très faible teneur en eau ($w = 4\%$) et Compacté aux différentes énergies de compactage E_1 , E_2 et E_3

La préparation des échantillons est conduite comme suite :

L'eau est ajoutée aux matériaux, à l'état naturel, quasiment secs (teneur en initial ≈ 0) de façon homogène. Lors de la fabrication de l'échantillon, une attention particulière est portée à la formation des grumeaux. Pour cela, le malaxage a été réalisé manuellement en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5mm de diamètre, dans le but d'avoir un Mélange homogène. Pour chaque série, le mélange est compacté statiquement, avec trois degrés de compactage $I_c = 95, 98$ et 100% par rapport la densité sèche maximale correspondante, dans un moule cylindrique de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur, selon la norme NF P 98-230-2. Après démoulage les éprouvettes sont conservées en étuve à 55°C pendant un période de 72h (CTTP, 2001 ; Stuillou et Alloul, 1984). Nous nous signalons que les éprouvettes de la 3^{ème} série sont détruites en cours de démoulage.

La figure 8, présente les résultats de l'essai compression simple, après 72h de conservation étuve à 55 °C, en termes du degré de compactage ou l'indice de compactage I_c .

Les résultats indiquent des relations linéaires entre la résistance à la compression simple et le degré de compactage, de forme :

$$R_c \text{ (MPa)} = A \times I_c \text{ (\%)} - B$$

Le tableau 7, suivant résume les différentes relations de corrélation avec leurs constantes.

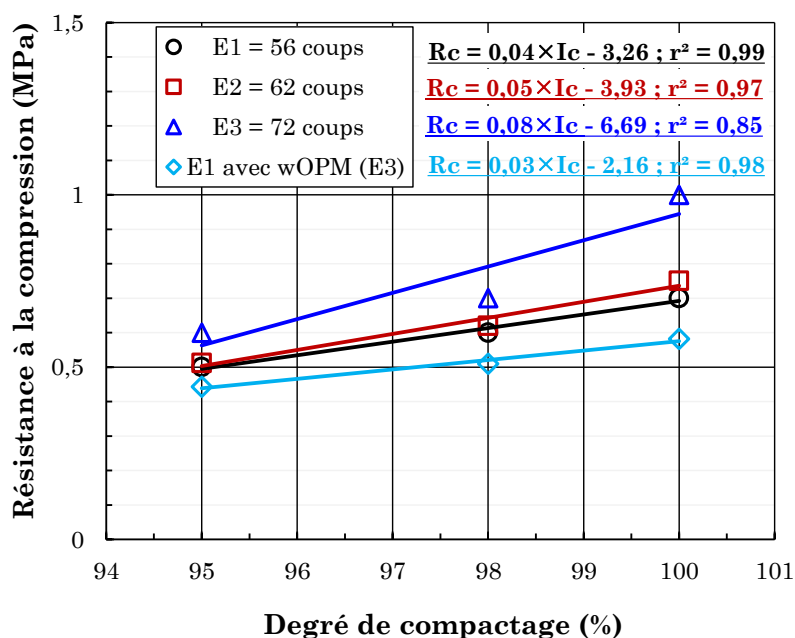


Figure 8 : Variation de la résistance de compression simple en fonction du degré de compactage

Tableau 7 : Relation de la résistance en fonction de l'indice de compactage

Energie de compactage	$R_c \text{ (MPa)} = A \times I_c \text{ (\%)} - B$	
	A (10^{-2})	B (10^{-2})
E1 = 56 coups (w=13,3%)	4	326
E2 = 62 coups (w=13,2%)	5	393
E3 = 72 coups (w=11,6%)	8	669
E1 = 56 coups (wOPME3=11,6%)	3	216

Une première examinasson de la figure 8, dans le sens de l'axe des abscisses, nous permet de conclure que :

- Pour les éprouvette, de la série 01, préparés dans les conditions ordinaire du Proctor modifie E_1 (56 coups), nous remarquons que pour 100% de compacité, la résistance est de 0,7 MPa, elle décroît à 0,6 MPa quand la compacité diminue de 2% de la densité maximale ($I_c = 98\%$) traduit par une perte de 14%, puis à 0,5 MPa quand la compacité diminue de 5% de la densité maximale ($I_c = 95\%$) traduit par une perte de 29%.
- Pour les éprouvette compactés avec E_2 (62 coups), de la série 01, traduit par une augmentation de l'énergie de compactage de 10% par rapport énergie ordinaire du Proctor modifie E_1 , nous remarquons que pour 100% de compacité, la résistance est de 0,8 MPa, elle décroît à 0,6 MPa puis à 0,5 quand la compacité diminue de 2% ($I_c = 98\%$) et de 5% ($I_c = 95\%$) de la densité maximale respectivement. Cette diminution de la résistance et traduite par une perte de 25% et de 38%.
- Concernant les éprouvette compactés avec E_3 (72 coups), de la série 01, traduit par une augmentation de l'énergie de compactage de 30% par rapport énergie ordinaire du Proctor modifie E_1 , à 100% de compacité la résistance est de 1 MPa, elle décroît à 0,7 MPa puis à 0,6 quand la compacité diminue de 2% ($I_c = 98\%$) et de 5% ($I_c = 95\%$) de la densité maximale respectivement. Cette diminution de la résistance et traduite par une perte de 30% et de 40%.

Une deuxième examinassions de la figure 8, dans le sens de l'axe des ordonnées, nous permet de conclure que :

- Pour le même degré de compactage ($I_c = 100\%$), la résistance à la compression varie de 0,7 MPa à 1MPa quand l'énergie de compactage augmente de 30% entre E_1 à E_3 , traduit par un gain de résistance de l'ordre 43%.
- Concernant les degrés de compactage $I_c = 98\%$ et $I_c = 95\%$, nous remarquons que la résistance à la compression varie de 0,6 et 0,5 MPa à 0,7 et 0,6 MPa respectivement, quand l'énergie de compactage augmente de 30% entre E_1 à E_3 , traduit par un gain de résistance de l'ordre 17%.

A propos des éprouvettes de la 2^{ème} série, ils ont présentés des valeurs de la résistance à la compression en-dessous de ceux donnés par les éprouvettes de la 1^{ère} série. Pour un degré de compactage de $I_c = 100\%$, on a enregistré une perte de l'ordre de 17% entre la résistance des éprouvettes de la 1^{ère} série préparés aux conditions OPM ordinaire et celles de la 2^{ème} série préparés à la teneur en eau de l'essai Proctor modifié pour l'énergie de compactage E_3 , et Compacté à l'énergie du Proctor modifié ordinaire E_1 ($w_{OPM(E_3)} = 11,6\% < w_{OPM(E_1)} = 13,3\%$)

En résumant, la cohésion du matériau étudié (la résistance à la compression) est faible et est très sensible à la variation de l'énergie de compactage et à la variation de la teneur en eau. Le tableau 8 suivant récapitule les pertes de résistance en fonction du degré de compactage pour les différentes énergies de compactage, et les gains de résistance en fonction de l'énergie de compactage.

Tableau 8 : Relation de la résistance en fonction de l'indice de compactage

Energie de compactage	Degré de compactage			Perte de	Perte
	Ic			Rc à	de Rc à
	100%	98%	95%	Ic = 98%	Ic = 95%
E1 = 56 coups (w=13,3%)	0,7	0,6	0,5	14%	29%
E2 = 62 coups (w=13,2%)	0,8	0,6	0,5	25%	35%
E3 = 72 coups (w=11,6%)	1	0,7	0,6	30%	40%
E1 = 56 coups ($w_{OPME_3}=11,6\%$)	0,58	0,51	0,44	12%	24%
Gains de Rc entre E1 et E2	14%	0%	0%		
Gains de Rc entre E1 et E3	43%	17%	17%		

3.2 Cisaillement directe

La résistance au cisaillement est la plus grande contrainte de cisaillement pouvant être supportée par le sol, où elle s'effondre ensuite et donne une surface de glissement claire.

L'essai de cisaillement directe, a pour objet de mesure en laboratoire des caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour

que la pression interstitielle u reste nulle tout au long de l'essai. L'essai est effectué sur une éprouvette du mélange compactés placé dans un boî de cisaillement, appelé boîte de Casagrande, constitué de deux demi-bottes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-bottes constitue le plan glissement ou de rupture correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (figure 9).



Figure 9 : Dispositif de l'essai de cisaillement direct

Les essais de cisaillement directes sont réalisés en condition non consolidée – non drainée (UU) à une vitesse de 0.01 mm/min, selon la norme NF P94-071-1, sur trois éprouvettes du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire préparés dans les mêmes conditions des trois séries des essais de compression.

Les figures 10 et 11, présentent les résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur les éprouvettes des trois séries.

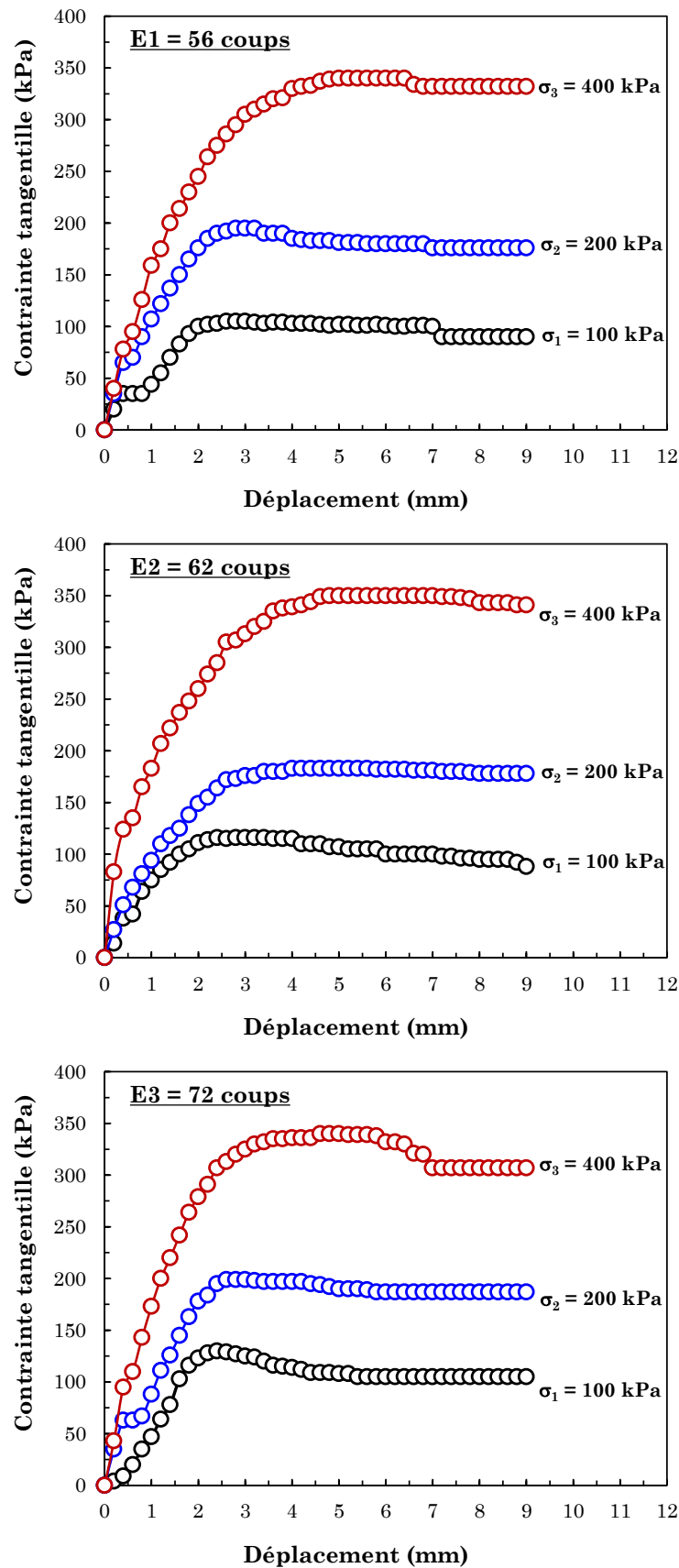


Figure 10 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 01

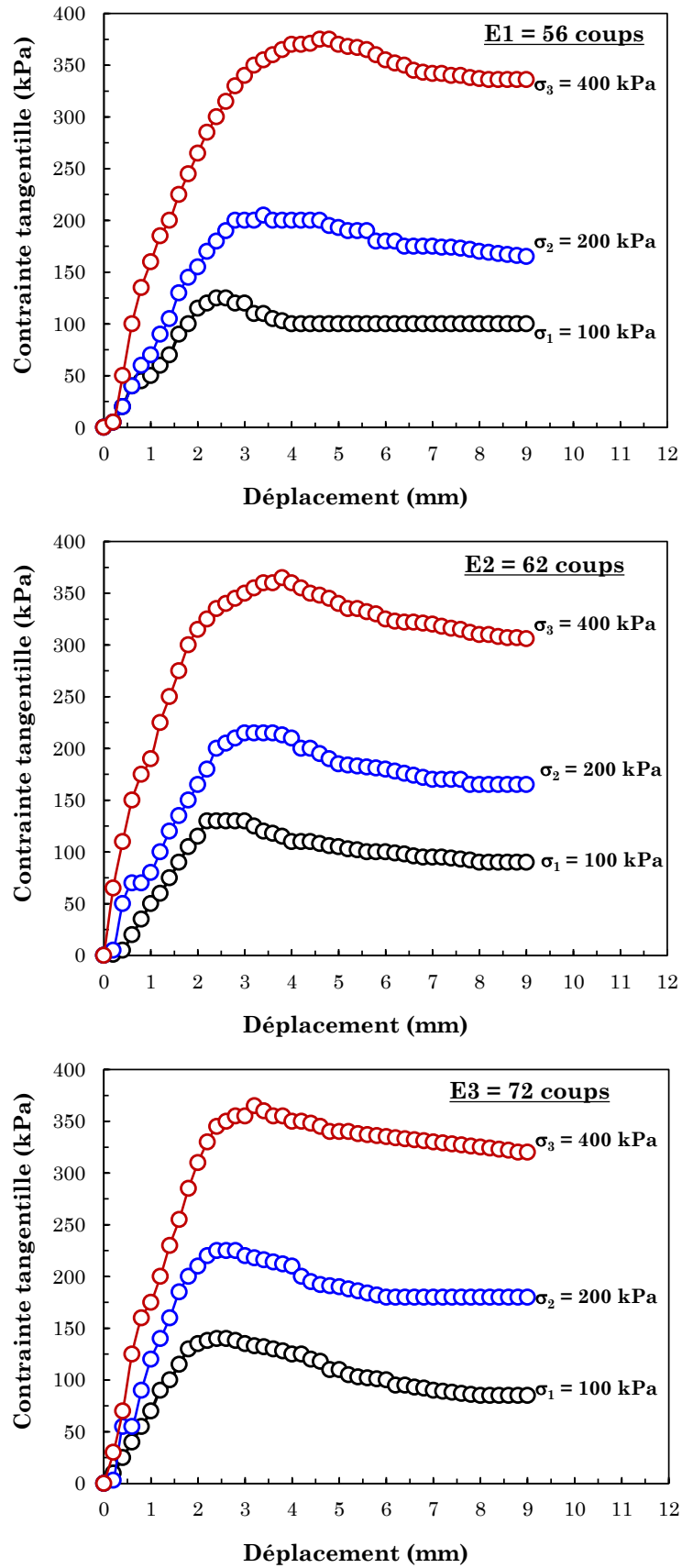


Figure 11 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 03

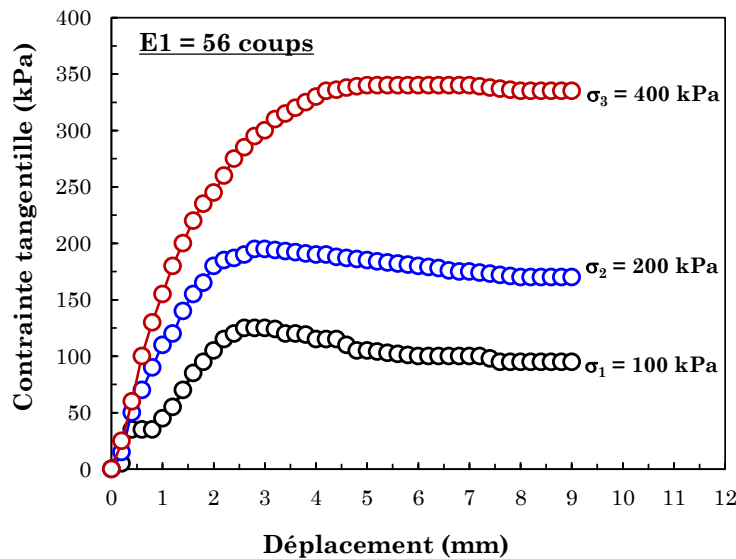


Figure 12 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement, pour les éprouvettes de la série 02

D'après ces figure nous remarquons que :

- Les contraintes tangentielles maximales augmentent avec la contrainte normale appliquées ;
- Pour les éprouvette de la 1^{er} et de la 2^{ème} série, les courbes sont similaires à celles des sols normalement consolidés, généralement les contraintes tangentielle augmentent en fonction du déplacement jusqu'à la rupture sans l'apparition de pic de résistance.
- Concernant les éprouvette du 3^{ème} série, les courbes sont similaires à celles des sols surconsolidés consolidé généralement les contraintes tangentielle augmentent en fonction du déplacement jusqu'à la rupture avec l'apparition de pic de résistance.

Les figures 13 et 14, représentent la variation de la contrainte tangentielle maximale en fonction de la contrainte normale appliquée.

A partir de ces courbes nous remarquons que les courbes de résistances au cisaillement maximales, traduits par les droites de rupture de fonction : $\tau = \sigma \tan \phi + C$, des différents échantillons sont superposés les uns par rapport aux autres. Une légère variation dans la cohésion et l'angle d frottement est enregistrée. Aussi, d'après ces figures nous remarquons qu'en fonction de l'énergie de compactage la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue.

Le tableau 9 récapitule les valeurs ces caractéristiques mécaniques, la cohésion et l'angle de frottement, du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire en fonction de l'énergie de compactage.

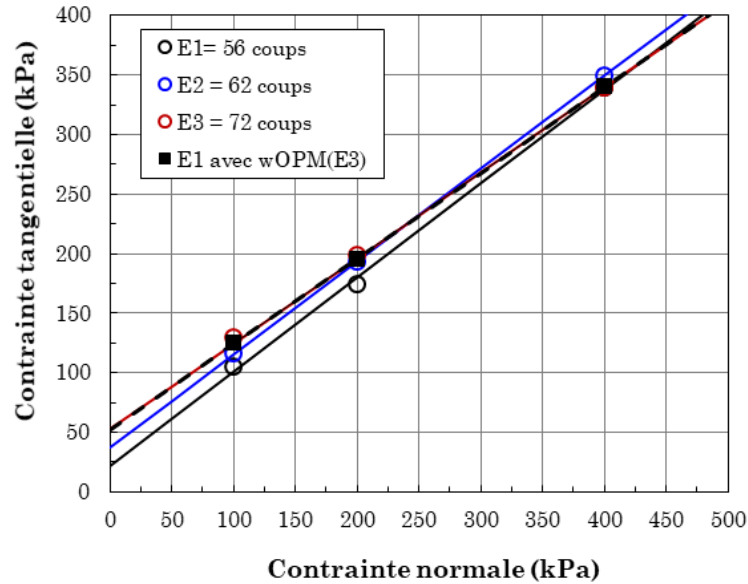


Figure 13 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale, pour les éprouvettes de la série 01 avec celles de la série 03

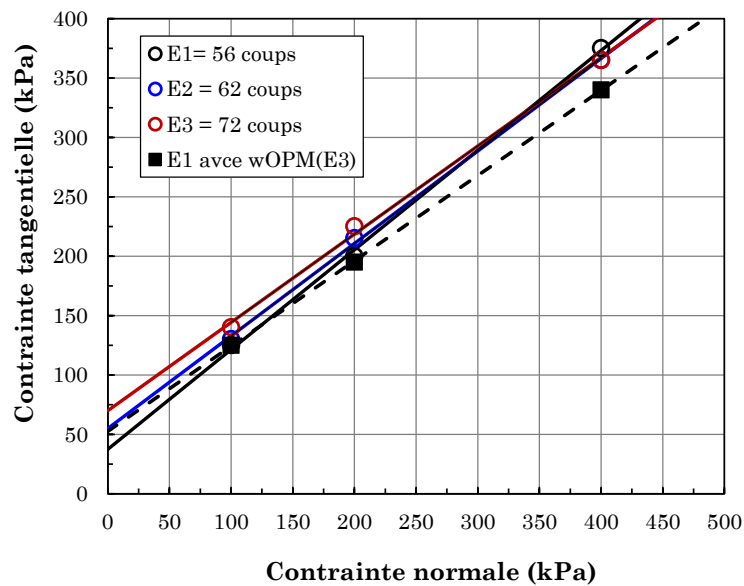


Figure 14 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale, pour les éprouvettes de la série 02 avec celles de la série 03

Tableau 9 : Caractéristiques mécaniques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire en fonction de l'énergie de compactage

Energie de compactage	C (kPa)	ϕ (°)
E1 = 56 coups (w=13,3%)	22,0	38,0
E2 = 62 coups (w=13,2%)	37,5	38,0
E3 = 72 coups (w=11,6%)	59,5	35,0
E ₁ = 56 coups (w _{OPME3} =11,6%)	52,5	35,7
E1 = 56 coups (w = 4%)	37,5	40,0
E2 = 62 coups (w = 4%)	55,0	38,0
E3 = 72 coups (w = 4%)	70,0	36,6

4. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre, est de comparer les caractéristiques mécaniques d'un matériau compacté à faible teneur en eau par rapport aux caractéristiques du même matériau compacté avec une teneur en eau optimale

D'après ces résultats on a pu tirer les conclusions suivantes :

Les caractéristiques optimales de compactage et l'indice portant immédiat du mélange 80%tuf +20% sable calcaire tendent à améliorer en fonction de l'énergie de compactage ;

Avec des teneurs en eau de compactage inférieurs à l'OPM, les caractéristiques optimales de compactage et l'indice portant immédiat varient légèrement. Par contre, ces caractéristiques sont fortement chutées pour des teneurs en eau de compactage supérieures à l'OPM. Cela, montre bien la sensibilité de notre mélange 80% tuf + 20% sable calcaire à l'eau ;

Les indices CBR immédiat et imbibé accroissent avec l'énergie de compactage ;

Les indices CBR immédiat et imbibé des mélanges préparés avec teneur en eau inférieure à l'OPM ordinaire ($w_{OPM(E3)} = 11,6\% < w_{OPM(E1)} = 13,3\%$) et compactés avec l'énergie du Proctor modifie ordinaire, sont bien meilleures que celles des mélanges préparés avec les conditions OPM des énergies E₁ (56coups) et E₂ (62coups).

Avec les mêmes conditions de compactage, les indices CBR immédiat pour les mélanges préparés avec une très faible teneur en eau sont proches à celles des mélanges préparés avec les teneurs en eau de l'OPM. Par contre, les indices CBR imbibés sont très faibles.

Les résistances à la compression accroissent en fonction l'énergie de compactage. Elles sont fortement diminués si le degré de compactage I_c diminué.

Pour chaque énergie de compactage, les mélanges préparés avec une très faible teneur en eau présentent des résistances aux cisaillements supérieurs à celle préparés avec les teneurs en eau de l'OPM. Leur comportement est similaire à un sol surconsolidé.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude entre dans un cadre général de valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat dans le domaine de construction en technique routière. Notre contribution s'est axée sur la possibilité de compacter un sol à une teneur en eau faible et même quasi nulle, et d'obtenir tout de même des caractéristiques physico-mécaniques aussi importantes sinon plus que celles qui correspondent à l'optimum ordinaire ou au pire des caractéristiques intéressantes. L'étude est réalisée sur un mélange de sol composé 80% de tuf et 20% de sable calcaire en vue d'une application en technique routière. Les objectifs visés dans le présent travail se résument dans les points suivants :

- Les caractéristiques optimales de compactage et l'indice portant immédiat du mélange 80%tuf +20% sable calcaire tendent à améliorer en fonction de l'énergie de compactage ;
- Avec des teneurs en eau de compactage inférieures à l'OPM, les caractéristiques optimales de compactage et l'indice portant immédiat varient légèrement. Par contre, ces caractéristiques sont fortement chutées pour des teneurs en eau de compactage supérieures à l'OPM. Cela, montre bien la sensibilité de notre mélange 80% tuf + 20% sable calcaire à l'eau ;
- La résistance à la compression (cohésion) est faible et est très sensible à la variation de l'énergie de compactage et à la variation de la teneur en eau. Elle est fortement diminué si le degré de compactage diminué.
- Si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, le matériau aura une grande résistance pendant la réalisation, ce qui est intéressant pour la traficabilité des engins mais rend difficile le compactage (il sera toujours difficile d'atteindre 95% de la densité sèche maximum Proctor modifiée).

- Si le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation), la chute des caractéristiques sous l'effet des contraintes dues aux engins et au poids des terres risque d'être brutale et produire des réarrangements conduisant à des déformations inacceptables.

En effet, d'après ces démarches expérimentales proposées et les résultats obtenus, on a montré qu'une formulation composée de 80% de tuf et 20% de sable calcaire, présente des caractéristiques de portance et de résistance à la compression simple et au cisaillement très intéressantes même avec des valeurs de teneur en eau faibles ou très faibles.

Afin d'appliquer les résultats du laboratoire sur le terrain, une suite logique à ce travail doit être projetée et qui consiste en la réalisation de sections expérimentales (plateforme réelle) de type « plot d'essais » avec des procédures de compactage par engins dans le but de trancher la question de la faisabilité pratique de la technique.

Références Bibliographique

- Alloul, B.**, 1981. Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière – Thèse de docteur de 3^{ème} cycle de l'Université de Paris VI.
- Ben Dhia, M.H.**, 1983a. Les encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde – Bull. de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 126, pp. 5-14.
- Ben Dhia, M.H.**, 1983b. Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière – Thèse de docteur de 3^{ème} cycle, Université de Paris VI.
- Biarez.**, 1974. La pratique du compactage. (France).
- BOUKLIKHA R, MECHERNENE M.**, 2015. «L'effet du compactage sur les caractéristiques de perméabilités et résistance d'un sol fin» mémoire de Mastre, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).
- Cissé, A.**, 1972. Le compactage à sec : Mythe ou réalité
- Colombier, G.**, 1988. Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTED.
- CTTP**, 2001. Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie.
- ELLIS.C.I.** 1980, Soil compaction at low moisture content - field trials in Sudan. pp. 331-340
- Fenzy, E.**, 1966. Particularité de la technique routière au Sahara. Revue générale des routes et aéroports, N° 411, p. 57-71.
- Verbrugge, J.-C., Fleureau, J.-M.** (2002). Bases expérimentales du comportement des sols non saturés. Mécanique des sols non saturés, sous la direction de O.Coussy et J.M. Fleureau, Lavoisier, Hermes Science, p. 69-112. Références 394.
- Fumet, P.**, 1959. Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement. Revue général des routes et aéroports, numéro spécial Sahara, N° 329, p. 169-178.

G.Arquie, G.Morel. " le compactage", p 321. 1988.

Goual I., 2012. « Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière», Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

GTR, 1992. Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, LCPC-SETRA, 204 p

Hamrouni, A., 1975. Routes économiques et routes à faible circulation. XV^{ème} Congrès mondial de la route, Mexico.

Holtz, R., et **Kovacs, W.**, 1996. Introduction à la géotechnique. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Pp 808.

ISTED-LCPC., 1987. Le savior-faire français en matière de compactage à faible teneur en eau des sols et matériaux des terrassements et chaussées.

Morsli, M., 2007. Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, ENP- Alger - Algérie.

Netterberg, F., 1975. Self-stabilization of road bases: fact or fiction? 6th conference of Africa on Soil Mechanics and foundations engineering Durbin.

Peltier, R. 1959. Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne. Revue générale des routes et aérodromes, Numéro spécial Sahara, N°329, pp. 165-168.

Sellam,M., et **Hammou-tani A.**,2016. « Compactage à sec pour les projet routière en zone arides », mémoire de Master, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

SETRA-LCPC, 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussée – Guide technique.

Struillou, L, Alloul, B., 1984. Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Symposium International sur les Granulats. pp 465-469.

Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY (1997), Livre de mécanique des sols « ouvrage réalisé sous la responsabilité du cégep de Chicoutimi, en collaboration avec le cégep de Baie - Comeau»,

Les normes utilisées :

- Détermination des limites d'Atterberg selon la norme **NF P-94.051** Mars **1993** ;
- Analyse granulométrique par tamisage : Norme **NF P-94.056** Mars **1996**
- Analyse sédimentométrique : Normes **NF P 94-057** Mai **1992**.
- L'essai CBR : Norme **NF P-94.078** Mai **1997**
- Essai du bleu de méthylène : Norme **NF P 94-068** Novembre **1993**.
- Equivalent de sable à 10% de fines : Normes **NF P18- 597** décembre **1990**.
- Essai Proctor modifié : Normes **NF P 94-093** Septembre **1997**.
- Essai de Compression simple : Normes **NF P 98-230-2**.
- Essai de cisaillement rectiligne : Normes **NF P 94-071-1**.

Annexe 1

1. Définition de la technique routière saharienne:

Après la construction de plusieurs milliers de kilomètres au Sahara, plus de 2500 km de route réalisés entre 1956 (date de découverte des premiers gisements pétroliers) et 1963 (date de la tenue de la première rencontre sur les techniques routières sahariennes), une technique routière propre au Sahara a pris naissance et posséda dès lors, ses normes et sa particularité. C'est en 1965, lors du 1^{er} congrès de la route qui et s'est déroulé à Beni-Abbès, les principes de la technique routière saharienne ont été justifiés et arrêtés (Fenzy, 1966 et 1970). Depuis, cette technique a fait l'objet d'un certain nombre d'articles de synthèse, il y a eu également des études portant sur certains matériaux particuliers.

1.1. Principes de la technique

Les idées de base de cette technique, d'après Fenzy, sont les suivantes :

- Les déflexions sous les pneus peuvent être grandes, mais doivent être essentiellement réversibles, car le trafic étant faible et le cumul des déformations permanentes n'est perceptible qu'après une longue période d'exploitation de la chaussée;
- La forme et l'état de la surface doivent faciliter l'écoulement des eaux pluviales afin de réduire les risques d'imbibition ;
- Le problème des chotts et cuvettes doit être dissocié de la technique saharienne et considéré comme une exception.

Les principes qui en découlent sont :

- La couche de roulement doit être suffisamment souple pour plier sans rompre;
- Le matériau de la couche de base doit pouvoir supporter des déformations élastiques sans dommage;
- Le climat sec et la faible intensité du trafic favorisent l'utilisation des matériaux locaux même s'ils sont sensibles à l'eau, utilisation proscrite dans les régions humides notamment en couche de base;

- L'épaisseur de la couche de base peut être faible, car le sol support étant sec et possède un indice CBR immédiat généralement supérieur à 20;
- L'utilisation des matériaux fins sensibles à l'eau en couche de base exige un bon écoulement des eaux de pluies.

1.2. Domaine d'application

La principale innovation de la technique routière saharienne a été l'utilisation en couche de chaussées de matériaux fins, où l'utilisation est rendue possible par le climat et par le trafic relativement faible prévu pour les routes à construire.

Cette technique n'est donc applicable que (Améraoui, 2002):

- Sous un climat très sec (moyenne annuelle des pluies < 100 mm) et dans les conditions telles que les risques d'imbibition des sols sous chaussées soient très réduits ;
- Pour un trafic prévisible relativement faible.

Cette technique, a permis d'établir un fuseau discriminant propre à ces matériaux : le fuseau dit « Saharien » ou « fuseau de Beni Abbés » (Figure A.1.5), qui est une adaptation locale du fuseau de référence AASHO. Le fuseau permet de partager l'espace granulométrique en trois zones, définissant ainsi trois familles de matériaux :

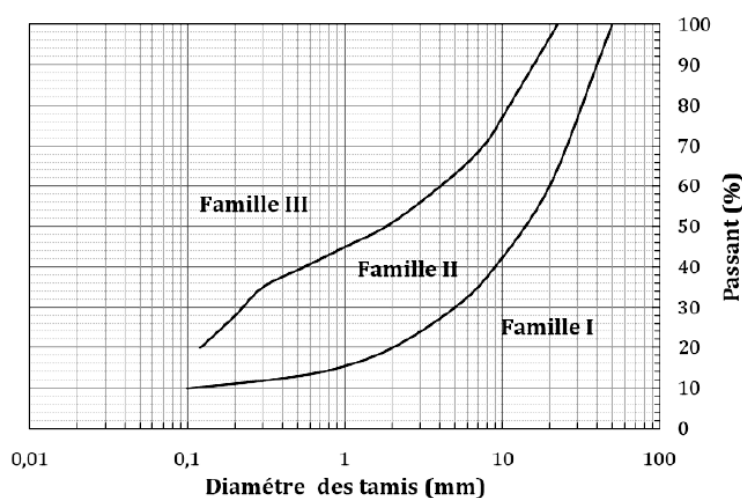


Figure 1 : Fuseau de spécification de la technique routière saharienne
(Fenzy, 1966)

Famille I : matériaux dont la courbe granulométrique se trouve entièrement ou partiellement au-dessous du fuseau (zone I du graphique). Ce sont des matériaux à ossature à forte teneur en vide (ballast). L'emploi des matériaux de cette famille, en assise de chaussée, est envisageable ; mais chaque cas doit être étudié en fonction des risques de ségrégation et de compactage ; parfois la réalisation de planches d'essai est nécessaire avant de se prononcer.

Famille II : matériaux dont la courbe granulométrique est tout entière à l'intérieur du fuseau (zone II du graphique) ; ce sont les matériaux à ossature. On leur appliquera les critères relatifs aux matériaux à angle de frottement élevé.

Famille III : matériaux dont la courbe granulométrique se trouve au-dessus du fuseau, entièrement ou partiellement (zone III du graphique). Matériaux fins, le squelette est inexistant ou noyé dans les éléments fins. On appliquera les critères relatifs aux « matériaux à cohésion élevée ».

1.3. Critères de choix de matériaux pour couches de base et de fondation

Pour couche de base, on distingue principalement deux types de matériaux :

- D'une part ceux qui doivent leur tenue à l'enchâssement des différents éléments les uns dans les autres et à l'angle de frottement important au contact grain-grain;
- D'autre part ceux qui doivent leur tenue à la cohésion relativement élevée apportée par leurs éléments fins (Ben-Dhia, 1983).

1.3.1. Matériaux à angle de frottement élevé

Ils sont appelés également: « matériaux à ossatures ». Ce sont des matériaux analogues aux matériaux dits: « classiques » utilisés dans les régions humides, ceux dont les courbes granulométriques doivent s'inscrire à l'intérieur des fuseaux-types de matériaux d'assises routiers.

En zone humide, outre la granularité, ces matériaux doivent remplir toutes les conditions pour obtenir un angle de frottement élevé après compactage, notamment :

- Une résistance suffisante aux chocs et à l'attrition;
- Des éléments de bonne forme : arrêtés vives, faces rugueuses;

- Un pourcentage de fines juste suffisant pour un bon compactage, etc.

Un tel matériau est aussi bon au Sahara; mais lorsqu'il s'agit de tout-venant naturel, qui remplit souvent les conditions de granularité et de résistance au choc, on se trouve presque toujours en présence de matériaux à grains plus ou moins arrondis et lisses.

C'est pour cette raison qu'au Sahara, on exige que les matériaux de ce type aient une certaine « cohésion ». C'est ainsi que par rapport à ceux utilisés dans les zones humides, le pourcentage de fines est plus élevé et la plasticité est plus forte.

En résumé, les conditions demandées aux matériaux à ossature au Sahara, sont les suivantes (Domec, 1980) :

- La courbe granulométrique doit s'inscrire dans le fuseau choisi;
- Le coefficient Los Angeles doit être inférieur à 40 (ou à la rigueur être inférieur à 45) cette valeur du Los Angeles est liée aux conditions climatiques et à la classe du trafic;
- L'indice de plasticité doit être supérieur à 6 (on admet jusqu'à 10 ou 12 dans le nord du Sahara);
- Une résistance à la compression simple de 10 à 15 bars serait souhaitable.

1.3.2. Matériaux à « cohésion » élevée

Ces matériaux peuvent être divisés en deux grands groupes :

- D'une part ceux qui tirent leur cohésion de l'affinité réciproque des éléments pulvérulents de calcaire ou de gypse;
- D'autre part, ceux dont la cohésion est obtenue intégralement par l'agglomération des éléments argileux.

Cette cohésion peut être appréciée en laboratoire par l'essai de compression simple (Fenzy, 1966), effectué sur des éprouvettes compactées à la teneur en eau de l'OPM et séchées à l'étuve jusqu'à une teneur en eau voisine de zéro.

La résistance minimale exigée doit être obtenue pour une compacité de 97 à 98% de l'OPM (compacité demandée généralement sur chantier) en ce qui concerne la

couche de base. Cependant, si le matériau est difficile à compacter, on peut se référer à une compacité de 95% de l'OPM. Cette résistance minimale avait d'abord été fixée empiriquement à 15, puis à 20 bars; mais Fenzy recommande une résistance de 25 bars pour plus de sécurité (Fenzy, 1966).

Dans le cas de l'emploi des matériaux à fines argileuses dans le corps de chaussée, certains nombre de précautions doivent être pris, notamment en ce qui concerne la granularité.

Parmi ceux répondant au critère de la résistance à la compression simple, il est recommandé d'utiliser les matériaux graveleux ou grenus, ayant une bonne courbe granulométrique (étalée et concave) (Domec, 1980).

D'autre part, le pourcentage des fines (<0.080 mm) est limité à 30% pour les matériaux fins, afin de faciliter leur humidification (homogénéisation de la teneur en eau de compactage) et compactage.

Résumons les conditions exigées pour l'emploi en couche de base des matériaux cohérents (Domec, 1980):

- Résistance à la compression simple supérieure à 25 bars (pour une compacité de 97 ou de 98% de l'OPM);
- Teneur en fines $< 30\%$;
- Bonne granularité (cette condition à moins d'importance pour les matériaux d'encroûtements).

1.3.3. Matériaux intermédiaires

Il existe évidemment dans la nature tous les matériaux intermédiaires dont la cohésion et l'angle de frottement sont moyens.

L'expérience a montré qu'il fallait se méfier de ces matériaux qui n'entrent pas nettement dans l'une des catégories indiquées ci-dessus, et bien étudier leur cas avant de les accepter dans la couche de base. Au niveau de la couche de fondation, la cohésion et la résistance aux chocs ont un peu moins d'importance. Les matériaux recherchés sont peu plastiques et susceptibles de bien se comporter (critères de granularité et pourcentage des fines) (Domec, 1980). Les matériaux utilisés pour la couche de fondation sont :

- Soit les mêmes matériaux choisis en couche de base, lorsque les gisements correspondants sont d'importance suffisante;
- Soit des matériaux qui tout en ne convenant pas à la couche de base, présentent des qualités suffisantes pour la couche de fondation.

1.4. Structure de la chaussée saharienne

Selon la bibliographie consultée (Fenzy, 1970 ; Inal, 1980 ; Boularek, 1989 ; Baslimane, 1994), les routes sont implantées en remblai de faible hauteur, cette disposition facilite le drainage et modifie favorablement la teneur en eau d'équilibre sous chaussée et les déblais sont évités car ils favorisent l'ensablement des chaussées. Le principe d'une assise unique est souvent retenu ; son épaisseur varie entre 15 cm et 30 cm. Elle est réalisée, à chaque fois que c'est possible avec un matériau identique soumis à des normes strictes découlant de la TRS. Lorsque les matériaux performants ne sont pas disponibles en quantité suffisante, les 10 cm inférieurs - jouant le rôle de couche de fondation - sont alors réalisés avec un matériau ayant des caractéristiques moins bonnes ; la structure de chaussée se présente alors selon le schéma de la typique représenté par la figure 2.

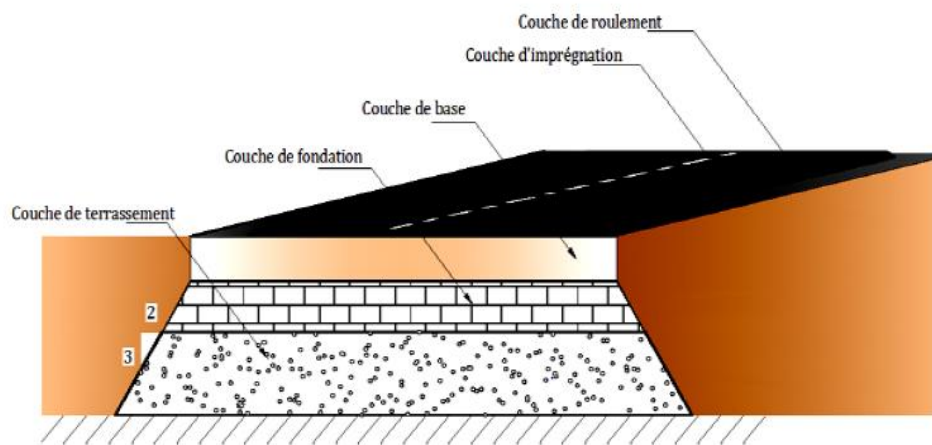


Figure 2 : Coupe transversale type d'une chaussée saharienne

1.4.1. Couche supérieure des terrassements

Les routes en zones désertiques sont souvent en remblai à faible hauteur, cette disposition facilite le drainage et modifie favorablement la teneur en eau d'équilibre sous chaussée, les déblais sont à éviter car ils favorisent l'ensablement des chaussées (Boularak, 1997).

Il n'y a pas de sélection de matériaux pour l'exécution des terrassements à l'exception des matériaux trop fins et pulvérulents qui sont écartés. Ce sont généralement des tout-venants qui sont utilisés; cependant, dans les zones des dunes, le sable peut constituer le corps du remblai, mais sa mise en oeuvre pose des problèmes particuliers : faible portance du sable, sa fluidité et difficulté de répandage des matériaux d'assise de chaussée. Dans le cas du dernier problème, il n'est pas possible de scarifier et de mélanger les matériaux de la couche supérieure sans leur contamination avec le sable. Une couche de forme moins élaborée s'avère nécessaire avant la mise en oeuvre de la couche de fondation.

Les couches supérieures des terrassements sont compactées à sec de manière à atteindre des densités de l'ordre de 90% de l'OPM (Améraoui, 2002).

Un choix judicieux des matériaux du remblai permet de réduire le corps de chaussée d'une simple couche de base d'environ 15 cm (Boularak, 1997).

1.4.2. Couche de fondation

Elle est mise en place sur la plate-forme support de la chaussée (terrassements terminés), constituée des matériaux sélectionnés, compactée avec humidification et exécutée sur toute la largeur de la plate-forme.

1.4.3. Couche de base

La couche de base est aussi compactée avec humidification et exécutée sur toute la plate-forme. Lorsqu'elle est terminée elle a une largeur de 7,50 à 10,50 m suivant les projets, et avec des élargissements sur certaines sections (passages submersibles, remblais de grandes hauteurs, etc.) (Domec, 1980).

3.4.4. Imprégnation

Préalablement à la réalisation d'une couche de roulement les matériaux d'encroûtements notamment, doivent recevoir une couche d'imprégnation bitumineuse dont l'utilité est triple :

- Assurer l'accrochage de la couche de roulement sur un matériau souvent très fermé en surface;
- Servir éventuellement de couche de roulement provisoire;
- Protéger la couche de base des précipitations.

3.4.5. Revêtement

Actuellement le revêtement est réalisé sur une largeur de 7 m avec des élargissements sur certaines sections, car les anciennes routes revêtues sur une largeur moindre ont connu des dégradations prématurées malgré le faible trafic. Selon l'intensité du trafic, la couche de roulement sera constituée par un enduit superficiel, un enrobé à froid, un enrobé à chaud ou un sable bitume. Toutefois, l'enrobé à froid est le plus souvent utilisé.

Annexe 2

Classification GTR

Une classification de matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières et donne par le GTR (Setra-LCPC, 1992), permet de classer les sols (voir Tableau III.2.4) en fonction d'un certain nombre de paramètres cité supra :

- Classe A - Sols fins
- Classe B - Sols sableux et graveleux avec fines
- Classe C - Sols comportant des fines et des gros éléments
- Classe D - Sols insensibles à l'eau.

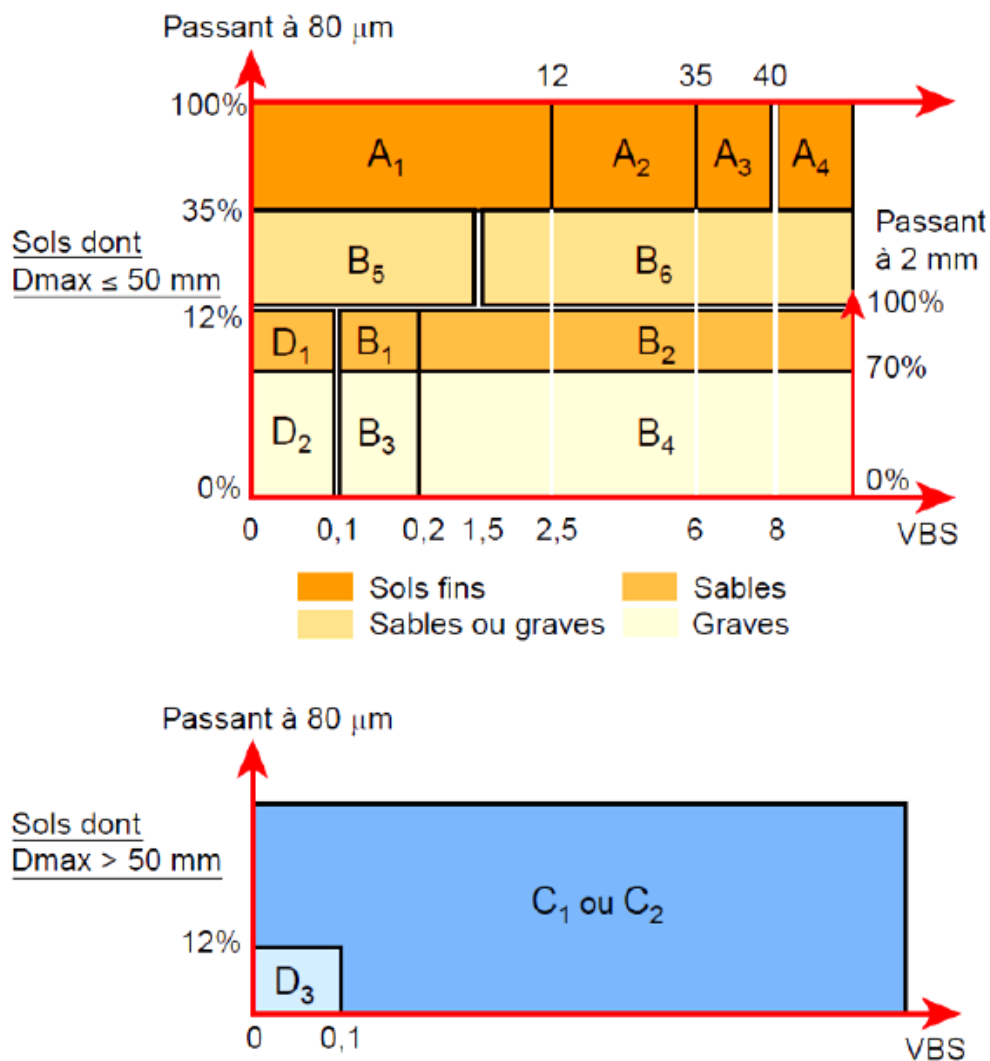


Figure 3 : Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature, suivant la norme NF P 11-300

Classe de portance

Le tableau 1 et 2 regroupent respectivement les classes de portance des sols par ordre croissant de S4 à S0 et les plages de portance probables des différents sols selon leur classification (CTTP, 2001).

Tableau 1 : Classes de portance des sols Si (CTTP, 2001)

Indice CBR	Classe de portance
< 5	S4
5 – 10	S3
10 – 25	S2
25 – 40	S1
> 40	S0

Tableau. 2 : Plages probables de portance des sols (CTTP, 2001).

Sol	Classification LPC/USCS	Classe de portance
Argiles, Limons	CL, CH, ML, ML-CL	S4 – S2
Sables, Graves	SP-SC, SC, SM, GP-GC, GC, GM	S3 – S0

Plusieurs approches ont été proposées pour déduire une valeur de module, directement utilisable dans un schéma rationnel de dimensionnement de couches d'assises, à partir de la valeur retenue pour le CBR (cité par Neji, 2005). Le tableau A.2.4 indique les valeurs des modules, des différents sols selon leurs classes de portance, estimés à partir de ces différentes approches.

Tableau 3 : Valeurs des modules selon la classe de portance (CTTP, 2001).

Classe de portance	Valeurs des modules E		
	<i>E= 6,5 CBR^{0,65}</i> (Jeuffroy et Bachelez)	<i>E= 10 CBR</i> (Shell)	<i>E= 5 CBR</i> (LCPC)
S4	< 19	< 50	< 25
S3	19 – 29	50 – 100	25 – 50
S2	29 – 53	100 – 250	50 – 125
S1	53 – 71	250 – 400	125 – 200
S0	> 71	> 400	> 200

Annexe 3

1. Sols à granulométrie uniforme

Classification reposant sur le diamètre moyen des grains :

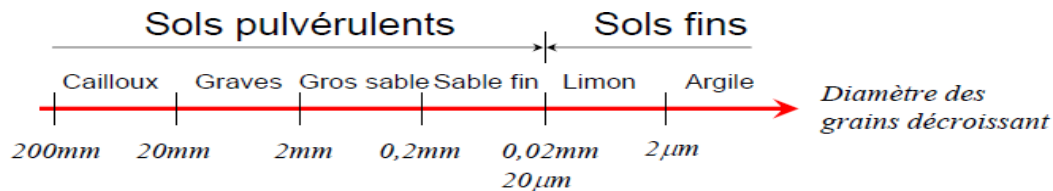


Figure 4 : Classification de Sols à granulométrie uniforme

2. Sols à granulométrie non uniforme

- Majorité des cas
- Trois types de sols :
 - sols grenus $50\% > 80 \mu m$
 - sols fins $50\% < 80 \mu m$
 - sols organiques $> 10\%$

2.1. Sols grenus (sables ou graves) :

Définitions			Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $> 2 \text{ mm}$	moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ 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 $< 0,08 \text{ mm}$	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
			GA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $< 2 \text{ mm}$	moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ 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 $< 0,08 \text{ mm}$	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
			SA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

Figure 5 : classification USCS

2.2. Sols fins (limons et argiles)

Limites d'Atterberg → critère de plasticité

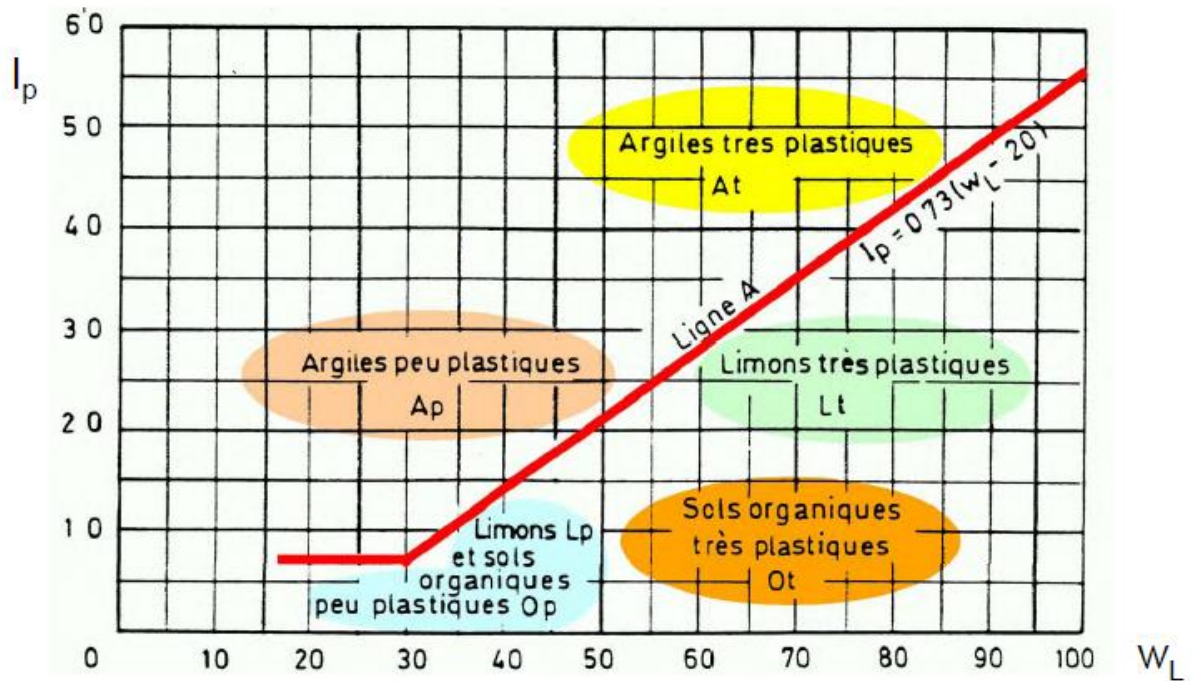


Figure 6 : diagramme de plasticité et classification des sols fins.