

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université El Djillali Liabès, Sidi Bel Abbès



Faculté des sciences de l'ingénieur
Département de Génie Civil

Thèse
Pour l'obtention du Diplôme de Docteur en Génie Civil
Option : Matériaux innovants dans le génie civil

Intitulée

**Valorisation des tufs d'encroûtement en
technique routière**

Présenté Par

LOUALBIA Hamza

Soutenue le / :/2017, devant le jury ci-dessous :

MEGHACHOU Mourad	Professeur, Université de Sidi Bel Abbès	Président
EZZINE Mohamed	Docteur, Ecole polytechnique d'oran	Examineur
GHOMARI Abdelhamid	Professeur, Université de Mostaganem	Examineur
GHERNOUTI Youcef	Professeur, Université de Boumerdes	Examineur
GHEMBAZA Moulay Smaine	Professeur, Université de Sidi Bel Abbès	Invite
SEBAIBI Yahya	Professeur, Université de Sidi Bel Abbès	Encadreur

À la mémoire de mon père

À ma chère mère

À ma femme

À mes enfants

À ma sœur

À mes frères

Remerciements

Il m'est agréable d'exprimer dans ces quelques lignes ma reconnaissance et ma gratitude aux personnes qui ont contribué à la réussite de ce travail.

Monsieur S. Yahya, Professeur à Université de Sidi Bel Abbès, a dirigé cette thèse. Il m'a prodigué conseils constructifs et remarques pertinentes tout au long de ces années de travail à ses côtés. Qu'il me permette de lui témoigner ma profonde reconnaissance.

Monsieur G. Idriss, Maître de Conférences à l'Université de Laghouat, s'est intéressé à mon travail et l'a encouragé. Sa compréhension attentive et ses conseils pertinents m'ont procuré aide et allant. Je lui en manifeste ma franche gratitude.

Je remercie vivement Monsieur F. SADOK, Docteur à l'École Centrale de Paris (France), pour m'avoir accueilli dans leur équipe CERMES, laboratoire Navier. Pour la gentillesse et la patience qu'il a manifestées à mon égard durant cette thèse.

Je remercie Madame M. Duc, Chargée de recherche - physico-chimie et mécanique des sols du groupe « terrassement et ouvrages en terre » à l'IFSTTAR de Paris (France), pour leur disponibilité et pour l'aide qu'ils m'ont apportée durant la préparation de cette thèse ainsi que pour les conseils et les encouragements qu'ils m'ont prodigués.

Je souhaite remercier Dr. EZZINE Mohamed et Pr. GHOMARI Abdelhamid et Pr. GHERNOUTI Youcef qui ont accepté d'être rapporteurs de ma thèse, ainsi que Pr. GHEMBAZA Moulay Smaine, Dr. Feia SADOK, d'avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je remercie Monsieur MEGHACHOU Mourad, Professeur de l'Université El Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse.

J'adresse mes remerciements à tous les membres du LTCP de DJELFA, du LNH de Djelfa, chercheurs, techniciens et personnels administratifs qui m'ont accueilli au sein de leur centre et avec qui j'ai eu le plaisir de travailler.

Résumé

Les encroutements calcaires sont souvent utilisés pour la réalisation des couches d'assise, des couches de forme et de la couche de sol support. L'influence de la saturation et de la teneur en eau sur la capacité portante des tufs calcaires joue un rôle très important sur la rigidité mécanique ainsi que l'endommagement des structures de chaussées. En plus, le phénomène de durcissement produit par les conditions environnementales, notamment hydriques a également une influence importante sur la rigidité de ces matériaux non liés. Cependant, la méthode de dimensionnement des chaussées neuves en Algérie ne permet pas de prendre en compte correctement l'effet des variations hydrique. L'objectif de la thèse est d'étudier l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des tufs calcaires de chaussées soumis aux chargements statiques. Nous avons réalisé une campagne d'essais à différentes teneurs en eau sur deux modes de séchage, avec mesure de la résistance de compression et du comportement résilient. L'analyse minéralogique aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, il nous a donné une explication sur la cause de durcissement de notre matériau vers à la dissolution d'une partie de calcite lors de l'imbibition et du compactage.

Mot clés : encroutements calcaires, saturation, durcissement, séchage, dissolution.

Abstract

The limestone crusts are often used for the realization of subbase and subgrade layers. The effect of saturation and water content on the bearing capacity of limestone plays a very important role in the mechanical rigidity and degradation of pavement structures. In addition, the hardening phenomenon produced by environmental conditions, as well as water also has an important influence on the rigidity of these loose materials. However, the design method for new pavements in Algeria does not properly take into account the effect of water changes. The aim of the thesis is to study the effect of water content on the mechanical behavior and the hardening process of limestone tuffs after compaction when water content varies. Our material was studied by following the change of compressive strength measured on specimens prepared at different water contents and stored for several days either under air (for fast drying) or in non-hermetic bags (for slow drying). The first series of specimens appeared more resistant than the second one. As explanation of the hardening, the possible precipitation of new phases such as carbonate during the fast drying is discussed based on chemicals and microstructural analysis (EDX, SEM).

Keys Word: limestone crusts, saturation, hardening, drying, precipitation.

ملخص

تستخدم القشور الكلسية عموماً في مراحل التصميم الإنشائي للطرق على مستوى طبقات القاعدة، وطبقات الأساس الحصوي. درجة التشبع والتغيرات في نسبة المياه المثلى لتربة من أهم العوامل المؤثرة على قدرة تحمل وصلاحية هذه الطبقات، وقد تؤدي إلى أضرار كبيرة في هيكل الطريق. بالإضافة إلى ذلك، فإن ظاهرة التصلب الناتجة عن هذه الظروف البيئية، لديها تأثير آخر هام على ثبات هذه الطبقات، كما أن تصميم الطرق في الجزائر لا يأخذ بعين الاعتبار هذه العوامل. الهدف من الرسالة هو دراسة تأثير محتوى الماء على ظاهرة التصلب والسلوك الميكانيكي للقشور الكلسية بعد تعرضها لأحمال ثابتة. أجريت التجارب على عينات مضغوطة وفق نسب مختلفة من الرطوبة، ومحفوظة في شروط مختلفة، بينت النتائج على وجود كمية ماء معينة من أجلها يكون التصلب أعظمياً، وقد اعطينا نتائج تحليل الأشعة السينية (EDX) والمجهر الإلكتروني الماسح (SEM) فهما معمقا عن تفسير ظاهرة التصلب والذي سببها نوبان جزء من الكالسيوم خلال التشرب والرص.

الكلمات المفتاحية : القشور الكلسية، التشبع، التصلب، التشرب، الذوبان.

Contents

Contents.....	5
Chapitre 1	13
Aperçu géologiques sur les encroutements.....	13
1.1 Introduction	14
1.2 Encroutements calcaires	15
1.2.1 Formation des encroutements calcaires	16
1.2.2 Evolution des encroûtements calcaires.....	18
1.2.3 Classification et typologie des formes d'accumulation	19
1.2.4 Exploitation de l'encroûtement	20
1.3 Les encroutements gypseux.....	21
1.3.1 Situation géographique et climatologie	21
1.3.2 Origine du gypse et des formations gypseuses.....	21
1.3.3 Evolution des encroûtements gypseux	21
1.4 Les encroutements gypso calcaires.....	23
1.5 Conclusion.....	24
Chapitre 2	25
Caractéristiques géotechniques et comportement des tufs	25
2.1 Introduction	26
2.2 Identification.....	26
2.2.1 Granulométrie.....	26
2.2.2 Composition chimique et propreté.....	27
2.2.3 Dureté, densité et résistance du tuf.....	28
2.3 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques.....	30
2.4 Comportement mécanique des Tufs	31
2.4.1 Comportement au Durcissement	31
2.4.2 Comportement aux chargements	34
2.4. 3 Influence de la teneur en eau	42
2.5 Conclusion.....	44
Chapitre 3	45
Valorisations routières des tufs d'encroutements.....	45
3.1 Introduction	46
3.2 Morphologie géologique de l'Algérie	47
3.3 Le climat.....	48

3.4 Le trafic	48
3.5 La technique routière saharienne.....	49
3.5.1 Principes de la technique	49
3.5.2 Domaine d'application	49
3.5 Synthèse de quelques spécifications	50
6. Conclusion.....	52
Chapitre 4	53
Caractérisations géotechniques.....	53
4.1 Introduction	54
4.2 Matériau étudié.....	55
4.2.1 Présentation de la Wilaya de Djelfa	56
4.2.1.1 Situation géographique	56
4.2.1.2 Le climat	56
4.2.1.3 Infrastructure routière de la Wilaya de Djelfa	57
4.3 Identification géotechnique du matériau d'étude	57
4.3.1 Analyse granulométrique.....	57
4.3.2 Caractérisation des fines et comportement	58
4.3.3 Compactage et portance.....	58
4.3.4 Caractérisation chimique et microstructurale	62
4.4 Conclusion.....	66
Chapitre 5	67
Etude des propriétés mécaniques des tufs saturés.....	67
5.1 Introduction	68
5.2 Description du dispositif.....	69
5.2 Préparation de l'échantillon.....	70
.52.1 Saturation	70
.52.1.1 Préparation de l'essai : Celle-ci consiste à :	70
.52.1.2 Phase de stabilisation et circulation d'eau initiale :	70
.52.1.3 Saturation de l'éprouvette	70
5.2.2 Consolidation de l'échantillon.....	72
5.2.3 Écrasement	73
5.3 Résultats et discussions	74
5.4 Conclusion.....	80
Chapitre 6	82

Etude du phénomène durcissement	82
6.1 Introduction	83
6.2 Étude du phénomène de prise	85
6.2.1 L'évolution de la résistance à la compression R_c	85
6.2.1.1 Préparation des éprouvettes	85
6.3 Résultats expérimentaux	87
6.3.1 Influence de la teneur en eau sur la résistance en compression simple	87
6.3.2 Influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression simple.....	88
6.3.3 L'évolution chimique de carbonate de calcium (CaCO_3)	90
6.3.4 L'effet d'immersion	93
6.4 Conclusion	95
Conclusion générale	96
Références	97

Figure 1.1 Schéma du circuit de la formation des encroûtements calcaires.....	16
Figure 1.2 Profil d'encroûtement calcaire selon Ruellan.....	19
Figure 1.3 Schéma type d'un encroûtement gypseux selon Horta.....	22
Figure 2.1 Evolution granulométrique d'un tuf calcaire (a) en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibrant (CV) et d'un compacteur à pneu (CP), (b) lors d'un compactage type Proctor (Ben-Dhia, 1983 ; Colombier, 1988).....	27
Figure 2.2 Exemple de courbe Proctor modifié et CBR (Colombier, 1988).....	30
Figure 2.3 Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaires conservés en trois modes différents (a Tufs tunisiens (Ben-Dhia, 1983), (b) Tuf algérien (Boukezzi, 1997).	31
Figure 2.4 Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température ou de la dépression (Ben-Dhia, 1983).....	33
Figure 2.5 Comparaison de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents (Ben-Dhia, 1983).....	33
Figure 2.6 Limites des charges supportables immédiates et après 1 mois de conservation avec dessiccation (Boukezzi, 1997).	34
Figure 2.7 Limites des charges supportables immédiates et après 6 mois de conservation avec dessiccation (Ben-Dhia, 1983).....	34
Figure 2.8 Essai non drainé sur sol surconsolidé.....	36
Figure 2.9 Essai drainé sur sol surconsolidé ($\sigma'_2 = \sigma'_3 = cste$).	37
Figure 2.10 Essai triaxial sur le sable d'Hostun (Bouvard et Stutz, 1986).....	38
Figure 2.11 Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994a cités par Gidel, 2001).....	39
Figure 2.12 Sollicitations induite dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes (Gidel, 2001).....	40
Figure 2.13 Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al., 1994b).	40
Figure 2.14 (a)Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben-Dhia, 1983, (b) courbes d'iso-déformations permanentes pour 105 chargements (Ben-Dhia, 1983, Ben-Dhia et al., 1984).....	41
Figure 2.15 Influence de la teneur en eau sur le MR (Tian et al. 1998).	43
Figure 2.16 Module résilient pour le gneiss granitique partiellement concassé (Bilodeau et Doré, 2012).	43
Figure 3.1 Topographie du Maghreb (Hadjiat, 1997).	47
Figure 4.1 lithologie de Wilaya de Djelfa, ORGM, Boumerdès 1999.....	55
Figure 4.2 profile de sol étudié	56
Figure 4.3 Courbe granulométrique du tuf calcaire étudié par rapport au fuseau saharien (Fenzy, 1966), fuseau de tuf 1. (0/40), fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).	58
Figure 4.4 Courbe Proctor du tuf calcaire étudié.....	59
Figure 4.5 Variations de la pression du piston en fonction de son enfoncement	60
Figure 4.6 Variations du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR.....	60
Figure 4.7 Dispositif microscopie électronique à balayage «Env. SEM, Quanta 400 FEI» Laboratoire SRO - IFSTTAR.....	63
Figure 4.8 Observations au microscope électronique à balayage (MEB) sur des échantillons du tuf calcaire compacté à l'OPM.....	64
Figure 4.9 Spectromètre à dispersion d'énergie «EDAX».....	65
Figure 4.10 Micro-analyses de poudre du tuf calcaire compacté à l'OPM.....	65
Figure 5.1 Micro-analyses de poudre du tuf calcaire compacté à l'OPM-laboratoire géotechnique université Laghouat.....	69
Figure 5.2 Variation de volume en fonction du temps: régime permanent	71
Figure 5.3 Variation de volume en fonction du temps: Rampe de saturation de l'éprouvette	72
Figure 5.4 Courbe de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement.....	73
Figure 5.5 Chemins triaxiaux sur les échantillons compactés.....	78
Figure 5.6 Des échantillons du tuf calcaire compactée a l'OPM après cisaillement -essais CD.....	79

<i>Figure 6.1 Présentation de l'appareillage d'écrasement- laboratoire GEO-MAT. Université Djelfa.</i>	<i>86</i>
<i>Figure 6.2 Effet de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple RC du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 6.3 Effet de la durée de stockage sur la résistance à la compression simple RC du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).....</i>	<i>88</i>
<i>Figure 6.4 Évolution de la teneur en eau dans l'échantillon en fonction de la méthode de séchage du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).....</i>	<i>89</i>
<i>Figure 6.5 Représentation des plans de rupture observés sur les éprouvettes de tuf calcaire après l'écrasement.</i>	<i>90</i>
<i>Figure 6.6 Évolution de la teneur en carbonate de calcium (CaCO₃%) en fonction du temps de stockage</i>	<i>91</i>
<i>Figure 6.7 Vues au microscope électronique à balayage (MEB) des matériaux au cours de sechage , a-c) 0 jour et b-d) 120 jours.</i>	<i>92</i>
<i>Figure 6.8 Temps d'effondrement des échantillons conservées à l'aire libre.....</i>	<i>94</i>

<i>Tableau 1.1 Classification des encroûtements calcaires selon Ruellan (Ruellan, 1970).....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau 2.1 Classification des sols selon la valeur de VB</i>	<i>28</i>
<i>Tableau 2.2 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires.</i>	<i>30</i>
<i>Tableau 2.3 Caractéristique de ruptures et de déformations pour différents tufs et graves témoins.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau 3.1 Tableau comparatif des différentes spécifications.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau 4.1 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de tuf calcaire étudié ; CV-Condition vérifiée, CN-condition non vérifiée</i>	<i>61</i>
<i>Tableau 4.2 Analyse chimique par fluorescence de rayons X (XRF) du tuf calcaire de Feidh el Botma à l'état tendre. (P.f. perte de feu à 1000°C).....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau 5.1 Valeurs de pressions pour la phase de saturation.....</i>	<i>71</i>
<i>Tableau 5.2 Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableau 5.5 Traitement des données des essais triaxiaux</i>	<i>74</i>
<i>Tableau 5.6 Résumé des résultats de l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du tuf calcaire.</i>	<i>79</i>
<i>Tableau 6.1 Synthèse bibliographique des résultats géotechniques des matériaux (Loualbia, Sebaïbi, Duc, Goual, & Feia, 2016).....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau 6.2 Analyse chimique par fluorescence de rayons X (XRF) du tuf calcaire de Feidh el Botma à l'état tendre, après 90 jours suit a humidification et compactage (P.f. perte de feu a 1000°C).</i>	<i>91</i>
<i>Tableau 6.3 Résultats d'analyse élémentaire obtenue par spectroscopie à dispersion d'énergie aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, après 0 et 120 jours de séchage.....</i>	<i>93</i>

Contexte

La construction routière en Algérie pose de grands problèmes économiques à cause de la cherté des terrassements imposés par les conditions topographiques et climatiques critiques, ainsi que par la mise en place d'un corps de chaussée qui demande une consommation très coûteuse en matériaux nobles. Or, les bons matériaux se faisant de plus en plus rares, il s'est avéré indispensable de chercher des matériaux naturels locaux susceptibles d'être utilisés en corps de chaussée, en les valorisant et les développant en géotechnique routière de telle sorte qu'ils répondent aux besoins et exigences du trafic.

Il existe, par ailleurs, de nombreuses raisons de s'intéresser aux matériaux locaux dans les pays en développement parmi lesquelles, l'existence de très grandes formations de matériaux particuliers qui sont à l'échelle d'un continent : calcaires, gypseux ou gypso calcaires ...ils sont parfois d'excellente qualité. Ils ont parfois des performances plus faibles que celles qui figurent dans les spécifications des pays industrialisés, mais les conditions locales (les climats secs, les faibles trafics par exemple autorisent bien souvent des tolérances assez larges).

Les tufs et encroûtements calcaires se classent dans cette catégorie vue leur abondance, leur utilisation et l'expérience acquise par les ingénieurs routiers aussi bien en Algérie que dans d'autres pays comme la Tunisie, l'Afrique du Sud, l'Argentine. Les encroûtements calcaires occupent les zones semi-arides (de 100 à 350 mm de pluie par an), les encroûtements gypseux les zones hyperarides (moins de 100 mm de pluie par an) et les encroûtements gypso-calcaires les zones intermédiaires.

Problèmes

La maîtrise de la teneur en eau de compactage est une préoccupation importante fondamentale des ingénieurs de génie civil. Aussi, la connaissance des principes fondamentaux du comportement des encroûtements compactés est indispensable pour prévoir et quantifier les effets d'un changement de teneur en eau.

La méthode de dimensionnement des chaussées neuves en Algérie ne permet pas de prendre en compte correctement l'effet des variations hydriques ou l'effet de la teneur en eau.

Dans ce contexte, nous nous sommes premièrement intéressés à l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des encroûtements calcaires de chaussées soumis à des essais triaxiaux, essais de caractérisation et du comportement mécanique.

Dans un deuxième temps, nous allons étudier l'effet des méthodes de séchage sur le phénomène de durcissement des encroûtements calcaires. Pour cela, nous avons réalisé une campagne d'essais à différentes teneurs en eau sur deux méthodes de conservations et de séchage avec mesure de résistance à la compression simple.

Le travail présenté dans ce mémoire est une contribution à la valorisation des matériaux locaux dans la géotechnique routière. L'échantillon d'épreuve est un tuf calcaire prélevé dans la région de Faïdh el Botma dans la wilaya de Djelfa.

Ce mémoire a été organisé en six chapitres :

Le premier est essentiellement consacré à l'étude bibliographique sur la genèse de la formation des tufs d'encroûtements. Le deuxième chapitre nous donne un aperçu les différentes caractéristiques géotechniques des tufs d'encroûtements et leurs comportements mécaniques à chargement statique et cyclique. Quant au troisième chapitre, consacré aux Valorisations routières des tufs d'encroûtements en Algérie.

Le quatrième chapitre porte une caractérisation géotechnique des matériaux utilisés, se posera sur : L'identification chimique, physique et mécanique du matériau tuf. Le cinquième chapitre présente les résultats d'essais expérimentaux sur un tuf calcaire compacté en vue de déterminer l'influence de l'état de compactage sur les propriétés mécaniques du matériau, puis d'examiner l'effet des variations de teneur en eau en termes de déformations. Le dernier chapitre présente une étude expérimentale pour expliquer les mécanismes du processus de durcissement du tuf calcaire compacté selon les variations de teneur en eau et le mode de séchage. L'étude, est menée par :

- L'évolution de la résistance à la compression (R_c);
- L'évolution de la teneur en eau selon divers modes de séchage;
- L'évolution chimique de carbonate de calcium (CaCO_3);
- L'évolution minérale par XRF (analyse de fluorescence de rayons X);
- L'évolution physique des pores par le MEB (Microscopie électronique à balayage);
- L'impact de l'immersion.

Une discussion est menée dans la conclusion générale et des perspectives à ce travail y sont également présentées.

Chapitre 1

Aperçu géologiques sur les encroutements

1.1 Introduction

Les tufs ont connu une large utilisation depuis de longues années. En effet, les blocs de croûtes ou les pierres de tufs retirés des champs par les agriculteurs ont été utilisés dans la construction des murs et dans l'empierrement des chemins, d'après Durand, ils couvrent approximativement une superficie de 300.000 km² (Durand, 1963).

De nombreuses définitions ont été données. La définition varie selon la spécialité de l'auteur (géologue, pédologue ou géotechnicien) ; elle fera référence à la genèse proposée pour cette formation ou aux caractéristiques du matériau.

Enonçons quelques définitions proposées par ces spécialistes :

" C'est un enduit de surface qui recouvre tous les terrains indistinctement, surtout les terrains d'eau douce et les poudings et qui suit toutes les ondulations de surface; il n'y a rien de géologique et le mécanisme de sa formation me paraît difficile jusqu'à présent à bien expliquer " (Renou, 1848).

" Calcaire terreux qui recouvre une grande partie des terres de l'Algérie comme d'un immense linceul blanc." (Ludovic, 1852).

" Les tufs sédimentaires sont des incrustations irrégulières et spongieuses qui se produisent à l'émergence de sources calcaires et qui renferment de nombreux moulages de plantes et de coquilles. Lorsque ces sources s'épanchent dans un bassin lacustre, le calcaire précipite en une fine poudre cristalline qui se stratifie, en couches régulières. La roche est alors plus compacte qu'un tuf et prend le nom de *travertin* ". Moret (Moret, 1962).

Les géotechniciens et les ingénieurs routiers qui ont utilisé depuis 40 ou 50 ans ces matériaux pour la construction routière ont eu tendance à assimiler aux croûtes calcaires des formations calcaires. Ils se sont basés pour cette assimilation sur quelques critères géotechniques tels que la teneur en CaCO₃, friabilité ou dureté, communs à de nombreux matériaux calcaires (craies, etc.) ; les tufs se différencient de ces derniers par leur mode particulier de formation, examiné plus loin.

" Les encroûtements 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 formation, les tufs d'encroûtements se groupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes" (Hamrouni, 1975).

En Afrique du Nord. Les matériaux appelées, dans le langage courant tufs, sont en vérité des encroûtements calcaires, gypseux ou mixtes, vraisemblablement sous l'influence du mot arabe taffeza articulé teuf en abrégé, qui désigne les grès friables quel que soit le ciment et peut-être aussi du mot berbère tifikert qui signifie : tartre, croûte (Horta, 1979).

Selon Bendhia, tout en faisant référence à certains résultats de Hamrouni, (Hamrouni, 1975), Alloul, (Alloul, 1981) et Horta, (Horta, 1979), définit les tufs comme étant des roches ayant une masse volumique inférieure à 2 t/m^3 , une résistance à la compression entre 5 et 10 MPa., un Los Angeles supérieur à 60 et dont la teneur en éléments fins passant au tamis de 80 microns, obtenus sur la fraction 0/20 du matériau après extraction, est de l'ordre de 10 à 20%.

Les encroutements calcaires sont réparties partout dans le monde (Annexe A), se trouvent essentiellement dans les régions de climat aride ou semi-aride favorable à leur formation et dans les zones présentant une inclinaison très faible ne dépassant pas 0.25 % (relief relativement plat).

En Afrique : ce sont les hauts plateaux de l'Afrique du Nord, les plaines de Djefara et le bassin de Benghazi en Libye, le Nord du Kenya, les plateaux de la Somalie, les steppes de la Tanzanie, les vallées de Botswana et d'Afrique du Sud, la Namibie et l'Angola. Les encroutements gypseux sont moins répandus dans l'ensemble mais leur importance est capitale dans certaines régions comme le triangle Biskra, Ouargla, El Oued et le Sud tunisien.

En Amérique :

USA : hautes plaines du Texas, les vastes étendues du Kansas, l'Oklahoma, l'Arizona, la Californie); Mexique: (plaine de Mexico); Argentine (Buenos-Aires, la Pampa)

Au Moyen-Orient : on trouve le tuf au Liban, en Syrie, en Jordanie, au Golfe Persique et en Inde.

En Europe : le tuf y est peu abondant sauf dans certaines régions méditerranéennes. On le trouve particulièrement dans le Sud de l'Espagne.

En Australie : on rencontre le tuf dans les plaines littorales.

Dans ce chapitre, on se contentera d'une définition généraliste ; quant à la genèse, on présentera les hypothèses autour desquels il semble y avoir eu consensus.

1.2 Encroutements calcaires

Les tufs calcaires existent dans la plupart des pays du bassin méditerranéen et occupent les zones à climat sec. L'abondance de cette ressource naturelle fait que leur utilisation comme matériau routier est devenue de plus en plus répandue. Parmi toutes les définitions proposées, on peut retenir celle donnée par :

« Les tufs calcaires sont des roches calcaires ayant un Los Angeles supérieur à 60, une masse volumique inférieure à 20 kN/m^3 , une résistance à la compression simple comprise entre 5 et 10MPa, et dont la teneur en éléments fins passant au tamis de 80 microns, obtenus sur la fraction 0/20 du matériau après extraction, est de l'ordre de 10 à 40 % ». (Hamrouni, 1975) ; (De Os Horta, 1979) ; (Alloul, 1981).

« La croûte calcaire est un matériau terrestre composé essentiellement, mais pas exclusivement de carbonates de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; elles sont dues à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantités plus au moins

grandes de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration » (Goudie, 1983).

1.2.1 Formation des encroutements calcaires

De nombreuses études des géologues sur la genèse des tufs d'encroûtements et les formes d'accumulation de calcaire et de gypse ont été données. Depuis près d'un siècle, la question de l'origine de ses formations ne cesse d'alimenter les controverses ; de nombreux auteurs se sont intéressés aux processus de formation de ces accumulations dans le sol (Pomel, 1872) ; Ce sont des formations constituées principalement de carbonates de calcium (CaCO_3 : calcaire) et de silice ou quartz (SiO_2 : sable). Elles contiennent aussi, en faible quantité, des argiles et du chlorure de sodium. Différentes hypothèses génétiques sont avancées pour expliquer les accumulations calcaires dans les sols ; (Aubert, 1947) (Mathieu, Thorez, & Ek, 1976) (Vogt, 1984).

- L'hypothèse par ascensum qui fait appel aux processus liés à l'évaporation : remontée de solution par capillaires du sol et précipitation en surface des matières dissoutes.
- L'hypothèse par descensum. Elle remonte aux travaux des pédologues dans les années 20. Sous climat aride ou semi-aride, la croûte se forme par lessivage de la partie supérieure du sol et l'accumulation carbonatée s'opère à la base de la zone lessivée. Au carbonate provenant du lessivage peuvent s'ajouter des apports latéraux en solution.
- L'hypothèse de sédimentation. Le calcaire qui contribue à la formation des encroûtements calcaires provient des hauts massifs calcaires proches. Le transport se fait soit sous forme de particules solides entraînées lors des précipitations soit par solubilisation du carbonate de calcium dans l'eau chargée en gaz carbonique. (Mathieu, Thorez, & Ek, 1976) , (Djili , 1999) (Guettouche, Guendouz, & Boutiba, 2006). La figure 1.1 représente schématiquement le circuit qui aboutit à la création des encroûtements.

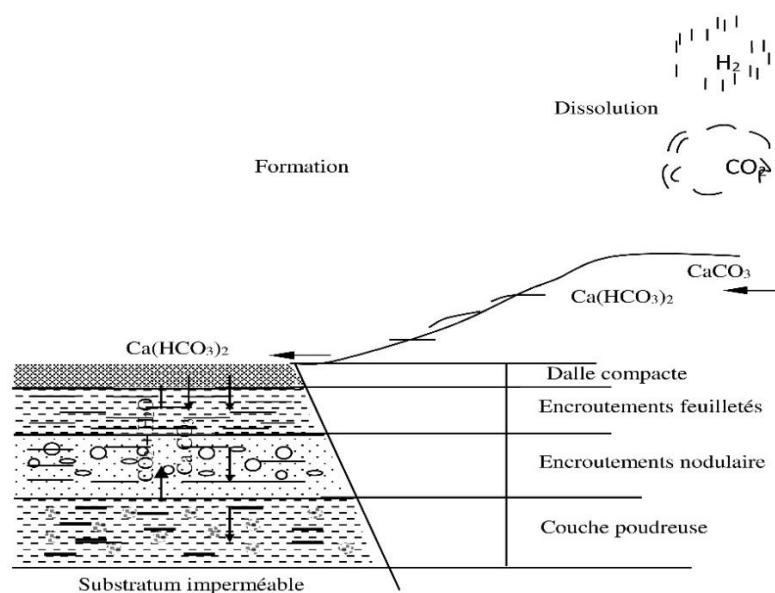


Figure 1.1 Schéma du circuit de la formation des encroûtements calcaires

Le phénomène est accentué par la succion capillaire liée à l'évaporation et l'évapotranspiration due à la végétation (Netterberg, 1978).

On peut résumer ce phénomène par les équations suivantes :

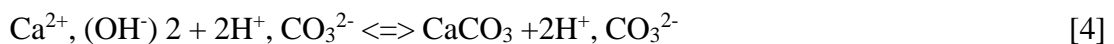
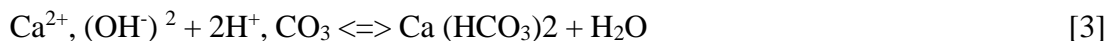
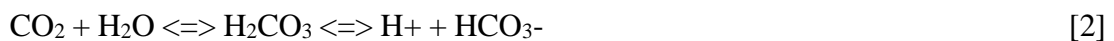


Ainsi le dioxyde de carbone est en équilibre avec l'acide carbonique: H_2CO_3 .

L'acide carbonique en solution se dissocie en H^+ et HCO_3^- , l'ion bicarbonate ou hydrogénocarbonate.

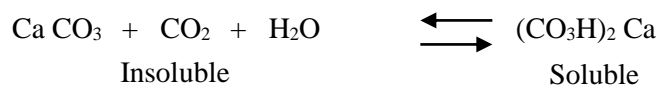
Le calcium dans l'eau est sous la forme d'un cation: Ca^{2+} qui se lie aux anions HCO_3^- pour donner un bicarbonate de calcium $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ qui est un sel très soluble dans l'eau.

Selon les conditions des réactions chimiques (pression, température, autres éléments minéraux en présence...) on aura :



Il faut noter comme l'indique Netterberg (Netterberg, 1969), que le phénomène peut être accentué par la présence de micro-organismes ou de matières organiques.

La formation des encroutements calcaires est due à la cimentation du sol par le carbonate de calcium. Dans la nature l'origine des calcaires est soit chimique, soit biologique. La formation chimique dépend de l'abondance du CO_2 dans l'eau et se fait selon la réaction ci-après :

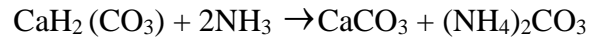


(Bien que très peu soluble dans l'eau pure, le carbonate de calcium devient relativement soluble dans l'eau chargée de CO_2 . Il se forme alors du bicarbonate de calcium).

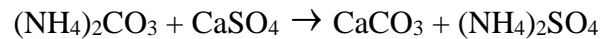
Quant à la formation biologique des calcaires, elle est due à de nombreux organismes qui secrètent directement le calcaire (Ca CO_3) pour leur squelette ou coquilles ou test. C'est l'origine essentielle des calcaires.

Les actions biologiques résultent principalement de l'activité des bactéries, des algues et des charophytes. Les végétaux chlorophylliens, pendant le jour, prélèvent directement du CO_2 , ce qui provoque, dans certains cas, une précipitation immédiate de CaCO_3 qui emprisonne les organismes (tufs, travertins). Mais, le plus souvent, ce sont les bactéries qui agissent, indirectement, par augmentation du pH et diminution de la réserve alcaline, et aussi par

l'intermédiaire des composés ammoniacaux provenant de la décomposition des matières organiques. Le bicarbonate de calcium donne du carbonate de calcium et du carbonate d'ammonium selon la réaction:



Dans les eaux chargées de sulfate de chaux, on a ensuite une nouvelle précipitation de CaCO_3 , sous forme d'aragonite:



Les calcaires d'origine organique résultent de la construction de récifs ou de dalles par des Polypiers, des Rudistes, des Algues ou de l'accumulation de coquilles et de tests (coquille ou carapace qui protégé le corps de divers invertébrés) remaniés après la mort.

1.2.2 Evolution des encroûtements calcaires

Le calcaire se concentre dans un premier temps sous forme de nodules ou d'amas friables. Au fur et à mesure du dépôt, la teneur en carbonate du sol s'élève, on a alors à faire à un encroûtement.

A partir d'un certain stade de concentration, se produisent les phénomènes pédologiques qui progressivement transforment les différents horizons des sols.

D'après la terminologie de A. Ruellan (1970), les principaux faciès suivants peuvent être distingués :

- les encroûtements dont la teneur en calcaire dépasse 60%. De couleur claire, assez peu durcis, ils présentent des structures variées : massives, polyédriques, nodulaires, parfois finement feuilletés (passage à la croûte) ;
- les croûtes, plus calcaires et plus durcies que les encroûtements. Leur structure est feuilletée : il s'agit de la superposition de feuillets, de quelques centimètres d'épaisseur, mais de plus en plus fins du sommet vers la base. La croûte est généralement de couleur blanc crème, mais quand elle est très durcie, elle tend vers le rose marquant ainsi le passage vers la dalle compacte ;
- les dalles compactes, contenant plus de 90% de calcaire. Elles sont constituées par un ou plusieurs feuillets de calcaire, très durs, de couleur grise ou saumon, à structure massive. Chaque feuillet peut atteindre 10 à 20 cm d'épaisseur.

Ces trois grandes catégories de sols enrichis en calcaire, étant définies, A. Ruellan propose une classification pédologique basée sur l'importance du calcaire dans sa distribution verticale dans un encroûtement. Cette distribution typique des encroûtements mûrs est schématisée par la figure 1.2.

On y distinguera du haut vers le bas, les horizons suivants :

Sous l'horizon A Couche de terre végétale contenant de la matière organique d'épaisseur faible à nulle, de couleur sombre. Les solutions sont concentrées à cause des racines qui absorbent l'eau, mais le calcaire ne précipite pas en grande quantité à cause de l'activité biologique qui alimente le milieu en CO₂.

Horizon Bca (horizon d'accumulation)

C'est l'horizon de l'encroûtement proprement dit; son épaisseur peut varier de quelques décimètres à plusieurs mètres, le calcaire y est abondant (40 à 90%), la couleur est blanchâtre. Il comprend le plus souvent :

- Une dalle compacte, dure à forte teneur en carbonates (40 à 80 %) et dont l'épaisseur peut atteindre une vingtaine de centimètres ;
- Une croûte constituée par une superposition de feuillets de dureté plus faible que celle de la dalle. Son épaisseur peut atteindre les 2 m. La différenciation entre la croûte et la dalle n'est pas toujours évidente.
- Une zone nodulaire. Il s'agit de nodules calcaires durs pris dans une gangue calcaire plus ou moins pulvérulente.

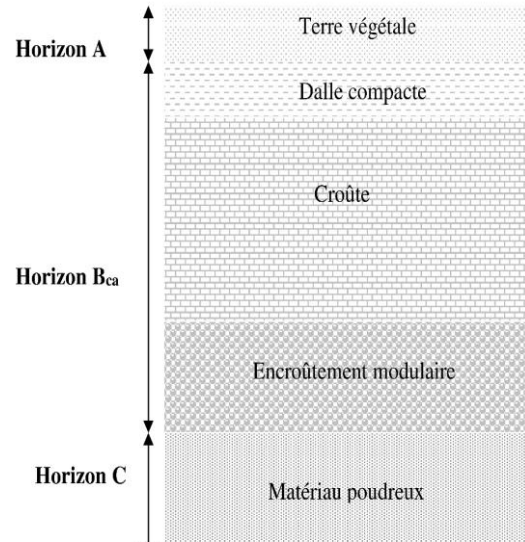


Figure 1.2 Profil d'encroutement calcaire selon Ruellan

Horizon C

C'est le matériau d'origine dans lequel on rencontre cependant, quelques nodules. L'enrichissement en calcaire est faible, de couleur blanchâtre. L'activité biologique est moindre, et le manque de CO₂ entraîne une précipitation du calcaire.

1.2.3 Classification et typologie des formes d'accumulation

D'après Ruellan, (Ruellan, 1967) et Horta, (Horta, 1979), les formes d'accumulations calcaires dans le sol se distribuent similairement du bas vers le haut du profil. Le passage progressif s'opère des distributions diffuses vers les distributions discontinues et ensuite aux distributions continues ; le même phénomène s'observe également de la surface sur laquelle le sol se développe.

a) Distributions diffuses : La teneur en calcite est très faible. Le calcaire n'est pratiquement pas visible à l'œil nu.

b) Concentrations discontinues : La teneur en calcaire devient plus élevée (40 à 60%). Les concentrations de calcaire se présentent sous la forme de nodules durs de 1 à quelques cm³ ou sous forme d'amas friables qui s'écrasent facilement.

c) Concentrations continues : Lorsque la concentration en calcaire se poursuit (teneur en carbonate de calcium CaCO_3 supérieure à 60%) elle devient continue, on a alors affaire aux encroûtements calcaires proprement dit. C'est de ces formations que seront extraits les granulats routiers. Pour ces formations on distingue deux types d'encroûtements : Les encroûtements non feuilletés et les encroûtements feuilletés.

Ruellan (Ruellan, 1970) a établi une classification (tableau 1.1) pour cette distribution qui semble avoir un caractère relativement universel, puisqu'elle est très voisine de celle de Netterbeg établie à partir des études faites en Afrique du Sud, en Australie et en Amérique du Nord.

Tableau 1.1 Classification des encroûtements calcaires selon Ruellan (Ruellan, 1970)

Dénomination		Description	Teneur en CaCO_3	Epaisseur	Rapports mutuels
Encroûtements non feuilletés		Structure massive ou polyédrique	> 60%	0.3 à 2.0 m le plus souvent	Sous les encroûtements non feuilletés, il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules.
	Encroûtements nodulaires	Structure nodulaire et polyédrique			
Encroûtements feuilletés	Croûtes	Feuillets superposés et discontinus d'encroûtements massifs ou nodulaires d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas vers le haut.	> 70%	Quelques centimètres A plus d'1 m	Sous les croûtes, il y a presque toujours des encroûtements non feuilletés. Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent remplacer entièrement celles-ci. Des pellicules rubanées sont presque toujours associées à la dalle compacte dont elles tapissent la surface supérieure et les fissures
	Dalles compactes	Feuillets de croûte pétrifiés, épaisseur de quelques centimètres à plusieurs décimètres			

1.2.4 Exploitation de l'encroûtement

Parmi les horizons cités plus haut, c'est l'horizon B_{ca} qui, en général, fait l'objet d'une exploitation pour usage routier; les étapes de l'exploitation d'un gîte en encroûtement calcaire sont les suivantes:

- 1 – On enlève la découverte qui peut être de la terre végétale ou un dépôt éolien.
- 2 – On défonce au moyen de rippers la dalle calcaire (quand elle existe), les fragments sont poussés en bordure du gisement où ils seront abandonnés avec le matériau de la découverte.

3 – On extrait le tuf de la croûte en le disposant en tas, ce qui permet une certaine homogénéisation, et le matériau est repris à l'aide des chargeurs sur des camions qui assurent le transport jusqu'au lieu de leur utilisation.

1.3 Les encroutements gypseux

1.3.1 Situation géographique et climatologie

Très abondant dans les régions arides (précipitations de l'ordre de 100 mm/an) le gypse existe déjà dans les formations géologiques anciennes. (Crétacé au Miocène), (Alloul, 1981) (Frenkel, Gerstl, & Renger, 1986).

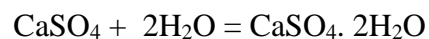
Les encroutements gypseux massifs ou tendres sont rencontrés dans les dépressions: zones de chotts et des grandes étendues dunaires. Ils occupent de grandes surfaces au Sud et au Sud Est de Biskra, des villes d'El-Oued, Ouargla, Hassi-Messaoud. Les encroutements tendres appelés sables gypseux d'extraction facile (après élimination des encroutements durs) sont utilisés comme matériau routiers en zone aride.

1.3.2 Origine du gypse et des formations gypseuses

Le sulfate de calcium s'hydrate et cristallise dans le système monoclinique pour former le minéral appelé gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). L'une des propriétés les plus caractéristiques de ce minéral est sa très faible dureté: il peut être rayé à l'ongle.

Cette particularité pourrait paraître suffisante pour interdire l'utilisation du gypse comme matériau de chaussée. En effet, l'utilisation de granulats de gypse ne pourrait conduire qu'à des échecs, mais le sulfate de calcium possède d'autres propriétés qui permettent d'en faire un matériau de construction très apprécié.

La première de ces propriétés, mise à profit dans le plâtre, est celle de l'hydratation. En présence d'eau, le sulfate de calcium anhydre (CaSO_4 , anhydrite) ou partiellement hydraté (hémihydrate, $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$) réagit avec celle-ci plus ou moins lentement et recristallise en gypse :



Cette réaction peut aussi se dérouler de la droite vers la gauche : lorsque l'on chauffe du gypse, il se déshydrate et, pour des températures de cuisson pas trop élevées, on obtient la forme hydratée intermédiaire, qui constitue le plâtre, très réactif.

1.3.3 Evolution des encroutements gypseux

Dans la nature, le gypse se dépose par évaporation de solutions concentrées ou saumures en milieu confiné (lagunes littorales, chotts et sebkhas), formant avec d'autres sels, les roches sédimentaires que l'on appelle évaporites. On peut rencontrer ce type de sédiments en bordure des chotts et sebkhas de la zone aride, mais aussi des zones méditerranéennes semi-arides et subhumides.

Au cours du quaternaire, le ruissellement a favorisé l'érosion de ces roches mobilisant ainsi une importante quantité de gypse qui s'est concentrée dans les sebkhas et les lagunes où il peut être remobilisé localement par des infiltrations latérales et alimenter les nappes déjà plus au moins séléniteuses (Boulaine, 1961) ; (Coque, 1962).

L'eau de la nappe phréatique, selon B. Alloul, intervient en premier lieu dans l'élaboration des croûtes gypseuses par des mouvements verticaux et peut être latéraux diffus. Les infiltrations se produisent lors des pluies. Les fortes chaleurs accompagnées de vents chauds engendrent une évaporation intense, et une remontée capillaire des eaux enrichies en sels. La cristallisation du gypse se fait par évaporation de l'eau. La continuité du phénomène est assurée par les fissurations de la partie superficielle de la croûte en périodes sèches. Cela provoque de nouvelles infiltrations des eaux de surface et la réalimentation de la nappe.

Les encroûtements gypseux se présentent généralement en couches horizontales affleurantes à subaffleurantes.

Le profil d'un sol encroûté par le gypse présente généralement, de haut en bas, trois horizons principaux (De Os Horta, 1979), (figure 1.3). L'horizon supérieur appelé terch en arabe, est caractérisé par l'abondance de racines gypsifiées et par un encroûtement discontinu en feuillets et granulés. Il a une épaisseur comprise entre 10 et 30 cm et est l'équivalent de la terre végétale en zone tempérée. Cette partie est friable, poreuse et souvent sableuse. Sous cet horizon, vient l'encroûtement massif, un véritable grès à ciment gypseux, tafazza en arabe ou pierre à plâtre. L'encroûtement massif se forme au-dessus de la nappe phréatique par évaporation de la frange capillaire. Il est compact mais conserve une certaine porosité. Son épaisseur est de quelques décimètres ou plus grande (un à deux mètres) dans des cas favorables où l'aridification progressive aurait fait baisser graduellement le niveau de la nappe. Après remaniement, il a la granularité d'un sable d'où le nom de sable gypseux; c'est uniquement cet horizon qui a un intérêt en construction routière.

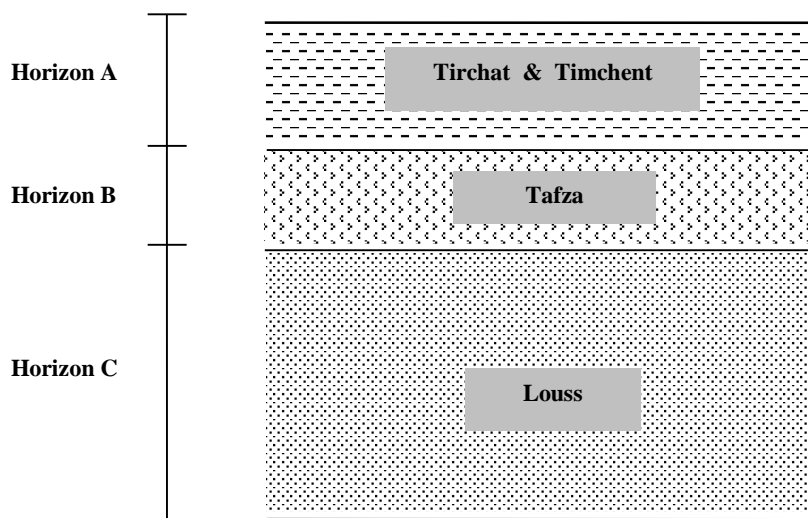


Figure 1.3 Schéma type d'un encroûtement gypseux selon Horta.

L'encroûtement gypseux fraîchement formé est assez dur. Sa densité est voisine de 2 g/cm^3 et il est souvent utilisé comme pierre à bâtir. Les encroûtements anciens sont peu compacts et friables, mais ils n'en perdent pas pour autant leurs qualités comme matériaux de chaussée.

A la base, au contact direct de la nappe, le gypse cristallise en agrégats de cristaux larges et aplatis qui englobent des grains de sable : c'est l'horizon des roses de sable ou *louss* en arabe

1.4 Les encroûtements gypso calcaires

Les encroûtements calcaires sont la formation pédologique caractéristique des climats subhumide et semi-aride (Améraoui, 2002).. Au-delà d'une certaine aridité, leur développement est arrêté à la source : insuffisance de précipitation pour dissoudre et drainer le calcaire vers les nappes phréatiques. En climat désertique, les encroûtements gypseux peuvent relayer les encroûtements calcaires. Inversement, lorsque l'on passe du climat désertique au climat semi-aride, le gypse devient instable dans les sols à cause de sa solubilité notable : Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés à prédominance carbonatée ou de tufs gypseux calcifiés à prédominance sulfatée (De Os Horta, 1979).

Guettouche, explique la présence des formations calcaires au Nord Sahara, gypseuses plus au sud, dans les régions hyperarides et les gypso-calcaires dans les zones intermédiaires par la suite évaporitique caractérisant résultant de l'évaporation d'une eau, chargée en différents minéraux : le carbonate de calcium précipite en premier sous forme d'aragonite (CaCO_3), puis de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), puis la halite (NaCl), et finalement les sels de potassium et de magnésium (Guettouche, Guendouz, & Boutiba, 2006).

Les matériaux gypso-calcaires ont été largement utilisés dans les chaussées du Sahara, en Algérie. D'après les règles énoncées par Fenzy, la teneur en gypse et calcite de ces matériaux doit dépasser une certaine valeur. Ainsi des sables gypso-calcaires ne doivent être utilisés en couche de base que si la teneur en gypse plus carbonates dépasse 70 %.

1.5 Conclusion

Bien connus des géologues qui discutent cependant encore de leur genèse, les encroûtements ou croutes calcaires constituent une ressource en matériau particulièrement intéressante pour de nombreux pays à climat aride ou subaride. Ils représentent, la seule ressource en granulats routiers économiques.

Les tufs calcaires existent en zones climatiques I, II, III et IV et ils sont dominants en zones II et III. En zone climatique I, le tuf perdrait rapidement de ses qualités à cause des imbibitions fréquentes et prolongées auxquelles les chaussées seraient soumises. De la même façon que la pluviométrie abondante contribuerait au lessivage du carbonate de calcium : le tuf serait rapidement dépouillé de sa composante la plus précieuse, les fines calcaires.

En zone IV, le gypse ne risque pas de se solubiliser. En zone III, le gypse risque de se solubiliser sous la chaussée, un pourcentage de gypse toléré est de 5% dans la fraction < 1 mm. En zone II, le gypse risque de se solubiliser. Il n'est donc pas admis en couche de base non traité.

En résumé, cette étude confirme le grand intérêt quant à l'exploitation du matériau tuf en l'état ou traité en montrant que ce matériau peut conduire à des performances acceptables dans leur utilisation en corps de chaussées.

Chapitre 2

Caractéristiques géotechniques et comportement des tufs

2.1 Introduction

L'étude géologique, basée essentiellement sur la description morphologique des différents types d'encroûtements, peut nous renseigner (chapitre 1) sur la genèse des encroûtements qui a un impact direct sur la prospection et les propriétés marquantes des matériaux extraits de ces gisements. Néanmoins, une identification géotechnique à travers les essais de laboratoire s'avère nécessaire, pour une meilleure connaissance des caractéristiques géotechniques de ces matériaux et leurs comportements.

Ce chapitre est réparti en trois volets. Dans le premier volet on se contentera d'une synthèse bibliographique des caractéristiques géotechniques et dans le second, nous présentons le comportement mécanique des tufs calcaires à chargement statique et cyclique. Finalement, on citera en bref quelques résultats expérimentaux sur le processus de durcissement. Nous montrerons ensuite comment tenir compte des effets de l'eau. Cela nous permettra d'introduire la notion de contrainte effective, de discerner les notions de contrainte totale, notée σ , de contrainte réellement supportée par le milieu granulaire, notée σ' , et de pression du liquide saturant les pores, noté u_w .

2.2 Identification

2.2.1 Granulométrie

La granulométrie des tufs est très variable selon la nature du matériau :

- Sur le matériau d'origine elle est sans signification ;
- Sur le matériau extrait, elle est très variable.

Considérant que les tufs calcaires sont des matériaux friables et fins, la granulométrie est réalisée avec toutefois une particularité : avant de procéder au tamisage, l'échantillon sera mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures. (Domec & Alloul, 1980) et (CTTP, 2001). Concernant les éléments inférieurs à 80 μm , l'analyse est faite par sédimentation.

Les fuseaux granulométriques sont extrêmement variables selon les caractéristiques du matériau d'origine (voir annexe B) et selon les processus d'extraction et d'élaboration (Colombier, 1988). L'évolution granulométrique au compactage des tufs calcaires peut être considérée comme étant un phénomène important. Ce phénomène est lié à la fois à la dureté du matériau et aux engins utilisés pour leur mise en œuvre et de compactage (Alloul, 1981) ; (Ben-Dhia, Colombier, & Paute, 1984) ; (Ben Dhia, 1983); (Colombier, 1988); (Boukezzi, 1997) ; (Améraoui, 2002).

Dans le but de la détermination d'une courbe granulométrique, limite après compactage du matériau sous différentes énergies. Des essais ont été réalisés par différents laboratoires sur différents types de tufs calcaires 0/40 mm de duretés moyennes. La figure 2.1 représente les courbes des échantillons prélevés après différents niveaux d'énergie de compactage.

Cette étude montre que :

- la granulométrie évolue au début de compactage, puis se stabilise ;
- l'allure de la courbe granulométrique d'origine est conservée ;
- la teneur en fines augmente moins de 10% et le passant à 2 mm augmente de 10 à 20 %

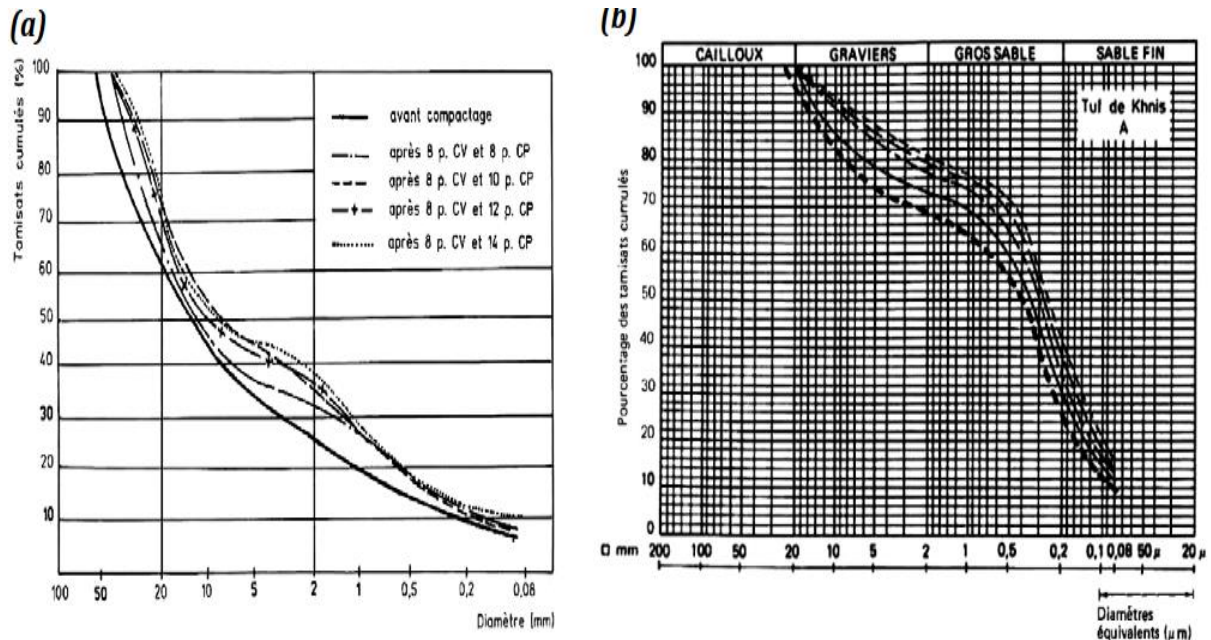


Figure 2.1 Evolution granulométrique d'un tuf calcaire (a) en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibratoire (CV) et d'un compacteur à pneu (CP), (b) lors d'un compactage type Proctor (Ben-Dhia, 1983 ; Colombier, 1988).

2.2.2 Composition chimique et propriété

La composition chimique reste finalement le critère essentiel de la définition du tuf ; d'après Ponton, la teneur en calcaire plus gypse doit être supérieure à 70%. Le tuf doit avoir en outre un indice de plasticité inférieur à 10.

Considérant ces critères chimique et de plasticité comme rigides, il a été préconisé en Tunisie, d'après A. Hamrouni (Hamrouni, 1975) des critères moins rigides afin de pouvoir utiliser une gamme plus large de matériaux pour l'exécution de travaux routiers ; quelques tufs tunisiens répondaient aux critères mentionnés ci-dessus alors que la majorité des matériaux tufeux étaient d'une constitution chimique différente. Aussi avait-t-on préconisé des critères un peu plus souples et qui sont les suivants :

- **Composition chimique**

La teneur en CaCO_3 (calcimétrie) est déterminée par attaque à l'acide chlorhydrique selon la norme NF P 94-048. En règle générale, la teneur en carbonate CaCO_3 varie pour les tufs calcaires entre 50 et 95%. Cependant, certains tufs calcaires utilisés dans les couches de chaussées ont une teneur en carbonate inférieure à 50% (de 40 à 50%) (Colombier, 1988).

Teneur en calcaire plus gypse > 50 % : bon pour couche de base;

Teneur en calcaire plus gypse comprise entre 40 et 50 % : bon pour couche de fondation.

- **Indice de plasticité**

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-051, sur la fraction inférieure à 0.4 mm, généralement en utilisant pour ces matériaux la coupelle rugueuse (Domec & Alloul, 1980) et (CTTP, 2001). Les valeurs trouvées varient dans la fourchette des inférieures à 5% ; c'est-à-dire non mesurable, à 25% (Colombier, 1988).

En effet, les matériaux fortement calcaires présentent des indices de plasticité IP plus faibles (IP = 6% pour $CaCO_3 = 87\%$). Cette plasticité des tufs est due à un pourcentage d'argile fibreuse faible, mais constant et adéquat, car il donne une certaine cohésion, sans tout de même excéder à une plasticité qui le rend impropre à l'utilisation routière, notamment dans les zones climatiques subhumides et semi-arides (Alloul, 1981).

$Ip < 12$: bon pour couche de base bien drainée ;

$12 \leq Ip \leq 15$: bon pour couche de fondation bien drainée et couche de base dans les régions à climat très sec ;

$15 < Ip \leq 20$: bon pour couche de fondation dans les régions à climat sec ;

$Ip > 20$: le matériau doit être mélangé avec du sable ou traité à la chaux vive pour en diminuer la plasticité.

- **Essai au bleu de méthylène**

L'essai au bleu, conduire une analyse des fines argileuses contenue dans les matériaux et pourrait se révéler un bon indicateur de la plasticité et de la réactivité des fines (Colombier, 1988), (Alloul, 1981). Il est réalisé sur la fraction 0/2 mm selon la norme : NF P 18-592.

Actuellement, la classification retenue pour les sables est applicable aux encroûtements calcaires (Colombier G., 1988) :

Tableau 2.1 Classification des sols selon la valeur de VB

Classification	Valeur de VB
Matériau propre	$VB < 0.2$
Matériau légèrement pollué	$0.2 < VB < 0.5$
Matériau pollué	$0.5 < VB < 1$
Matériau très pollué	$VB < 1$

2.2.3 Dureté, densité et résistance du tuf

Toute roche calcaire ou gypseuse ayant un Los Angeles supérieur à 60, un poids spécifique inférieur à 2 t/m^3 et une résistance à la compression simple R_c comprise entre 50 et 100 bars appartient à la classe des tufs.

2.2.3.1 L'essai Proctor Modifié

L'essai de compactage le plus utilisé est l'essai Proctor. Lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couches d'assises de chaussées, on adopte la version dite « Proctor modifié » pour laquelle l'énergie de compactage est plus importante. Considérant le caractère très évolutif des tufs calcaires les plus tendres, on ne réutilise pas le même échantillon pour les différents points de teneur en eau.

Plusieurs auteurs ayant réalisé des essais de ce type s'accordent sur les constatations suivantes (Colombier, 1988):

- Les poids volumiques optimales sont en général comprises entre 17 et 20 kN/m³, les valeurs inférieures à 16 kN/m³ dénotent d'une altération de l'encroûtement, et d'un matériau calcaire trop fin;
- Les teneurs en eau optimales sont très variables, mais en général élevées, et comprises entre 8 et 15% elles peuvent atteindre ou dépasser parfois 20%;
- Les densités les plus faibles correspondent aux teneurs en eau les plus élevées;
- Les courbes OPM sont relativement plates pour les tufs non plastiques ($I < 5$); la densité optimale est peu influencée par la variation de la teneur en eau (figure 2.2);
- La présence d'argile ($I > 10$) conduit à des courbes pointues, la densité chute fortement lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale.

2.2.3.2 L'essai CBR

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-078, soit immédiatement après le compactage soit après quatre jours d'immersion.

La courbe est généralement tracée à partir de 3 moules. Le matériau est compacté à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié. Les résultats sont très variables selon les caractéristiques du tuf étudié, Les valeurs sont d'autant plus élevées que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière.

Pour les tufs d'encroûtements calcaires utilisés en corps de chaussée, les valeurs de l'indice CBR varient entre 50 et 150 (Colombier, 1988) .

Les indices CBR max sont généralement atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale Proctor (figure 2.2). Les valeurs des indices varient entre 50 et 150.

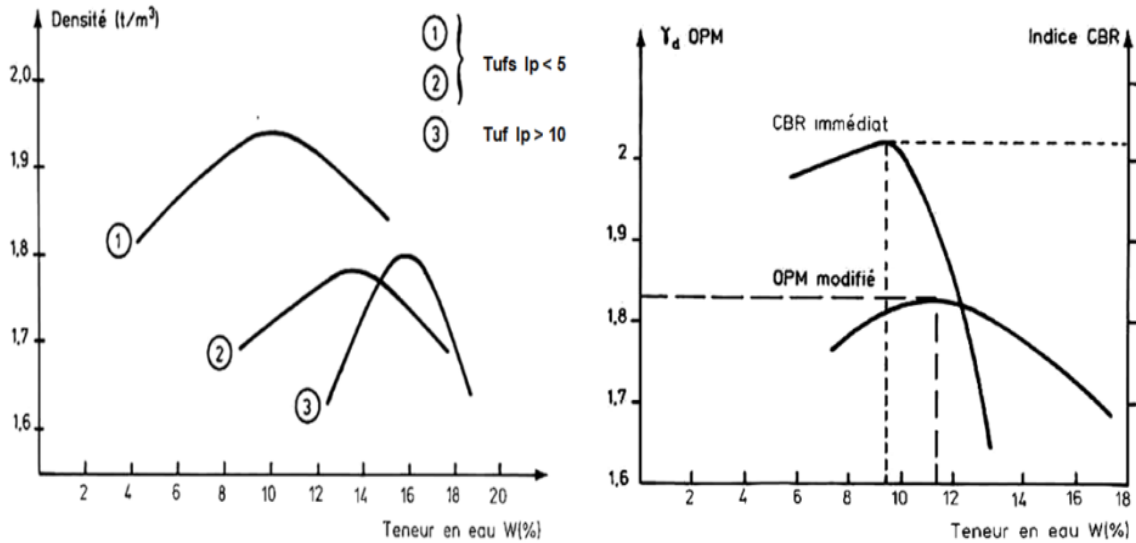


Figure 2.2 Exemple de courbe Proctor modifié et CBR (Colombier, 1988).

2.3 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques

Toutes ces dispersions rendent difficile une caractérisation préalable des tufs ; toutefois, des valeurs peuvent être présentées sous forme de synthèse en fonction de la nature chimique du tuf. Nous présentons un tableau 2.2 résumant les différents essais de caractérisations effectués sur les encroûtements calcaires et quelques matériaux routiers du Nord d’Afrique (Algérie et Tunisie).

Tableau 2.2 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d’encroûtements calcaires.

	Tuf calcaires							
	Ain Oussera	Sidi Khettab	Mazaghran	Kreider	Tafraoui	Ain El beidha	El Biban	Khenis
% <0.4 mm	22	62	32	34	40	40	43	55
% <80 μm	21	28	19	21	27	-	27	10
Ip (%)	13	10	8	23	10	23	-	-
VB (%)	-	-	-	-	0,71	0,26	0,05	0,09
ES (%)	16	13	17	26	30	37	23	35
wOPM (%)	15,3	9,3	8,2	23	9	11	12,5	11
γdOPM (t/m³)	1,72	1,98	2,06	1,53	2,1	1,85	1,83	1,8
ICBR _{imer} .	85	68	33	-	60	57	73	80,4
LA (%)	67	25	37	47	36	15	35	20
CaCO ₃ (%)	77	59	75	74	88	78	75	47,8

2.4 Comportement mécanique des Tufs

Des études en laboratoires ont été faites pour bien connaître le comportement au compactage des tufs calcaires selon leurs caractéristiques géotechniques (Alloul, 1981); (Ben Dhia, 1983); (Colombier, 1988); (Morsli, 2007); (Morsli & Bali, 2009). Ces recherches ont été appuyées sur des essais au laboratoire pour étudier le phénomène de durcissement, et des essais à l'appareil triaxial à chargements statique et à chargements répétés.

2.4.1 Comportement au Durcissement

La méthode la plus courante pour reproduire en laboratoire le durcissement constaté sur chantier consiste à fabriquer des éprouvettes de tufs compactés et à mesurer l'évolution de leur résistance en compression simple dans le temps, selon divers modes de conservation. Plusieurs études montrent cependant que, si le phénomène est effectivement constaté et reproduit en laboratoire, les explications qui en sont données peuvent être différentes et même contradictoires (Alloul, 1981); (Ben Dhia, 1983); (Boukezzi, 1997), les auteurs ont fait varier les paramètres suivants :

- Le temps de conservation des éprouvettes
- Le taux d'imbibition,
- La température de séchage
- Le mode de conservation (avec ou sans dessiccation).

La figure 2.3 représente l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour des tufs calcaires, extraits de zones différentes, conservés en trois modes différents.

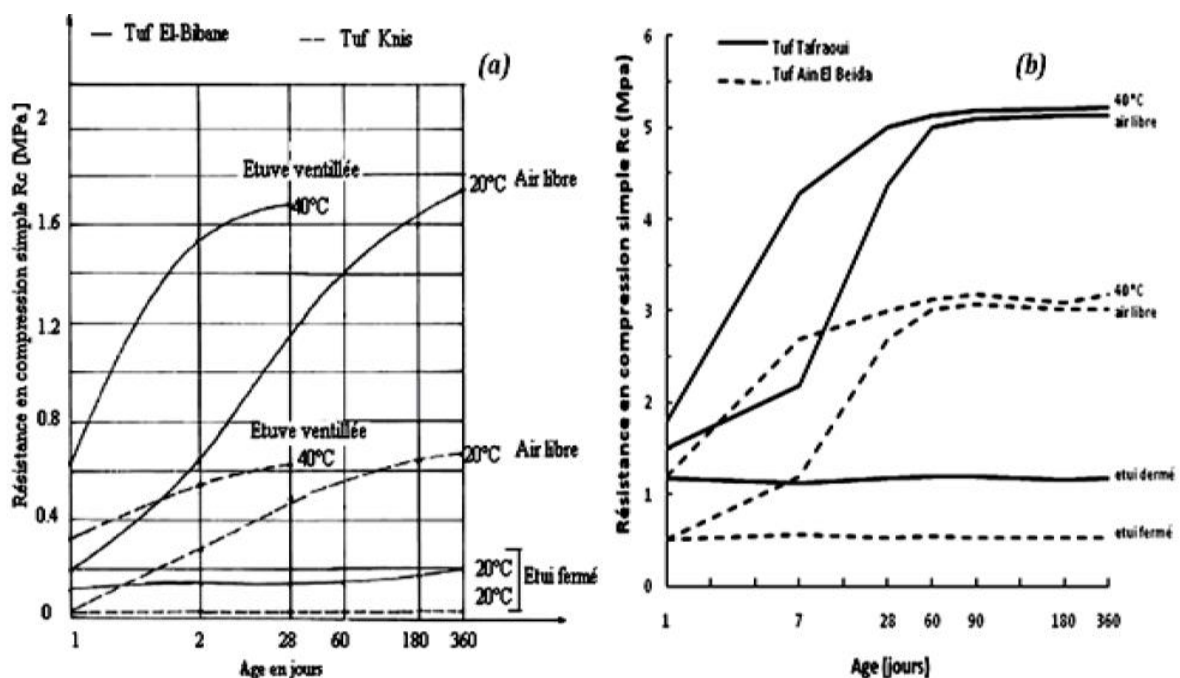


Figure 2.3 Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaires conservés en trois modes différents (a) Tufs tunisiens (Ben-Dhia, 1983), (b) Tuf algérien (Boukezzi, 1997).

Les différents auteurs sont arrivés à des conclusions convergentes :

- Dans le cas d'éprouvettes soumises à la dessiccation, la résistance évolue avec le temps. Cette évolution s'opère principalement entre 7 et 28 jours et se poursuit au-delà.
- Dans le cas d'une conservation sans dessiccation, aucune évolution des caractéristiques mécaniques n'est constatée.
- La chaleur n'améliore pas la limite de résistance, mais accélère le processus.
- Les limites de résistance sont influencées par le taux de calcaire du matériau.
- Les éprouvettes se détruisent dans l'eau après quelques heures d'immersion.

2.4.1.1 Étude du mécanisme de durcissement

Le mécanisme de durcissement est un phénomène qui a attiré l'attention des utilisateurs de ces matériaux et dès les premières réalisations routières.

Les tufs d'encroûtements acquièrent, après compactage puis dessiccation prolongée, une forte cohésion, ce durcissement est appelé par Netterberg (Netterberg, 1975): autostabilisation. Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne pouvait pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale.

Plusieurs explications ont été données pour le phénomène de durcissement, basant sur des analyses en diffraction X et au M.E.B., entre autres nous citons :

- L'hypothèse émise par A. Poton, lors de la construction de la RN 1 entre Laghouat et Ghardaïa et selon laquelle : le durcissement est dû à une dissolution possible d'une partie de Calcite lors de l'imbibition et du compactage et recristallisation après séchage.
- Alloul, estime qu'il n'y a pas eu apparition de nouvelles formes cristallines au sein du matériau. Il conclut que : le durcissement constaté est dû uniquement à un arrangement des grains lors de l'imbibition et du compactage.
- Ben-Dhia, a simulé le phénomène tel qu'il se passe dans une chaussée en soumettant une éprouvette (D=10 cm et h=20 cm) immergée à sa base à une élévation de température ou une dépression en surface pendant une journée (figure 2.4). Les éprouvettes soumises à l'essai ont été sciées et analysées au M.E.B. Les photos prises montrent que des zones de dissolution sont apparues à la partie inférieure (la base de l'éprouvette) et que dans la partie supérieure, il y a eu dépôt et recristallisation de calcite. Ce résultat, a confirmé hypothèse que : l'auto stabilisation des tufs calcaires est due à une dissolution partielle du carbonate de calcium sous l'action d'eau et du CO₂ et à sa recristallisation après dessiccation.

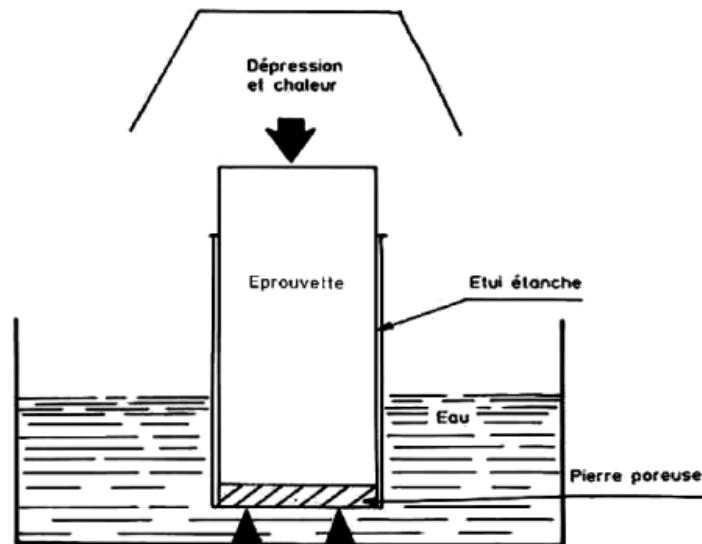


Figure 2.4 Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température ou de la dépression (Ben-Dhia, 1983).

En ce qui concerne le comportement après dessiccation est l'effet du séchage, des éprouvettes de tufs dont la teneur en eau a été abaissée de 10 % à 2 % pendant une conservation avec dessiccation à l'air libre ont été testées.

- En chargement répété, les déformations permanentes deviennent très faibles (figure 2.5).
- En chargement statique, on constate que les cohésions sont multipliées par 5 ou plus et les angles de frottement interne conservé (figures 2.6 et 2.7).

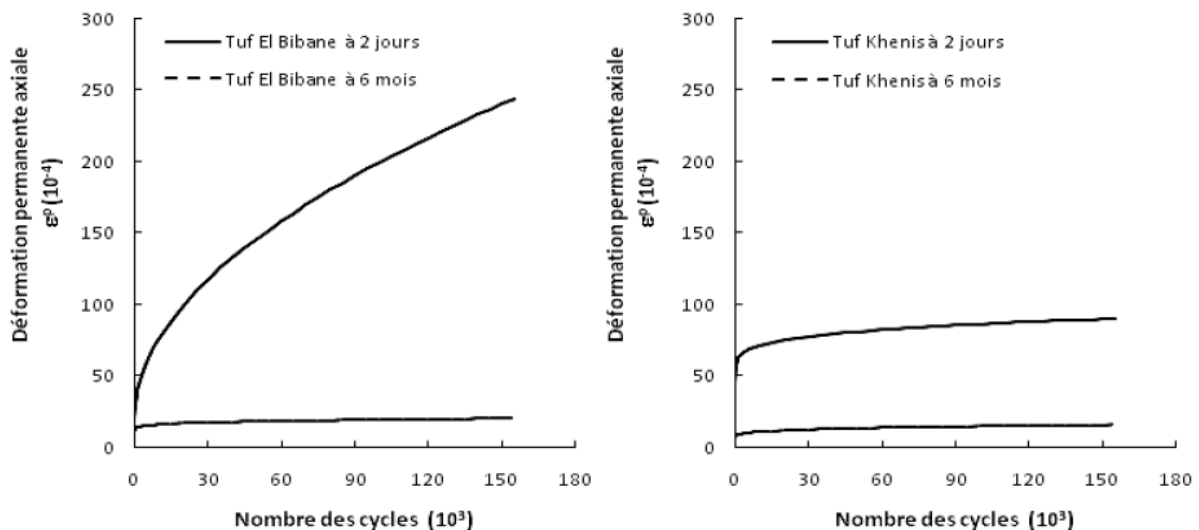


Figure 2.5 Comparaison de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents (Ben-Dhia, 1983).

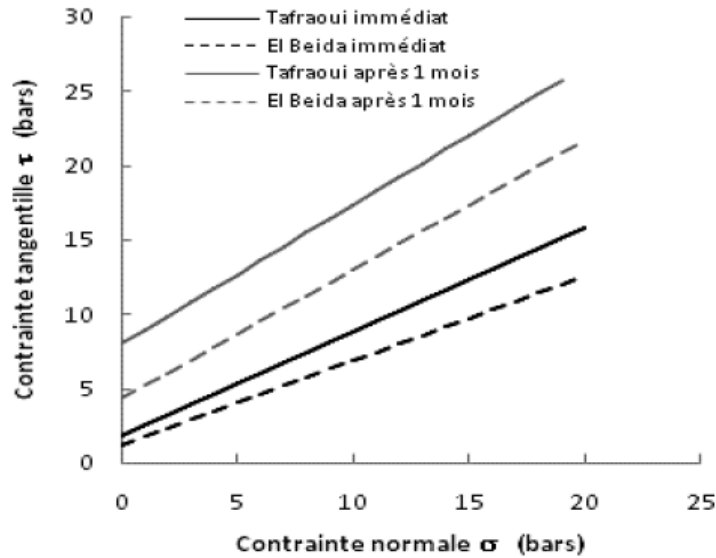


Figure 2.6 Limites des charges supportables immédiates et après 1 mois de conservation avec dessiccation (Boukezzi, 1997).

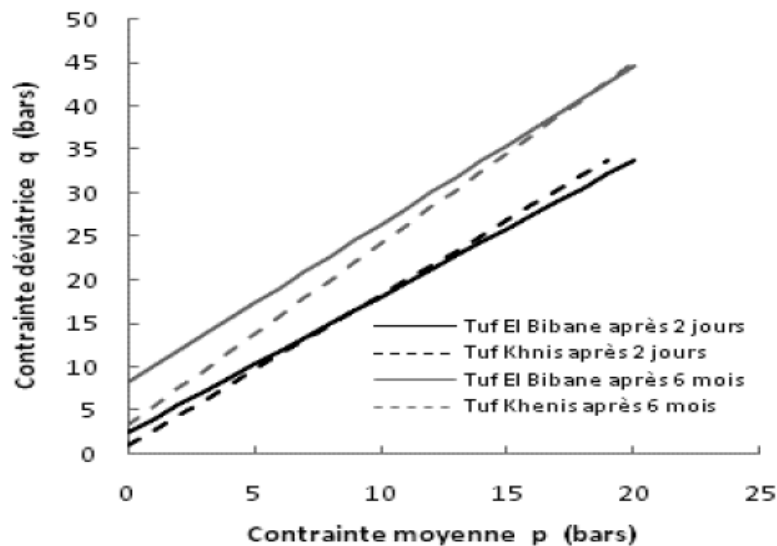


Figure 2.7 Limites des charges supportables immédiates et après 6 mois de conservation avec dessiccation (Ben-Dhia, 1983).

2.4.2 Comportement aux chargements

Le comportement au chargement dépend à la fois de la charge et de son mode d'application, du matériau et de sa mise en œuvre (nature minéralogique, morphologie des granulats, granulométrie, densité, teneur en eau).

On trouve dans la bibliographie, quelques études sur le comportement réversible de tufs compactés dans les conditions optimales de l'essai Proctor modifié (Alloul, 1981) (Ben Dhia, 1983); (Boukezzi, 1997)); (Boulkhiout, 2002); (Colombier, 1988); (Kali, 1991) et d'une façon

moins fournie, des travaux relatifs à leur comportement irréversible et à leur caractérisation mécanique (Ben Dhia, 1983); (CTTP, 2001).

2.4.2.1 Chargement statique

Ben-Dhia et Paute, ont réalisé, au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St Briec, une étude portant sur le comportement deux tufs calcaires tendres de Tunisie ($LA \approx 70$) et de trois graves dures ($LA < 30$) (Ben-Dhia, Colombier, & Paute, 1984). Les matériaux ont été testés sous chargement statique et sous chargements répétés.

L'essai de chargement statique s'est fait sur un matériau consolidé drainé « CD ». La consolidation se fait sous une pression hydrostatique. Elle est maintenue constante lors du chargement jusqu'à la rupture. Outre la courbe intrinsèque, les déformations pendant le chargement ont été déterminées. Deux conclusions importantes ont été tirées de ces travaux :

- Les matériaux d'encroûtement calcaires ont un angle de frottement interne plus faible que celui des graves issues du concassage de matériaux plus durs, par contre leur cohésion est plus élevée.
- Les déformations correspondant à 95 % de la charge maximale supportée (ε) sont inférieures à celles des graves de matériaux durs ; ce qui est un élément très favorable.

Les caractéristiques de rupture et les paramètres a et b de l'équation de la déformation à la rupture de quelques tufs et de graves témoins figurent dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 Caractéristique de ruptures et de déformations pour différents tufs et graves témoins.

Auteurs	Matériau	$\tau = \sigma \tan \varphi + C$		$q = M P + q_0$		$\varepsilon_{95} = a \sigma_3 + b$	
		C (bars)	φ (°)	M	q_0 (bars)	b (10^{-4})	a (10^{-4}) bars
Alloul, 1981	Tuf Ain Oussera	0,52	58,00	2,36	0,77	-	-
	Tuf Mazaghran	1,08	61,00	2,46	1,48	-	-
	Tuf Kreider	0,48	57,00	2,33	0,73	-	-
	Tuf Sidi Khettab	0,95	48,00	1,98	1,69	-	-
Morsli, 2007	Tuf Béchar	0,13	37,60	1,53	0,26	-	-
Boukezzi, 1997	Tuf Tafraoui	1,80	35,00	1,51	3,40	195.33	23.00
	Tuf Ain El Beida	1,22	29,50	1,23	2,23	131.33	44.00
Ben Dhia, 1983	Tuf El Bibane	1,00	39,60	1,56	2,50	80.35	03.00
	Tuf Khenis	0,65	35,75	1,73	1,01	95.25	29.70
	Grave concassée	0,68	53,00	2,18	1,00	316.0	38.03
	Grave roulée	0,16	45,50	1,89	0,25	70.00	42.16
	Grave corrigée	0,20	47,00	1,92	0,32	124.0	23.55
	Grave Roulée corrigée	0,26	45,50	1,90	0,46	79.00	41.27

A) Comportement sur chemins triaxiaux saturés

La détermination expérimentale de la relation contrainte/déformation est généralement effectuée par l'essai de compression triaxial. Le but étant de déterminer la résistance d'un échantillon de sol soumis au cisaillement. Cela signifie que la capacité du sol doit résister aux contraintes tangentielles auxquelles le squelette granulaire du sol est soumis. Les tests triaxiaux sont effectués pour évaluer la charge maximum admissible de fondations superficielles (capacité de portance), conception de fondations sur pieux ou piliers, etc.

Durant l'essai, les échantillons de sol non remaniés sont soumis à des efforts progressifs jusqu'à la rupture, ce qui correspond à la résistance maximale au cisaillement. On effectue cet essai en enveloppant un échantillon cylindrique de sol dans une membrane de latex puis on le place dans une cellule triaxiale pour le soumettre à une pression hydrostatique. On fait croître la contrainte axiale par l'entremise d'un piston de chargement de telle sorte que l'échantillon se déforme à une vitesse de déformation constante. L'essai triaxial peut être effectué selon divers types d'essais :

- UU : échantillon non consolidé et essai non drainé,
- CU : échantillon consolidé et essai non drainé,
- CD : échantillon consolidé et essai drainé

Essais sur sol surconsolidé

L'échantillon utilisé est initialement confiné par une contrainte $\sigma'_1 = \sigma'_3$ inférieure à la pression de préconsolidation correspondant à sa valeur initiale de volume spécifique v . L'essai est réalisé à drainage fermé (volume d'eau interstitiel dans l'échantillon maintenu constant). Le cisaillement est induit par l'augmentation de σ'_1 ; σ_3 reste constant, mais σ'_3 peut varier. p croît donc linéairement, avec $\Delta q/\Delta p = 3$. Le volume restant constant, on enregistre simultanément l'augmentation de σ'_1 et les évolutions de p' et de la pression u_w de l'eau interstitielle. Le chemin des contraintes effectives est représenté Fig. 2.8 dans le plan $v=c^{ste}$. q croît et atteint la droite $q/p'=M'$ puis q suit cette droite et atteint sa valeur maximale correspondant à la rupture (point d'état critique). p' reste constant au départ, puis finalement croît jusqu'au point de rupture. La pression interstitielle u_w croît (légère mise en pression) puis devient fortement décroissante. Cette mise en dépression "compense" le désir du milieu de se dilater.

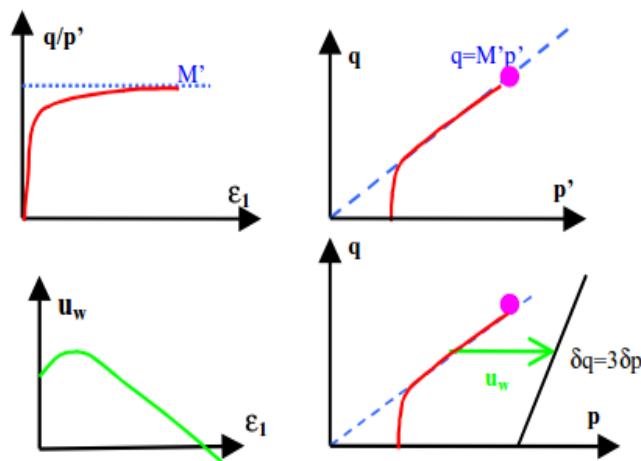


Figure 2.8 Essai non drainé sur sol surconsolidé.

Cet essai est réalisé à σ_3 constant et en maintenant constant le volume d'eau interstitiel de l'échantillon. Cette figure fournit l'allure générale des évolutions de q et u_w en fonction de la déformation axiale ε_1 . Ces enregistrements permettent le tracé du chemin des contraintes dans les plans (p', q) . Sur un sol surconsolidé, un tel essai se solde par une mise en dépression de l'eau interstitielle.

La répétition de ces essais sur des échantillons de même volume spécifique, mais testé avec des pressions initiales de confinement différent montre que les chemins de contraintes convergent rapidement (p' quasi constant) vers une courbe enveloppe relativement linéaire. La rupture se fait à la même valeur de q_{\max} pour tous les échantillons de même volume spécifique v .

Essais drainés à $\sigma'_2 = \sigma'_3 = c^{ste}$ sur sol surconsolidé.

L'état de départ est surconsolidé; cela veut dire que nous exploitons un échantillon qui a subi une pression de préconsolidation supérieure à la pression initiale de la cellule triaxiale. On parle alors facilement de sable "dense". Il convient cependant de rappeler que la surconsolidation est une notion liée aux contraintes et non au volume.

L'échantillon utilisé est initialement confiné à une contrainte $p'_i = \sigma'_1 = \sigma'_3$ inférieure à la pression maximale p'_{\max} qu'il a subi au cours de son histoire; cette pression maximale est dite pression de préconsolidation p'_{\max} . Par la suite on supposera qu'elle correspond aussi à la valeur initiale de son volume spécifique v .

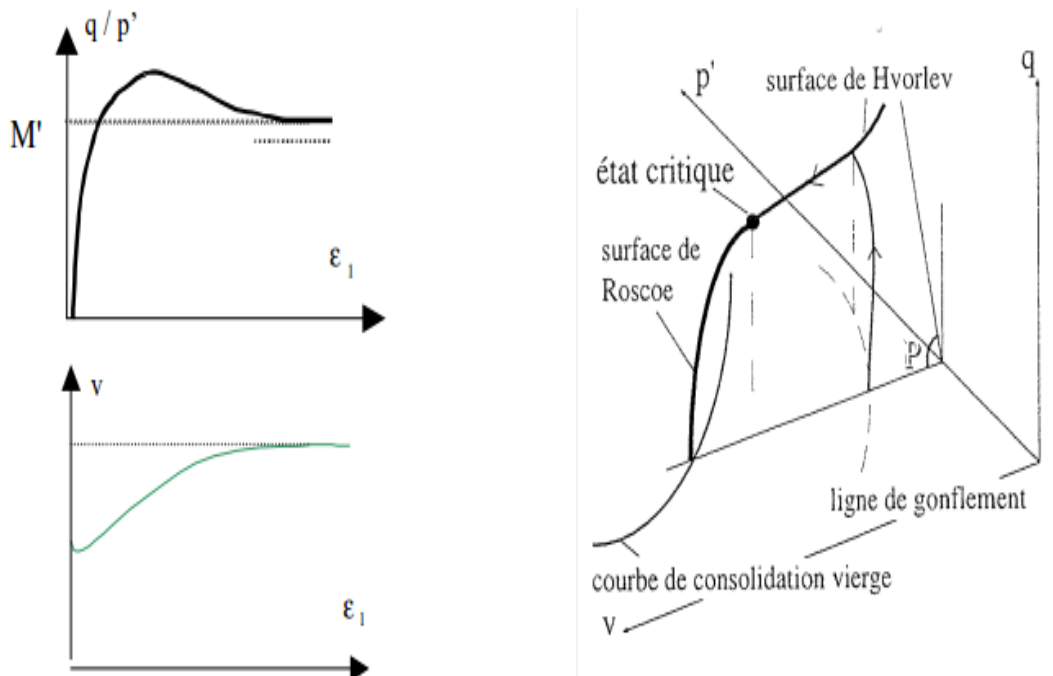


Figure 2.9 Essai drainé sur sol surconsolidé ($\sigma'_2 = \sigma'_3 = c^{ste}$).

Cet essai est réalisé à σ_3 constant et en permettant les variations du volume d'eau interstitielle de l'échantillon. Cette figure 2.9 fournit l'allure traditionnelle des évolutions de q et v en fonction de la déformation axiale ε_1 . Ces enregistrements permettent le tracé du chemin de contrainte dans les plans (p', q) . Sur un solsurconsolidé, un tel essai se solde en début d'essai par une légère diminution de v puis une forte augmentation de v (dilatance).

L'essai est réalisé à drainage ouvert. Le cisaillement est induit par l'augmentation de σ_1 , σ_3 restant constant. p' croît donc linéairement, avec $\Delta q/\Delta p' = 3$, la pression u_w de l'eau interstitielle restant nulle (ou constante). q croît et passe par une valeur maximale. Au-delà de ce maximum, on constate parfois la stabilisation de q , mais il décroît le plus souvent. En parallèle le volume spécifique évolue. Il décroît légèrement au début du chargement puis peut croître de façon importante. Ce phénomène est nommé dilatance. On le relie aux dés enchevêtrement des grains d'un milieu dense soumis à un cisaillement.

La Fig. 2.10 représente le chemin type suivi par le matériau. Il évolue dans le plan P défini plus haut; il commence à $(q=0, v, p'_i)$. q et p' commencent à croître et v à décroître dans un premier temps; puis pendant une portion de trajet q, p' et v croissent, jusqu'à ce que q et p' passent par un maximum. Ceci arrive approximativement à l'intersection entre le plan (P) et la surface limite dite de "Hvorslev"; arrivée à ce stade, la trajectoire suit alors la courbe définie par l'intersection entre le plan (P) et la surface de Hvorslev, vers les v croissants; et elle se termine lorsqu'elle a rejoint l'intersection entre la courbe des états critiques et le plan (P) . L'évolution du volume spécifique associée à ce modèle de chemin de contrainte révèle la dilatance.

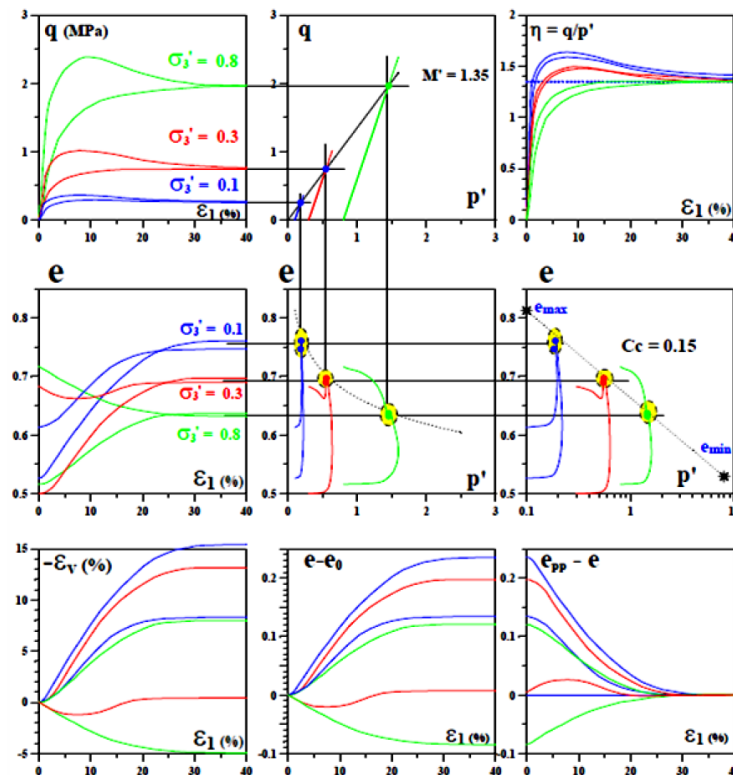


Figure 2.10 Essai triaxial sur le sable d'Hostun (Bouvard et Stutz, 1986).

Pour illustrer le comportement expérimental des matériaux compactés, on présentera, des essais

triaxiaux qui ont été réalisés sur le sable d'Hostun sous conditions drainées par Bouvard et Stutz (1986). Les essais sont réalisés à différents niveaux de déviateur, à différentes pressions de confinement et à différents états de densité initiale. Les résultats de ces essais, typiques pour les matériaux granulaires sont montrés sur la figure 2.10.

Les courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale $q(\epsilon)$ finissent par un palier représentant la plasticité parfaite (Schofield et Wroth, 1968). A partir des plans, on remarque que pour une contrainte de confinements donnés, le même déviateur q et le même indice final des vides sont atteints, en partant d'états initiaux différents en densité. Par contre le pic remarqué sur le plan est lié à la densité initiale et à la contrainte de confinement.

2.4.2. 2 Chargements répétés

L'essai triaxial à chargements répétés est largement utilisé pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires. L'appareil triaxial à chargements répétés TCR est largement utilisé dans les départements chaussés des laboratoires nationaux et internationaux pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires non liés de chaussées souples [IFSTTAR (France), BRRC (Belgique)].

Avec le TCR (Figure 2.11), il est possible d'étudier le comportement résilient, le comportement à la rupture des matériaux granulaires ainsi que leur comportement irréversible. L'essai consiste à placer un échantillon cylindrique du matériau fabriqué par le marteau vibrant (NF EN 13286-4, 2003) ou la vibrocompression (NF P 98-230-1, 1992), puis à l'étudier dans une cellule triaxiale puis en lui appliquant un grand nombre de cycles de chargements qui sont la résultante d'une pression isotrope variable et d'un effort de compression axial variable. Des capteurs de déplacements mesurent les déformations de l'échantillon suivant l'axe vertical et dans le plan diamétral moyen, ce qui permet de déterminer les relations entre le module d'élasticité et les contraintes appliquées ainsi que l'évolution des déformations permanentes en fonction de ces mêmes contraintes et du nombre de cycles (Figure 2.11).

1. Eprouvette ;
2. Membrane ;
3. Pierre poreuse ;
4. Embase supérieure ;
5. Embase inférieure ;
6. Capteur de force ;
7. Capteur de déformations axiales ;
8. Capteur de déformations radiales ;
9. Piston de chargements axiaux ;
10. Paroi de la cellule triaxiale ;
11. Capteur de pression ;
12. Implants supportant les capteurs de déplacement

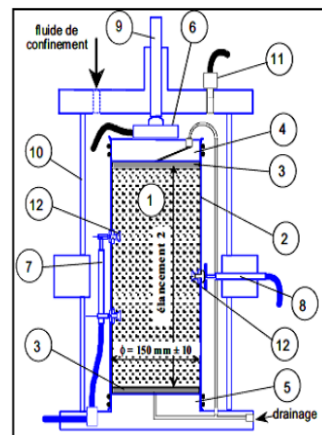


Figure 2.11 Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994a cités par Gidel, 2001).

Il reproduit approximativement les sollicitations présentes dans une chaussée lors d'un

chargement routier (il ne simule pas la rotation des directions principales des contraintes qui s'opère lors du passage des charges roulantes (figure 2.12). La mesure des déformations est assurée par un ensemble de six capteurs, trois axiaux et trois radiaux, placés dans le tiers central de l'éprouvette.

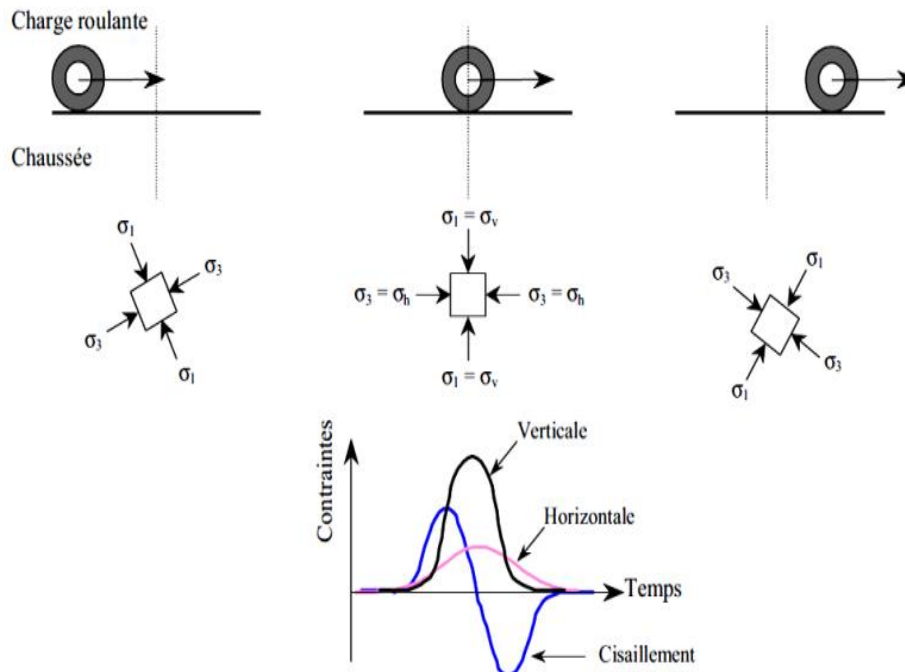


Figure 2.12 Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes (Gidel, 2001).

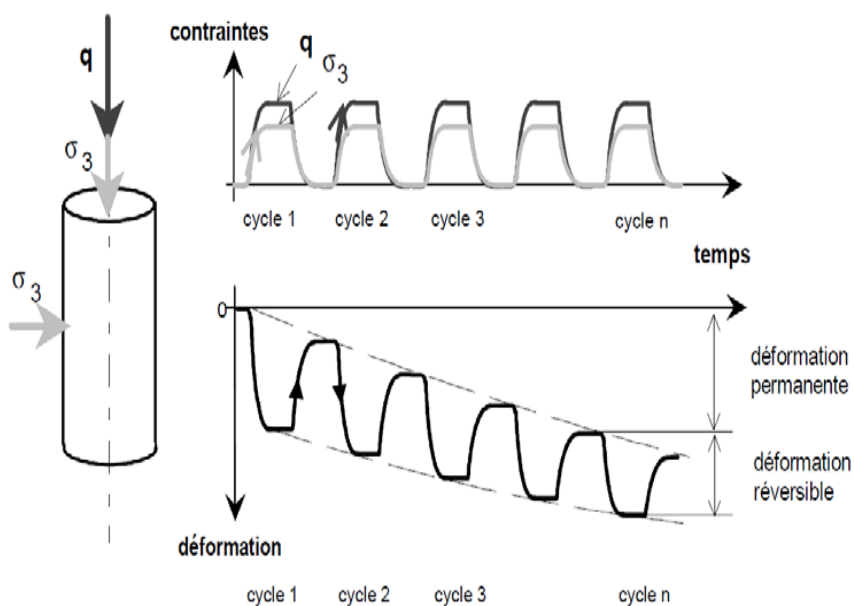


Figure 2.13 Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al., 1994b).

La Figure 2.13 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR

(Paute , Hornyh , & Benaben, 1994), D'après cette étude, les auteurs ont pu tirer les constatations suivantes:

Les déformations réversibles d'un matériau non lié proviennent :

- de la compressibilité du squelette minéral ;
- des glissements et rotations de particules en elles ;
- de rupture et d'attrition des grains du matériau.

La figure 2.14-a, montre comment varie le module de Young en fonction de la contrainte moyenne. Dans ce domaine le tuf a un comportement qui se rapproche de celui d'un matériau exceptionnel (0/20 calcaire dur de roche massive), et a un comportement identique à celui d'un bon grave non traité.

Par ailleurs, la sensibilité aux déformations permanentes des deux tufs étudiés est comparable à celle de graves couramment utilisées en assise de chaussée tel que le montre les résultats d'essais au TCR sur des éprouvettes de différents matériaux, soumises à 10^5 chargements, pour une contrainte latérale constante et pour différentes valeurs du déviateur cyclique q (figure 2.14-b). Ces déformations irréversibles se concentrent principalement dans le sol support et/ou l'assise de la chaussée (Larsen & Ullidt, 1997).

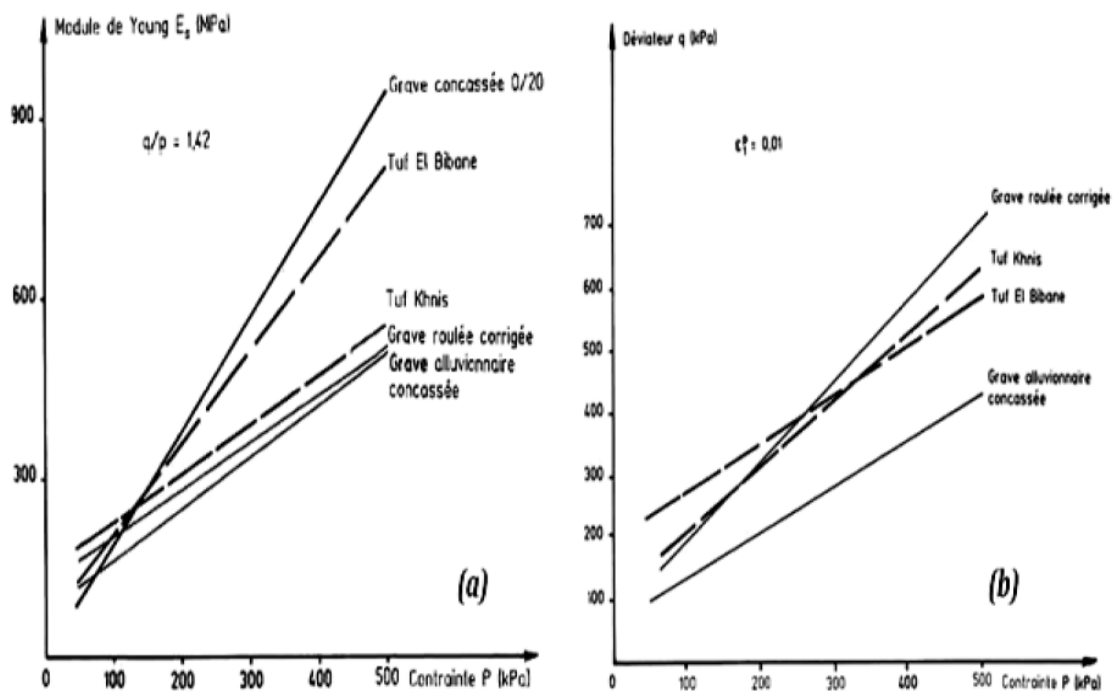


Figure 2.14 (a) Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben-Dhia, 1983, (b) courbes d'iso-déformations permanentes pour 10^5 chargements (Ben-Dhia, 1983, Ben-Dhia et al., 1984).

2.4. 3 Influence de la teneur en eau

La présence d'eau dans le matériau a une influence significative sur la résistance et le comportement des matériaux granulaires. Hicks et Monismith, ont montré que le module résilient diminue avec l'augmentation de la teneur en eau au-dessus de l'optimum (Hicks & Monismith, 1971).

L'explication vient du fait que les matériaux granulaires développent une pression interstitielle en excès sous la répétition d'une charge. Ceci a pour effet de diminuer la contrainte effective et il s'en suit une diminution de la résistance et de la rigidité.

Thom et Brown, montrent que la présence d'humidité dans la structure granulaire a un effet lubrifiant sur les particules. Ceci a pour effet d'augmenter la déformation et donc de diminuer le module résilient, même sans génération de pressions interstitielles (Thom & Brown, 1987).

Raad et al., (1992) ont démontré que l'effet de la teneur en eau sur le M_R (module résilient) est plus important sur les matériaux à granulométrie étalée avec une forte proportion de particules fines. Selon Dawson et al., (1996), une diminution de la teneur en eau tend à augmenter la rigidité dû au phénomène de succion. Une fois l'optimum de teneur en eau dépassé, le matériau devient plus saturé et une pression interstitielle se développe, causant alors une diminution notable de la rigidité. Kolisoja, a montré que la rigidité des graves non traitée varie en fonction du degré de saturation et atteint sa valeur maximale à une teneur en eau égale à l'OPM (Kolisoja, 1997).

Balay et al., réalisent des essais triaxiaux à chargements répétés sur une grave issue de calcaires tendres à différentes teneurs en eau et trouve que le module résilient diminue de 60% quand la teneur en eau passe de 3 à 4,5% (Balay, Gomes correia, Jouve, Horny, & Paute, 1998).

Tian et al. Lors d'essais de module résilient sur un calcaire et un grès concassés, ont aussi vérifié l'effet de la teneur en eau. Ainsi, ils ont testé trois teneurs en eau : 2% sous l'optimum, à l'optimum et 2% au-dessus de l'optimum (Tian, Zaman, & Laguros, 1998). Ils ont réalisé ces essais sur la courbe de milieu de fuseau seulement (8% de fines) (Figure 2.15). Il est aussi important de noter que la mise en place à une teneur en eau au-dessous et au-dessus de l'optimum engendre des masses volumiques sèches plus faibles et cela peut influencer à la baisse les valeurs de M_R .

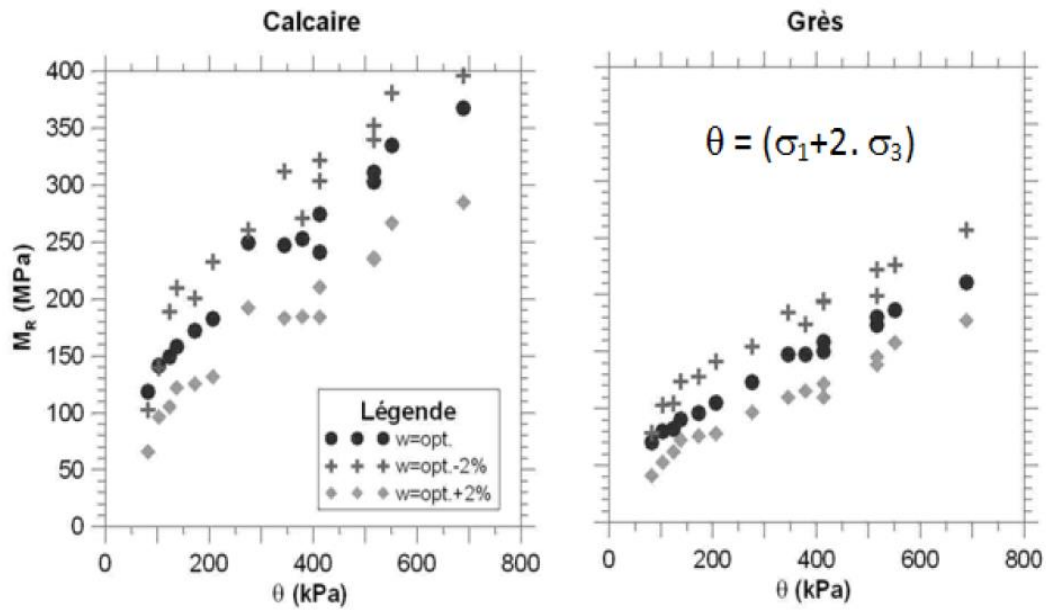


Figure 2.15 Influence de la teneur en eau sur le MR (Tian et al. 1998).

Récemment, Bilodeau et Doré, ont étudié l'évolution de module résilient sur trois sources de granulats au Québec: un gneiss granitique partiellement concassé, un calcaire concassé et un basalte concassé (Bilodeau & Dore , 2012). Ils ont observé que le module résilient à l'état sec est plus important que celui à l'état saturé (Figure2.16).

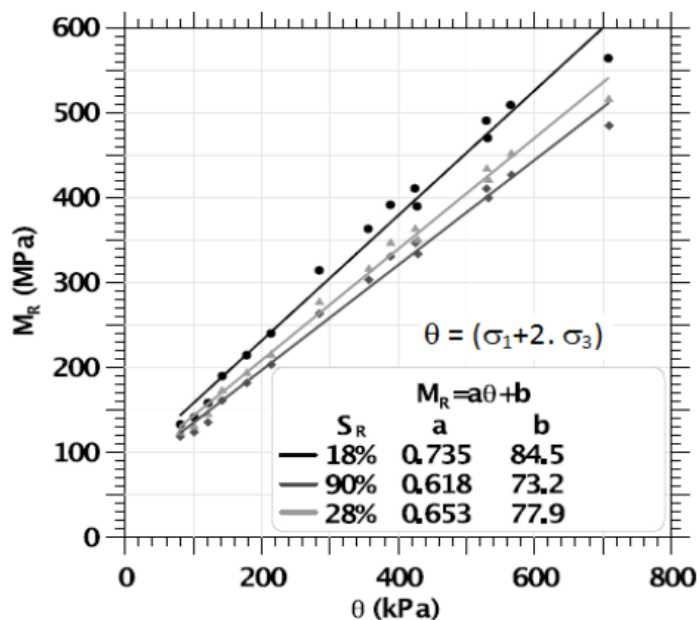


Figure 2.16 Module résilient pour le gneiss granitique partiellement concassé (Bilodeau et Doré, 2012).

2.5 Conclusion

Les encroûtements calcaires sont très largement utilisés en technique routière dans un certain nombre de pays. Lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, ils ont un comportement bien meilleur que le laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

À cet effet, l'utilisation de ces matériaux nécessite la connaissance de son comportement en prenant en compte le caractère partiellement saturé. Le chargement hydrique (séchage – humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de matériau.

L'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des matériaux compactés sans liant ni ajout laisse penser à l'existence d'une prise ou pseudo-prise. Le durcissement de ces matériaux a été constaté au sein des corps de chaussée, et a été également mis en évidence par les essais de laboratoire.

Les travaux qui ont été réalisés dans ce domaine sont nombreux. Les opinions sont parfois très différentes : certains auteurs voient ce phénomène comme une propriété caractéristique de ces matériaux et d'autres nient l'existence de la prise tout en constatant, comme les autres les mêmes aspects d'évolution de leurs propriétés mécaniques. Ces auteurs prennent en compte le fait que l'évolution des caractéristiques peut être perturbée dans certaines conditions telles que l'humidification qui fait chuter la résistance en compression simple.

Cette étude bibliographique a permis de retracer quelques propriétés fondamentales des encroûtements calcaires. Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux. Cependant certains points, tels que le phénomène du durcissement ou l'effet de l'eau, font encore l'objet d'une grande divergence d'opinions. Ces points seront retraités à la lumière de l'étude expérimentale effectuée au chapitre 3.

Chapitre 3

Valorisations routières des tufs d'encroutements

3.1 Introduction

Les tufs ont connu une large utilisation depuis de longues années. En effet, les blocs de croûtes ou les pierres de tufs retirés des champs par les agriculteurs ont été utilisés dans la construction des murs et dans l'empierrement des chemins.

En Algérie, le matériau tuf est très abondant, bien réparti géographiquement et d'exploitation facile. Son utilisation dans la construction de chaussées a donné d'excellents résultats notamment lors de la construction des routes nationales 1 et 6 qui ont des kilomètres de couche de base en tuf à la traversée des hautes plaines et dont beaucoup sont encore en service. La chaussée du sud de l'Oranie comporte une couche de fondation en tuf d'une vingtaine de centimètres surmontée d'un macadam et d'un enduit d'usure. Suite à leur bonne tenue on a envisagé dès lors après les années cinquante d'utiliser les tufs par la technique plus mécanisée des assises. Des règles de choix d'utilisation des encroûtements calcaires en corps de chaussées ont été définies avant 1960 par A. Ponton lors de la reconstruction de la route nationale 1 entre Médéa et Laghouat et par M. Capeille lors de la construction de la route nationale 6 au sud de Saida sur les hautes plaines de l'Oranie.

Le laboratoire central des ponts et chaussées d'Algérie avait aussi participé à l'étude des chaussées en tuf qui présentent, malgré l'accroissement du trafic, un bon comportement. Les études et les observations faites depuis, devraient permettre de normaliser le choix des tufs et leur utilisation routière. Toutefois, on a pu constater des signes de fatigue et de défaillance et de dégradation (faïençage, failles, tassements...) sur certains tronçons de chaussées, ce qui amène à penser qu'une amélioration de la portance et de la stabilité des tufs utilisés en corps de chaussée à l'aide d'un liant pourrait améliorer plus avantageusement leurs performances mécaniques.

Dans ce chapitre, nous présentons une synthèse bibliographique sur la conception et la construction des chaussées présentent une spécificité évidente liée à la nature du sol, au trafic et au climat.

3.2 Morphologie géologique de l'Algérie

En fonction de la géologie, de la lithologie et de la topographie, l'Algérie se divise en trois zones structurales : le Système Tellien, les Hautes Plaines steppiques et le Sahara (Figure 3.1).

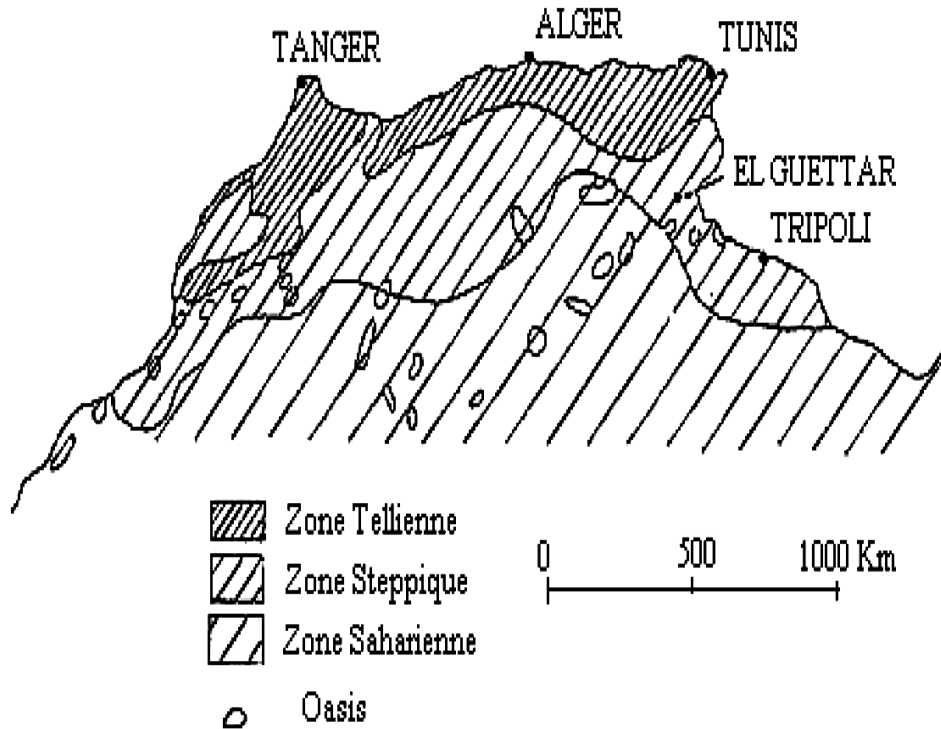


Figure 3.1 Topographie du Maghreb (Hadjiat, 1997).

Le Système Tellien :

La bordure tellienne, au contact immédiat des rivages méditerranéens, apparaît comme la zone la plus favorisée de massifs montagneux, côtiers et sublittoraux, et de plaines (Hadjiat, 1997).

Les Hautes Plaines steppiques :

Les Hautes Plaines de l'intérieur s'étendent entre le Tell et les montagnes présahariennes, qui les séparent du désert. Elles sont larges de 200 km et élevées de 1 000 m à 1 200 m. Les conditions du relief changent en même temps que celles du climat. Derrière l'abri de l'Atlas tellien, les précipitations diminuent assez sensiblement (moins de 500 mm, mais le plus souvent moins de 400 mm). Elles deviennent de plus en plus irrégulières et faibles vers le sud. L'altitude et la continentalité accentuent les contrastes de températures entre le jour et la nuit (amplitude journalière nettement plus élevée que sur le littoral), mais aussi entre l'été et l'hiver (températures d'été très élevées avec des maximums supérieurs à 40 °C ; hivers froids avec de nombreux jours de gel). La steppe constitue la végétation habituelle des hautes plaines, formation rase composée de plantes basses qui couvrent mal le sol et qui sont adaptées à la sécheresse.

Le Sahara :

Est un immense espace désertique, aride et peu peuplé, il couvre plus de 3/4 de la superficie du territoire algérien. Il forme une large plate-forme qui sépare le domaine méditerranéen au Nord du domaine tropical au Sud. Il est constitué de plateaux (hamadas et tassili) et des boucliers où le massif volcanique du Hoggar culmine à 3 000 m d'altitude, de plaines (regs et ergs) et de dépressions (sebkhas et gueltas).

3.3 Le climat

Le climat de l'Algérie est varié, car le pays a une très grande superficie : La partie nord possède un climat méditerranéen, alors que le reste du pays possède en majorité un climat désertique. Cependant entre ces deux grands types de climats, existent des climats de transition, notamment le climat semi-aride qui correspond à un climat méditerranéen avec une sécheresse ne se limitant plus uniquement à la saison estivale mais à une bonne partie de l'année mais aussi un climat méditerranéen aux influences montagnardes, un petit plus continental. Néanmoins, l'Algérie est un pays de la zone subtropicale où le climat dominant est chaud et sec.

Selon L'ANRH (annexe A) l'Algérie se divise en quatre zones pluviométriques :

Zone I : Méditerranéenne humide $H \geq 600$ mm/an

Zone II : Méditerranéenne subhumide $350 \leq H < 600$ mm/an

Zone III : semi-aride ou steppique $100 \leq H < 350$ mm/an

Zone IV : aride ou désertique $H < 100$ mm/an

H : la hauteur moyenne des précipitations annuelles.

Les régions aride et semi-aride sont le lit privilégié des encroûtements calcaires et gypseux en Algérie du Nord. Il constitue plus de 70% des régions tello-atlasiques, depuis le littoral méditerranéen jusqu'à la marge nord du Sahara. Les précipitations y sont très faibles (inférieures à 350 mm/an), ce qui favorise la bonne tenue de la chaussée, permet l'emploi de matériaux sensibles à l'eau sans traitement.

3.4 Le trafic

En général, le trafic sur les routes du sud est très faible relativement à celui des routes du nord, il est inférieur à 2000 v/j sur les principaux réseaux routiers du Sahara; néanmoins le trafic saharien possède la particularité d'être composé essentiellement de poids lourds en général

supérieur à 40%, avec un taux de croissance est de l'ordre de 7% (Touati, 1994). Pour les grands itinéraires, on considère une durée de service comprise entre 15 et 20 ans.

3.5 La technique routière saharienne

L'extension rapide des infrastructures routières dans le sud algérien, engendrée par la découverte du pétrole vers les années 1955-1956, a induit à un besoin immense en matériaux de chaussée. Les premières réalisations, remontent aux années cinquante ; elles ont été conçues et réalisées selon la démarche classique. Cependant, la grande monotonie de la géologie et de la géographie saharienne rend l'approvisionnement en matériaux routiers classiques quasi impossible : les matériaux disponibles dans de vastes zones ne sont pas variés, certaines régions sont complètement dépourvues de cailloux et de graviers. Des expériences ont été cumulées, marquées par des succès et des échecs très instructifs. Ainsi, avant 1962, il a été construit plus de 2.000 km de route en zone saharienne. En 1965, une technique, appelée « Technique Routière Saharienne » (TRS) a pris corps lors du premier congrès de la route qui s'est déroulé à Beni-Abbès (Fenzy, 1966).

3.5.1 Principes de la technique

La principale innovation de la technique routière saharienne a été l'utilisation en couche de chaussées de matériaux fins, utilisation rendue possible par le climat et par le trafic relativement faible prévu pour les routes à construire. D'après Fenzy (Fenzy, 1966), ces idées 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 ne sont perceptibles 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.

3.5.2 Domaine d'application

Cette technique, a permis d'établir un fuseau discriminant propre à ces matériaux : le fuseau dit « Saharien » ou « fuseau de Beni Abbès » (Annexe B), 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. 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.

3.6 Synthèse de quelques spécifications

En 1984, Struillou et Alloul (Struillou & Alloul, 1984) proposent des spécifications, basées sur les principes de la TRS, 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 (Annexe C). Les restrictions portent sur la granulométrie, la dureté (coefficient Los Angeles), l'indice de plasticité, la portance (indice portant CBR) et le pourcentage de sulfates et 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. Des indications sur les zones d'utilisation accompagnent les fiches techniques. Les seuils sont imposés en fonction du niveau de sollicitation auquel est soumis le matériau (Trafic et couche de base ou de fondation) (voir annexe D).

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 3.1 synthétise les paramètres et les seuils retenus par l'Algérie, l'Argentine, la Tunisie et l'Afrique du Sud pour le choix des matériaux pour les assises de chaussées.

Tableau 3.1 Tableau comparatif des différentes spécifications

Caractéristique	Couche	Algérie			Tunisie	Argentine	Afrique du Sud
		TRS (1966)	Struillou et Alloul (1984)	CTTP (2001)			
D_{max} (mm)	F	/	/	20 - 40	< 40	< 38	19 - 53 (selon le trafic)
	B				< 20		
% < 80 μm max	F	<30	≤ 30	22 - 32	< 20 (lu sur fuseau)	5 - 20	
	B					3 - 10	
Indice CBR Après immersion	F	/	40 - 100 Zone II et III	/	/	> 40	60 - 100 (selon le trafic)
	B		30 - 90 Zone IV (selon trafic)			> 80	
ICBR I	/	>40	/	/	/	/	/
Coefficient Los Angeles max	F	/	100	/	/	> 45	/
	B		35 - 100 (selon le				
% Carbonate CaCO_3	F	/	> 60	45	> 40		/
	B		>70		> 50		
% < 0,425 mm max		/	/	36 - 52	10 - 30 (lu sur fuseau)	10 - 30	15 - 55
Limite de liquidité		/	/	< 40		< 30	25 - 40 (selon le trafic)
Indice de plasticité		<13	< 10 Zone II < 13 Zone III < 16 Zone IV	< 15	< 10	< 6	8 - 15 (selon le trafic)
% Sulphates CaSO_4		/	Trace Zone II 5 Zone III		< 3		
Rc (MPa)		>0.2	/	/	/	/	/

La comparaison de ces différentes spécifications (tableau I.3) n'est pas très aisée du fait que les caractéristiques retenues ne sont pas unifiées pour tous les pays. Pour ce qui est des caractéristiques communes à tous les pays suscités, une comparaison possible cependant on constate que pour un même objectif (climat, trafic et utilisation) les spécifications sont différentes par le niveau d'exigence.

Pour l'établissement de spécifications communes et acceptables par la plupart des pays utilisateurs de tuf, il serait souhaitable d'introduire la notion de zone climatique proposée par Struillou et Alloul, vu la sensibilité de ce matériau à l'eau, en plus de la considération de niveau du trafic qui n'est pas pris en compte par les spécifications tunisiennes.

6. Conclusion

En Algérie, il n'existe pas jusqu'à présent des spécifications bien établies et bien élaborées. La plupart des pays (Argentine, Algérie, Afrique du Sud, Tunisie...) qui utilisent de façon courante les tufs ont établi des normes géotechniques ou ont en projet de telles normes à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantier. Ces normes sont le plus souvent empiriques. Cependant, ils ne sont uniformisés ni à l'échelle des différents pays utilisateurs ni à l'échelle du territoire national.

La technique routière saharienne, ainsi définie par ses fondateurs, a permis d'équiper, en grand nombre, la vaste étendue désertique en routes et en aérodromes, dans des conditions technico-économiques convenables. Leur but est de permettre une utilisation aussi large que possible des matériaux disponibles. Ceci a amené les ingénieurs à affiner cette technique par des travaux de recherche qui ont abouti à des propositions de spécifications par classe de matériaux, telles que :

- Les spécifications de Alloul et Struillou, concernant les tufs d'encroûtements en Algérie (Colombier, 1988) (annexe C) ;
- Les spécifications adoptées aux arènes granitiques (Lekouaghet, Gharnaout, & Ait Ali , 1989).

Chapitre 4

Caractérisations géotechniques

4.1 Introduction

En Algérie, le matériau tuf est très abondant ; ils couvrent une superficie de plus de 300.000 km² (Durand, 1959), bien réparti géographiquement et d'exploitation facile. Son utilisation dans la construction de chaussées a donné d'excellents résultats notamment lors de la construction des routes nationales 1 et 6 qui ont des kilomètres de couche de base en tuf à la traversée des hautes plaines et dont beaucoup sont encore en service. L'abondance du tuf a conduit notre 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.

Une identification géotechnique et des études de comportement sur chantiers et dans les laboratoires ont été nécessaires pour mieux apprécier ces matériaux et arriver à mettre au point des spécifications permettant de choisir, à partir de paramètres et de seuils préalablement établis, les « bons matériaux ».

L'identification des matériaux devra se faire sur des échantillons correctement prélevés. Sur les échantillons dont la représentativité aura été assurée par un prélèvement correct, il y a lieu de faire des prises d'essai par quartage ou à l'aide d'échantillonneurs afin de réaliser les essais de laboratoire.

Dans ce chapitre, nous présentons tout d'abord une description des matériaux étudiés et de leur mode opératoire, puis les essais utilisés pour la caractérisation de ces matériaux. Ensuite, nous décrivons de façon détaillée caractérisations physico-mécaniques et chimiques du matériau étudié ainsi que leurs classifications par rapport aux spécifications proposées aux encroutements calcaires et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée.

4.2 Matériau étudié

Le matériau étudié est situé dans une zone climatique III (zone semi-aride avec une hauteur de précipitation entre 100 et 350 mm), riche en calcaire et des croûtes de gypse (ANRH, 1993). Il est extrait d'une carrière et potentiellement utilisé dans les projets routiers, composés principalement de carbonate de calcium (CaCO_3). Ce matériau est habituellement formé entre l'âge quaternaire et crétacé. Le site d'extraction est situé à environ à 6 km au nord-ouest de la région Faïdh El Botma située de la wilaya de Djelfa (300 km au sud d'Alger) (figure 4.1). Après le décapage de la couche végétale (horizon A), le matériau a été extrait de la croûte feuilletée (horizon B) représentée sur la figure 4.2.

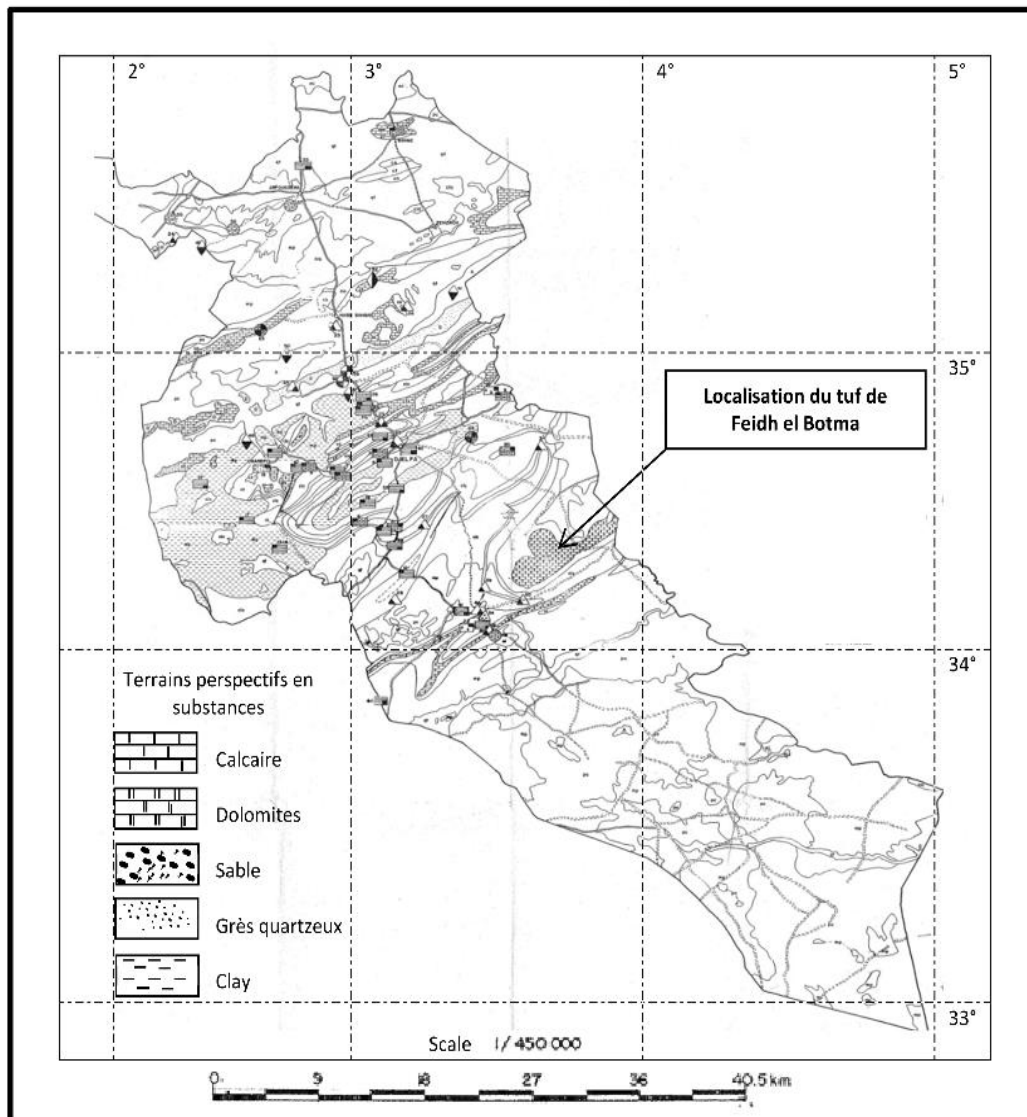


Figure 4.1 lithologie de Wilaya de Djelfa, ORGM, Boumerdès 1999.



Figure 4.2 profile de sol étudié

4.2.1 Présentation de la Wilaya de Djelfa

4.2.1.1 Situation géographique

La Wilaya de Djelfa est située dans la partie centrale de l'Algérie du Nord au-delà des piémonts Sud de l'Atlas Tellien en venant du Nord dont le chef-lieu de Wilaya est à 300 kilomètres au Sud de la capitale elle est comprise entre 2° et 5° de longitude Est et entre 33° et 35° de latitude Nord.

La Wilaya de Djelfa est limitée :

- ❖ Au Nord par les Wilayas de Médéa et de Tissemsilt
- ❖ A l'Est par les Wilayas de M'Sila et Biskra
- ❖ À l'Ouest par les Wilayas de Laghouat et de Tiaret

Au Sud par les Wilayas d'Ouargla, d'El Oued et de Ghardaïa.

4.2.1.2 Le climat

Le climat de la Wilaya de Djelfa est nettement semi-aride à aride avec une nuance continentale. En effet, le climat est semi-aride dans les zones situées dans les parties du Centre et du Nord de la Wilaya avec une moyenne de 200 mm à 350 mm d'eau de pluie par an et aride dans toute la zone située dans la partie Sud de la Wilaya et qui reçoit moins de 200 mm d'eau de pluie en moyenne par an (ANRH, 1993).

La wilaya de Djelfa est classée en zone I (sismicité faible).

4.2.1.3 Infrastructure routière de la Wilaya de Djelfa

La Wilaya compte d'une infrastructure routière évaluée à 2 276.6 km, ce réseau routier se compose de 1 010,5 km de routes nationales (RN), de 446.5 km de chemins de Wilaya (CW) et 819.6 km de chemins communaux (CC), L'un des principaux axes routiers qui travers la ville de la wilaya c'est la RN1 s'agissant des ouvrages d'art, la Wilaya dispose de 85 sur routes nationales, 41 sur chemins de wilaya et 30 sur chemins communaux soit en tout 156 ouvrages d'art.

4.3 Identification géotechnique du matériau d'étude

Les critères de choix pour les matériaux de chaussée ont été jusqu'à présent établis à partir des essais Géotechniques. Ces 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. On distingue principalement trois spécifications comme nous l'avons déjà dit (chapitre 3):

La Technique Routière Saharienne TRS, (Fenzy, 1966);

Le guide technique routier GTR, (GTR, 1992);

Le Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves CTPP, (CTPP, 2001).

4.3.1 Analyse granulométrique

Compte tenu des formes très variables sous lesquelles peuvent se présenter les encroûtements (pulvérulentes, nodulaires, croûtes), la granulométrie constitue un élément essentiel d'identification. Les tufs d'encroûtements étant généralement des matériaux friables et fins, la granulométrie est réalisée sous eau selon la norme : NF P 94-056, avec toutefois cette particularité : avant de procéder au tamisage, l'échantillon sera mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures (Domec & Alloul, 1980) et (CTPP, 2001). Cette opération permet aux mottes de se désagréger afin d'arriver aux conditions les plus défavorables de friabilité. Pour la fraction fine ($<80\mu\text{m}$), l'analyse est effectuée par sédimentation selon la norme NF P 94-057.

La figure 4.3, présente la position granulométrique de tuf étudié, par rapport aux fuseaux discriminants de la TRS (Fenzy, 1966) et du Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves (CTPP, 2001). On constate que la fraction inférieure à $80\mu\text{m}$ représente 30 %, et que la fraction ($\leq 2\mu\text{m}$) représente plus de 5 %. Les valeurs des coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement 200 et 0.035, montrent qu'on est présence d'une granulométrie peu étalée qui appartient à deux familles (II) et (III) selon la classification TRS.

La courbe granulométrique du tuf se située à l'intérieur du fuseau des tufs de squelette de classe granulaire (0/40) appelés tuf 1 et fuseau des tufs fins de classe granulaire (0/20) appelés tuf 2.

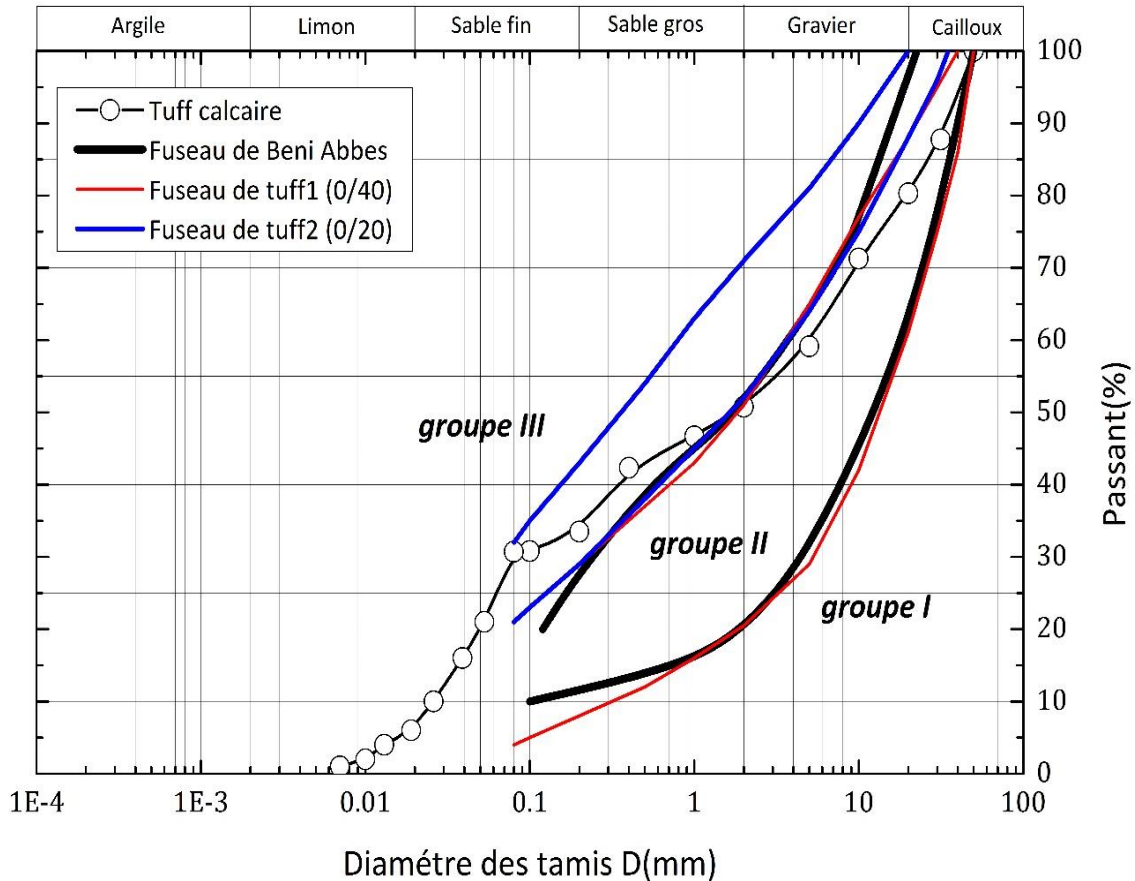


Figure 4.3 Courbe granulométrique du tuf calcaire étudié par rapport au fuseau saharien (Fenzy, 1966), fuseau de tuf 1. (0/40), fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).

4.3.2 Caractérisation des fines et comportement

La teneur en fines des encroutements calcaires joue un rôle très important sur la rigidité mécanique et la résistance à l'endommagement des structures de chaussées soumises aux chargements répétés du trafic.

Le Tuf extrait est principalement composé de carbonate de calcium (48%), avec des traces de chlorure, il est classé comme tuf calcaire selon le CTTP (CTTP, 2001), en effet ces matériaux ne sont pas plastiques (IP (%) non mesurable), ils sont néanmoins sensibles à l'eau. Pour un certain seuil, une faible variation de la teneur en eau entraîne la modification de l'état du matériau. Ces résultats sont en accord avec la faible valeur du bleu de méthylène (VBS) égal à 0,6 ce qui est inférieur au seuil fixé à 1,5 g / 100g donné par la classification GTR (GTR, 1992), (table 4.1).

4.3.3 Compactage et portance

Les essais caractérisant le comportement mécanique sont les essais liés à la fonction même du matériau, celle de résistance, de portance, et de non-déformabilité sous charge pesante (le trafic), ou sous charge hydrique (l'eau). À cet effet, trois essais sont réalisés, il s'agit en premier de l'essai Proctor modifié, on utilise cet essai lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couche de chaussée.

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-093, déterminant l'aptitude au compactage, en deuxième, c'est l'essai CBR réalisé selon la norme NFP 94-078, déterminant la portance du matériau, soit immédiatement après le compactage soit après quatre jours d'immersion, en troisième c'est l'essai Los Angeles (NFP 94-078), il sert à mesurer la résistance à la fragmentation des granulats. L'essai est réalisé sur la classe granulaire (10/25).

Les résultats des caractéristiques de compactage à l'OPM sont représentés sur la figure 4.4. La courbe présente une grande pente, ceci explique la sensibilité de la densité sèche de nos échantillons à la teneur en eau lorsque celle-ci varie jusqu'à l'OPM.

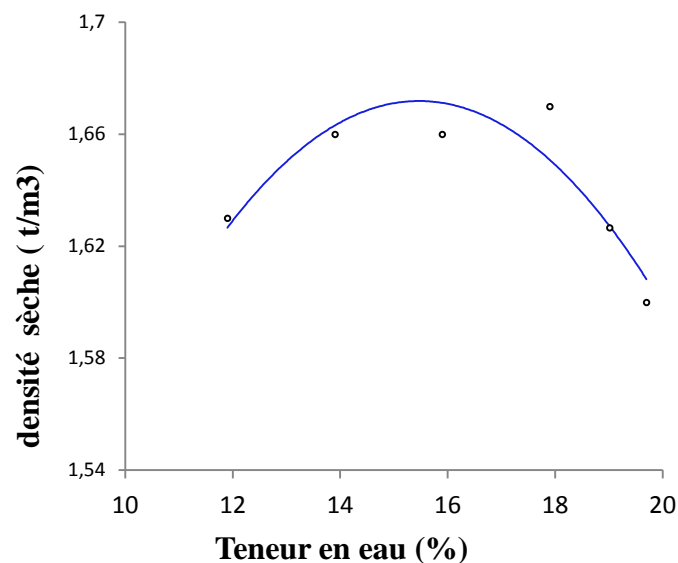


Figure 4.4 Courbe Proctor du tuf calcaire étudié.

Dans les travaux routiers, et en particulier pour la confection des remblais et des couches de forme, on ne peut admettre que de faibles déformations, on détermine donc la portance du sol autrement dit sa résistance à la rupture par l'essai (Californian Bearing Ratio) ou essai de portance californien.

Au cours de cet essai le matériau est poinçonné par un piston. Ce matériau étant été préparé et compacté à différentes énergies (10 coups par couche, 25 c/c et 55 c/c) dans le moule CBR et à une teneur en eau à correspondre w_{OPM} de l'essai Proctor modifié.

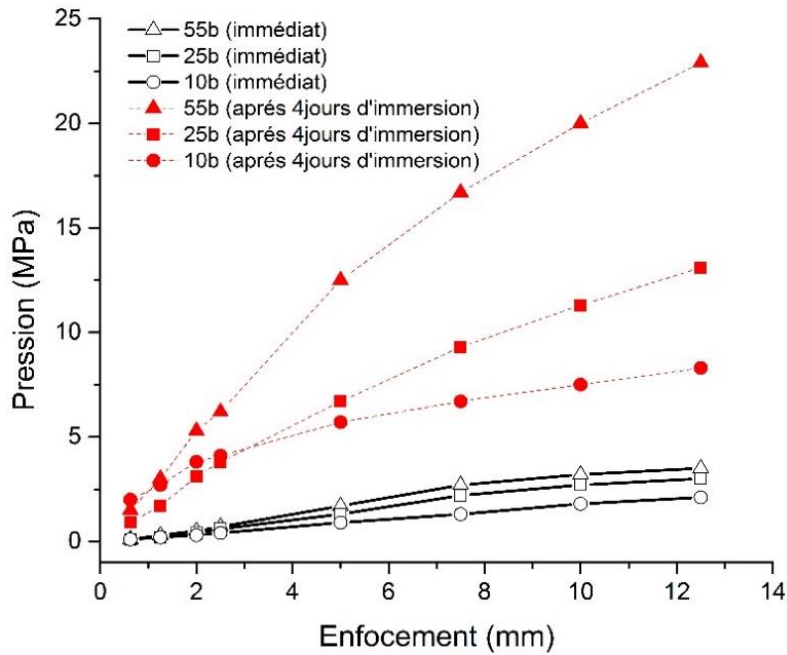


Figure 4.5 Variations de la pression du piston en fonction de son enfoncement

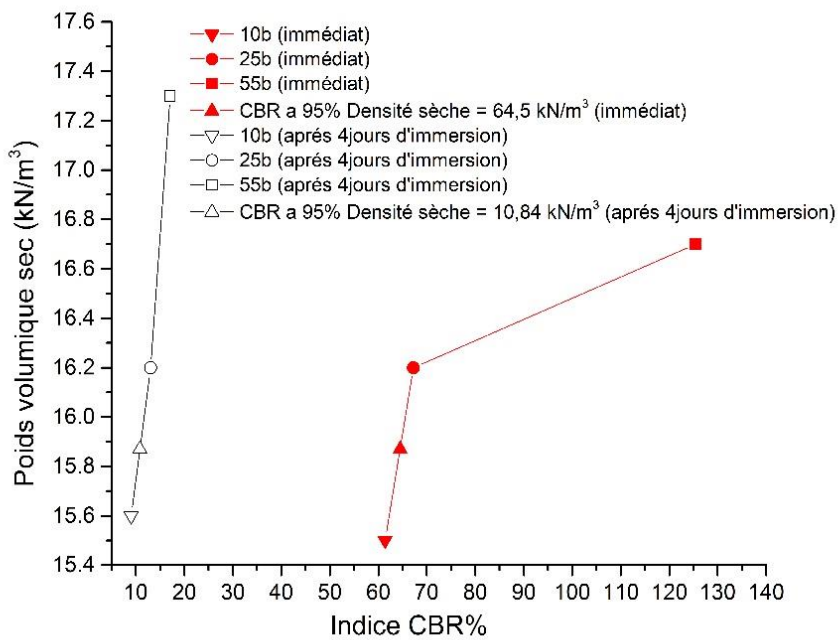


Figure 4.6 Variations du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR

La valeur CBR immédiate égale à 64,5 kN / m³ est supérieure à la valeur préconisée par le TRS (Fenzy, 1966). La valeur CBR après 4 jours d'immersion égale à 10,84 kN / m³ et plus faible que l'indice immédiat. Ces variations d'état hydrique de grande ampleur (séchage, saturation) constituent l'une des plus graves sollicitations que peut subir un tuf dans un corps de chaussées.

Selon la valeur, indice CBR immédiat, et les valeurs des modules calculées selon l'approche du Laboratoire des Travaux publics algérien LTP, (CTTP, 2001), (voir annexe D). on peut classer notre matériau dans la classe S0 utilisé en couches d'assises (base, fondation), et dans le B5 suivant la classification du guide technique routier GTR (GTR, 1992), (voir annexe D).

L'ensemble des résultats des essais d'identifications de matériau étudié sont regroupés dans le tableau 4.1, ainsi que les seuils préconisés par le TRS, CTTP et le GTR. L'examen de ce tableau montre que l'ensemble des résultats des caractéristiques géotechniques du tuf sont acceptables (CN dans le tableau 4.1) par rapport aux matériaux routiers habituels, à savoir :

- indice de plasticité non mesurable IP(%), (Fenzy, 1966), (CTTP, 2001), (GTR, 1992).
- densité sèche inférieure la valeur préconisée ($\gamma_d \text{ max} > 17$) (Fenzy, 1966).

Tableau 4.1 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de tuf calcaire étudié ; CV-Condition vérifiée, CN-condition non vérifiée

Essai		Résultat	Norme	Spécifications		
				TRS	CTTP	GTR
Compositions chimique	CaCO ₃ (%)	48	NF P94-048	-	≥45(CV)	-
Qualité des fines	VBS(%)	0,6	NF P94-068	-	-	< 1,5(CV)
Analyse granulométrique	0/D (mm)	0/50	NF P94-056/057	-	20-40(CN)	< 50(CV)
	< 2 mm (%)	50		-	-	-
	< 2 μm	5				
	< 80μm (%)	30		< 30(CV)	22-32(CV)	< 35(CV)
	CU (%)	200		-	-	-
	CC (%)	0,035		-	-	-
Limites d'Atterberg	LL (%)	42,5	NF P94-051	-	< 40(CV)	-
	LP (%)	Non mesurable		-	-	-
	IP (%)	Non mesurable		< 13(CN)	< 15(CN)	≤ 12(CN)
Compactage et portance	WOPM (%)	15,5	NF P94-093/078	-	-	-
	γ_{dmax} (kN/m ³)	16,7		> 17(CN)	-	-
	I CBR I (%)	64,5		> 40(CV)	-	-
	ICBR (4j imbibé) (%)	10,84		-	-	-
	LA (%)	32,35	NF P18-573	-	-	< 45(CV)

4.3.4 Caractérisation chimique et microstructurale

La composition chimique du matériau étudiée a été mesurée par la méthode d'Analyse élémentaire fluorescence XRF (ICP-AES). Le principe de l'analyse chimique dite gravimétrique consiste à peser les quantités des différents éléments présents dans une roche; pour cela, on met l'échantillon en solution et on provoque, par des réactions spécifiques de chacun des éléments recherchés, des réactions de précipitation; les précipités ainsi produits sont pesés. La spectrométrie de fluorescence XRF permet la détermination de la composition élémentaire de l'échantillon de manière qualitative et quantitative, c'est-à-dire de déterminer la nature et la quantité des atomes qui sont présents dans l'échantillon. Les caractéristiques chimiques sont données dans le tableau 4.2. Le matériau se caractérise par une grande quantité de silice SiO_2 et de chaux CaO égale à 55,16% et 24,09% respectivement, avec faibles quantités en : Al_2O_3 , Fe_2O_3 , MgO , SO_3 , K_2O , Na_2O .

Tableau 4.2 Analyse chimique par fluorescence de rayons X (XRF) du tuf calcaire de Feidh el Botma à l'état tendre. (P.f. perte de feu à 1000°C)

Oxide %	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	P.F	SO_4^{2-} ⁽¹⁾	Cl^- ⁽²⁾
Etat initial	55,16	2,02	0,25	24,09	0,04	0,29	0,77	0,32	20,03	aucune trace	0,53

⁽¹⁾ Norme XP P18-581 , ⁽²⁾ Norme NF EN 1744-1 standard

La caractérisation morphologique et chimique des échantillons tuf calcaire a été réalisée par microscopie électronique à balayage (MEB) couplée à une microsonde X (EDS) équipée d'un analyseur à dispersion d'énergie permettant l'analyse chimique d'un volume de solide de l'ordre de $1\mu\text{m}^3$. Les analyses ont été réalisées à l'institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR), sur un appareil de type «Env. SEM, Quanta 400 FEI» figure 4.7, couplé à un spectromètre à dispersion d'énergie «EDAX» figure 4.9.

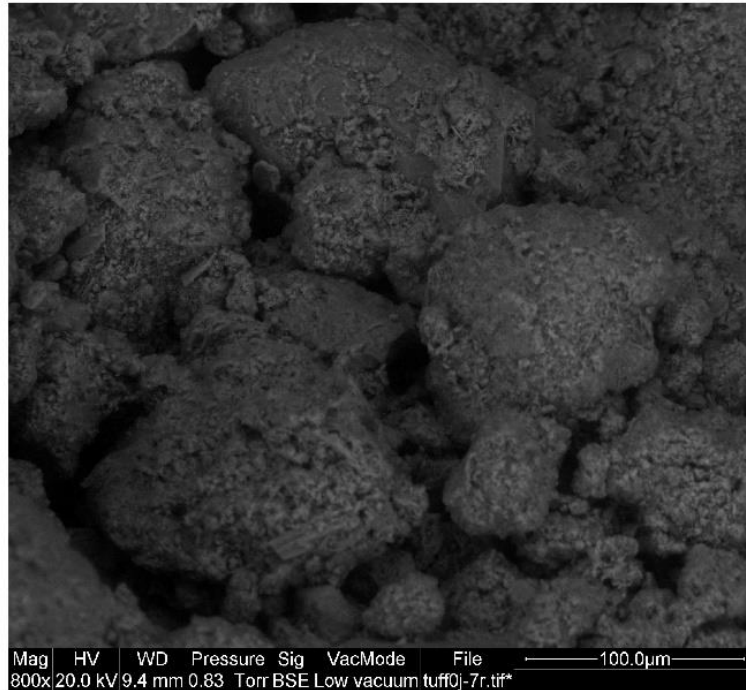
La microscopie électronique à balayage (MEB) est une technique de microscopie électronique capable de produire des images en haute résolution de la surface d'un échantillon en utilisant le principe des interactions électrons-matière. Le principe de l'essai consiste à balayer la surface d'un échantillon avec un faisceau d'électrons et d'étudier la réponse en termes de réémission de particules. Ces particules sont analysées par différents détecteurs qui permettent de reconstruire une image en trois dimensions de la surface.



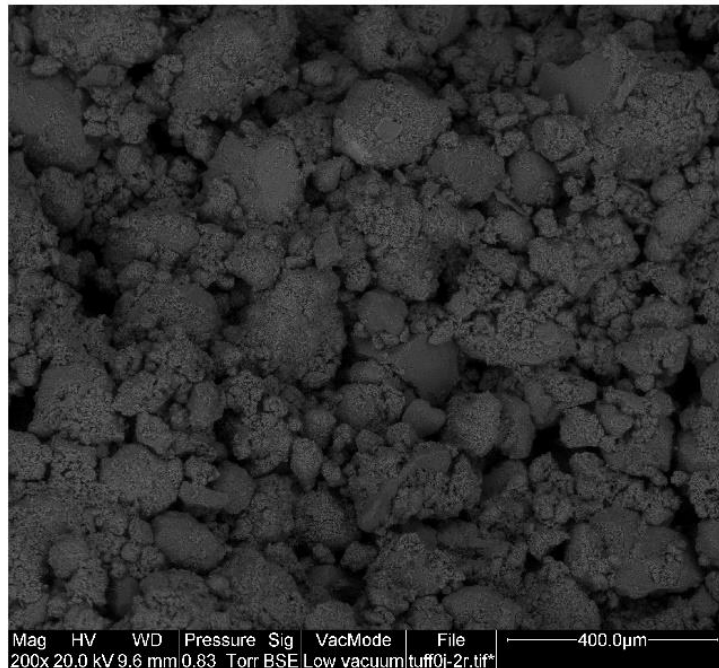
Figure 4.7 Dispositif microscopie électronique à balayage «Env. SEM, Quanta 400 FEI» Laboratoire SRO - IFSTTAR

L'observation au MEB (microscope électronique à balayage) a porté sur échantillon compacté à l'OPM et conservé à 0 jour. À travers les images obtenues à la figure 4.8, on observe des agrégats inférieurs à 200 microns de diamètre, ont une couleur grise foncée, composée de grains anguleux ayant un rayon moyen de 20 microns, ont une couleur noire représente les pores du milieu. L'accès de rayon de pores intergranulaire est d'environ 3 microns. Sur la photo (a), les grains ne présentent pas de liaison, ils sont superposés les uns sur les autres.

Lors de l'évaluation qualitative des rayons X spectre de dispersion d'énergie (EDAX) qui a accompagné le MEB (figure 4.9), nous avons ciblé un grain de la poudre de l'échantillon compacté à l'OPM, où il était possible de détecter les différents éléments de sa constitution (figure 4.10), cela nous permet de constater que la composition minéralogique de tuf calcaire se caractérise par grande quantité de silice cristalline, chimiquement inerte et a un point de fusion élevé.



a)



b)

Figure 4.8 Observations au microscope électronique à balayage (MEB) sur des échantillons du tuf calcaire compacté à l'OPM.



Figure 4.9 Spectromètre à dispersion d'énergie «EDAX»

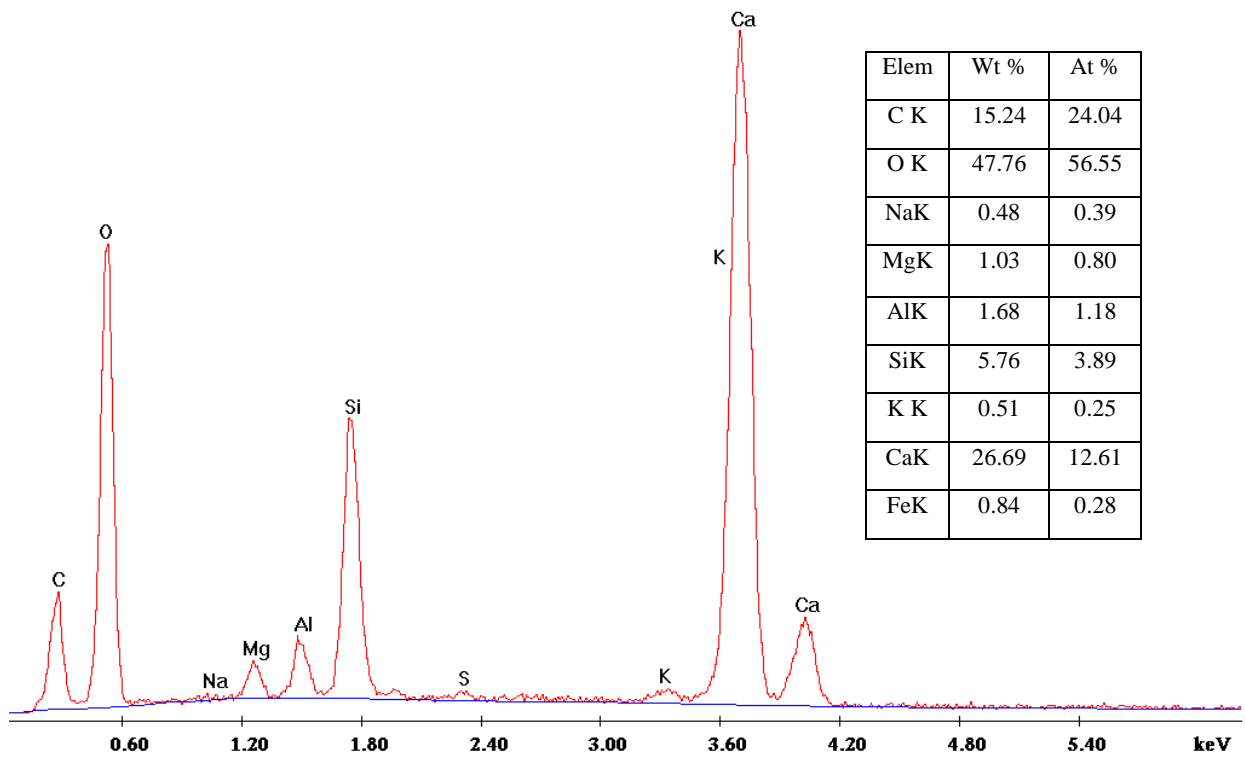


Figure 4.10 Micro-analyses de poudre du tuf calcaire compacté à l'OPM.

4.4 Conclusion

Le présent chapitre présente les caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés, ainsi que les techniques et les procédures expérimentales adoptées dans cette étude.

Les principaux résultats de cette étude sont à retenir les constatations suivantes :

Le matériau présente une courbe granulométrique continue, est étalée positionnée dans le fuseau de Beni Abbès, il présente des caractéristiques de compactage acceptables. C'est un matériau friable ($LA > 45\%$) ; qui appartient à deux familles (II) et (III) selon la classification TRS. La composition minéralogique de tuf calcaire se caractérise par grande quantité de silice cristalline, chimiquement inerte et a un point de fusion élevé.

La portance C.B.R. après quatre jours d'immersion est plus faible que la portance immédiate. Ceci rend compte du rôle négatif que pourrait jouer la saturation du corps de chaussée sur son comportement.

Le matériau pourrait être retenu pour une utilisation routière dans la classe S0 utilisée en couches d'assises (base, fondation), et dans le B5 suivant la classification du guide technique routier. Cette conclusion, basée sur les spécifications proposées aux encroutements calcaires et les critères de choix des matériaux à utiliser en corps de chaussée qui tient compte des zones climatiques et du trafic (Domec & Alloul, 1980), (Fenzy, 1966), (GTR, 1992), (CTTP, 2001).

Dans les chapitres suivants, nous allons présenter les essais réalisés sur les tufs calcaires compactés pour étudier l'influence de la teneur en eau, et l'hystérésis hydrique sur le comportement statique de ces matériaux.

Des essais triaxiaux ont été effectués sur le tuf calcaire surconsolidée, les échantillons compactés avec différentes énergies de compactage ; tous ces échantillons préparés étaient saturés avant l'écrasement, les essais étaient donc réalisés dans des conditions saturées avec des succions nulles ; les lignes d'état critique pour différents échantillons, l'angle de frottement interne ont été déterminés.

Chapitre 5

Etude des propriétés mécaniques des tufs saturés

5.1 Introduction

La sélection de matériaux pour la construction des chaussées et les conditions de mise en œuvre sont en général réglementées par des normes qui attachent une importance spéciale à la maîtrise de la teneur en eau de compactage. L'objectif des recommandations est d'obtenir des structures stables et peu déformables au cours du temps. Cependant, l'application des spécifications n'est pas toujours respectée ou rigoureusement contrôlée sur certains chantiers. Cela souligne le jugement considérable nécessaire à l'ingénieur qui fixe ces spécifications. De plus, il n'est pas toujours possible de compter sur des matériaux de bonne qualité pour réaliser les chaussées. En général, il faut les construire avec les matériaux disponibles à proximité du chantier. Ainsi, la connaissance des principes fondamentaux qui gouvernent la réponse des chaussées soumise à des variations de teneur en eau en laboratoire peut aider l'ingénieur responsable de l'opération à prendre la meilleure décision vis-à-vis du comportement présent ou futur.

L'influence de la teneur en eau initiale et la densité sèche de compactage sur la réponse du tuf calcaire sur ce type de chemin ont été étudiées. En effet, sur un chantier plusieurs facteurs humains et/ou matériels peuvent modifier la valeur de la teneur en eau initiale, ou la densité sèche. C'est ce genre de problèmes incontournable que nous avons voulu prendre en compte en faisant varier la teneur en eau initiale par rapport respectivement à l'état de mise en place, de 2 points du côté sec, et du côté humide, et en simulant un défaut de compactage, résultant d'une densité sèche relativement variable.

Ce travail s'inscrit dans un cadre général visant à optimiser l'emploi des encroutements calcaires dans les chaussées. Parmi les questions posées, figurent notamment celles des déformations causées par les variations hydriques dans les tufs compactés. Une partie de réponse à ces questions se trouve dans l'étude du comportement mécanique des tufs compactés dans ce chapitre.

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur un tuf calcaire compacté en vue de déterminer l'influence de l'état de compactage sur les propriétés mécaniques du matériau, puis d'examiner l'effet des variations de teneur en eau en termes de déformations.

Le programme expérimental présenté ici s'inscrit donc dans une démarche de recueil de paramètres mécaniques au laboratoire, à l'aide d'essais triaxiaux. Le programme d'essai réalisé sur le tuf de fied Elbotma est basé sur un plan d'expérience qui compte Cinq points d'état, définis par rapport aux caractéristiques Proctor modifiée du tuf. En chacun de ces points d'état, des essais triaxiaux ont été effectués, chargés sous différents niveaux de contraintes. Les paramètres représentatifs de chaque type d'essais sont déduits des courbes expérimentales.

5.2 Description du dispositif

Une série d'essais triaxiaux du comportement drainé (CN) d'un tuf calcaire sont conduits sur des échantillons compactés statiquement à différentes densités correspondant aux teneurs en eau: 12; 14; 15,5; 18 et 20%. Ces essais réalisés à l'aide d'un dispositif expérimental est composés d'une cellule triaxiale classique, pilotée à l'aide de contrôleurs pression- volume GDS et permettant de tester des échantillons de 40 à 80 mm de diamètre et de hauteur H/D (figure 5.1). La cellule triaxiale, fabriquée en dural et en plexiglas renforcé, permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope (jusqu'à 1700 kPa). L'écoulement se fait verticalement ascendant. Le contrôle et/ou la mesure de pression et/ou du volume d'eau sont assurés par deux contrôleurs de pression – volume GDS, Ils fournissent à la cellule triaxiale des pressions précises, l'une pour la pression de confinement (σ_3), l'autre pour la contre pression ou la pression interstitielle (u_w) ; et ils mesurent en même temps la variation de volume. Une presse TRIAX de 50 kN permet de faire monter ou descendre la plaque sur laquelle repose la cellule triaxiale.

Pour la cellule triaxiale, doit être préparé avant le commencement de l'essai. Pour l'essai saturé, l'échantillon doit être saturé par une rampe de saturation, et son degré de saturation est normalement contrôlé par le coefficient B de Skempton, (Skempton, 1954). Après la saturation, l'échantillon est consolidé pendant un certain de temps selon la nature du sol. Et, on fait finalement l'écrasement pour déterminer la ligne d'état (NC) critique et l'angle de frottement interne du tuf.



Figure 5.1 Micro-analyses de poudre du tuf calcaire compacté à l'OPM-laboratoire géotechnique université Laghouat.

L'essai triaxial saturé comporte principalement les étapes de : 1) préparation de l'échantillon ; 2) saturation de l'échantillon ; 3) consolidation de l'échantillon ; 4) écrasement ; 5) détermination de l'état final et traitement des données.

5.2 Préparation de l'échantillon

Les éprouvettes ont été confectionnées à une compacité proche de l'optimum Proctor modifié et à différents teneurs en eau : 12; 14; 15,5 ; 18 et 20% (15,5 : Teneur en eau optimale). Chaque essai est effectué sur trois éprouvettes de 40 mm de diamètre et 80mm de hauteur. Les éprouvettes sont compactées statiquement dans un moule à double piston à une vitesse de 1,27 mm/min.

5.2.1 Saturation

5.2.1.1 Préparation de l'essai : Celle-ci consiste à :

- Retirer l'éprouvette qui a été précédemment préparée ;
- Installer l'éprouvette sur la base de la cellule triaxiale, et l'entourer d'une membrane avec un joint torique;
- Remplir la cellule avec de l'eau ; déplacer la cellule, et connecter les éléments (la cellule, les GDS, la centrale d'acquisition, etc.).

5.2.1.2 Phase de stabilisation et circulation d'eau initiale :

Après avoir assuré la saturation de tous les tuyaux de connexion ainsi que la base de la cellule avec application d'une pression égale 20kPa (u_w Back Pressure), pour éliminer les bulles d'air existantes, on applique une contrainte de confinement, Radial Pressure $\sigma_3 = 40$ kPa pour que la membrane soit bien appliquée sur l'extérieur de l'éprouvette ; ce processus dure environ 30 minutes, puis on passe à la phase de saturation.

5.2.1.3 Saturation de l'éprouvette

La saturation est faite en deux étapes :

A) Étape 1

On impose une contrainte de confinement totale égale à 100 kPa. Et on applique une pression à la base de l'échantillon égale à 50 kPa et une pression nulle à la tête de l'échantillon. Ceci permet d'avoir un gradient de pression $i = 65,78$. On observe un écoulement du bas vers le haut et on enregistre le débit sortant. Lorsque le débit sortant est constant, on estime qu'un régime permanent s'est instauré au sein de l'échantillon. (Figure 5.2).

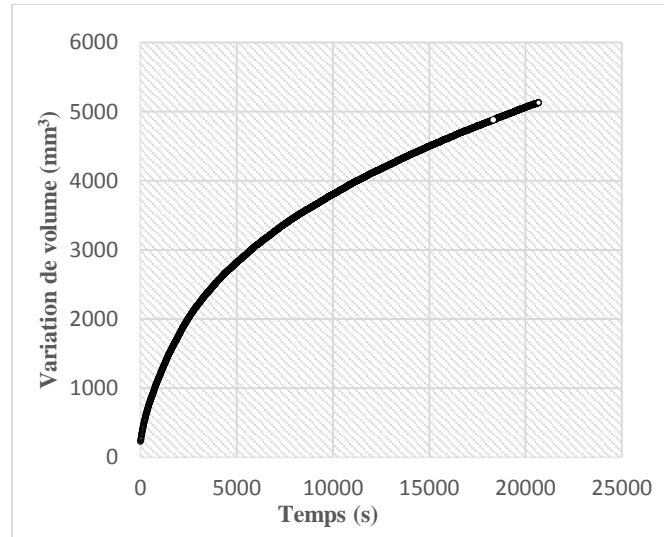


Figure 5.2 Variation de volume en fonction du temps: régime permanent

Les valeurs des contraintes totales, effectives et des pressions interstitielles sont résumée dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 Valeurs de pressions pour la phase de saturation

	σ_3 (kPa)	Base de l'échantillon U_e (kPa)	Tête de l'échantillon U_s (kPa)	Gradient hydraulique i	σ'_3 (kPa)
Régime permanent	100	50	0	65.79	
Régime par palier	200	150	150	0	50
	300	250	250	0	50
	400	350	350	0	50
	500	450	450	0	50
	600	550	550	0	50

B) Étape 2

On augmente la pression de confinement (σ_3) et la contre-pression (u_w) avec une vitesse assez faible (tableau 5.1), tout en maintenant une contrainte effective constante tout au long de ces paliers égale à 50 kPa, en utilisant le programme du logiciel GDSLAB pour contrôler ces mesures.

Théoriquement, la saturation de l'éprouvette augmente quand la pression de confinement est plus grande et la vitesse est assez petite. Néanmoins, la cellule que l'on utilise ne permet pas travailler sous une pression très grande (au maximum 1700 kPa). En pratique, on continue jusqu'à obtenir une pression de confinement de 600 kPa, et une contre-pression de 550 kPa. Ce processus dure presque un jour.

La confirmation de saturation des échantillons est basée sur la mesure du coefficient B de Skempton approchant de 1, défini comme le rapport de l'accroissement de la pression interstitielle Δu à l'accroissement de la contrainte totale isotrope $\Delta \sigma_3$. Il est intéressant et important de noter que :

- En général, B augmente avec le degré de saturation, il est égal à l'unité quand l'échantillon est totalement saturé (Skempton, 1954);
- Néanmoins, plusieurs chercheurs (Wissa & Ladd, 1965) ; (Lee, Morrison, & Haley, 1969) ont effectué des essais afin d'illustrer la relation entre le coefficient B et le degré de saturation pour différents types de sol avec différentes pressions de confinement. Leurs résultats ont montré qu'une valeur de B faible n'indique pas nécessairement une condition non saturée pour l'échantillon testé, parce que la compressibilité de la structure du sol (C_c) était faible et n'était pas négligeable par rapport à celle de la structure du sol (C_v) pour les sols raides.

On trace la courbe de variation du volume entrant en fonction du temps, cette courbe nous donne une idée sur la saturation de l'échantillon, et cela se voit à partir du palier (figure 5.3).

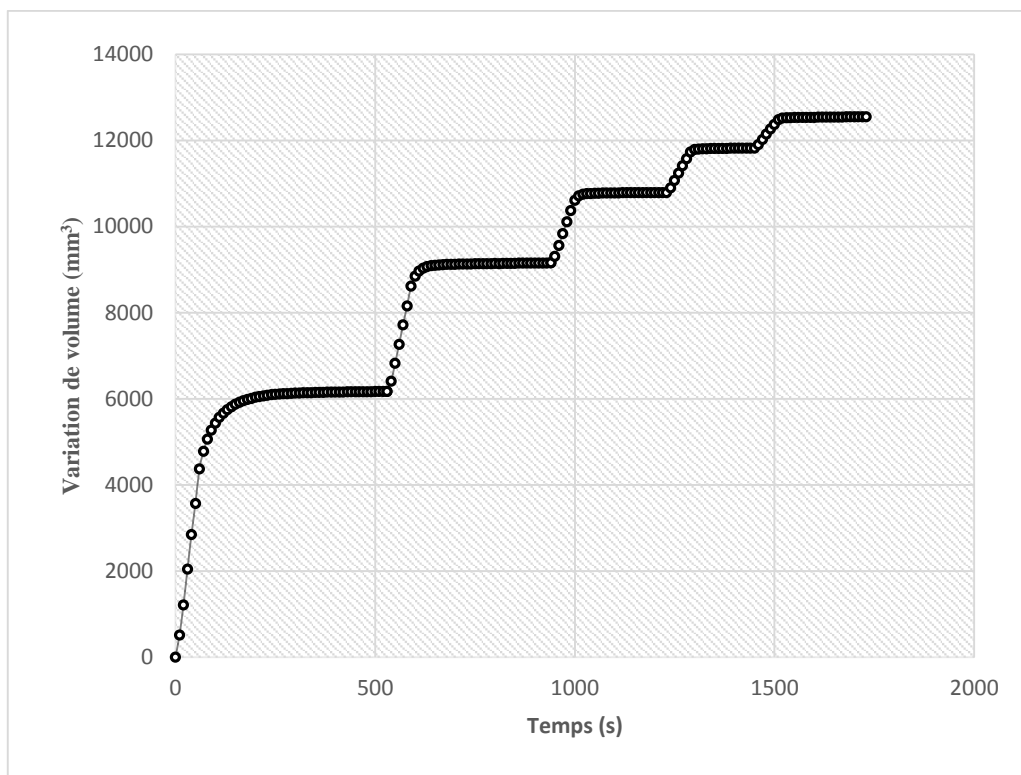


Figure 5.3 Variation de volume en fonction du temps: Rampe de saturation de l'éprouvette

5.2.2 Consolidation de l'échantillon

Après la saturation, l'échantillon subit une consolidation isotrope ; en augmentant la pression de confinement (620, 650, 700 kPa) et en maintenant la pression interstitielle à 550 kPa, la différence entre ces deux pressions est égale à la pression de consolidation (ici, 3 pressions de consolidation sont appliquées : 70 kPa, 100 kPa, et 150 kPa (tableau 5.2). Ces valeurs adoptées par plusieurs chercheurs

dans leurs travaux (Goual, Goual, Taibi, & Abou-Bekr, 2012), la phase de consolidation dure entre 15min-45min. Ces phases de consolidation sont représentées dans la figure 5.4.

Tableau 5.2 Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation

	σ_3 (kPa)	$U_e = U_s$ (kPa)	σ'_3 (kPa)
Échantillon 1	620	550	70
	650	550	100
	700	550	150
Échantillon 2	650	550	100
	750	550	200
	850	550	300
Échantillon 3	800	550	250
	900	550	350
	1000	550	450

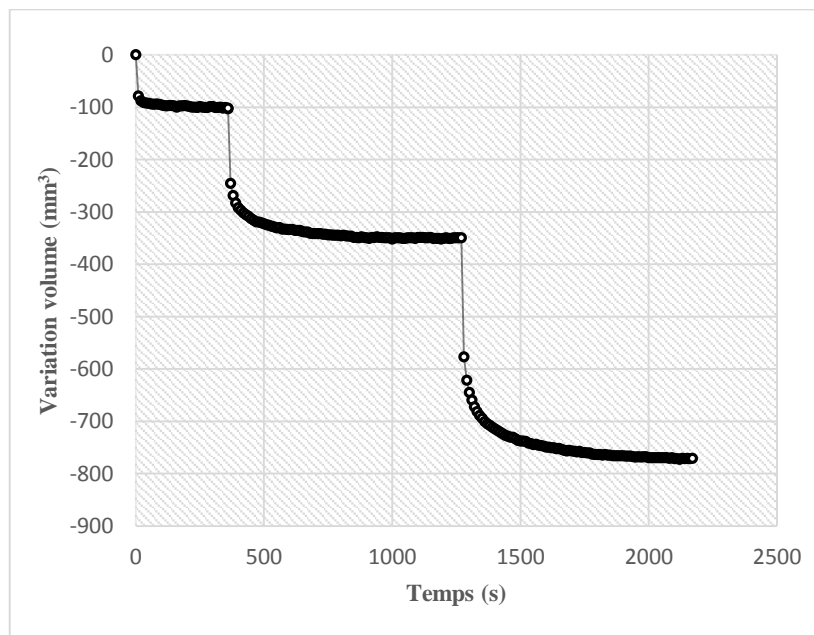


Figure 5.4 Courbe de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement.

5.2.3 Écrasement

On impose une pression de confinement, et on la maintient constante ; puis on fait monter l'embase de la presse avec une vitesse très faible (0,05 mm/min) ; l'éprouvette commence à se déformer une fois qu'elle est en contact avec le piston ; on arrête l'essai quand la déformation de l'éprouvette arrive

à 20% ; pendant ce processus, les variations de la pression interstitielle, de la pression de confinement, de la force axiale, et du déplacement de l'embase sont mesurées par les capteurs correspondants. La phase de cisaillement dure 4heur -8heur. pour tous nos essais triaxiaux (saturé), il y a toujours des problèmes de contact entre la bille et le piston de chargement au-dessus ; généralement, la bille et le piston ne se situent pas dans le même axe, et quand la bille arrive au contact du piston, elle doit ajuster sa position pour être dans le même axe ; pendant cette période, l'échantillon en dessous de la bille bouge en raison de l'ajustement de la bille ; tous ces aspects créent des problèmes au début de l'essai, et on peut les observer sur les résultats de nos essais.

5.3 Résultats et discussions

Les données enregistrées dans l'ordinateur sont collées dans un fichier EXCEL, dans lequel toutes les formules ont été programmées (Tableau 5.3). Le déviateur de contrainte (q), la contrainte moyenne (p), la variation de pression interstitielle (Δu_w), la déformation axiale (ϵ), l'indice de vides (e) et la contrainte moyenne effective (p') sont calculés automatiquement.

Tableau 5.5 Traitement des données des essais triaxiaux

Paramètres	Mesures pendant l'essai
Le déviateur de contrainte (q)	$q = (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma'_1 + \sigma'_3) = F/S$
La contrainte moyenne (p)	$\frac{q}{3} + \sigma_3$
La variation de pression interstitielle (Δu_w)	$u_s - u_e$
La déformation axiale (ϵ)	$\Delta h/h_i.100\%$
La contrainte moyenne effective (p')	$\frac{p - u_w}{3}$
Indice de vide de cisaillement (e_{cis})	$e_{cons} - \frac{v - v_0}{3} (1 + e_{cons})$
Indice de vide de consolidation (e_{cons})	$e_{cons} - \frac{v - v_0}{3} (1 + e_{cons})$
Indice de vide initiale (e_0)	$\frac{V_s}{V_d} - 1$

La Figure 5.5 présente les chemins triaxiaux obtenus à l'aide des essais triaxiaux sur un tuf calcaire pour différentes pressions de confinement σ'_3 et différents niveaux de compacité. Les observations suivantes peuvent être tirées:

Les résultats de ces essais montrent une allure générale similaire à celle des courbes de sable d'Hostun (Bouvard & Stutz , 1986), Courbe contrainte déformation typique pour les matériaux granulaires.

Les courbes déviatoriques $q(\epsilon)$, décrit toute la même allure pour les contraintes effectives (150,300,450kPa), le déviateur de contrainte (q) augmente avec la pression de consolidation pour toutes les courbes ; à forte pression moyenne (450 kPa) les déviateurs de contrainte devenant maximum pour les échantillons compactés a teneur eau proche de l'OPM figure 5.5 (c), (b).sont d'environ 1656 kPa, 1615 kPa, respectivement.

Initialement le chemin de contrainte comporte une partie élastique croissant lentement avec la contrainte déviatorique, ou la limite d'élasticité a atteint des valeurs importantes de la déformation axiale ($\epsilon = 5\%$) pour toutes les compacités. Ceci montre l'érouissage faible du notre matériau, qui typique des matériaux granulaires. Et poursuite par un palier représentant la plasticité, l'évolution du déviateur des contraintes décroît proportionnellement jusqu'à la fin de l'essai en fonction de la déformation axiale. Ce comportement souvent observé au cisaillement des sols pulvérulents. (Bouvard & Stutz, 1986) ; (Feia, Sulem, Canou, Ghabezloo, & Clain, 2014), et finissent par un pic de contrainte s'observe aussi bien lors de la localisation de déformations sur le plan de cisaillement à l'intérieur de l'échantillon ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés (voir photos de la figure 5.6). Ce pic remarqué est lié à la densité initiale et aux contraintes effectives de chaque échantillon.

Sous les contraintes effectives élevées (450,300 kPa), les pics des contraintes déviatorique apparues après 15% de la déformation axiale. À faible pression moyenne (150 kPa), les courbes évoluent en palier sans aucun pic apparent, ceci est représenté par un palier de plasticité parfaite (Schofield & Wroth, 1968). Laquelle l'échantillon a effectivement réussie à développer la résistance au cisaillement souhaité, mais sans variation notable ni en déformation axiale. La courbe déviateur - déformation axiale montre un problème de contact au début de l'essai, ce qui rend difficile la détermination du module de déformation.

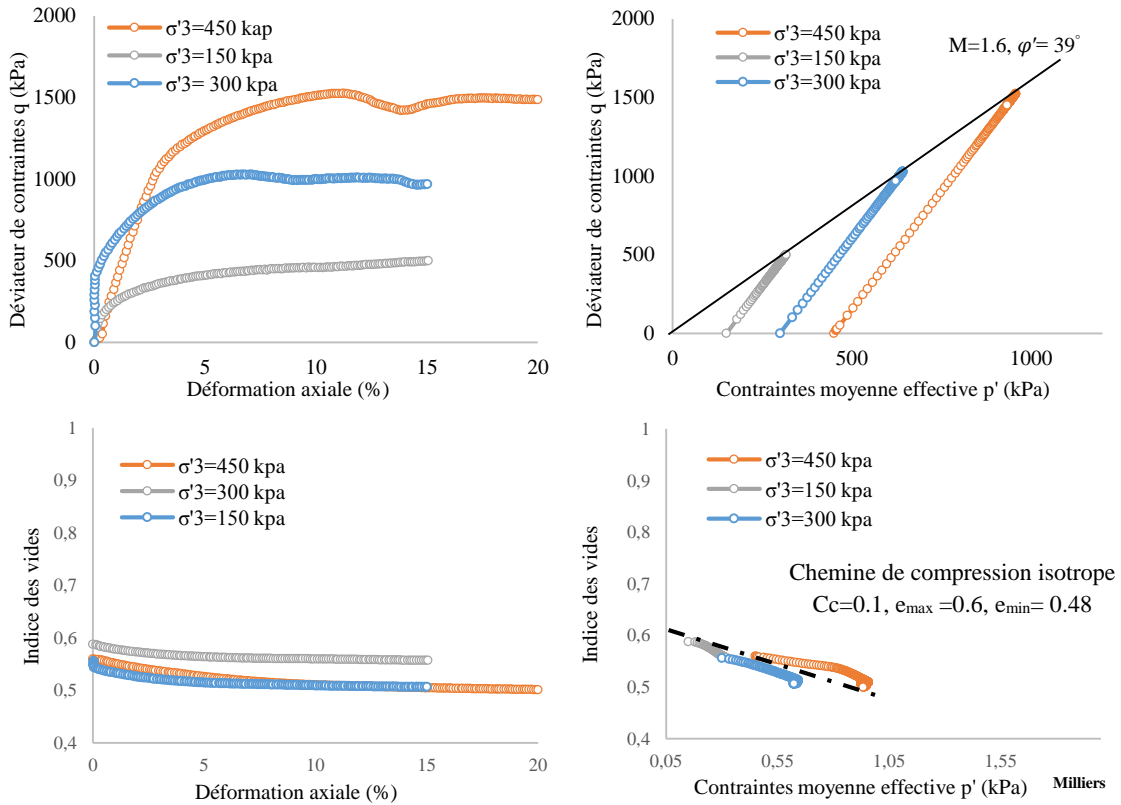
Dans le plan (q, p'), tous les chemins des contraintes se trouvent sur une droite (ligne de rupture, dans lesquels les cohésions sont nulles) passant par l'origine et de pente M variaient entre 1,46 et 1.74, sont tangents correspondant à l'angle de frottement de plasticité parfaite dans le plan de Mohr, alors qu'il est donc possible d'écrire les valeurs de la cohésion effective C' et de l'angle de frottement interne effectif comme suite :

$$q_0 = c' \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'}, M = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$$

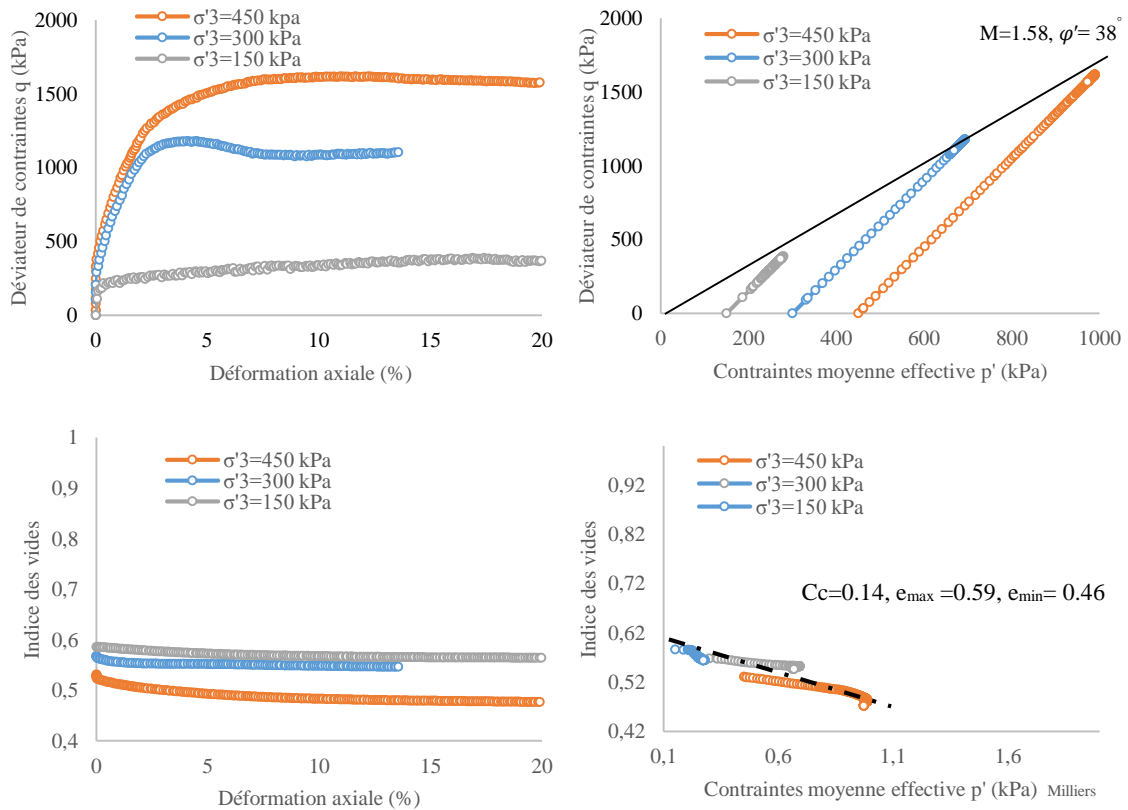
L'angle de frottement interne est d'environ 42° pour les échantillons compactés à la teneur en eau de l'OPM, et moins importante pour les teneurs en eau (20, 18, 14,20%), respectivement. Le Tableau 5 - 6 présente un résumé de ces résultats.

Le plans $ef(\epsilon)$,

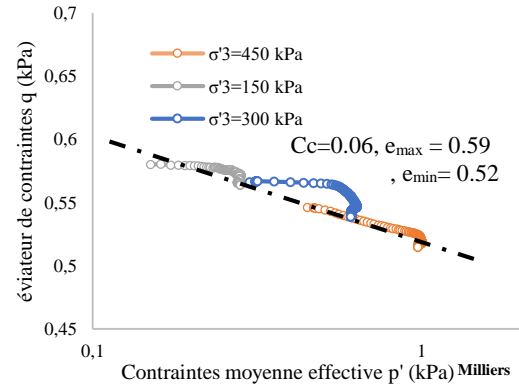
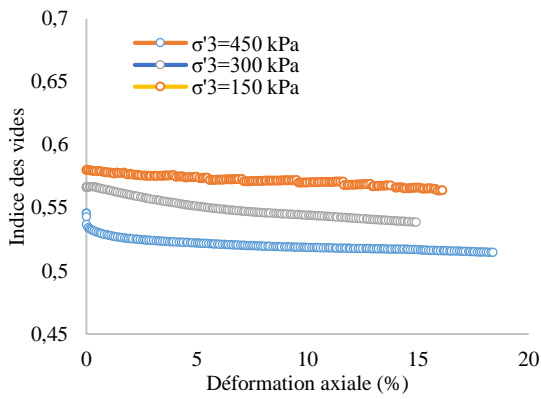
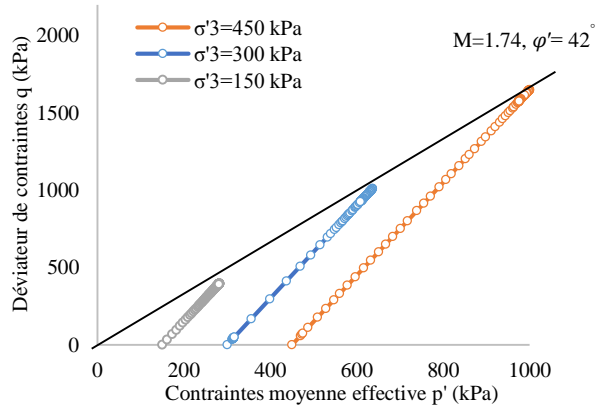
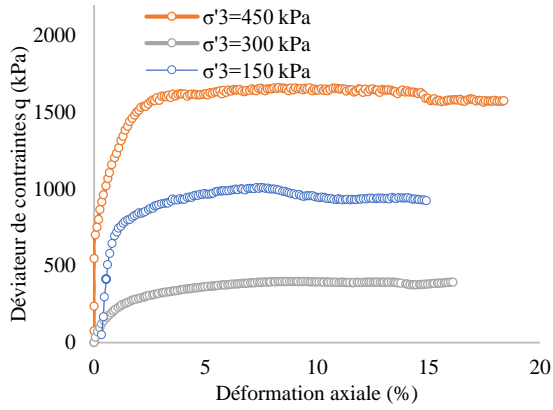
Les courbes de la variation volumique $e(\epsilon)$ commencent par une contractance volumique jusqu'à une déformation importante de 10% pour tous les mélanges et a différent contraintes effectives. Cette phase de contractance sera suivie par une tendance vers des paliers stables correspondants des paliers de plasticité parfaite de la courbe $q(\epsilon)$. le matériau est uniquement contractant, le comportement est dans ce cas de type tuf lâche avec risque de liquéfaction.



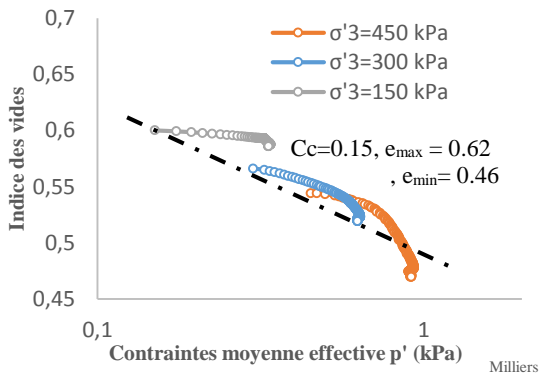
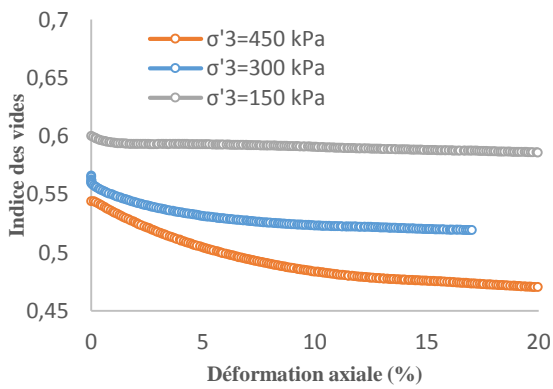
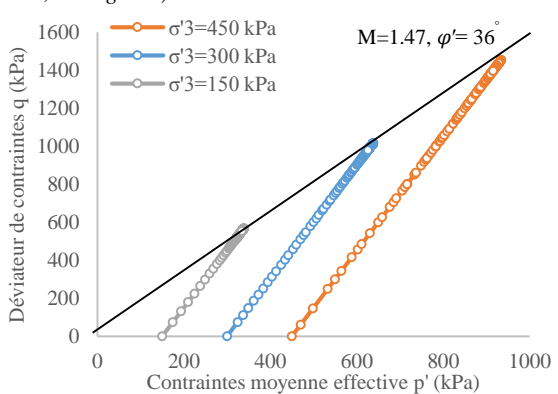
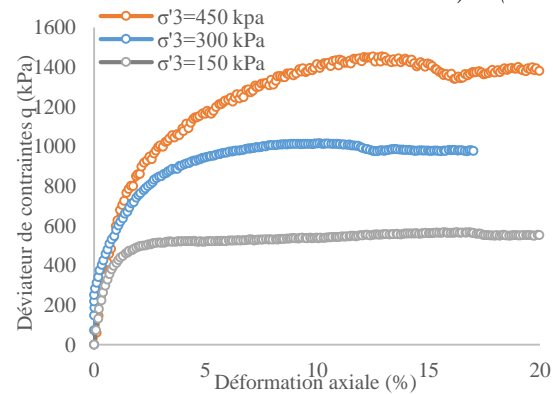
a) ($W=12\%$; 1.63 g/cm^3)



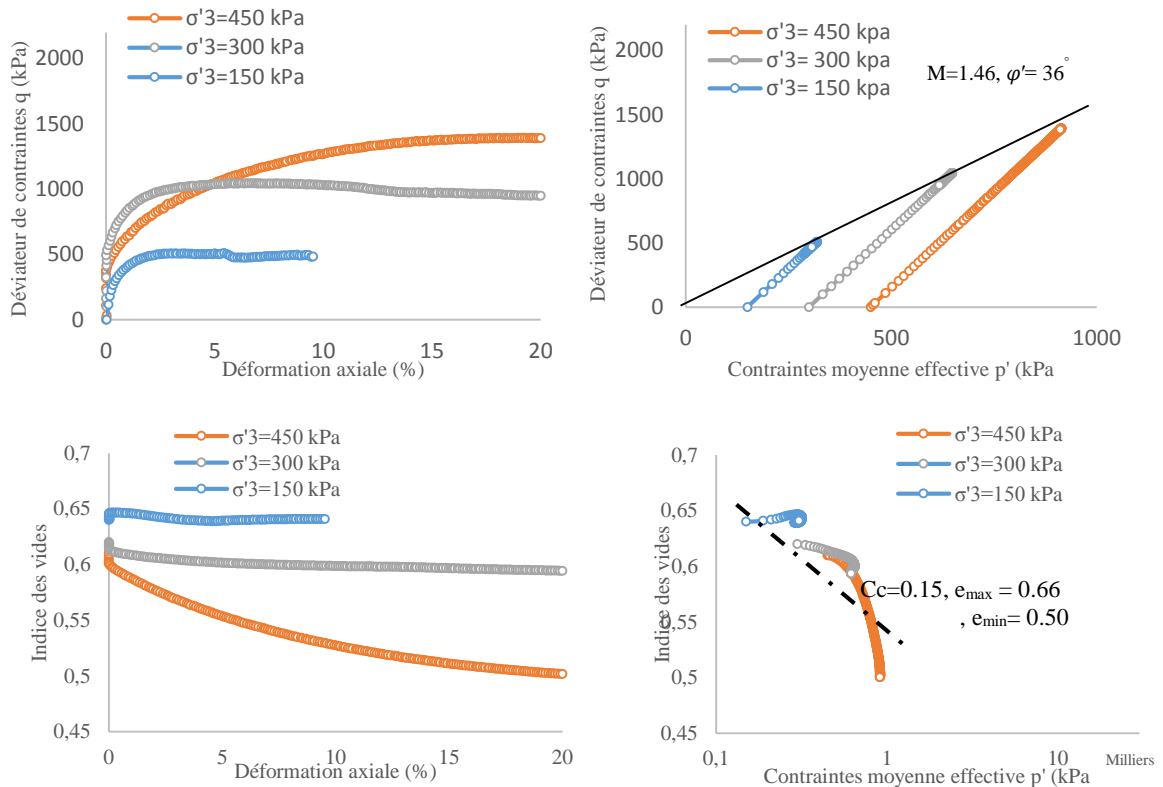
b) ($W=14\%$; 1.66 g/cm^3)



c) ($W=15.5\%$; 1.66 g/cm^3)



d) ($W=18\%$; 1.64 g/cm^3)



e) ($W=20\%$; 1.60 g/cm^3)

Figure 5.5 Chemins triaxiaux sur les échantillons compactés

Dans le plan $[\log p', e]$, tous les points initiaux des différents essais "triaxiaux" sont situés sur le chemin de compression isotrope (C_c) avec certains dispersés (parce qu'il y a une dispersion pour les indices des vides), la déformation volumique du matériau est sensiblement indépendante de la contrainte de consolidation. On peut dire que lorsqu'un matériau granulaire se déforme à contrainte et à volume constant, l'état de plasticité parfaite est atteint. L'indice des vides associé à cet état est défini comme l'indice des vides « critique » ou de plasticité parfaite, il diminue avec la contrainte moyenne P' .

L'ensemble des essais montre une dispersion assez apparente, surtout dans le plan de $[\log p', e]$, cette dispersion est acceptable pour un tuf très lâche, qui est passé par plusieurs étapes de préparation (compactage, saturation et consolidation dans la cellule triaxiale, etc.) avant l'écrasement.

Tableau 5.6 Résumé des résultats de l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du tuf calcaire.

Caractéristiques de compactage	σ'_3 (Mpa)	q_{max} (Mpa)	ε %	q_{50} (Mpa)	ε % (50%)	Cc	e_{max}	e_{min}
W=12% ; 1.63 g/cm ³	400	1525	11.250	762.5	2	0.1	0.6	0.48
	300	1029	6.7	514.4	0.5			
	150	500	15	250.1	1			
W=14% ; 1.66 g/cm ³	400	1615	11.32	833.2	0.87	0.14	0.59	0.46
	300	1178	4.21	587.6	0.56			
	150	390.01	17.2	195	0.4			
W=15.5% ; 1.66 g/cm ³	400	1656	8.6	801	0.2	0.06	0.59	0.52
	300	1003	7.4	507	0.61			
	150	497	8.8	254	0.64			
W=18% ; 1.64g/cm ³	400	1452	12.5	766	1.45	0.15	0.62	0.46
	300	1015	10.12	509	0.68			
	150	564	16.11	264	0.4			
W=20% ; 1.60 g/cm ³	400	1391	20.11	701.8	1.35	0.15	0.66	0.50
	300	1046	6.78	456.6	0.03			
	150	505.7	2.01	264.8	0.01			



Figure 5.6 Des échantillons du tuf calcaire compactée a l'OPM après cisaillement -essais CD

On voit sur la figure 5.6 que le plan de rupture des éprouvettes comportant de grosses inclusions, cela signifie que la bande de cisaillement s'est développée plus facilement dans les sols lâches, il semble donc logique d'observer des résistances faible lorsque les échantillons soumis des chargements statique.

5.4 Conclusion

Ce chapitre regroupe notre procédure expérimentale des essais triaxiaux dans le domaine saturé à chargements statiques pour étudier le comportement mécanique des tufs calcaires vis-à-vis les variations des teneurs en eau. En effet, nous avons rencontré certaines difficultés sur les premiers essais, au niveau de l'échantillon et de la procédure de chargements: la fixation des capteurs, la fréquence de chargement ou les chemins de contrainte de conditionnement. En réglant ces problèmes, les résultats se sont avérés satisfaisants. Les conclusions suivantes peuvent être tirées:

Les essais triaxiaux réalisés sur le tuf calcaire montrent que leurs propriétés mécaniques (modules de déformation, angle de frottement, résistance) dépendent directement des caractéristiques d'état du tuf compacté, de son état initial et du niveau de chargement. Suivant l'état de compactage du tuf, la variation d'état hydrique provoque un effondrement total, qui résulte pour l'essentiel de la modification de l'état de succion. Cela conduit à la conclusion triviale qui veut que les performances mécaniques attendues d'un tuf compacté dépendent en premier lieu de l'énergie qui a été consacrée à le compacter et, finalement, de la qualité de son compactage (teneur en eau et densité optimales).

Le comportement de tous les matériaux constituant la chaussée est considéré élastique linéaire isotrope, alors que notre matériau présente un comportement de type élastoplastique, caractérisé en particulier par une accumulation de déformations permanentes conduisant à des phénomènes d'orniérage. Ce concept appelé état critique de déformation par Casagrande, (Casagrande, 1936). Il correspond à l'état où le tuf continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants. Selon Schofield et Wroth, (Schofield & Wroth, 1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique. De même, la réorientation ou la dégradation des grains est ignorée.

Les déviateurs de contrainte devenant maximum pour les échantillons compactés à teneur eau proche de l'OPM. Avec un angle de frottement interne est d'environ 42° , ceci confirme les travaux de (Kolissoja, 1997) a montré que la rigidité des graves non traitée varie en fonction du degré de saturation et atteint sa valeur maximale à une teneur en eau égale à l'OPM.

Le comportement intergranulaire du tuf calcaire résultant des faibles contacts entre agrégats, cette cohésion relativement faible, est dû au faible enchâssement des différents éléments les uns dans les autres après l'augmentation de saturation.

De ces résultats, on ne constate que l'élévation de la teneur en eau de compactage conduit à une diminution des déformations, qui deviennent très importants lorsqu'on approche la valeur à l'OPM. Ceci laisse penser que la compacité est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et des modules sécants en fonction de l'humidité du matériau. L'expression des teneurs en eau du matériau en potentiel permettra de prendre en compte les interactions entre contrainte hydrique et contrainte mécanique dans le comportement au compactage et de rendre comparables les seuils hydriques de changement de comportement de matériaux.

La cohésion dans les matériaux pulvérulents a de multiples origines possibles, aussi bien de type physique que chimique. Les mécanismes de cohésion sont pour la plupart des phénomènes locaux qui permettent de lier des grains entre eux, contribuant ainsi à la tenue mécanique du milieu granulaire dans son ensemble. Quelques-uns des principaux mécanismes de cohésion fréquemment rencontrés dans les milieux granulaires humides sont présentés dans le prochain chapitre, nous présentons l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus sur l'étude du processus de durcissement du matériau tuf calcaire selon les variations de teneur en eau et le mode de séchage. L'étude sur le mécanisme de durcissement après compactage, est menée par :

- L'évolution de la résistance à la compression (R_c);
- L'évolution de la teneur en eau selon divers modes de séchage;
- L'évolution chimique de carbonate de calcium (CaCO_3);
- L'évolution minérale par XRF (analyse de fluorescence de rayons X);
- L'évolution physique des pores par SEM (Microscopie électronique à balayage);
- L'impact de l'immersion;

Chapitre 6

Etude du phénomène durcissement

6.1 Introduction

Plusieurs travaux ont montré que les tufs sont des matériaux dotés de cohésion. Cette cohésion qu'ils acquièrent après un compactage humide et dessiccation. (Alloul , 1981); (Ben Dhia, 1983); (Goual, Goual , Ferhat, Hachichi , & Khelafi, 2005); (Morsli, 2007).

Malgré l'importance de ce phénomène et l'intérêt que lui portent les techniciens de la route utilisateurs des tufs, il existe peu de références bibliographiques sur le sujet. Ce manque de documentation peut être attribué à la fois au type du matériau étudié « matériau local et fin » et au paramètre d'étude « le durcissement ». En effet, l'utilisation des matériaux fins est un privilège des climats arides ce qui réduit le nombre de pays utilisateurs et par la même le nombre d'études portant sur le thème ; ce nombre est d'autant plus réduit que le critère « cohésion » source du durcissement n'est pas un critère de choix commun à tous les pays intéressés par ces matériaux.

Des ingénieurs routiers considérés comme les précurseurs et les premiers à s'intéresser à l'apport de la cohésion dans la tenue des chaussées en milieu aride (Fumet, 1959) et (Peltier, 1959). Le phénomène de durcissement a été reproduit au laboratoire sur des tufs calcaires et/ou des sables gypseux. La cohésion a été appréciée par la résistance à la compression simple après compactage et séchage d'éprouvettes types sol-ciment. 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)

Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne pouvait pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale. (Alloul , 1981); (Ben Dhia, 1983); (Struillou & Alloul, 1984); (Colombier, 1988); (Goual, Goual, Abou-Bekr, & Taibi, 2011).

La méthode la plus courante pour reproduire en laboratoire le durcissement consiste à fabriquer des éprouvettes de tufs compactés et à mesurer l'évolution de leur résistance en compression simple dans le temps, selon divers modes de conservation. La résistance obtenue par écrasement des éprouvettes en compression simple est un indice retenu pour évaluer la cohésion (Alloul , 1981) ; (Ben Dhia, 1983), (Fenzy, 1966), (Fumet, 1959) et (Peltier, 1959), les explications sur le mécanisme du durcissement qui en sont données basant sur des analyses en diffraction X et au M.E.B., les résultats sont convergents et complémentaires. Par contre, les conclusions relatives à l'origine du durcissement sont partagées entre les partisans d'une dissolution et recristallisation des fines gypseuses et /ou carbonatées (Ben Dhia, 1983).

Et ceux qui attribuent le phénomène à l'arrangement des grains lors de l'imbibition au séchage dans le cas des tufs calcaires et aux qualités physiques du gypse (angularité, friabilité et finesse) dans le cas des sables gypseux (Alloul , 1981). Et ceux qui attribuent le phénomène au rôle de la succion dans le cas des Tufs/Sable calcaires (Goual, Goual, Taibi, & Abou-Bekr, 2012).

Le tableau ci-après présente une synthèse bibliographique des résultats géotechniques sur des encroûtements calcaires et gypseux dans certaines régions en Algérie et Tunisie (Loualbia, Sebaibi, Duc, Goual, & Feia, 2016), cette comparaison est acceptable par la notion de zone climatique proposée par Struillou et Alloul, vu la sensibilité de ce matériau à l'eau.

Tableau 6.1 Synthèse bibliographique des résultats géotechniques des matériaux (Loulbia, Sebaibi, Duc, Goual, & Feia, 2016)

Data from literature		Alloul, 1981		Ben-Dhia, 1983				Morsli, 2007	Goual, 2011
		L.t. of Ain Ouassera	Gypsum tuff of Sidi-Hadjeras	L.t. of El Bibane	L.t. of El Kantara	L.t. of Khnis A	L.t. of Khnis B	Gypso L.t. of Hassi-Messaoud	L.t. of Laghouat
Chemical analysis	carbonate (CaCO ₃) (%)	77	22	76,65	77,5	48,8	59,7	17	51
	Sulphates (SO ₄ ²⁻) (%)	3,2	66	5	-	-	-	54	-
Particle size analysis	0/D (mm)	0/25	0/100	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/31
	< 2 mm (%)	-	-	21	25,7	10	10,04	-	70
	< 80 μm (%)	21	31	52	7	75	78	15	32
	uniformity coefficient : U _C (%)	-	-	-	-	-	-	-	67
	curvature coefficient : C _C (%)	-	-	-	-	-	-	-	1,2
Atterberg limits	Liquid limit : LL (%)	42	33	Not mesurable				-	33
	Plastic limit : PL (%)	29	21					-	22
	Plasticity index : PI (%)	13	12					-	11
Fines charact.	Methylen blue value V _{bs} (0/D)	0,65	0,58	0,05	-	-	-	0,3	0,5
	Sand Equivalent: SE (%)	16	16	23	18	35	45	24	-
Compaction and bearing	Optimum moisture content : w _{OPM} (%)	15,3	11	12,5	10,0	11,0	9,5	11	11,4
	Maximum dry unit weight: γ _d max (t/m ³)	1,72	1,8	1,83	1,80	1,80	1,87	1,75	1,9
	Immediat CBR index at 95%: ICBRI (%)	-	-	80	-	45	56	40	24
	CBR index after 4 days of soaking at 95%: ICBRI (%)	85	-	35	42	20	20	-	17
	Los Angeles coefficient : LA (%)	58	27	73,1	69,4	80,4	78,4	50	55

(L.t.: Limestone tuff)

Ces résultats montre tout l'intérêt pratique qu'il a mieux connaitre ce phénomène est de comprendre comment ce produit. Ce chapitre présente une étude expérimentale pour expliquer les mécanismes du processus de durcissement du tuf calcaire compacté selon les variations de teneur en eau et le mode de séchage. L'étude, est menée par :

- L'évolution de la résistance à la compression (R_c);
- L'évolution de la teneur en eau selon divers modes de séchage;
- L'évolution chimique de carbonate de calcium (CaCO₃);
- L'évolution minérale par XRF (analyse de fluorescence de rayons X);
- L'évolution physique des pores par le MEB (Microscopie électronique à balayage);
- L'impact de l'immersion.

6.2 Étude du phénomène de prise

6.2.1 L'évolution de la résistance à la compression R_c

Le phénomène de prise des tufs nous amène à priori à vérifier leur comportement mécanique de résistance en fonction du temps.

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, Goual, Taibi, & Abou-Bekr, 2012). L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement dans le temps, appelé aussi autostabilisation (Netterberg, 1975).

6.2.1.1 Préparation des éprouvettes

L'objectif de la confection est de trouver une méthode permettant de réaliser des éprouvettes homogènes ayant un comportement aussi proche que possible du comportement du matériau en place.

Le choix d'une méthode de confection dépend d'une part, des équipements disponibles et d'autre part, de l'objectif et la précision attendue des essais à effectuer, ainsi que le type de matériau.

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode de reconstitution d'éprouvettes avec des particules inférieure à 5 mm, par la méthode de compactage statique en plusieurs couches dans un moule normalisé (de dimensions $\phi = 50$ mm, $H = 100$ mm) à double piston permettant d'homogénéiser la contrainte sur toute la hauteur de l'éprouvette.

Les éprouvettes ont été confectionnées à une compacité proche de l'optimum Proctor modifié et à différentes teneurs en eau : 12; 14; 15,5 ; 18 et 20% (15,5 : Teneur en eau optimale).

Les éprouvettes ont été conservées, pendant 0, 1, 4, 7, 14 et 28 jours, dans deux modes différents :

Avec dessiccation : Les éprouvettes conservées à l'air libre, à une température ambiante de 20°C environ;

Sans dessiccation : Les éprouvettes conservées à l'air libre, à une température ambiante de 20°C, en prenant soin de les envelopper, juste après démoulage, dans un plastique de conservation. (Les échantillons sont préparés à la même méthode de confection que pour tous les essais).



Figure 6.1 Présentation de l'appareillage d'écrasement- laboratoire GEO-MAT. Université Djelfa.

Une fois le temps de conservation est atteint, on écrase les éprouvettes à l'aide d'une Machine universelle électromécanique, du fait de sa capacité de 300 KN. Elle est équipée avec un capteur de force et un capteur de déplacement relié à un programme d'acquisition de données (figure6.1). Le capteur de force est relié à la traverse supérieure de la presse. La vitesse de déplacement de la plaque était fixé à 1,27 mm / minute, chaque point de la présente étude représente la moyenne de 3 éprouvettes réalisées dans les mêmes conditions d'essais. Cet essai a été effectué en laboratoire des matériaux de construction - Université de Djelfa.

6.3 Résultats expérimentaux

6.3.1 Influence de la teneur en eau sur la résistance en compression simple

La figure 6.2 (a) présente les valeurs des résistances à la compression simple R_c en fonction des variations des teneurs en eau pour différentes durées de conservations à l'air libre. Nous remarquons que les courbes décrivent toute la même allure, et lorsque les teneurs en eau de confection proche de la teneur en eau OPM (14, 15,5, 18), la valeur de la résistance en compression simple est maximale, et moins importante pour les teneurs en eau (12, 20).

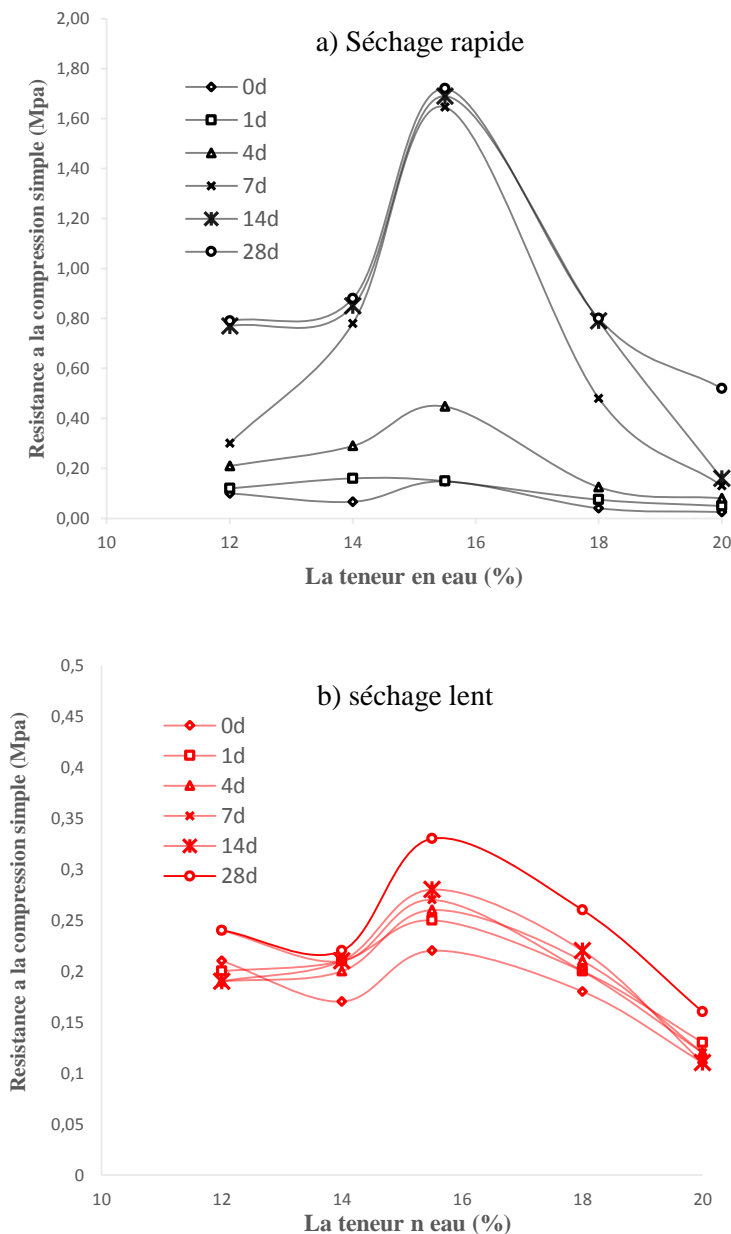


Figure 6.2 Effet de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple R_c du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).

Concernant les éprouvettes conservées sans dessiccation (figure 6.2 (b)) on remarque que, l'allure générale des courbes est similaire à celle des courbes du cas de conservation à l'aire libre, mais avec des résistances très faibles (0,22 MPA à 0,34 MPA).

6.3.2 Influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression simple

La figure 6.3 (a) présente l'évolution de la résistance à la compression des échantillons conservés à l'aire libre avec dessiccation en fonction du temps de stockage. Une augmentation significative de la résistance se produit pour les échantillons compactés à la teneur en eau optimale (OPM), ce qui confirme l'existence d'une teneur en eau permettant d'obtenir un durcissement optimal (comme observé sur la figure 6.2 (a)). Cette teneur en eau est la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié.

Une augmentation rapide de la résistance à la compression est également observée sur tous les échantillons avant 7 jours de conservation, ceci s'explique par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage rapide des zones de surface (figure 6.4(a)). Après l'âge de sept jours, le départ de l'eau de la masse interne des éprouvettes devient de plus en plus lent, ce qui explique l'évolution lente de la résistance mécanique.

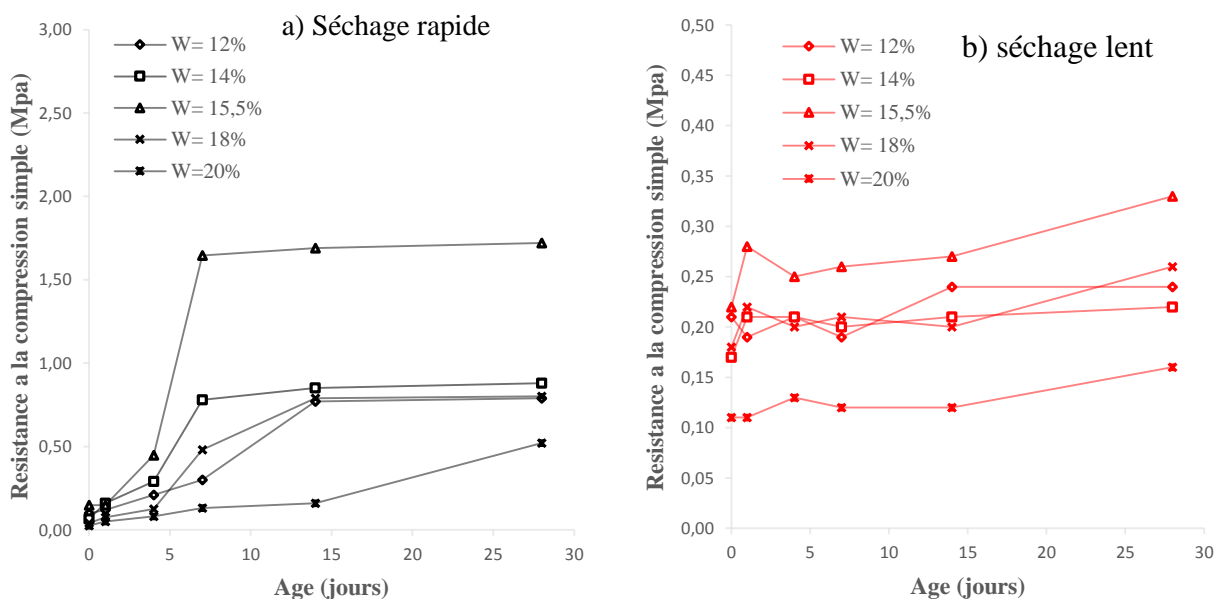


Figure 6.3 Effet de la durée de stockage sur la résistance à la compression simple RC du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).

Cette baisse de la teneur en eau traduit la consommation d'eau liée au durcissement du tuf et associée aux augmentations des résistances à la compression indiquent que le processus de durcissement se produit par la dessiccation.

(La figure 6.3 (b)) montre une relation entre la résistance en compression simple et la durée de conservation sans dessiccation (séchage lent).

Les valeurs des résistances à la compression varient entre (0,1 et 0,35 MPa), sont inférieures à celles mesurées sur les éprouvettes qui conservées avec dessiccation (Séchage rapide), (0,1 et 1,7 MPa), comme représentée sur la figure 6.3 (a), et toutes les courbes tendent vers une asymptote horizontale, lorsque la durée de conservation varie entre 4 et 14 jours: il y a donc stabilisation de la résistance. Après 14 jours on note une légère augmentation au niveau de résistance pour toutes les courbes, ces résultats sont confirmés par (Ben Dhia, 1983).

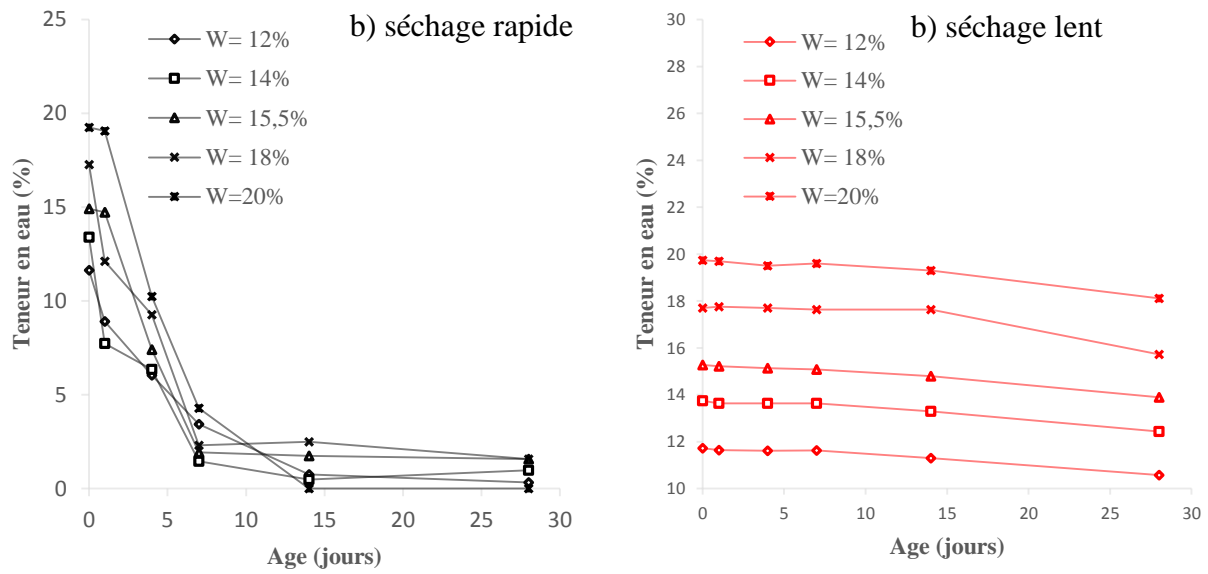


Figure 6.4 Évolution de la teneur en eau dans l'échantillon en fonction de la méthode de séchage du tuf calcaire. a) les éprouvettes conservées avec dessiccation (séchage rapide), b). Les éprouvettes conservées sans dessiccation (séchage lent).

Nous ne remarquons aucun changement significatif de la teneur en eau sur la figure 6.4 (b): une variation inférieure à 2% est observée après 28 jours de stockage par rapport la valeur initiale de la teneur en eau. Cela confirme que la rétention d'eau influe directement sur la résistance. En effet, sa migration de vapeur d'eau peut augment les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides.

Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du tuf. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général. Ce phénomène microstructurale s'appelle succion, et très important lorsque notre tuf en état non saturé. Toutes les éprouvettes présentent un mode de rupture par poinçonnement (figure 6.5).

L'état des éprouvettes après écrasement montre que les zones de surface sont plus dures qu'à l'intérieur, ce qui explique les résistances élevées et le durcissement plus important de la partie supérieure des couches de chaussées à base de tuf calcaire (Peltier, 1959); (Ben Dhia, 1983) ; (Domec & Alloul, 1980); (Colombier, 1988).

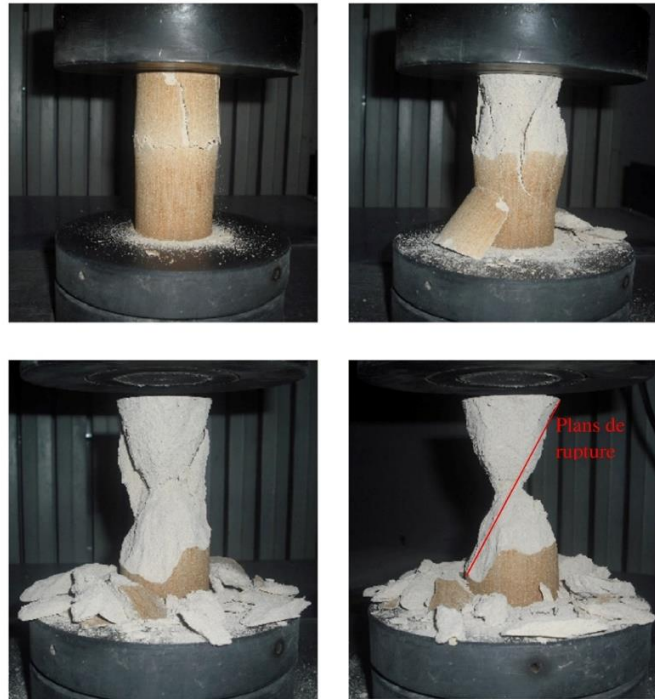


Figure 6.5 Représentation des plans de rupture observés sur les éprouvettes de tuf calcaire après l'écrasement.

6.3.3 L'évolution chimique de carbonate de calcium (CaCO_3)

Pour valider l'hypothèse de l'apparition des nouvelles formes cristallines au cours du séchage dans le tuf calcaire, on a mesuré la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3), par analyse chimique, après écrasement des éprouvettes conservées à l'air libre de chaque mélange, pendant 0, 1, 4, 7, 14 et 120 jours (figure 6.6). Les quantités d'eau de compactage, le taux de calcium libre dans l'eau et la vitesse de séchage sont également les conditions essentielles pour avoir l'apparition de nouvelle calcite cristallisée. L'objectif est de contrôler les changements dans la composante CaCO_3 qui peut provenir de la cristallisation de calcaire lors de l'évaporation des quantités d'eau utilisées pour le compactage.

La détermination de la teneur en CaCO_3 s'effectue au calcimètre selon la norme NF P 94-048, permet de mesurer le volume de CO_2 dégagé par action de l'acide chlorhydrique (HCl) sur le carbonate de calcium (CaCO_3) d'un échantillon.

La teneur en CaCO_3 est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. On remarque sur la (figure 6.6) une faible évolution de CaCO_3 pour les échantillons conservés jusqu'à 120 jours, ces résultats montrent que le processus de formation des encrustements calcaires est très lent. Cependant, les variations de CaCO_3 observées pour les temps plus courts dus à la non-précision de la méthode de calcimètre.

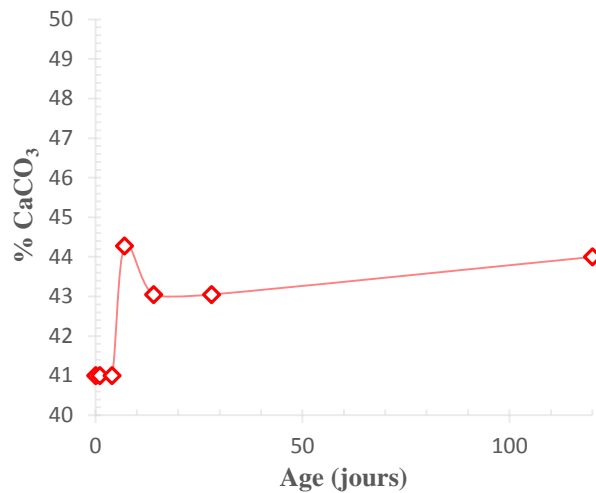


Figure 6.6 Évolution de la teneur en carbonate de calcium ($\text{CaCO}_3\%$) en fonction du temps de stockage

Le tableau 6.2 présente les résultats d'analyse chimique par fluorescence de rayons X (XRF) qui sert à quantifier la composition élémentaire des échantillons écrasés et conservés à 0 et 90 jours. On remarque qu'après 90 jours de durcissement la composition minéralogique de nos échantillons n'a subi aucune transformation, ni disparition d'un composant, ni changement remarquable au pourcentage de perte au feu. Ce résultat a confirmé que ; l'apparition de nouvelles formes cristallines au sien de notre échantillon est improbable. Ces résultats sont confirmés par l'hypothèse de Alloul, il estime que : le durcissement constaté est dû uniquement à un arrangement des grains lors de l'imbibition et du compactage (Alloul , 1981).

On notera que la perte au feu (P.F) repris au Tableau 6.2 permet de quantifier la formation de la nouvelle phase sous forme de calcite est détruite par la calcination d'environ 800 à 900 ° C, et engendre une perte de poids spécifique.

Tableau 6.2 Analyse chimique par fluorescence de rayons X (XRF) du tuf calcaire de Feidh el Botma a l'état tendre, après 90 jours suit a humidification et compactage (P.f. perte de feu a 1000°C).

Oxide %	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P.F	SO ₄ ²⁻ (1)	Cl ⁻ (2)
Etat initial	55,16	2,02	0,25	24,09	0,04	0,29	0,77	0,32	20,03	aucune trace	0,53
0 jours	55,89	2,03	0,27	23,50	0,07	0,22	0,74	0,32	19,92	--	--
90 jours	55,51	2,02	0,26	23,31	0,08	0,28	0,74	0,33	19,99	--	--

(1) Norme XP P18-581 , (2) Norme NF EN 1744-1 standard

2.3 Évaluation des tailles de particules par MEB couplé à EDX

Afin d'observer un réarrangement possible des grains pendant le séchage, la Figure 6.7 (a, c) et Figure 6.7 (b, d) montrent la microstructure des échantillons de tuf compacté de l'optimum Proctor, et conservé à 0j et 120 jours., respectivement.

L'observation à la loupe microscopique des différents échantillons a permis de constater que la plupart des grains de tuf calcaire observés sont subarrondis, le diamètre moyen des grains calcites variait approximativement entre 50 μm et 200 μm . À côté de ces particules, il y a des pores ouverts visibles (avec des dimensions micrométriques).

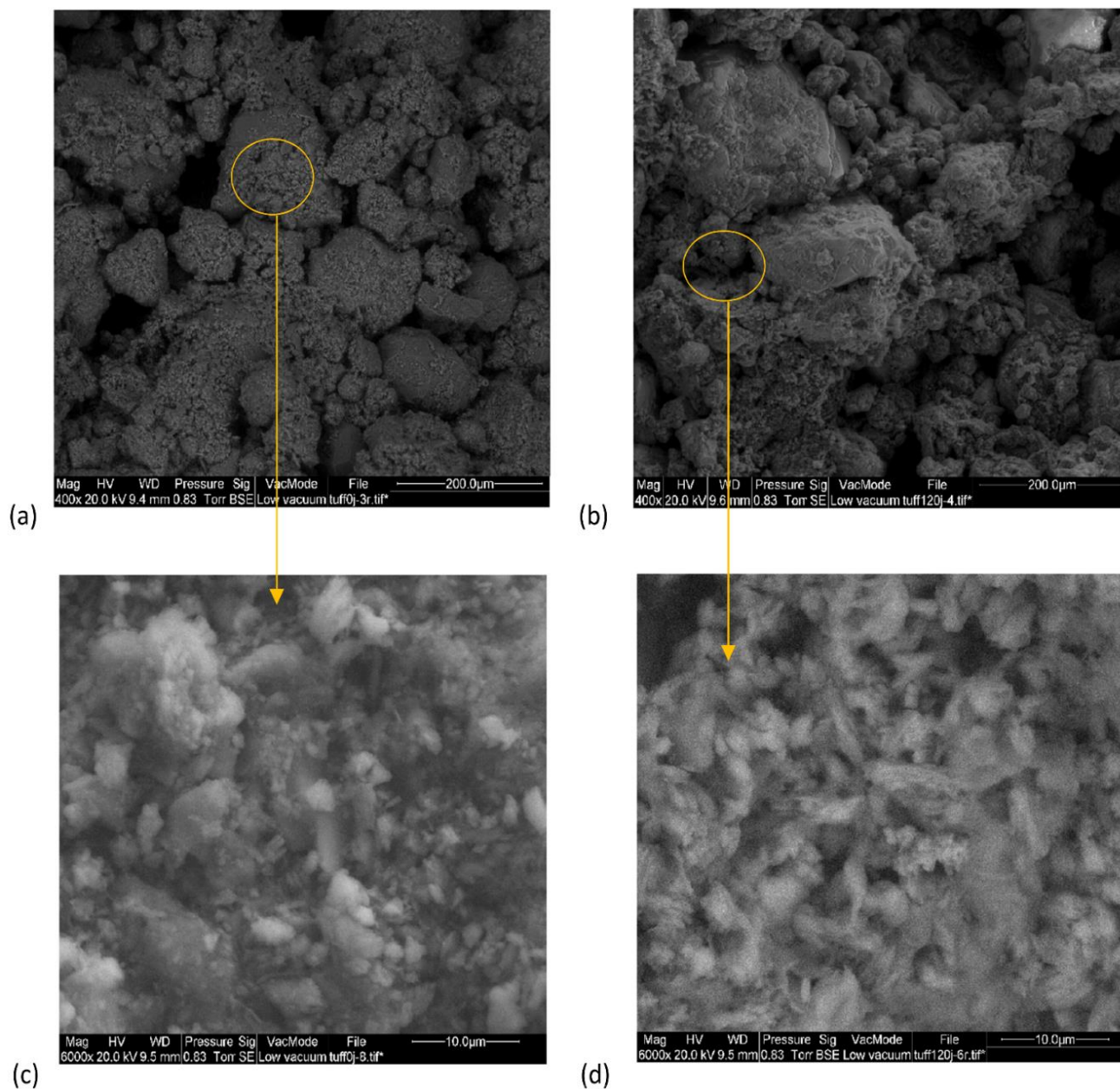


Figure 6.7 Vues au microscope électronique à balayage (MEB) des matériaux au cours de séchage, a-c) 0 jour et b-d) 120 jours.

Les observations MEB de la coupe du tuf calcaire durci ont permis de montrer que le matériau subit une légère modification microstructurale et le grain semble devenir plus organisé sur la Figure 6.7 (b, d) en raison de l'effet de la succion, ce phénomène défini comme une pression négative s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains. Toutefois, lorsque le tuf est en état non saturé (120 jours de séchage à l'air libre), la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains. Nous pouvons constater que l'effet de la succion peut être une représentation indirecte du rôle des propriétés physiques en état non saturé sur leur comportement mécanique, à l'échelle étudiée. Ces observations sont en accord avec les hypothèses de Alloul, (Alloul , 1981).

Deux échantillons ont été testés au EDX sur les zones qui encadrées dans les photographies Figure 6.7 (b, d), les résultats de l'analyse élémentaire des grains encadrés indiquent qu'ils sont riches en silice et en carbonate de calcium (tableau 6.3).

L'évolution de ces constituées peut donner des indices sur le processus de formation de durcissement. Une évolution remarquable a été observée sur le carbone après 120 jours (28,38%) tableau 6.3. L'explication de ces changements minéralogiques tend vers la dissolution puis recristallisation d'une partie des fines carbonatées. Ces observations sont en accord avec les hypothèses de Ben-Dhia (Ben Dhia, 1983). L'hypothèse de la non-apparition de nouvelles formes cristallines au sien du matériau proposé par Alloul (Alloul , 1981), ne peut pas être confirmée ou infirmée, les résultats de Loualbia sont notamment sans équivoque à ce propos (Loualbia, Sebaibi, Duc, Goual, & Feia, 2016).

Tableau 6.3 Résultats d'analyse élémentaire obtenue par spectroscopie à dispersion d'énergie aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, après 0 et 120 jours de séchage.

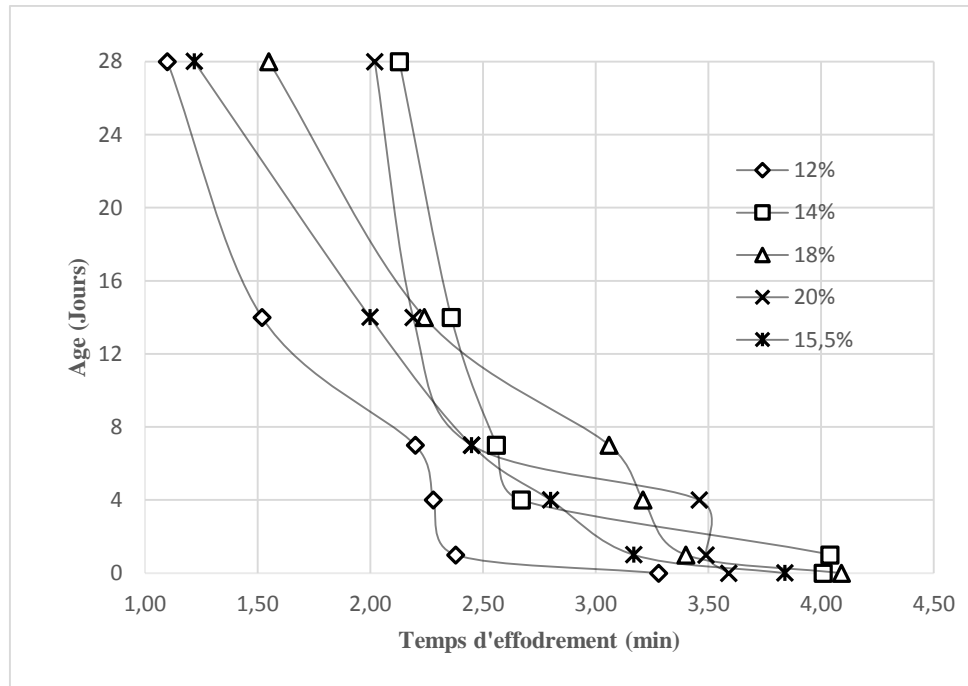
pourcentage atomique %	C	O	Na	Mg	Al	Si	S	K	Ca	Fe
0 jour	24,04	56,55	0,39	0,8	1,18	3,89	--	0,25	12,61	0,28
120 jours	28,38	55,49	0,08	0,67	0,89	3,48	0,09	0,16	10,57	0,19

6.3.4 L'effet d'immersion

L'effet d'immersion est étudié sur des échantillons préparés à l'air libre de chaque mélange pendant 0, 1, 4, 7, 14 et 28 jours. Ensuite, les échantillons sont immergés dans l'eau et leur temps d'effondrement est mesuré comme illustré dans la Figure 6.8.

L'effondrement total de tous les échantillons se produit au bout de 4 minutes. Cette chute de résistance est caractéristique des sols granulaires, qui ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface de grain. Toutefois, lorsque le tuf est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains.

Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. Ces forces disparaissent à partir d'un certain seuil, la présence de l'eau devenant néfaste à la cohésion. Ceci confirme le rôle de la succion qui s'annule à la saturation totale de l'éprouvette. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans des sols granulaires.



Figur 6.8 Temps d'effondrement des échantillons conservés à l'air libre

Les résultats obtenus sont en bon accord avec les littérateurs (Goual, Goual, Taibi, & Abou-Bekr, 2012) ; (Soulié, 2005). Qui ont réalisé des essais d'immersion d'éprouvettes de tuf compacté après 28 jours de conservation. Ils ont observé un effondrement total des éprouvettes au bout de quelques dizaines de minutes. Ceci peut s'expliquer par le fait que la succion initiale des éprouvettes avant immersion crée une cohésion apparente responsable de sa rigidité; après immersion et donc saturation totale, la succion s'annule, et par conséquent il y a perte de cette cohésion apparente, provoquant l'effondrement du matériau.

6.4 Conclusion

Dans ce travail, nous développons une étude expérimentale sur l'aptitude du tuf de Faidh al Botma située à l'Est de Djelfa à durcir, dans le temps selon différents modes de conservation se rapprochant de celles des zones semi-arides. Ces paramètres reflètent, en quelque sorte, l'environnement que subit le tuf une fois mis en place en chaussée.

Les principaux résultats à retenir de cet article sont les suivants:

Les résultats des caractéristiques géotechniques confirment les spécifications proposées aux encroutements calcaires.

Dans le cas d'éprouvettes qui se sont conservées à la dessiccation, présentent des résistances supérieures à celles conservées sans dessiccation, ceci est expliqué par la diminution de la teneur en eau provoque l'augmentation de la résistance en effet, sa migration de vapeur d'eau peut augmenter les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides. Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du tuf. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général. Ce phénomène microstructurale s'appelle succion, et très important lorsque notre tuf en état non saturé. Ces résultats confirment ceux trouvés dans les littératures.

L'analyse minéralogique aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, il nous a donné une explication sur la cause de durcissement de notre matériau vers à la dissolution d'une partie de calcite lors de l'imbibition et du compactage. Nous pouvons aussi constater que l'effet de la succion peut être une représentation indirecte du rôle des propriétés physiques en état non saturé sur leur comportement mécanique.

Dans un tuf non saturé, la succion augmente les efforts de contact et, par conséquent, l'état général des contraintes du matériau, et participe à renforcer le matériau (dans le cas d'un séchage) de l'intérieur (augmentation des forces de liaison entre les particules : capillarité). Sous l'effet de la succion, les grains se rapprochent les uns des autres, le tuf devient en quelque sorte plus serré, et de ce fait, le tuf résiste mieux à l'écrasement. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un tuf non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un tuf saturé peut être modifiée.

L'augmentation progressive de la teneur en eau est associée à la diminution de la succion, entraînant une réduction de la cohésion. Donc La saturation peut provoquer la modification de l'état physique du tuf en un fluide visqueux. Cette explication est confortée par les résultats de plusieurs chercheurs (Ben Dhia, 1983); (Boukezzi, 1997); (Morsli, 2007); (Goual, Goual, Taibi, & Abou-Bekr, 2012), qui ont réalisé des essais d'immersion d'éprouvettes de tuf compacté après 28 jours de conservation. Ils ont observé un effondrement total des éprouvettes au bout de quelques dizaines de minutes.

Conclusion générale

Sur la base de plusieurs méthodes expérimentales, l'objectif de cette thèse était de caractériser les propriétés géotechniques et mécaniques d'un tuf calcaire compacté proche de l'OPM, et leur évolution lors d'un changement des conditions d'environnement, et de mieux comprendre certaines pathologies du compactage comme le phénomène de durcissement.

Les principaux résultats expérimentaux obtenus sont les suivants :

Le matériau pourrait être retenu pour une utilisation routière dans la classe S0 utilisée en couches d'assises, et dans le B5 suivant la classification du guide technique routier. Cette conclusion, basée sur les spécifications proposées aux encroutements calcaires et les critères de choix des matériaux à utiliser en corps de chaussée qui tient compte des zones climatiques et du trafic. Les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf calcaire pour la conception de corps de chaussées dans les zones arides et subarides.

Les essais triaxiaux réalisés sur le tuf calcaire montrent que leurs propriétés mécaniques (modules de déformation, angle de frottement, résistance) dépendent directement des caractéristiques d'état du tuf compacté, de son état initial et du niveau de chargement. Suivant l'état de compactage du tuf, la variation d'état hydrique provoque un effondrement total, qui résulte pour l'essentiel de la modification de l'état de succion. Cela conduit à la conclusion triviale qui veut que les performances mécaniques attendues d'un tuf compacté dépendent en premier lieu de l'énergie qui a été consacrée à le compacter et, finalement, de la qualité de son compactage (teneur en eau et densité optimales).

Le comportement intergranulaire du tuf calcaire résultant des faibles contacts entre agrégats, cette cohésion relativement faible, est dû au faible enchâssement des différents éléments les uns dans les autres après l'augmentation de saturation

Les résultats de l'analyse chimique et minéralogique par XRF, Il nous a donné une explication sur la cause de durcissement de notre matériau vers à la dissolution d'une partie de calcite lors de l'imbibition et du compactage. Nous pouvons aussi constater que l'effet de la succion peut être une représentation indirecte du rôle des propriétés physiques en état non saturé sur leur comportement mécanique.

Afin d'appliquer les résultats du laboratoire sur le chantier, une suite logique à ce travail doit être projetée et qui consiste en la réalisation de sections expérimentales à partir de modèles de calcul adaptés et avec des procédures de compactage par engins dans le but d'étudier les problèmes posés par l'exécution sur chantier.

Références

- Alloul , B. (1981). Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de . *Thèse de docteur de 3ème cycle de l'Université de Paris VI.*
- Améraoui, Z. (2002). Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière. *Thèse de magistère.*
- ANRH. (1993). Agence Nationale des Ressources Hydriques. *Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord, à l'échelle 1:500.000 et Notice Explicative, ANRH, Algérie.*
- Aubert, G. (1947). Les sols à croûtes calcaires. *C.R. Conf. Méditer. Montpellier*, 330-337.
- Balay, J., Gomes correia, A., Jouve, P., Hornych, P., & Paute, J. (1998). Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. *Dernières avancées, Bull. Liaison Labo*, 216, 3-18.
- Belouam , N. (1976). Caractéristiques macromorphologiques et micromorphologiques de quelques sols a accumulation calcaire du Hodna. *Ann. Agr. (INA)*, 1.
- Ben Dhia, M. (1983). Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction . *Thèse de docteur de 3ème cycle, Université de Paris VI.*
- Ben-Dhia, M., Colombier, G., & Paute, J. (1984). Tufs et encroûtements calcaires-utilisation routière -. *Colloque international Routes et Développement.*
- Bilodeau, J., & Dore , G. (2012). Water sensitivity of resilient modulus of compacted unbound granular materials used as pavement base. *Canada International Journal of Pavement Engineering*, 13(5), 459-471.
- Boukezzi, L. (1997). Etude des tufs calcaires, utilisation en construction routière . *Thèse de Magister. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie*, 118.
- Boulaine, J. (1961). Les facteurs de formation des sols méditerranéens. *Sols Africains*, VI.
- Boulkhiout, M. (2002). Utilisation des tufs calcaires, sable de dune en géotechnique routière. *Mémoire de Magister ENP Alger.*
- Bouvard , D., & Stutz , P. (1986). Experimental study of rheological properties of a sand using a special triaxial apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 9(1), 10-18.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of Cohesionless soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers.*
- Chaumont , M., & Paquin, C. (1971). Carte pluviométrique de l'Algérie. *Société d'Histoire Naturelle, Afrique du Nord, Algérie.*
- Colombier, G. (1988). Tufs et encroûtements calcaires. *Utilisations routières. Synthèse, ISTE.*
- Coque, R. (1962). La Tunisie présaharienne. Etude morphologique. *A. Colin.*
- CTTP. (2001). Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves. *Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics.*

- De Os Horta, O. (1979). Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière. *Service des publications du laboratoire de M.D.S.*, 110.
- Djili, K. (1999). Analyse de la distribution verticale et spatiale du calcaire dans les sols de l'Algérie Septentrionale. *Revue Etude et Gestion des Sols*, 201-213.
- Domec, M., & Alloul, B. (1980). Construction des chaussées au Sahara. *Rapport technique du Laboratoire central des travaux publics*.
- Dubief, J. (1959-1963). Le climat du Sahara. *Inst. Rech. Sahara.Mém. Inst. Rech. Saha.Alger*, 314-275.
- Durand, J. (1959). Les sols rouges et les croûtes en Algérie. *Dir. et Equip. Rural Ser. Et.Scient*, 7, 188.
- Durand, J. (1953). Etude géologique, hydrogéologique et pédologique des croûtes en Algérie. *Serv. Etud. Sci. Pédol. S.E.S*, 209.
- Durand, J. (1963). Les croûtes calcaires et gypseuses en Algérie : formation et âge. *Bull. Soc. Géol*, 7, 5, 959-968.
- Feia, S., Sulem, J., Canou, J., Ghabezloo, S., & Clain, X. (2014). Changes in permeability of sand during triaxial loading : effect of fine particles production. *Acta Geotechnica*. doi:10.1007/s11440-014-0351-y
- Fenzy, E. (1966). Particularité de la technique routière au Sahara. *Revue générale des routes et aérodromes*, 411, 57-71.
- Frenkel, D., Gersti, Z., & Renger, V. (1986). Détermination of gypsum and cation exchange capacity in aride soils by resin méthode Geoderma. *Elsevier. ISSS-AISS-IBG*, 39, 67-77.
- Fumet, P. (1959). Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement. *Revue général des routes et aérodromes, numéro spécial*, 329, 169-178.
- Goual, I., Goual, M., Ferhat, A., Hachichi, A., & Khelafi, H. (2005). Stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat.l'influence des conditions de durcissement à l'air libre et à l'eau sur le comportement mécanique. *olloque Méditerranéen sur les Matériaux, Oran - Algérie*.
- Goual, I., Goual, M., Abou-Bekr, N., & Taibi, S. (2011). Effet de l'ajout des déchets de carrière sur les propriétés physico-mécaniques du tuf de la région de Laghouat – Algérie. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 2, 33-40.
- Goual, I., Goual, M., Taibi, S., & Abou-Bekr. (2012, April). Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*.
- Goudie, A. (1983). Chemical Sediments and Geomorphology. *Academic Press*, 287-300.
- GTR. (1992). Réalisation des remblais et des couches de forme. *Guide technique, LCPC-SETRA*, 204.
- Guettouche, M., Guendouz, M., & Boutiba, M. (2006). Sur l'existence d'un modèle- type d'encroûtements des sols arides et semi-arides d'Algérie. *Journal des sciences pour l'ingénieur*, 6, 65-80.
- Hadjiat, K. (1997). Etat de dégradation des sols en Algérie. *Rapport d'expert PNAE, Banque Mondiale*, 45.
- Hamrouni, A. (1975). Routes économiques et routes à faible circulation. *XVème Congrès mondial de la route*.

- Hicks, R., & Monismith, C. (1971). Factors Influencing the resilient response of. *Highway Research Record*, 345, 15-31.
- Horta, O. (1979). Les encroûtements calcaires et les encroûtements. *Service des publications du laboratoire de MDS*, 110.
- Horta, O. (1979). Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière. *Service des publications du laboratoire de M.D.S., Base SONATRACH*, 110.
- Kali, F. (1991). Comportement des tufs calcaires dans les assises des chaussées. *Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique*.
- Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. *Thesis, Tampere University of Technology, Finland*, 214.
- Larsen, H., & Ullidtz, P. (1997). Pavement subgrade performance study in the Danish road testing machine. *8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Washington, Proceedings, 1*, 843-857.
- Lee, K., Morrison, R., & Haley, S. (1969). A note on the pore pressure parameter B. *Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 213-238.
- Lekouaghet, A., Gharnaout, D., & Ait Ali, A. (1989). Utilisation des tufs et des arènes granitiques en technique routière saharienne. *Rencontre maghrébine sur les techniques routières, Tunis*.
- Loualbia, H., Sebaibi, Y., Duc, M., Goual, I., & Feia, S. (2016). Effect of different drying methods on the mechanical behavior and the microstructure of an Algerian compacted limestone crust. *Journal of adhesion science and Technology*.
- Ludovic, V. (1852). Recherches sur les roches, les eaux et les gîtes minéraux des provinces d'Oran et d'Alger. *Conservatoire national des arts et métiers*.
- Mathieu, L., Thorez, J., & Ek, C. (1976). Place et signification des croûtes et encroûtements calcaires dans les profils de sols et dans les paysages. *Ann. De l'I.N.A. El Harrach, 1*, 81-138.
- Moret, L. (1962). Précis de géologie. *Masson et Cie*, 121.
- Morsli, M. (2007). Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien. *Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, ENP*.
- Morsli, M., & Bali, A. (2009). La Pratique du dimensionnement des chaussées sahariennes. *The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 805-808.
- Netterberg, F. (1969). The geology and engineering properties of South African calcretes. *Ph.D. Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburg*.
- Netterberg, F. (1975). Self-stabilization of road bases, fact or fiction. *6th conference of Africa on Soil Mechanics and foundations engineering Durbin*.
- Netterberg, F. (1978). Prospecting for calcrete materials in South and Southwest Africa. *On sivilie ingenieur in Suid- Africo*.
- Paute, J., Hornych, P., & Benaben, J. (1994). Comportement mécanique des graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 190*, 27-55.

- Peltier, R. (1959). Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne. *evue générale des routes et aérodromes, Numéro spécial Sahara*, 329, 165-168.
- Pomel, A. (1872). Le Sahara, Observation de géologie et de géographie physique et biologique. *Bull. Soc. Clim.*
- Ruellan, A. (1967). Individualisation et accumulation du calcaire dans les sols et les dépôts . *Cah. Pédol. ORSTOM.*
- Ruellan, A. (1970). Les sols profil calcaire différencié des plaines de basse Moulouya (Maroc). *Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, France.*
- Ruellan, A. (1980). L'accumulation du calcaire dans les sols. Cristallisation, déformation,. *Université Bordeaux III*, 401-411.
- Schofield, A., & Wroth , C. (1968). Critical state soil mechanics. *McGraw-Hill,London.*
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. . *London: McGraw-Hill.*
- Seltzer, P. (1946). Le climat de l'Algérie, 219 p +1 carte. *Inst. Météorol. Phys. Globe. Alger*, 219.
- Skempton, A. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4, 4.
- Soulié, F. (2005). Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaire. *Thèse de docteur de l'université de Montpellier II.*
- Struillou , A., & Alloul, B. (1984). Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment,Symposium International sur les Granulats*, 465-469.
- Thom, N., & Brown, S. (1987). The effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. *Transportation Research Board*, 1121, 50-56.
- Tian, P., Zaman, M., & Laguros, J. (1998). Gradation and moisture effects on resilient moduli of aggregates. *Transportation Research Record*, 1619, 75-84.
- Vogt, T. (1984). Croûte calcaire : type et genèse. *Thèse de doctorat d'état, Université Louis Pasteur, Strasbourg*, 228.
- Wilbert, J. (1962). Croûtes et encroûtements calcaires au Maroc. *Ai Awamia*, 3, 175-192.
- Wissa, A., & Ladd, C. (1965). Shear strength generation in stabilized soils. *Research report, department of civil engineer, Massachussets Institute of Technology, Boston*, 65-17.

Annexe A

Figure A.1 Répartition des encroûtements calcaires dans le monde (Colombier, 1988)

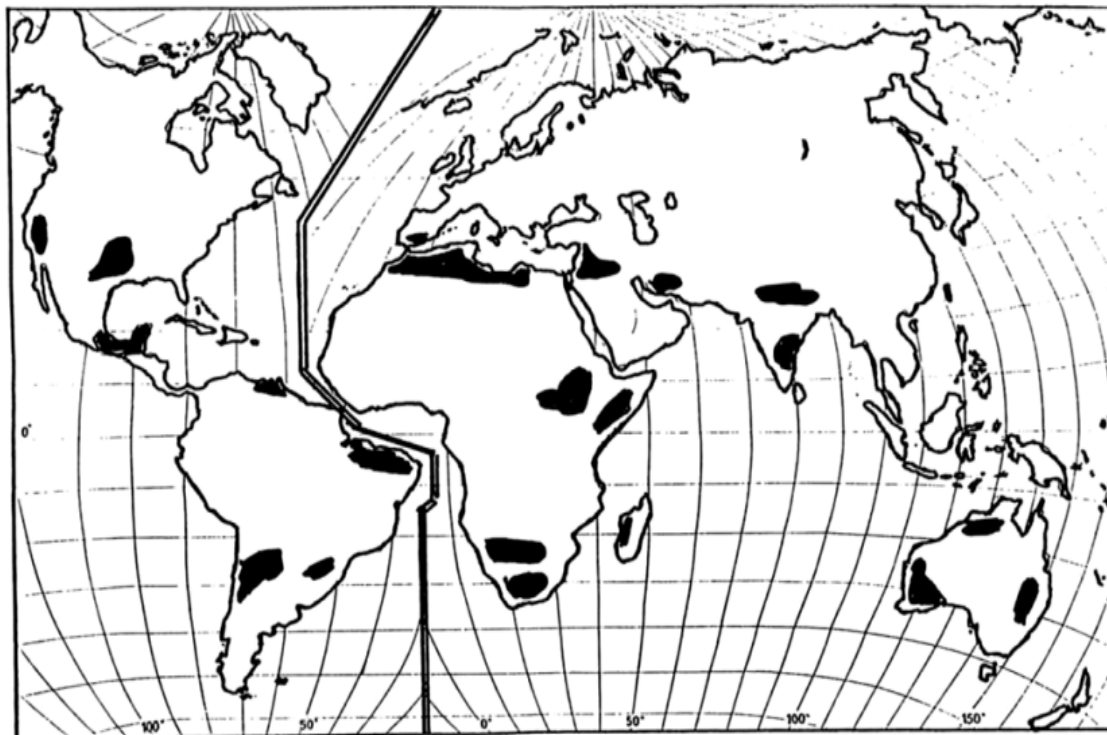
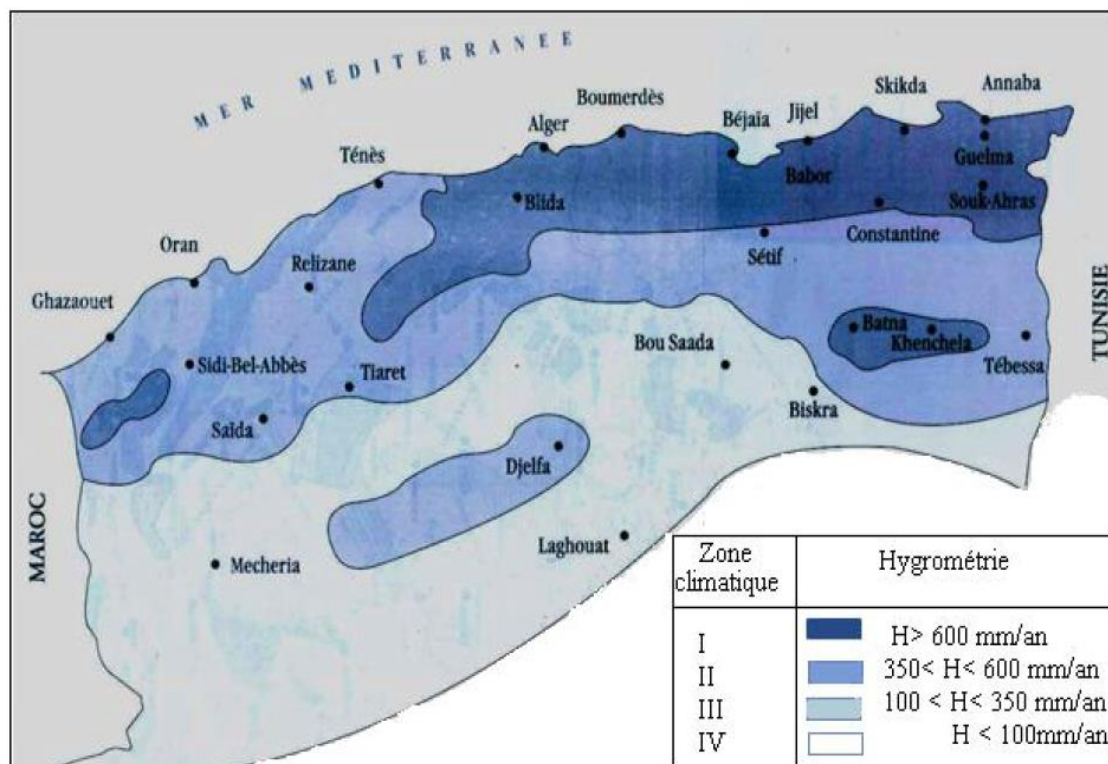


Figure A.2 Cartes pluviométriques pour l'Algérie du Nord (ANRH, 1993)



Annexe B

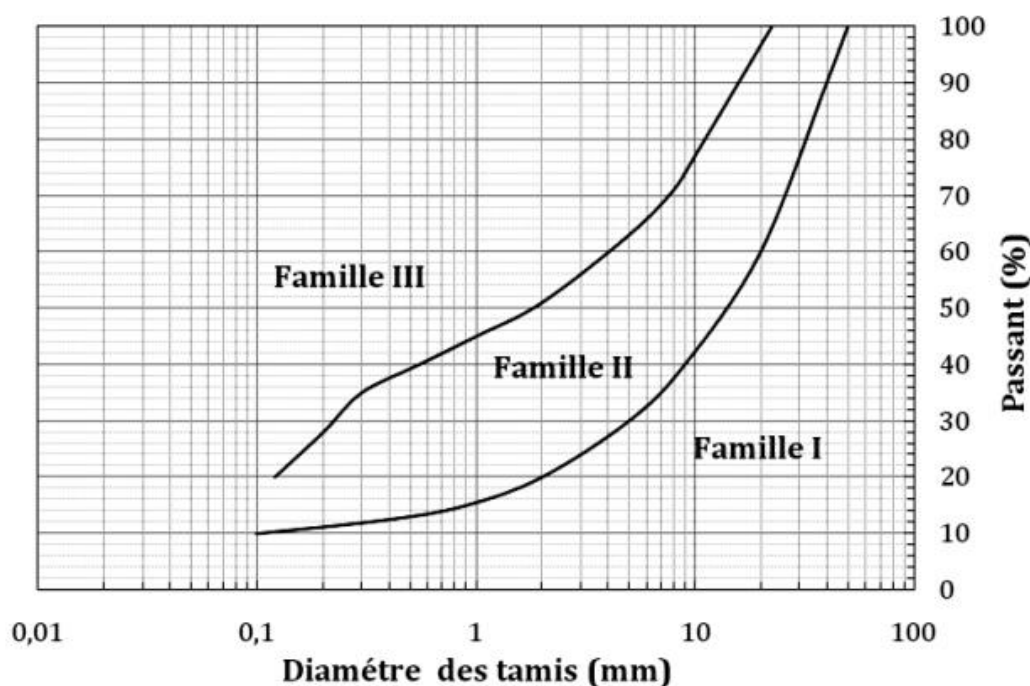


Figure A.3 Fuseau de spécification de la technique routière saharienne (Fenzy, 1966)

Le fuseau permet de partager l'espace granulométrique en trois zones, définissant ainsi trois familles de matériaux :

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 ».

Annexe C

Tableau A.1 Propositions de spécifications pour l'Algérie par Struillou et Alloul (Struillou & Alloul, 1984)

				poids	lourd	/jour	
			<	130	300	600	>
			130	300	600	1200	1200
Zone II sup- humide H=350 à 600 mm de pluie avec bon drainage exigé	% < 80 µm max	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min	BF	10	10	10	10	10
	LA max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	100
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	10	10	10	10	10
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
% CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	tr	tr	tr	tr	Tr	
Zone III semi-aride H= 100 à 350 mm de pluie par an sans exigence- de bon drainage	% < 80 µm max	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min	BF	10	10	10	10	10
	LA max. sur > 12,5 mm sec	B	100	100	55	35	
		F	100	100	100	100	35
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	13	13	13	13	13
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	70	
		F	60	60	60	60	60
% CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	05	05	05	05	05	
Zone IV aride H<100 mm de pluie par an sans exigences de bon drainage	Rc (Mpa) min. sur < 5 mm ; ($\gamma_d = 0,95$. γ_d opm ; 48 h à 55°C)	B	2,5	03	3,5		
		F	1,5	02	2,5	03	3,5
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	30	60	70	80	90
	% (CaCO ₃ + CaSO ₄) min Sur < 1 mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
	%NaCL max. sur < 1 mm	BF	03	03	03	03	03

Caractéristiques à viser si possible, en Algérie pour le choix des tufs d'encroûtements, suivant la zone climatique et le trafic prévu.

■ Tufts d'encroûtement déconseillés ; B : pour couche de Base ; F : pour couche de fondation ; traces ; Rc (Mpa) ; compression simple sur cylindres (5*10 cm) séchés 48 h à 55°C ; Ip indice de plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau : compactage CBR à 55 cops/couche à W_{opm} puis 4 jours d'immersion ; la Los Angeles sur granulométrie A.

Annexe D**Classe de portance**

Le tableau A 1 et A.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 A.2 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 A.3 Plages probables de portance des sols (CTTP, 2001)

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

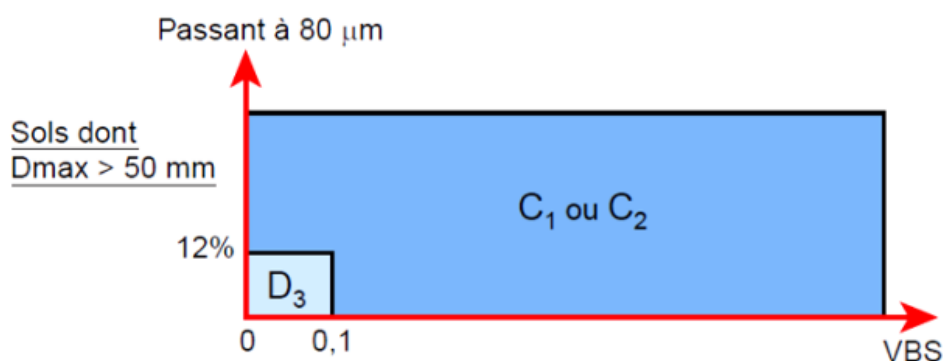
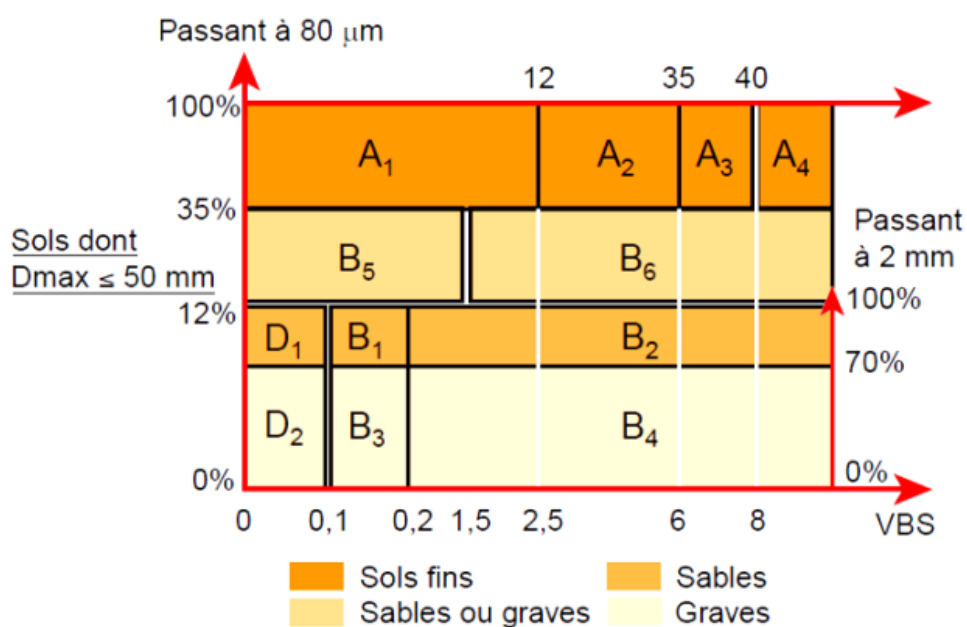
Annexe E

Classification GTR

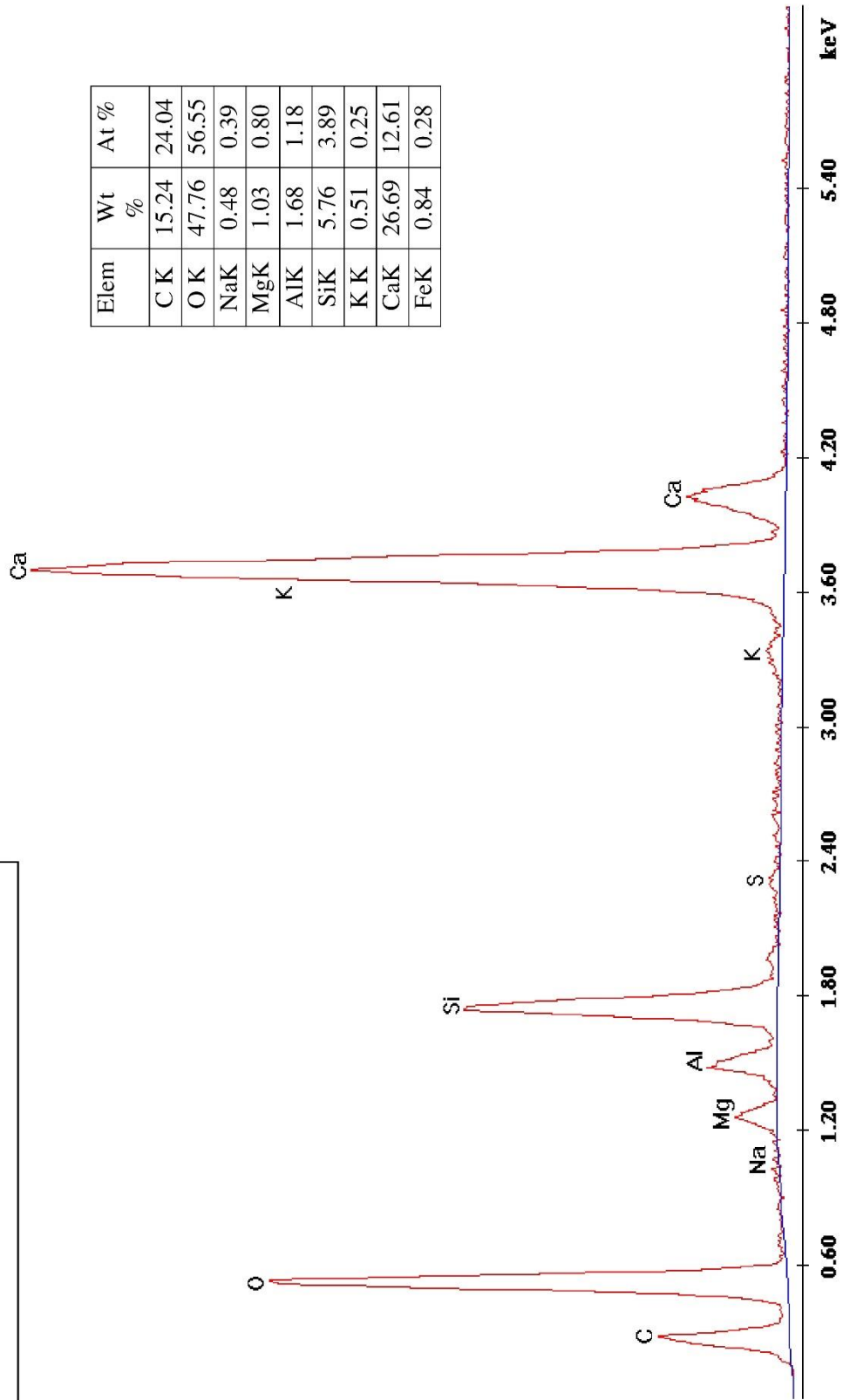
Une classification de matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières et donne par le GTR (Setra-LCPC, 1992), permet de classer les sols (voir Tableau III.2.4) en fonction d'un certain nombre de paramètres cité supra :

- 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.

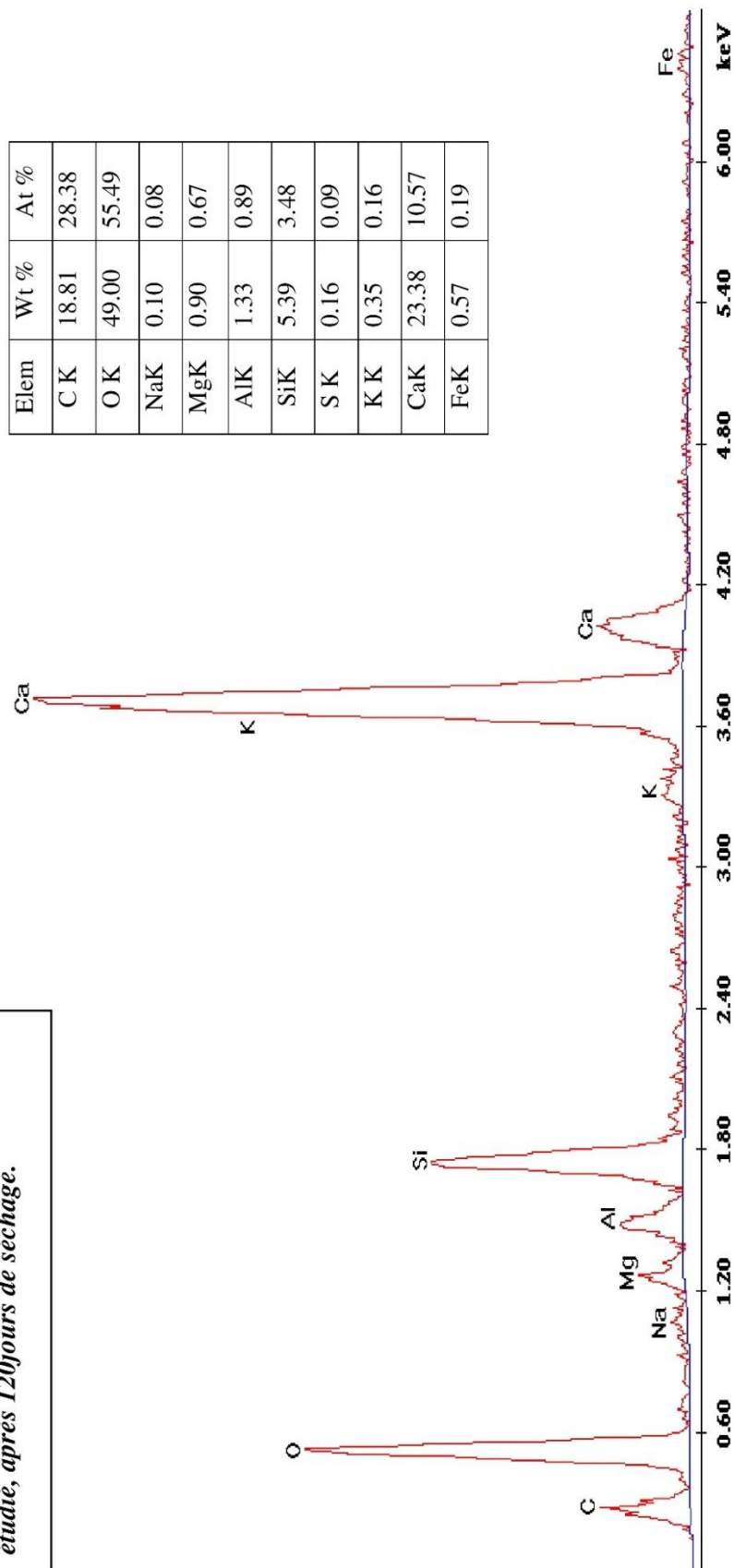
Tableau A.3 Tableau synoptique de classification des matériaux selon



Résultats d'analyse élémentaire obtenue par spectroscopie à dispersion d'énergie aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, après 0jour de séchage.



Résultats d'analyse élémentaire obtenue par spectroscopie à dispersion d'énergie aux rayons X (EDX) couplés à MEB sur le tuf étudié, après 120jours de séchage.



Annexe G

Résultats des résistances déterminées après l'écrasement des éprouvettes du tuf calcaire de Faidh el Botma.

w_0 (g): poids initial.

w_f (g): poids finale avant l'écrasement.

w_w (g): poids d'eau.

W (%): Teneur en eau après séchage.

Sans dessiccation

Avec dessiccation

Sans dessiccation								Avec dessiccation							
W=20%															
	N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)		N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)
0 JR	E0/1	387.8	385.4	2.4	0.623	0.05	0.02	0 JR	E0/1	393.5	392.7	0.8	0.204	0.18	0.1
	E0/2	386.3	383.8	2.5	0.651	0.05			E0/2	392.7	391.9	0.8	0.204	0.23	
	E0/3	387.8	384	3.8	0.99	0.05			E0/3	393.5	392.5	1	0.255	0.25	
1 JR	E1/1	387	374.6	12.4	3.31	0.08	0.04	1 JR	E1/1	394.3	393.4	0.9	0.229	0.22	0.1
	E1/2	370.8	368	2.8	0.761	0.16			E1/2	394.3	393.3	1	0.254	0.21	
	E1/3	373.4	370.1	3.3	0.892	0.13			E1/3	393.4	392.3	1.1	0.28	0.14	
4 JR	E4/1	383.9	349.8	34.1	9.748	0.12	0.07	4 JR	E4/1	394.4	392.9	1.5	0.382	0.26	0.129
	E4/2	386.5	360.7	25.8	7.153	0.18			E4/2	393.1	391.5	1.6	0.409	0.18	
	E4/3	388.5	358.3	30.2	8.429	0.11			E4/3	394.3	392.6	1.7	0.433	0.25	
7 JR	E7/1	386.1	323.2	62.9	19.46	0.28	0.12	7 JR	E7/1	394.1	392.6	1.5	0.382	0.23	0.117
	E7/2	387.6	335.8	51.8	15.43	0.21			E7/2	393.1	392.1	1	0.255	0.23	
	E7/3	329.4	329.4	0	0	0.37			E7/3	393.4	391.9	1.5	0.383	0.22	
14 JR	E14/1	386.8	320.6	66.2	20.65	0.26	0.15	14 JR	E14/1	393.1	391.1	2	0.511	0.23	0.119
	E14/2	387.9	316.8	71.1	22.44	0.65			E14/2	392.1	390.2	1.9	0.487	0.24	
	E14/3	389.1	322.8	66.3	20.54	-			E14/3	393.5	390.5	3	0.768	0.26	
28 JR	E28/1	385.6	320.4	65.2	20.35	1.13	0.52	28 JR	E28/1	394.2	387.3	6.9	1.782	0.3	0.155
	E28/2	387	326	61	18.71	0.91			E28/2	398.6	391.9	6.7	1.71	0.31	
	E28/3	389.1	317.1	72	22.71	0.63			E28/3	393.9	388.8	5.1	1.312	0.23	
W=18%															
	N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)		N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)
0 JR	E0/1	402.4	399.5	2.9	0.726	0.06	0.03	0 JR	E0/1	404.3	403.3	1	0.248	0.38	0.18
	E0/2	402.6	400.5	2.1	0.524	0.12			E0/2	404.4	403.4	1	0.248	0.43	
	E0/3	403.6	339.9	63.7	18.74	0.09			E0/3	402.7	401.7	1	0.249	0.34	
1 JR	E1/1	398.7	378.3	20.4	5.393	0.26	0.07	1 JR	E1/1	403.7	402.7	1	0.248	0.45	0.21
	E1/2	396.7	376.6	20.1	5.337	0.2			E1/2	402.2	401.3	0.9	0.224	0.41	
	E1/3	398.7	383.1	15.6	4.072	0.24			E1/3	403.3	402.4	0.9	0.224	0.46	
4 JR	E4/1	402.8	362.9	39.9	10.99	0.36	0.12	4 JR	E4/1	404.5	403.8	0.7	0.173	0.39	0.2
	E4/2	400.9	378.8	22.1	5.834	0.24			E4/2	407	406.1	0.9	0.222	0.41	
	E4/3	402.2	374.2	28	7.483	0.25			E4/3	404.1	403	1.1	0.273	0.39	
7 JR	E7/1	401.5	347.5	54	15.54	1.18	0.47	7 JR	E7/1	404.1	403.1	1	0.248	0.42	0.21
	E7/2	400.9	346.9	54	15.57	0.94			E7/2	404.7	403.6	1.1	0.273	0.42	
	E7/3	400.6	350.7	49.9	14.23	0.93			E7/3	405.1	404.1	1	0.247	0.37	
14 JR	E14/1	403.4	345	58.4	16.93	1.61	0.78	14 JR	E14/1	404.3	402.6	1.7	0.422	0.46	0.2
	E14/2	398.7	346	52.7	15.23	2			E14/2	404.2	401.9	2.3	0.572	0.42	
	E14/3	400.8	346.8	54	15.57	1.48			E14/3	404.3	402.7	1.6	0.397	0.39	
28 JR	E28/1	401.5	344.9	56.6	16.41	1.21	0.79	28 JR	E28/1	404.5	294	110.5	37.59	0.51	0.26
	E28/2	400.4	343.9	56.5	16.43	1.91			E28/2	404.2	396.7	7.5	1.891	0.49	
	E28/3	-	-	-	-	-			E28/3	404.3	398.8	5.5	1.379	0.52	

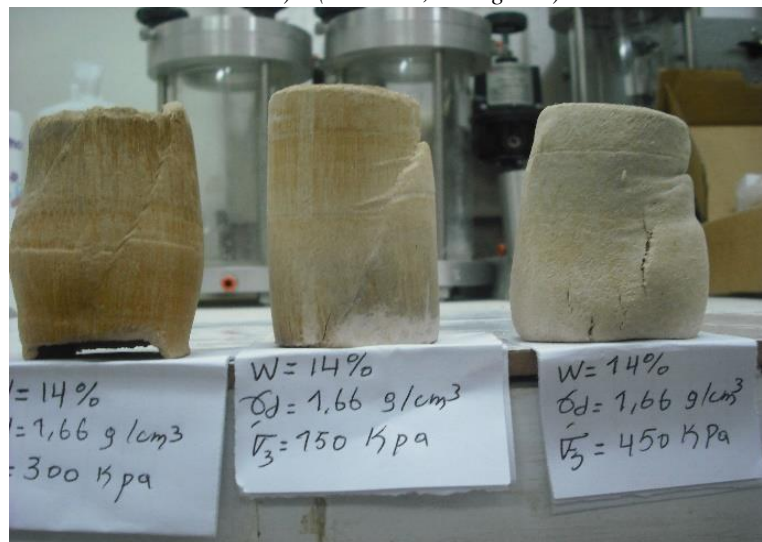
W=15.5%															
	N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)		N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)
0 JR	E0/1	393.7	392.1	1.6	0.408	0.29	0.147	0 JR	E0/1	396.4	395.6	0.8	0.202	0.42	0.21
	E0/2	392.6	390.6	2	0.512	0.29			E0/2	396.9	396.1	0.8	0.202	0.57	
	E0/3	393.7	391.7	2	0.511	-			E0/3	395.3	394.5	0.8	0.203	0.44	
1JR	E1/1	393.4	390.8	2.6	0.665	0.3	0.1495	1JR	E1/1	395.1	394.2	0.9	0.228	0.45	0.28
	E1/2	393.1	390.4	2.7	0.692	0.29			E1/2	395.8	394.9	0.9	0.228	0.57	
	E1/3	392.9	390.7	2.2	0.563	0.29			E1/3	396	394.9	1.1	0.279	0.53	
4JR	E4/1	394	367	27	7.357	0.75	0.448	4JR	E4/1	396.8	395.8	1	0.253	0.55	0.244
	E4/2	392.6	364	28.6	7.857	0.89			E4/2	396.6	395.3	1.3	0.329	0.49	
	E4/3	393.2	370	23.2	6.27	0.87			E4/3	396.5	395.1	1.4	0.354	0.47	
7JR	E7/1	395.4	347.6	47.8	13.75	3.26	1.64	7JR	E7/1	397.1	395.6	1.5	0.379	0.48	0.25
	E7/2	393.2	347.7	45.5	13.09	3.2			E7/2	396.8	395.3	1.5	0.379	0.44	
	E7/3	390.2	354.4	35.8	10.1	1.74			E7/3	396.7	395.4	1.3	0.329	0.52	
14JR	E14/1	391.9	341	50.9	14.93	3.37	1.69	14JR	E14/1	396.3	394.3	2	0.507	0.54	0.27
	E14/2	392	344.4	47.6	13.82	3.29			E14/2	397.2	395.3	1.9	0.481	0.48	
	E14/3	392.7	345.7	47	13.6	3.29			E14/3	396.5	393.1	3.4	0.865	0.52	
28JR	E28/1	392.9	344.4	48.5	14.08	2.73	1.71	28JR	E28/1	396.9	390	6.9	1.769	0.67	0.32
	E28/2	393	345.7	47.3	13.68	3.25			E28/2	397.1	392.3	4.8	1.224	0.62	
	E28/3	394.9	344	50.9	14.8	3.5			E28/3	395.8	391.1	4.7	1.202	0.5	
W=14%															
	N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)		N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)
0 JR	E0/1	387.9	386.8	1.1	0.284	0.14	0.062	0 JR	E0/1	389.1	388.1	1	0.258	0.35	0.17
	E0/2	387.7	384.7	3	0.78	0.12			E0/2	389.8	389.1	0.7	0.18	0.41	
	E0/3	388.7	382.5	6.2	1.621	0.09			E0/3	389.4	388.5	0.9	0.232	0.31	
1JR	E1/1	388.3	363.4	24.9	6.852	0.3	0.16	1JR	E1/1	388.8	387.5	1.3	0.335	0.3	0.2
	E1/2	388.7	366.4	22.3	6.086	0.34			E1/2	389.5	388.3	1.2	0.309	0.43	
	E1/3	388.3	371.2	17.1	4.607	0.27			E1/3	389.6	388.4	1.2	0.309	0.38	
4JR	E4/1	382.1	361.4	20.7	5.728	0.3	0.29	4JR	E4/1	390.1	388.7	1.4	0.36	0.44	0.21
	E4/2	384	359.8	24.2	6.726	0.23			E4/2	389.1	388	1.1	0.284	0.31	
	E4/3	387.8	354.2	33.6	9.486	0.62			E4/3	389.6	388.4	1.2	0.309	0.39	
7JR	E7/1	387.8	344.4	43.4	12.6	1.37	0.77	7JR	E7/1	390	388	2	0.515	0.31	0.2
	E7/2	387.7	344.8	42.9	12.44	1.53			E7/2	389.3	387.5	1.8	0.465	0.4	
	E7/3	387.7	344.8	42.9	12.44	1.53			E7/3	389.7	388	1.7	0.438	0.4	
14JR	E14/1	386.4	341.8	44.6	13.05	1.65	0.84	14JR	E14/1	389.8	387.4	2.4	0.62	0.42	0.2
	E14/2	387	343.4	43.6	12.7	1.67			E14/2	390.1	388	2.1	0.541	0.36	
	E14/3	388	343.7	44.3	12.89	1.53			E14/3	390.1	387.3	2.8	0.723	0.39	
28JR	E28/1	387.1	343	44.1	12.86	1.77	0.87	28JR	E28/1	390.2	384.7	5.5	1.43	0.38	0.22
	E28/2	387.8	352.4	35.4	10.05	1.82			E28/2	390.1	385	5.1	1.325	0.46	
	E28/3	386.7	341.7	45	13.17	1.59			E28/3	389.9	384.5	5.4	1.404	0.42	
W=12%															
	N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)		N° EP	w0 (g)	wf (g)	ww(g)	W (%)	F (KN)	σ (Mpa)
0 JR	E0/1	374.1	372.8	1.3	0.349	0.17	0.08	0 JR	E0/1	374.7	373.8	0.9	0.241	0.45	0.2
	E0/2	374.4	373.4	1	0.268	0.16			E0/2	375.5	374.6	0.9	0.24	0.4	
	E0/3	374.6	373.4	1.2	0.321	0.17			E0/3	375.2	374.2	1	0.267	0.41	
1JR	E1/1	374.1	355.3	18.8	5.291	0.34	0.14	1JR	E1/1	376.1	374.9	1.2	0.32	0.35	0.186
	E1/2	374.2	362.3	11.9	3.285	0.23			E1/2	376	374.8	1.2	0.32	0.38	
	E1/3	374.1	365.33	8.77	2.401	0.23			E1/3	375.9	374.7	1.2	0.32	-	
4JR	E4/1	374.7	345.4	29.3	8.483	0.77	0.2	4JR	E4/1	375.5	374	1.5	0.401	0.42	0.214
	E4/2	374.8	352.8	22	6.236	0.47			E4/2	375.5	374	1.5	0.401	0.37	
	E4/3	374.3	356.3	18	5.052	0.35			E4/3	375.8	374.9	0.9	0.24	0.42	
7JR	E7/1	369.6	339.9	29.7	8.738	0.54	0.29	7JR	E7/1	375.8	374.8	1	0.267	0.47	0.188
	E7/2	375	347.2	27.8	8.007	0.62			E7/2	375.5	374.1	1.4	0.374	0.39	
	E7/3	373.1	340.6	32.5	9.542	0.23			E7/3	375.6	374.3	1.3	0.347	0.35	
14JR	E14/1	374.9	337.1	37.8	11.21	1.5	0.76	14JR	E14/1	375.2	372.9	2.3	0.617	0.37	0.236
	E14/2	374.3	336.5	37.8	11.23	1.51			E14/2	375.8	373.4	2.4	0.643	0.47	
	E14/3	374.5	336.2	38.3	11.39	1.4			E14/3	375.4	373	2.4	0.643	0.55	
28JR	E28/1	374.9	335.8	39.1	11.64	1.55	0.78	28JR	E28/1	375.2	370.3	4.9	1.323	0.46	0.239
	E28/2	375.2	337.1	38.1	11.3	1.63			E28/2	375.5	370.7	4.8	1.295	0.54	
	E28/3	375	335.7	39.3	11.71	1.46			E28/3	376	371.4	4.6	1.239	0.41	

Annexe H

Représentation des plans de rupture observés sur les éprouvettes de tuf calcaire compactées à des teneurs en eau proche de l'OPM après cisaillement -essais CD ; a) 12%, b) 14%, c) 15,5%, d) 18%, e) 20%.

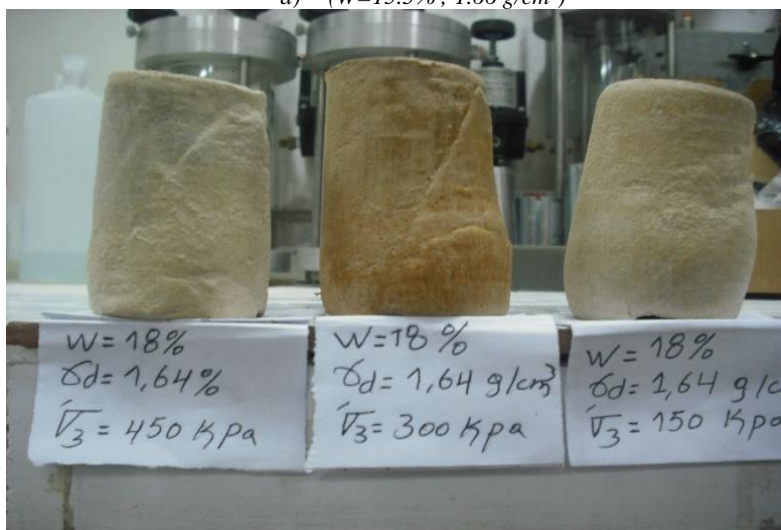


a) ($W=12\%$; 1.63 g/cm^3)



b) ($W=14\%$; 1.66 g/cm^3)

Annexe H

a) (W=15.5% ; 1.66 g/cm³)b) (W=18% ; 1.64 g/cm³)c) (W=20% ; 1.60 g/cm³)



Journal of Adhesion Science and Technology




ISSN: 0169-4243 (Print) 1568-5616 (Online) Journal homepage: <http://www.tandfonline.com/loi/tast20>

Effect of different drying methods on the mechanical behavior and the microstructure of an Algerian compacted limestone crust


Hamza Loualbia, Yahya Sebaibi, Myriam Duc, Idriss Goual & Sadok Feia


To cite this article: Hamza Loualbia, Yahya Sebaibi, Myriam Duc, Idriss Goual & Sadok Feia (2016): Effect of different drying methods on the mechanical behavior and the microstructure of an Algerian compacted limestone crust, Journal of Adhesion Science and Technology, DOI: [10.1080/01694243.2016.1242525](https://doi.org/10.1080/01694243.2016.1242525)

To link to this article: <http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2016.1242525>

 Published online: 24 Oct 2016.

 Submit your article to this journal [↗](#)

 View related articles [↗](#)

 View Crossmark data [↗](#)

Full Terms & Conditions of access and use can be found at
<http://www.tandfonline.com/action/journalInformation?journalCode=tast20>

Download by: [loualbia hamza]

Date: 24 October 2016, At: 11:14

Effect of different drying methods on the mechanical behavior and the microstructure of an Algerian compacted limestone crust

Hamza Loualbia^a , Yahya Sebaibi^a, Myriam Duc^b, Idriss Goual^c and Sadok Feia^d

^aLaboratory of Civil Engineering, University Djillali Liabes, Sidi Bel Abbes, Algeria; ^bIFSTTAR/GERS/SRO, Université Paris Est, Marne-la-Vallée, France; ^cCivil Engineering Laboratory, University Amar Telidji, Laghouat, Algeria; ^dLaboratoire Navier, CERMES, Ecole des Ponts, University Paris-Est, Marne-la-Vallée, France

ABSTRACT

This experimental work aims to better understand the hardening process of limestone tuff after compaction when water content varies. Indeed, the pavements built with wet calcareous crust or tuff are hardened by the effect of compaction followed by water evaporation but this cohesion after compaction disappears completely by total saturation. In order to classify the materials according to geotechnical specifications related to limestone crusts, tuff from Faidh el Botma area was studied by following the change of compressive strength measured on specimens prepared at different water contents and stored for several days either under air (for fast drying) or in non-hermetic bags (for slow drying). The first series of specimens appeared more resistant than the second one. As explanation of the hardening, the possible precipitation of new phases such as carbonate during the fast drying is discussed based on chemical and microstructural observations as well as the effect of suction than could change the microstructural arrangement of tuff particles when the moisture content varies.

ARTICLE HISTORY

Received 22 April 2016
 Revised 20 September 2016
 Accepted 23 September 2016

KEYWORDS

Calcareous crust; cohesion;
 tuff; hardening; drying

1. Introduction

Tuffs are widespread in dry regions of North Algeria, covering an area of over 300,000 km². [1] The use of these materials in roads has a great economic importance for such country which explains the present study of tuffs, characterized by cohesive properties. This cohesion occurs after a wet compaction and drying. [2–5] Despite the importance of the cohesion phenomenon for road civil engineers, the literature on the subject remains limited. The variability within the types of concerned material and their geological nature and origin (from arid and semi-arid region) explains the lack of documentation and the small number of countries for which such material represents an important issue. Moreover, references are further reduced when the hardening criterion is considered because such criterion is not a common choice for all the countries interested in tuffs.

CONTACT Hamza Loualbia  loualbia.hamza@gmail.com

© 2016 Informa UK Limited, trading as Taylor & Francis Group

Fumet [6] was the first to point out the impact of the 'soils cohesion' on road-holding in arid environments. The hardening phenomenon was reproduced in the laboratory of limestone tuffs and/or gypsum sands and the cohesion was evaluated by the compressive strength after compaction and drying of the soil-cement specimens. However, the cohesion reached after the compaction of tuff could not be considered as a permanent soil stabilization, as the cohesion drops significantly when the saturation degree increases and it disappears almost completely by total saturation. [2,3,7-9] In order to reproduce the hardening in the laboratory, specimens of tuffs are prepared using compaction and various conservation modes. The crushing resistance of specimens measured by the unconfined compression test vs. the time of curing is then used to evaluate the cohesion. [2,3,5,6] Unconfined compression tests (following the empirical Fenzy's method [10]) assess the cohesion of materials subjected to dry conditions. This test is also called self-stabilization by Netterberg [11]. Result can be considered as an index related to the hardening phenomenon.

Besides, scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction (XRD) may produce explanations of the hardening process. Two assumptions about the cause of the hardening exist: the first one is based on the dissolution and recrystallization of fine gypsum and/or carbonate particles [3,5] and the second one on the rearrangement of grains during the wetting-drying process in limestone tuffs combined to the physical characteristics of particles (angularity, friability and finesse) in the case of gypsum sands. [2] The decrease in water content causing an increase in suction in the specimen may also explain the stiffening of the material that results in a greater resistance of the test piece. [4] The Table 1 summarizes the geotechnical properties of limestone/gypsum crusts obtained by previous authors who proposed explanations of the hardening phenomenon in various regions in Algeria and Tunisia. Considering the water sensitivity of tuffs and the localization of countries using tuffs, specifications based on climatic zone as proposed by Alloul and Struillou [2,7] should be used to explain the hardening and to define common class of material.

Considering the practical interest which motivates the understanding of the hardening phenomenon, the present paper proposes first the description of the physical and mechanical properties of tuffs from the Djelfa Region (300 km in south of Algiers). The second part aims a better understanding of the hardening process after compaction when the material is submitted to different drying methods. Changes are followed through the compressive strength measurements as well as the analysis of mineralogical and chemical composition, especially the calcium carbonate (CaCO_3), the microstructural characteristics of material by SEM and the impact of immersion.

2. Experimental program

2.1. Material

The studied material is located in a climate zone III (semi-arid zone with a precipitation height from 100 to 350 mm). Such type of area is usually a limestone and gypsum crusts-rich area. [12] Studied limestone extracted from a quarry and potentially used in road projects is a cohesion-less material composed mainly of calcium carbonate (CaCO_3). Such material is usually formed between quaternary and cretaceous ages. The site of extraction is located approximately 6 km northwest of Djelfa Region, in Faïdh el Botma area. After the stripping of the topsoil, the material was extracted from the crust Feuillet's.

Table 1. Geotechnical results obtained on limestone tuff and gypsum crusts in Algeria and Tunisia from literature (L.t. : Limestone tuff).

Test	Data from literature									
	Alloul [2]	Ben-Dhia [3]				Morsli [5]	Goual [23]			
	L.t. of Ain Ouassera	Gypsum tuff of Sidi-Hadjeras	L.t. of El Bibane	L.t. of El Kantara	L.t. of Khnis A	L.t. of Khnis B	Gypso L.t. of Hassi-Messaoud	L.t. of Laghouat		
Chemical analysis	77	22	76.65	77.5	48.8	59.7	17	51		
Carbonate (CaCO ₃) (%)	3.2	66	5	-	-	-	54	-		
Sulfates (SO ₄ ²⁻) (%)	0/25	0/100	0/20	0/20	0/20	0/20	0/20	0/31		
Particle size analysis										
O/D (mm)	-	-	21	25.7	10	10.04	-	70		
<2 mm (%)	21	31	52	7	75	78	15	32		
<80 µm (%)	-	-	-	-	-	-	-	67		
Uniformity coefficient : U _c (%)	-	-	-	-	-	-	-	1.2		
Curvature coefficient : C _c (%)	42	33	-	Not mesurable	-	-	-	33		
Liquid limit : LL (%)	29	21	-	-	-	-	-	22		
Plastic limit : PL (%)	13	12	-	-	-	-	-	22		
Plasticity index : PI (%)	0.65	0.58	-	-	-	-	-	11		
Methylen blue value Vbs (O/D)	16	16	0.05	-	-	-	0.3	0.5		
Sand Equivalent: SE (%)	15.3	11	23	18	35	45	24	-		
Optimum moisture content : w _{opt} (%)	1.72	1.8	12.5	10.0	11.0	9.5	11	11.4		
Maximum dry unit weight: γ _{d max} (t/m ³)	-	-	1.83	1.80	1.80	1.87	1.75	1.9		
Immediate CBR index at 95%: ICBRI (%)	85	-	80	-	45	56	40	24		
CBR index after 4 days of soaking at 95%: ICBRI (%)	58	27	73.1	69.4	80.4	78.4	50	55		
Los Angeles coefficient : LA (%)										

2.2. Preparation of specimens

The choice of the specimen preparation method often depends on the available equipment, the objective of tests and the type of material. But whatever the procedure, it has to produce homogeneous specimens that behave as close as possible to the *in situ* material. In this study, a reconstitution method was applied by soils with particles less than 5 mm. It consists of a static compaction of several layers of soil in a normalized mold of 50 mm diameter and 100 mm long. The use of pushing pistons allows homogenizing the stress over the entire height of the specimen. The specimens are compacted to reach the density (16.7 kN/m^3) and the compaction is done with fixed moisture close to the optimum moisture content equal to 15.5% (from Modified Proctor standardized test – NF P94-093 [13]). The moisture content was fixed at 12, 14, 15.5, 18, and 20% and the specimen was preserved during 1, 4, 7, 14, and 28 days until 120 days under two different conditions noted ‘uncovered mode’ or ‘covered mode.’ In the first case, the specimens are stored under air at ambient temperature (around $20 \text{ }^\circ\text{C}$) which induces a rapid drying and in the second one, the specimens are stored at around $20 \text{ }^\circ\text{C}$ but isolated in a plastic bag just after unmolding (the plastic bag is not hermetic but it allows the slow-down of the drying). The specimens are prepared by applying the same method for all tests.

2.3. Geotechnical characterization

Geotechnical investigation is performed to classify the material according to the specifications and standards for the use of material in road pavement. These classifications are the Road Saharan Technical (TRS [10]), the Technical Guide of Road (GTR [14]) and the Catalog Dimensioning of new Roads (CTTP [15]).

Due to the water sensitivity of materials, a wet granulometric analysis (NF P 94-056 standard [16]) has been performed on tuff, completed by a sedimentation test (NF P 94-057 standard [17]) on the fine fraction ($<80 \text{ }\mu\text{m}$). C_u and C_c that correspond, respectively, to the uniformity coefficient and the curvature coefficient were calculated from particle size distribution curve. The carbonate content ($\text{CaCO}_3\%$) was measured using the calcimeter test (NF P94-048 standard – [18]) as well as the methylen blue value (Vbs in g/100 g) by the NF P094-068 standard.[19] Atterberg limits (NF P94-051 standard [20]), modified Proctor compaction test and CBR (or California Bearing Ratio) test (NF P94-093/078 standards – [13] and [21], respectively) as well as the Los Angeles Abrasion Test (NF P18-573 standard – [22]) complete the characterization. The CBR index is determined immediately after compaction or after four days of soaking. The test consists in putting the material layer by layer in the CBR mold and in compacting it at different compaction energy (10 or 25 or 55 blows by layer) and at specified moisture conditions.

2.4. Microstructural and chemical characterization

The chemical composition of *in situ* material was measured using ICP/AES after sample dissolution and the composition of sample after the time of drying was followed by X-ray fluorescence (XRF Cubix from Panalytical).

Environmental scanning electron microscope (Env. SEM, Quanta 400 from FEI) coupled with energy dispersive X-ray spectrometer (from EDAX) was used to observe the

microstructure and to study the local chemical composition of samples during the curing. The EDX probe which provides an order of magnitude of the chemical content of elements such as Ca, Si, and Al was calibrated before the observations. Images were collected on fresh fractured surface of intact sample and secondary or back scattered electron mode was selected in low vacuum mode (no metal coating was applied before observation).

2.5. Compression test

Once the storage time is done, specimens are crushed by universal electromechanical machine (Uni.EM, WDW-300 from Bairoe) with a capacity of 300 kN, equipped with force and displacement sensors connected to a data acquisition program. The force sensor is connected to the upper crossbar of the press and the displacement of the plate is fixed to 1.27 mm/min. Each point is an average measure obtained on three specimens tested in the same test conditions.

3. Experimental results

3.1. Soil classification

The properties of studied tuff in Table 2 confirm the proposed specifications for limestone and gypsum crusts.[10,14,15] The extracted tuff is principally composed of calcium carbonate (48%), with trace of chloride, which allows naming the material as limestone tuff according to the C'TTP classification.[15] Crystalline silica such as quartz (which is

Table 2. Geotechnical and mechanical characteristics of studied limestone in literature and Specification for which type of use more precisely: which type of road layer (A: Audited / NA: Not Audited).

Test	Results	Standard	Specifications			
			TRS	CTTP	GTR	
Chemical composition	CaCO ₃ (%)	48	NF P94-048	–	≥45 (A)	–
Fine characterization	Vbs (g/100 g)	0.6	NF P94-068	–	–	<1.5 (A)
Particle size analysis	0/D (mm)	0/50	NF P94-056/057	–	20–40 (NA)	<50 (A)
	<2 mm (%)	50		–	–	–
	<2 μm	5		–	–	–
	<80 μm (%)	30		<30 (A)	22–32 (A)	<35 (A)
Atterberg limits	C _u (%)	200		–	–	–
	C _c (%)	0.035		–	–	–
	LL (%)	42.5	NF P94-051	–	<40 (NA)	–
	PL (%)	Not measurable		–	–	–
	PI (%)	Not measurable		<13 (NA)	<15 (NA)	≤ 12 (NA)
Compaction and bearing	w _{OPM} (%)	15.5	NF P94-093/078	–	–	–
	Y _{d,max} (kN/m ³)	16.7		>17 (NA)	–	–
	Immediate CBR-index	64.5		>40 (A)	–	–
	CBR-index after 4 days	10.8		–	–	–
	LA (%)	32.3	NF P18-573	–	–	<45 (A)

Notes: A = Audited; NA = Not audited.

Table 3. Chemical composition obtained by X-ray fluorescence and complementary methods on tuff from Feidh el Botma at initial state, after humidification and compaction and after 90 days following humidification and compaction (L.I. : Loss on Ignition at 1000 °C).

Oxide %	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	L.I.	SO ₄ ²⁻ (1)	Cl ⁻ (2)
Initial state	55.16	2.02	0.25	24.09	0.04	0.29	0.77	0.32	20.03	Not trace	0.53
0 day	55.89	2.03	0.27	23.50	0.07	0.22	0.74	0,32	19.92	-	-
90 days	55.51	2,02	0.26	23.31	0.08	0.28	0.74	0,33	19.99	-	-

(1)from XP P18-581 standard.

(2)from NF EN 1744-1 standard.

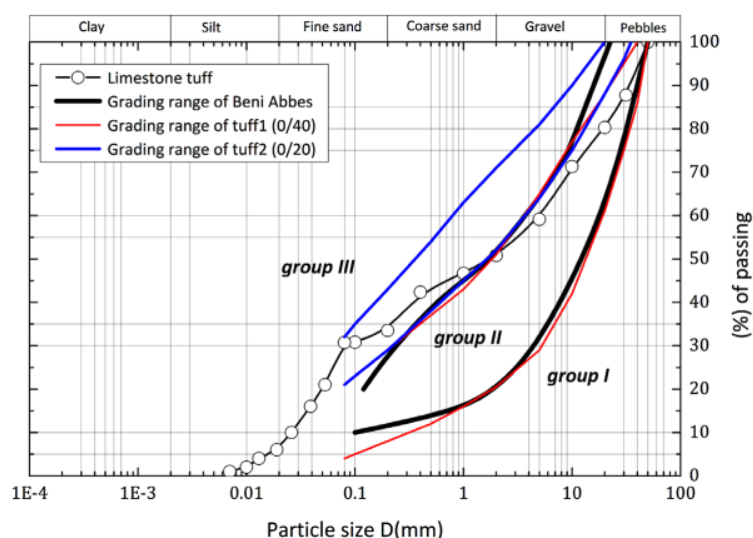


Figure 1. Particles size distribution curve of tested limestone tuff from wet granulometry compared to the TRS and CTPP classifications.

chemically inert with almost no dissolution) is the other major component of the material. The chemical composition of the material obtained by X-ray Fluorescence in Table 3 agrees with such mineralogy. The material is characterized by high amount of SiO₂ and CaO equal to 55.16% and 24.09%, respectively, with low amount of Al₂O₃, Fe₂O₃, MgO, SO₃, K₂O, Na₂O.

Tested limestone tuff contains more than 50% of particles between 2 and 50 mm (Table 2) and the <80 μm and the <2 μm fractions represent 30 and 5%, respectively. The particle size distribution curve of the studied limestone tuff (from wet granulometric test) is compared on Figure 1 to the specifications given by the TRS and CTPP classifications. On one hand, in the TRS classification which is intended for Saharan road building, [10] a grading range of Beni Abbes (Figure 1) is considered as a local reference grading range. The grading area is divided into three groups: the materials with grading curves completely or partially below the grading range for which the void content is high (Group I), the materials with grading curves entirely inside the grading range for which the friction angle is high (Group II), and the materials with grading curves entirely or partially above the grading range which contain a high fine particles content (Group III). On the other hand, the CTPP classification intended for the dimensioning of new roads [15] proposes four grading requirements: the grading range of Tuff 1 with a grading curve positioned within a granular class 0/40 with a

finer percentage (less than 80 μm) around 20%, the grading range of Tuff 2 with a grading curve within a granular class 0/20 with around 30% of fine particles and finally, the grading range of Sand gypsum 1 and Sand gypsum 2. According to Figure 1, the studied tuff presents a continuous grading curve which belongs to Group II and Group III (specified by the TRS classification). The granulometric curve is also positioned within the grading range characterizing the (0/40) or (0/20) classes as stated by the CTTTP classification. The maximum grain size D_{max} is equal to 50 mm with 50% of 0/2 mm fraction and 30% of 0/80 μm fraction which allows to define the studied tuff as a rocky soil with low fine content.

The behavior of limestone tuff can be also classified as non-plastic considering the Atterberg limits in Table 2 (PI is not measurable). It's in agreement with the low methylen blue value (Vbs) equal to 0.6 which is lower than the threshold fixed at 1.5 g/100 g given by the GTR classification. However, such material remains sensitive to water content from a certain threshold. In other words, a small change in the water content may cause a change in the resistance of the material. The resistance to abrasion of studied limestone tuff is given by Los Angeles Abrasion Test. LA coefficient equal to 32.3% (Table 2) does not exceed the threshold recommended by the Technical GTR for road materials.

Finally, the Modified Proctor Test (NF P 94-093 standard) is used to determine the limestone compaction properties. The tuff reaches a maximum dry density $\gamma_{\text{d,max}}$ of 16.7 kN/m^3 for an optimum water content w_{OPM} equal to 15.5%. Such measures allow characterizing the compaction quality carried out *in situ*. In addition, the CBR index is used for measuring the load-bearing capacity for road subgrades and base courses. From Figure 2(a) that represents the applied load vs. the penetration depth, the CBR value can be determined for a penetration depth of 5 mm for each compaction energy. Then, the dry-density variation vs. the value of CBR can be drawn in Figure 2(b). The final CBR index for un-soaked and soaked specimen is read for 95% of the maximum dry density given by modified Proctor test. The immediate CBR value (for un-soaked material) equal to 64.5 kN/m^3 is as higher than the lowest value recommended by the TRS classification. The CBR value in soaked conditions (after 4 days) equal to 10.84 kN/m^3 is lower than the value obtained in un-soaked conditions. Such result provides an assessment on hydric performance of limestone tuff and reflects a negative potential of the water addition on the pavement structure and its behavior.

In sum, based on the CTTTP codification, the material is classified as a hard material (or a rocky soil with low fine content) and it can be used in base course of the main pavement (Level 2-Bearing class S0). According to the TRS specifications, the studied tuff presents a continuous grading curve which belongs to Group II and Group III. Such material is also categorized in sandy soils (B5 class) by the GTR classification for embankment and subbase course.

3.2. Effect of water content on unconfined compressive strength

Figure 3(a) shows the compressive strength vs. the variation of water content for various durations of conservation for uncovered specimens. The curves have the same shape, and the compressive strength value is maximum when the water contents are near the OPM water content (between 14 and 18%). For the water contents far from w_{OPM} , the soil resistance is less important. The drying duration impacts also the compressive strength: the longer the drying is, the higher the resistance to compression appears (reaching 1.7 MPa). The effect

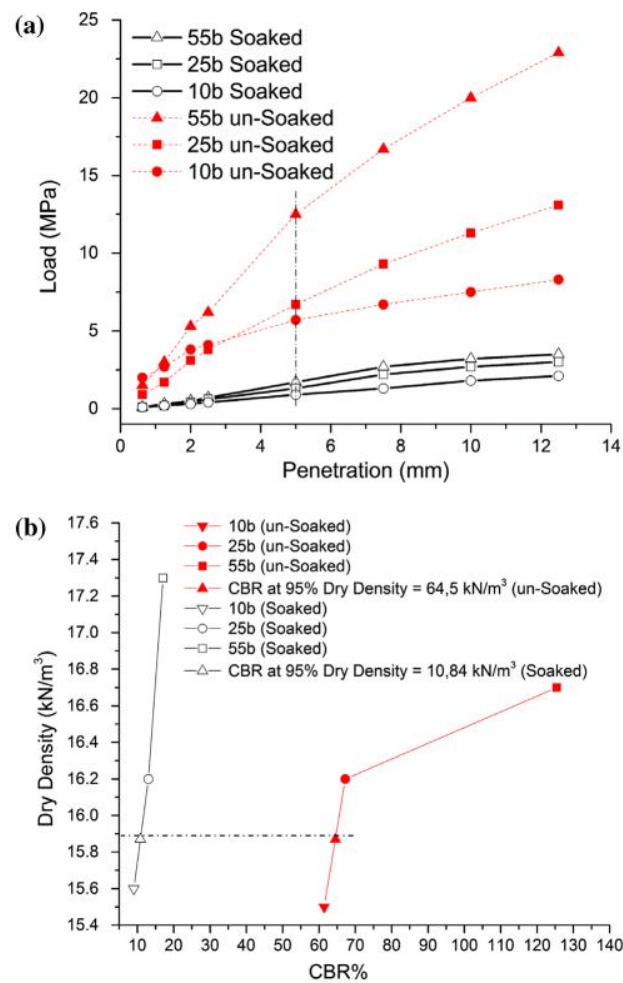


Figure 2. (a) Applied load on the pre-soaked or un-soaked studied limestone tuff vs. the penetration depth in CBR test for different compaction energies (10, 25 or 55 blows per layer), (b) Dry density vs. the CBR value of studied limestone.

of the storage time is detailed in further paragraph. For covered specimens, the curves in Figure 3(b) shows similar shape as the curves observed for uncovered specimens, but the range of resistance is lower (increasing slightly with the time of storage from 0.22 to 0.34 MPa). In all the case, the highest resistance of limestone tuff is obtained after imbibition followed by fast drying.

3.3. Effect of storage time on unconfined compressive strength

The evolution of the compressive strength of uncovered specimens according to the storage time is depicted by Figure 4(a). A significant increase of the resistance occurs for specimens compacted at the optimum moisture content (w_{OPM}) which confirms the existence of a water content for which the hardening is the highest (as observed on Figure 3(a)). A

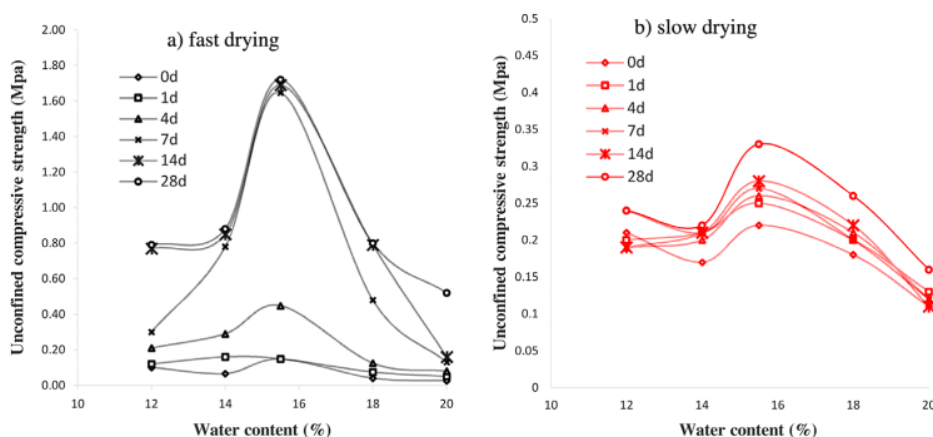


Figure 3. Effect of water content on unconfined compressive strength of studied limestone tuff. (a) Uncovered specimens (fast drying), (b) Covered specimens (slow drying).

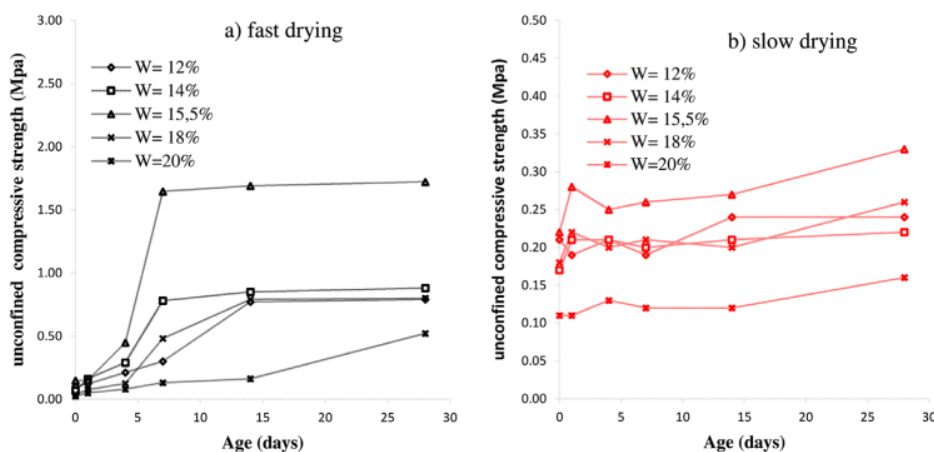


Figure 4. Effect of storage time on unconfined compressive strength of studied limestone. (a) Uncovered specimens (fast drying), (b) Covered specimens (slow drying).

rapid increase in the compressive strength is also observed on specimens submitted to seven days of storage for all the specimens. It is explained by the rapid drop in the water content of specimen before testing, due to the quick drying under 'uncovered' conditions (Figure 5(a)). The water content decreases highly up to seven days and converge toward zero after such period (whatever the initial water content of limestone tuff tested samples). This decline in water content reflects the water consumption related to the hardening of tuff, indicating that the hardening process should be controlled by the drying period. After seven days of drying, the loss of water by specimens becomes slower which may explain the slow development of strength. These results are confirmed by Goual [23].

The relationship between the compressive strength and storage time for covered specimens is drawn on Figure 4(b). The resistances to compression (between 0.1 and 0.3 MPa) are lower than those measured on uncovered specimens (between 0.1 and 1.7 MPa as shown on Figure 4(a)).

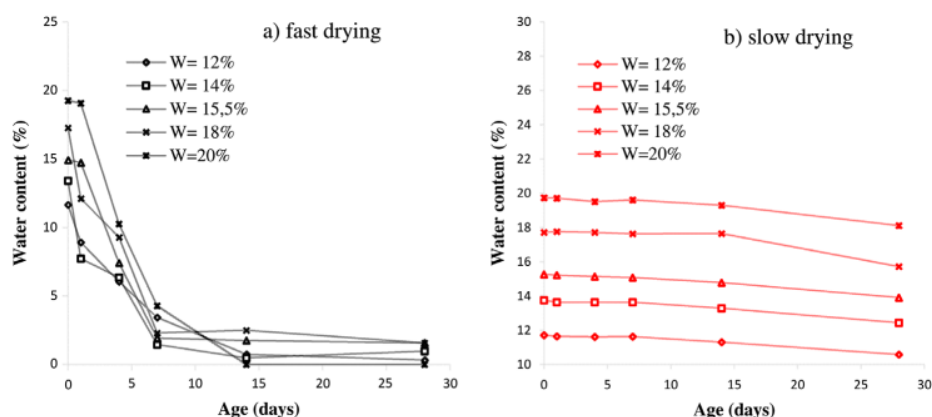


Figure 5. Evolution of the water content in specimen depending on the drying method of studied limestone (a) Uncovered specimens (fast drying), (b). Covered specimens (slow drying).

Curves tend toward a horizontal asymptote after 4 days of storage corresponding to the stabilization of the compressive strength (as observed after 14 days for uncovered samples on Figure 4(a)). After 14 days, a slight increase in compressive strength is noted for all curves (for covered or uncovered specimens), which agrees with Ben Dhia's results.[3] As for uncovered specimens, the compressive strengths of covered specimen are correlated to the drying mode that is slow in this case as illustrated on Figure 5(b). No significant change in the water content is measured: a variation less than 2% is observed after 28 days of storage for any initial water content. This result confirms that the water retention governs the change of compressive strength. Indeed, the migration of water vapor during drying may augment the surface tension due to the meniscus resulting from the reaction in contact with the solid particles. These reactions generate additional constraints within the tuff skeleton and modify globally the field deformation and mechanical behavior. This physical phenomenon, called suction, is very important in unsaturated tuff.

Note finally that whatever the drying conditions, all specimens have a failure punching mode with a 45° angle from the longitudinal axis as illustrated in Figure 6. It shows that the superficial layers of specimen are harder than the internal material. It may explain the high strength of limestone tuffs used in the base course of pavement compared to deeper layers. Indeed, such superficial layer is more impacted by drying which induces a greater hardening than the one occurring more deeply.[3,6,8,24]

3.4. The chemical evolution of calcium carbonate (CaCO_3)

To validate the hypothesis of neo-crystallization during drying in limestone tuff that could be at the origin of the increase of the compressive strength, the carbonate content is followed with the storage time. The quantities of water, the level of free calcium in water, and the speed of drying should also impact the appearance of new crystallized calcite.

The CaCO_3 content is determined by applying calcimetry according to the NF P 94-048 standard.[18] Such method uses hydrochloric acid attack to release CO_2 gas after carbonate dissolution. The aim is to detect the change in CaCO_3 content that may come from the limestone crystallization during the evaporation of the small quantities of water used for compaction.[3,6] The calcium carbonate content measured on samples at the end of the crushing test applied

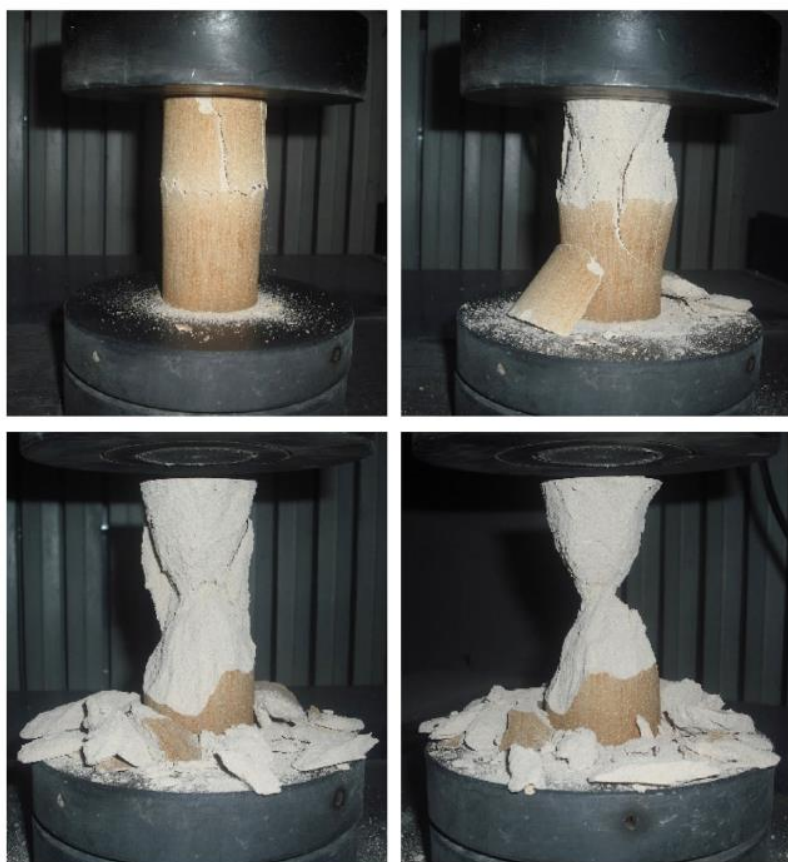


Figure 6. Failure mode of specimens during a compressive test.

after 0, 1, 4, 7, 14, 120 days of storage in uncovered conditions is showed on Figure 7. A slight change in CaCO_3 content from 41 to 44% is observed for samples stored up to 120 days which agrees with a very slow process of calcareous crusts formation. However, CaCO_3 variations are also observed for shorter time due to the un-accuracy of the calcimeter method.

To complete the measurements, X-ray fluorescence analyses are also applied to determine the chemical composition of samples at 0 and 90 days of storage (Table 3). As expected, the main chemical components do not change after 90 days of storage (Ca may be either free in solution, either crystallized in neo-calcite). More interesting, the loss of ignition allows to quantify the formation of new phase as calcite is destroyed by calcination around 800–900 °C and generates a specific loss of weight. The invariant loss of ignition seems to be in favor of no neo-calcite. Such observation disagrees with the previous calcimetric measures (the inaccuracy of calcimetric measurements may be at the origin of the result) but it agrees well with Alloul's hypothesis [2] saying that there is no appearance of new crystalline forms within the materials and that the observed hardening is due solely to an arrangement of the grains during the drying after the imbibition and compaction.

To validate definitely the chemical explanation of the hardening, other techniques should be necessary but all the techniques such as XRD or thermogravimetric analyses (TG/DTA)

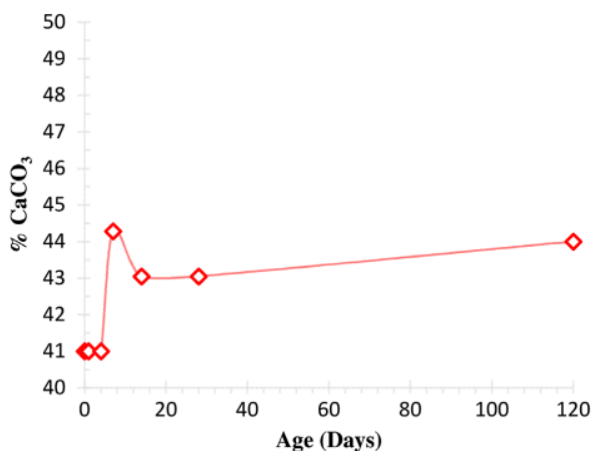


Figure 7. Evolution of calcium carbonate content (% CaCO₃) vs. the storage time.

are considered as not enough sensitive to distinguish initial and neo-calcite crystals considering the very low quantities of expected neo-calcite.

3.5. Microstructure observed by SEM coupled with EDX

In order to observe a possible rearrangement of the grains during drying, the Figure 8(a)–(d) show the microstructure of uncovered specimens after 0 and 120 days of fast drying, respectively. Env. SEM allows observing a fresh fractured surface of intact specimen. The limestone tuff appears with a heterogeneous distribution of particles with predominant calcite grains whose size varies from about 50 to 200 μm , next to small aggregated particles and visible open pores (with micrometric sizes). The matrix is composed by entangled small grains. In contrast, the structure of aggregates after 120 days of storage appears slightly modified locally and the grain seems to become more organized on Figure 8(b) and (d) due to the suction effect, which is defined in terms of energy or relative vapor pressure of the limestone moisture. These results converge toward a physical explanation of the hardening phenomenon due to evaporation. In other words, an increase in the suction causes significant changes on the microstructural arrangement. The suction impacts indirectly the physical properties of unsaturated material and thus their mechanical behavior.

Focus areas (Figure 8(c) and (d)) are also subjected to energy dispersive X-ray spectroscopic (EDX) analysis coupled with Environmental SEM to determine the elemental composition of the matrix given in Table 4. The two major phases in limestone tuff samples, CaCO₃ and SiO₂, explain the high content in Si and Ca. The sample stored 120 days exhibits also a higher amount of carbon than the sample just after compaction without any time of storage. Such observation agrees with the presence of neo-calcite that should increase the CO₂ capture used for precipitation with Ca (the Ca content remaining stable in the sample). Such result needs to be confirmed by a statistical study on several points of measurement because the variation of carbon content may come from heterogeneity in the matrix or to the contribution of the neighboring particles around analyzed area that impact on quantification (a more carbonated area may explain the differences between

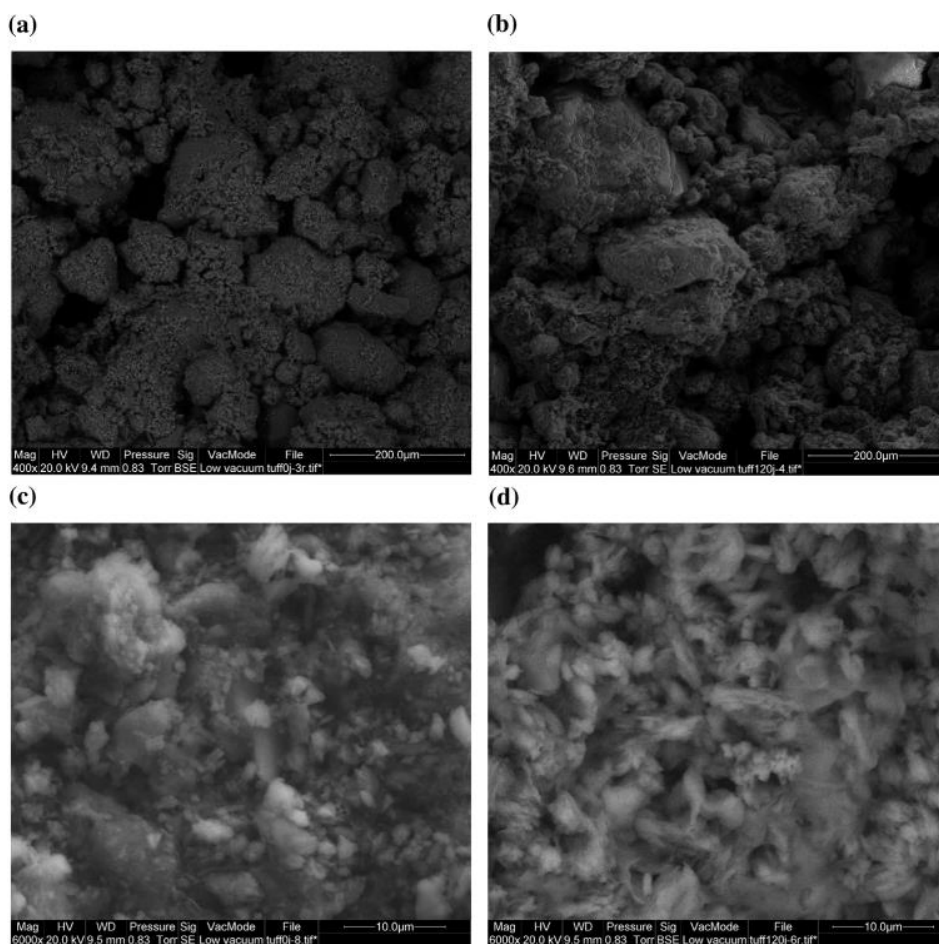


Figure 8. SEM observation of tuff from Feidh el Botma during the hardening at different age of conservation, (a)–(c) 0 days and (b)–(d) 120 days.

Table 4. Chemical composition obtained by energy dispersive EDX coupled with Env. SEM on studied tuff, after 0 and 120 days of drying.

Atomic percentage %	C	O	Na	Mg	Al	Si	S	K	Ca	Fe
0 day	24.04	56.55	0.39	0.8	1.18	3.89	–	0.25	12.61	0.28
120 days	28.38	55.49	0.08	0.67	0.89	3.48	0.09	0.16	10.57	0.19

the sample after 0 and 120 days of storage). From such measurements, the hypothesis of the non-appearance of new phases in hardened samples proposed by Alloul [2] can't be confirmed or invalidated.

3.6. The impact of immersion

The immersion effect is studied on specimens prepared by previous method with 12, 14, 15.5; 18, or 20% initial water contents and submitted to (fast?) drying for 0, 1, 4, 7, 14, or 28 days.

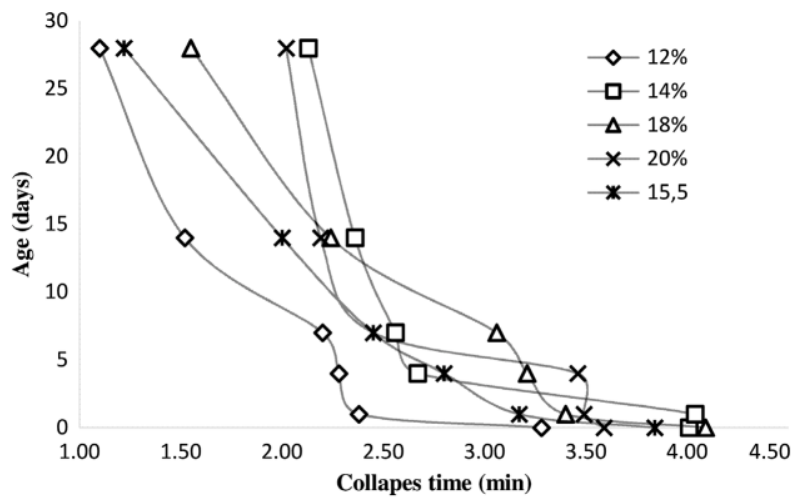


Figure 9. The collapse time of the specimens according to the time of drying.

Then, specimens are immersed in water and their collapse time is measured (Figure 9). The total collapse of all specimens occur after 4 min. Results are confirmed by Goual et al. [9] and Soulié [25], who carried out immersion tests of compacted specimens after 28 days of conservation and observed a total collapse of the specimens after ten minutes.

During immersion, water intrusion occurs followed by the particles hydration and the time to reach equilibrium during the fighting against electrostatic forces between particles until the sample disaggregation. For water content close to optimum water content (equal to 15.5%), the specimen dispersion seems to be slower than the dispersion observed on dryer or more humid specimen. The drop in resistance characterizes incoherent granular materials (non permanent cementation), where the cohesion occurs with the presence of capillary forces during compaction. Forces disappear from a certain water saturation threshold. This confirms the role of the suction which vanishes in case of the total saturation of the specimen. The gradual increase of the water content is accompanied with reduction of suction, leading in a cohesion reduction. So, saturation can change the physical state of the tuff to viscous fluid.

4. Conclusion


An experimental study was conducted on the hardening capability of limestone tuff from semi-arid areas of Djelfa in Algeria, when subjected to low or fast drying similarly as in the road environment where tuff is placed. First, the geotechnical characteristics of studied material confirmed the proposed specification for limestone and gypsum crusts. Second, fast-dried specimens gave higher resistances than those stored without drying. This is explained by the decrease of water content close to zero and the suction effect. In the case of unsaturated tuff, the suction can increase the contact forces and, therefore, the hardening. Under the effect of suction that can be considered as the main cause of the hardening, the grains are closer together and the tuff becomes tighter. It become more resistant to crushing but is susceptible to collapse with water immersion. The morphological evolution of tuff

microstructure during the drying observed by SEM analysis should contribute to the suction effect and the stiffening of the material. However, the non-existence of new phases such as neo-calcite formed during the drying (when the Ca-rich internal water in tuff enters in contact with CO₂ in air) couldn't be validated considering the low amount of neo-minerals to be detected. The presence of such phase should also contribute to the hardening of the material by stiffening the tuff skeleton.

Disclosure statement

No potential conflict of interest was reported by the authors.

ORCID

Hamza Loualbia  <http://orcid.org/0000-0001-5529-1974>

References

- [1] Durand, J. Les sols rouges et les croûtes en Algérie [The red soils and crusts in Algeria]. S.E.S Alger; 1959.
- [2] Alloul, B. Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière [Geological and geotechnical study of tufa and gypsum in Algeria]. Thèse de docteur de 3ème cycle de l'Université de Paris VI; 1981.
- [3] Ben Dhia, M. Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde [Calcareous crusts and tuffs in the world]. Bull. Liaison. L. P. C. 1983;126:5–14.
- [4] Goual I, Goual MS, Taibi S, et al. Improvement of a natural tuff properties used in Saharian road engineering by addition of a sand limestone. Eur. J. Environ. Civil Eng. 2012;16:744–763.
- [5] Morsli M, Bali A, Bensaïbi M, et al. Study of the hardening of an encrusting tuff of Hassi-Messaoud. Eur. J. Environ. Civil Eng. 2007;11:1219–1240.
- [6] Fumet P. Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement [Pavements of gypsum sand or sand stabilized]. Revue général des routes et aérodromes. 1959;329:169–178.
- [7] Struillou R, Alloul B. Road upgrading of encrusting Tufa in Algeria. Bull. Eng. Geol. Environ. 1984;30:465–469.
- [8] Colombier G. Tufs et encroûtements calcaires-Utilisations routières [Tuffs and limestone crusts road-applications]. Paris: Synthèse. I.S.T.E.D; 1988.
- [9] Goual I, Goual MS, Abou-Bekr N, et al. Effet de l'ajout des déchets de carrière sur les propriétés physico mécaniques du tuf de la région de Laghouat-Algérie [Effect of quarry waste on the mechanical and physical properties of tuff in the region of Laghouat-Algeria]. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics [Annals of Building and Public Works]. 2011;2:33–40.
- [10] Fenzy E. Particularity of the technical roads in the Sahara. Générale Routes Aérodr. 1966;411:57–71.
- [11] Netterberg F. Self stabilization of road bases-fact or fiction. In: Conference of Africa on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Durbin; 1975.
- [12] ANRH. Agence Nationale des Ressources Hydriques [National Agency for Hydric Resources]. Algérie; 1993.
- [13] NF P 94-093. French standard test. Determining the compaction references of material. Standard Proctor Test- Modified Proctor Test; 1999.
- [14] GTR. Guide technique. Réalisation des remblais et des couches de forme [Embankments and subgrades]. LCPC.SETRA; 1992.
- [15] C.T.T.P. Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves [Catalogue of new pavements]. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics d'Algérie; 2001.

- [16] NF P 94-056. French standard test. Reconnaissance and testing. Determination of particle size distribution. Sieving method; 1996.
- [17] NF P 94-057. French standard test. Reconnaissance and testing. Determination of particle size distribution. Sedimentation method; 1992.
- [18] NF P 94-048. French standard test. Reconnaissance and testing. Determination of carbonate content. Calcimetry method; 1996.
- [19] NF P094-068. French standard test. Soils : investigation and testing. Measuring of the methylene blue adsorption capacity of a rocky soil. Determination of the methylene blue of a soil by means of the stain test; 1998.
- [20] NF P094-051. French standard test. Soil: investigation and testing. Determination of Atterberg's limits. Liquid limit test using cassagrande apparatus. Plastic limit test on rolled thread; 1993.
- [21] NFP 94-078. French standard test. Reconnaissance and Testing. CBR Test; 1997.
- [22] NF EN 1097-2. French standard test. Tests for mechanical and physical properties of aggregates – Part 2 : methods for the determination of resistance to fragmentation; 2010.
- [23] Goual I. Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat-Application et technique routière [Thèse de doctorat] [Mechanical and hydraulic behavior a mixture of tufa and limestone sand in Laghouat region-road engineering]. Algérie: Université de Tlemcen; 2012.
- [24] Domec M, Alloul B. Construction des chaussées au Sahara [Construction of roads in the Sahara]. Rapport technique du Laboratoire central des travaux publics d'Alger; 1980.
- [25] Soulié F. Microscopic study of cohesion by capillarity in the wet granular mediums. Eur. J. Environ. Civil Eng. 2006;12:279–290.