
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Ecole Nationale Polytechnique
Laboratoire Construction Et Environnement
L'école Doctorale Ingénierie Et Environnement
Option : Construction Et Environnement

Mémoire de Magister

Présenté par :

SERIKMA MOURAD

Ingénieur d'Etat En Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA
STABILISATION PAR LA CHAUX DES TUF
GYPSEUX ET GYPSO-CALCAIRES.

Président	Mr. A. BALI	Professeur à l'ENP
Rapporteur	Mme. R. KETTAB	Maître de Conférences à L'ENP
Examineur	Mme. M. MORSLI	Maître de Conférences à L'ENP
Examineur	Mr. K. SILHADI	Maître de conférences à L'ENP

Promotion 2009

المخلص

يهدف هذا العمل إلى الدراسة التجريبية للخصائص الميكانيكية و الجيوتقنية للطف الجبسي (محصاة ذراع الديسة ولاية جيجل) و الجبس الكلسي (محصاة تلغمت ولاية الأغواط)، ومقارنتها بالمواد الأولية من أجل استعمالها في إنشاء الطرق. النقص الملحوظ في خصائص هذين الطفين جعلنا نعتمد على معالجتهم بالكلس بنسبة 3 و 6 بالمائة اللتي حسنت بلا شك خصائصهما المكانية كلمات مفتاحية: الطف الجبسي، الطف الجبس الكلسي، الصلابة، الكلس، الغمر.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier expérimentalement les caractéristiques mécaniques et géotechniques des tufs gypseux (carrière de Draa Dissa wilaya de Jijel) et gypseux calcaires (carrière de Telghemet wilaya de Laghouat) et de les comparer à celles des graves pour évaluer leurs substitutions dans la réalisation des routes. L'insuffisance des performances des ces tufs nous a amené à les stabilisés et les traités par la chaux avec des incorporations de 3% et 6% qui a certainement amélioré leurs performances.

Mots clés : tuf gypseux, tuf gypseux calcaire, durcissement, chaux, immersion, graves,

Abstract

The aim of this project is an experimental study of mechanical and geotechnical gypseous tuff (Draa Dissa of Jijel quarry) and gypseous calcareous (Telghemet of Laghouat quarry) characteristics. After, we compare them to the gravels in order to evaluate their substitutions in roads and runways realisation. The performance lack of these tuffs conduct us to stabilise them by treating them with lime additive, an average rate between 3% and 6% has done good improvement of their performances.

Key words: gypseous tuff, gypseous calcareous tuff, hardening, lime, gravels, immersion.

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier comme il se doit ALLAH c'est grâce à lui que ma thèse a été réalisée.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice de thèse Madame R.KETTAB, docteur d'état et chef de département de Génie Civil à l'ENP, pour le suivi qu'elle m'a accordé, ses conseils, ses idées, sa motivation, ainsi que ces orientations qui m'ont été de grande utilité dans tout le long de ce travail.

J'exprime ma gratitude envers tout le personnel de C.T.C EST Agence de Bejaia (Contrôle Technique de Construction) dont : M.MEZIAN le chef d'agence pour sa bonne humeur et sa passion de la recherche scientifique, M.MEKHLOUFI pour son écoute et ses services, M.Saidani pour son aide bibliothécaire précieuse, M.BOUCHTOUT le chauffeur de l'agence qui ma transporter le tuf de Jijel aux laboratoires ainsi que tous les autres collègues pour leurs encouragements.

Je ne saurais remercier l'équipe du Laboratoire National d'Habitation de l'EST (L.N.H.C Agence de Bejaia), personnels, ingénieurs et techniciens qui m'ont grand ouvert leurs portes, en particulier, l'ingénieur principal Monsieur Nassim DEBABI, les Technicien Kamel,Idir,le Directeur M.LAZIZI et chef d'agence M.BOUZEKRI, qui n'ont pas hésité d'apporter leurs précieuses aides morales et techniques.

Je remercie aussi Madame LAZOUNI chef de département de géotechnique au Laboratoire de Construction et Travaux Publiques (LCTP) pour sa prise en charge pour les essais de triaxial.

Un grand merci aussi à Mourad ARIOUAT Ingénieur au Travaux Neufs de SONATRACH et toute l'équipe de la mission effectuer pour le suivi du gazoduc de Hassi R'mel pour les bons moments qu'on a passé et de m'avoir transport le tuf de Laghouat jusqu'à Bejaia.

Je remercie chaleureusement mes collègues de bureau (CTC EST) BELHAMEDI Nouredine, TAMENDJARI Mohand et BOUSSELA Liamine ils m'ont apporté beaucoup de bonne humeur et ont toujours su répondre présent à mes appels à l'aide. Je n'oublie le chef de service REDOUAN Moussa qui a toujours les mots qu'il faut pour détendre.

Je remercie également les membres de jury d'avoir accepter d'examiner et d'évaluer mon travail.

Un grand merci à tous mes amis pour avoir su me rendre la vie plus agréable. Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail trouvent ici l'expression de mes profonds remerciements.

Je souhaite enfin vivement remercier mes parents qui m'ont toujours beaucoup soutenu et aidé.

TABLE DES MATIERES

NOTATION

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I

LA GEOLOGIE DES TUFES

1.1	Définition des tufs.....	4
1.1.1	Définition générale.....	4
1.2	Les encroûtements calcaires.....	4
1.2.1	Définition.....	4
1.2.2	Répartition dans le monde.....	4
1.2.3	Formation des encroûtements calcaires.....	5
1.2.3.1	Les idées anciennes.....	6
1.2.3.2	Les idées récentes.....	6
1.2.3.3	hypothèses de formation.....	8
1.3	Les encroûtements gypseux.....	11
1.3.1	Introduction.....	11
1.3.2	Extension géographique des encroûtements gypseux.....	11
1.3.3	Le gypse.....	11
1.3.3.	Origines.....	12
1.3.4	Formation des encroûtements gypseux.....	12
1.3.5	Les sables gypseux.....	13
1.4	Les encroûtements mixtes.....	13
1.5	Recherche et exploitation des gisements.....	14
1.5.1	Recherche d'un gisement.....	14
1.5.2	Prospection.....	15
1.5.3	Exploitation d'un gisement.....	15
1.5.3.1	Découverte.....	15
1.5.3.2	Extraction.....	15
1.6	Utilisation des tufs en constructions routières.....	15
1.6.1	Les tufs calcaires.....	16
1.6.1.1	Assises de chaussées.....	16
1.6.1.2	Remblais.....	17
1.6.2	Les tufs gypseux.....	17
1.6.3	Les tufs gypseux calcaires.....	17
1.7	Essais géotechniques réalisés sur les tufs.....	17
1.7.1	Analyse granulométrique.....	17
1.7.2	limites d'Atterberg.....	17
1.7.3	Essai d'équivalent de sable.....	18
1.7.4	Essai au bleu de méthylène.....	18
1.7.5	Teneur en calcaire et en gypse.....	18
1.7.6	Résistance aux chocs et à l'abrasion.....	19

1.7.6.1	Essai los angles.....	19
1.7.6.2	Essai micro Deval humide.....	19
1.7.7	Essais de comportement.....	20
1.7.7.1	Essai Proctor modifié.....	20
1.7.7.2	Essai CBR.....	20
1.7.7.3	Essai de résistance à la compression simple.....	20
1.8	Conclusion.....	21

CHAPITRE II

LES DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES SOLS

2.1	Le sol matériau de construction impose.....	23
2.2	Stabilisation des sols.....	23
2.2.1	Généralités.....	23
2.3	Traitement des sols a la chaux.....	24
2.3.1	Principe.....	24
2.3.2	L'action de la chaux.....	25
2.3.3	Domaine d'utilisation.....	26
2.3.3.1	Les terrassements.....	26
2.3.3.2	Les assises de chaussées.....	26
2.3.4	Épandage de la chaux.....	26
2.3.5	Malaxage de la chaux.....	26
2.4	Traitement au ciment.....	27
2.4.1	Principe.....	27
2.4.2	Domaine d'utilisation.....	27
2.4.3	Dosage en ciment.....	27
2.4.4	Conseils de mise en œuvre.....	27
2.4.4.1	Conditions climatiques.....	27
2.4.4.2	Malaxage.....	27
2.4.4.3	Délai de mise en œuvre.....	28
2.4.4.4	Compactage.....	28
2.4.4.5	Réglage et compactage final.....	29
2.5	Traitement mixte (à la chaux et au ciment).....	29
2.5.1	Limites d'utilisation.....	29
2.6	Traitement des sols à la chaux et aux cendres volantes.....	30
2.6.1	Mécanisme de la réaction entre la chaux et les cendres volantes.....	31
2.6.2	Types de cendres volantes.....	32
2.6.3	Types de sols.....	32
2.6.4	Propriétés et quantités de chaux et de cendres volantes.....	32
2.6.5	Relation humidité –densité- résistance.....	32
2.6.6	Effet de la puissance de compactage.....	33
2.6.7	Effet de la température de traitement.....	33
2.6.8	Effet de délai de compactage après l'addition de l'eau.....	33
2.6.9	Effet de l'addition de produits chimiques.....	33
2.6.10	Evaluation comparative.....	34
2.7	Stabilisation par ajout de sable.....	34
2.7.1	Stabilisation d'argiles gonflantes.....	34

2.8	Stabilisation par solutions salines.....	36
2.8.1	Action de différents types des sels sur les caractéristiques des sols.....	37
2.9	Stabilisation par des produits organiques.....	38
1.10	Conclusions.....	39

CHAPITRE III

STABILISATION DES TUFS PAR LA CHAUX

3.1	La chaux, un matériau très ancien.....	41
3.2	Qu'est-ce que la chaux.....	41
3.2.1	Les types de la chaux.....	42
3.3	Pourquoi la chaux ?.....	42
3.3.1	Justification économique.....	42
3.3.2	Justification technique.....	43
3.3.3	Justification écologique.....	43
3.4	Les paramètres importants de la chaux de.....	43
3.4.1	La réactivité.....	43
3.4.2	La chaux disponible.....	44
3.4.3	La granulométrie.....	45
3.5	Stabilisation des tufs a la chaux.....	46
3.5.1	Méthodologie du traitement et exécution des couches de forme.....	46
3.5.1.1	Introduction.....	46
3.5.1.2	Evaluations de l'aptitude du sol au traitement.....	47
3.5.2	Les différentes phases de traitement.....	47
3.5.2.1	Phase de déshydratation.....	47
3.5.2.2	Phases de réaction avec l'argile.....	48
3.5.2.3	Phase à plus long terme.....	48
3.5.2	Méthodes de traitement et précautions d'emploi.....	49
3.5.3	Application des tufs traites en construction routière.....	49
3.6	Organisation générale des chantiers.....	50
3.6.1	La préparation initiale du sol.....	51
3.6.2	Fabrication du mélange.....	51
3.6.3	Réglage.....	53
3.6.4	Compactage.....	54
3.6.5	Cloutage.....	55
3.6.6	Protection superficielle.....	55
3.7	Conclusion.....	57

CHAPITRE IV

IDENTIFICATION DES TUFS

4.1	Présentation des échantillons.....	59
4.1.1	Carrière de Draa Dissa.....	59
4.1.2	Carrière de Telghemt.....	59
4.2	Identification géotechnique.....	60

4.2.1	Analyse granulométrique.....	60
4.2.1.1	Analyse granulométrique par tamisage.....	60
4.2.1.2	Analyse sédimentométrique.....	60
4.2.2.	Qualité des fines.....	61
4.2.2.1	Les limites d'Atterberg.....	61
4.2.2.2	Equivalent de sable.....	63
4.2.2.3	Essai au bleu de Méthylène.....	64
4.2.3	Teneur en Carbonate de Calcium ($CaCO_3$).....	66
4.2.4	Teneur en gypse ($CaSO_4$).....	67
4.2.5	Teneur en Sulfate (SO_4^{-2}).....	67
4.2.6	Essai de compactage et de portance.....	68
4.2.6.1	Essai Proctor Modifié.....	68
4.2.6.2	Essai CBR.....	70
4.3	Conclusion.....	73

CHAPITRE V

COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUFES NATURELS

5.1	Introduction.....	75
5.2	Comportement sous chargement statique.....	75
5.2.1.	Introduction à la rhéologie des milieux granulaires non liés.....	75
5.2.1.1	Rappel des comportements rhéologiques.....	76
a.	Comportement élastique.....	76
b.	Comportement viscoélastique.....	76
c.	Comportement élasto-plastique.....	77
d.	Comportement viscoplastique.....	77
5.3	Comportement des tufs sous chargements statiques.....	78
5.3.1	Introduction.....	78
5.3.2	Présentation de l'essai.....	78
5.3.2.1	Evolution de la déformation axiale.....	80
5.3.3	Présentation des résultats.....	81
5.3.4	Stade de la rupture.....	85
5.3.5	Comparaison avec d'autres matériaux.....	89
5.4	Conclusion.....	91

CHAPITRE VI

AUTO-STABILISATION ET TRAITEMENT DES TUFES A LA CHAUX

6.1	Auto-stabilisation.....	93
6.1.1	Introduction.....	93
6.1.2	Résultats bibliographiques.....	93
6.1.3	Évolution du durcissement.....	93
6.1.4	Étude du mécanisme de durcissement.....	94
6.1.5	Étude du durcissement au laboratoire.....	95

6.1.5.1	Évolution de la résistance à la compression et à la traction en fonction de l'âge.....	95
6.1.5.2	Influence de l'immersion.....	99
6.2	Traitement des tufs a la chaux.....	102
6.2.1	Introduction.....	102
6.2	Traitement des tufs a la chaux.....	103
6.2.2	Stabilité immédiate.....	104
6.2.3	Performances mécaniques.....	105
6.2.4	Influence des paramètres de formulation sur les performances mécaniques.....	108
6.2.5	Influence de l'immersion sur le comportement mécanique des tufs traités.....	109
6.2.6	Influence de l'immersion sur la teneur en eau.....	111
6.3	Études comparatives avec d'autres matériaux sous différents procédés de traitement.....	112
6.4	Conclusion.....	114

CONCLUSION GENERALE.....	115
---------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

#

NOTATION

C	: Terme de cohésion
E	: Module de Young
ES	: Equivalent de sable
Es	: Module sécant
GNT	: Grave non traitée
ICBR	: Indice Portant Californien (Californian Bearing Ratio)
Ip	: Indice de plasticité
L.A	: Coefficient Los Angeles
M.D.E	: Coefficient Micro - Deval en présence de l'eau
OPM	: Optimum Proctor modifié
P	: Contrainte moyenne $(\sigma_1 + 2 \sigma_3) / 3$
q_f	: Charge maximale $(\sigma_{1max} - \sigma_3)$
RN	: Route Nationale
Rc	: Résistance à la compression simple
R_{tb}	: Résistance à la traction par fendage
V.B	: Valeur au bleu de méthylène
w	: Teneur en eau exprimée en %
WI	: Limite de liquidité
W_{opm}	: Teneur en eau optimale Proctor modifié
Wp	: Limite de plasticité
γ_{dmax}	: Densité sèche optimale de l'essai Proctor modifié
ε	: Déformation axiale (en %)
ε₉₅	: Déformation correspondant à 95% de la charge de rupture
σ	: Contrainte normale
τ	: Contraintes de cisaillement
φ	: Angle de frottement
#	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

LA GEOLOGIE DES TUFS

Figure 1.1	Répartition des encroûtements calcaires dans le monde.....	5
Figure 1.2	Schéma de circuit de la formation des tufs calcaires (Ben Dhia, 1983).....	10
Figure 1.3	Classification des encroûtements calcaires d'après Ruellan (1976).....	10
Figure 1.4	Profil d'un encroûtement gypseux selon Horta (1979).....	13
Figure 1.5	Répartition des encroûtements en Algérie	14
Figure 1.6	Différentes classes de dureté (SETRA – LCPC, 1981).....	19

CHAPITRE II

LES DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES SOLS

Figure 2.1	Route en cours de stabilisation.....	23
Figure 2.2	Variation de la teneur en eau par ajout de la chaux.....	24
Figure 2.3	Procédé d'Incorporation de la chaux.....	26
Figure 2.4	Incorporation de ciment	28
Figure 2.5	La variation du potentiel du gonflement en fonction des pourcentages des cendres volcanique et du temps, pour de deux sols.....	30
Figure 2.6	Effet des cendres volantes et du temps traitant sur les valeurs de pression de gonflement de deux sols	30
Figure 2.7	Potentiel maximum du gonflement et le nombre des cycles pour le retrait total.....	35
Figure 2.8	Courbes de compactage des différents mélanges à l'énergie Proctor modifié (Morsli ,2007).....	36
Figure 2.9	Diminution de la limite de liquidité de la bentonite en fonction de la concentration des cations monovalents.....	37
Figure 2.10	Variation du gonflement en fonction du temps en présence du CaCl ₂ de l'argile.	38

CHAPITRE III

STABILISATION DES TUFS PAR LA CHAUX

Figure 3.1	Test de réactivité.....	44
Figure 3.2	Mesure de la chaux disponible.....	45
Figure 3.3	Test de granulométrie.....	46
Figure 3.4	Schéma du mécanisme observé lors du traitement.....	49
Figure 3.5	Opérations élémentaires intervenant dans l'exécution d'une couche de forme en sol traité (LCPC-SETRA, 2000).....	50
Figure 3.6	Homogénéisation par constitution de dépôts provisoires.....	51
Figure 3.7	Epandeur moderne équipé d'un dispositif de variation de la largeur d'épandage (GTS, 2000).....	52
Figure 3.8	Pulvérisateurs de sol à arbre horizontal munis de pioches (GTS, 2000).....	52
Figure 1.9	Arroseuse de grande capacité (supérieur à 80 m ³).....	53

Figure 3.10	Vue d'ensemble d'une centrale de fabrication du mélange.....	53
Figure 3.11	Planche d'essai en tuf traité préparé en centrale (l'Autoroute Est-ouest, tronçon Oued Tlelat - Sig).....	53
Figure 3.12	Etat de la plate-forme après rabotage avec la raboteuse (reprise et évacuation du matériau raboté, GTS, 2000).....	54
Figure 3.13	Compactage par l'utilisation de rouleaux vibrants à pieds.....	54
Figure 3.14	Cloutage avec des gravillons concassés compactés à l'aide des rouleaux lisses.....	55
Figure 3.15	Exemple de protection superficielle lourde.....	55
Figure 3.16	Différentes protections superficielles pouvant être appliquées sur une couche de forme en sol traité (LCPC-SETRA, 2000).....	56

CHAPITRE IV

IDENTIFICATION DES TUFES

Figure 4.1	Prélèvement d'échantillons de Tuf de Draa Dissa.....	59
Figure 4.2	Prélèvement d'échantillons de Tuf de Telghemt.....	59
Figure 4.3	Courbes granulométriques des tufs de Telghemt et de Draa Dissa.....	61
Figure 4.4	Classifications des tufs étudiés selon l'abaque de Casagrande.....	62
Figure 4.5	Organigramme de l'essai au bleu.....	64
Figure 4.5	Courbe Proctor modifié de tuf de Draa Dissa.....	69
Figure 4.6	Courbe Proctor modifié de tuf de Telghemt.....	69
Figure 4.7	Variation de la force du piston en fonction de son enfoncement (Immédiat).....	71
Figure 4.8	Variation de l'indice CBR (immédiat et imbibé) en fonction de la densité sèche.....	72

CHAPITRE V

COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUFES NATURELS

Figure 5.1	Courbe contrainte-déformation d'un sol.....	75
Figure 5.2	Comportement élastique.....	76
Figure 5.3	Comportement viscoélastique.....	76
Figure 5.4	Comportement élasto-plastique.....	77
Figure 5.5	Comportement viscoplastique.....	77
Figure 5.6	Cellule triaxial.....	78
Figure 5.7	Appareillage de l'essai triaxial.....	79
Figure 5.8	Eprouvettes de tufs pour essai triaxial ($\varnothing = 3.5$; $h = 7\text{cm}$).....	80
Figure 5.9	Eprouvette soumise au champ de contrainte triaxial.....	80
Figure 5.10	Courbe contrainte- déformation.....	81
Figure 5.11	Courbe contraintes – déformations du tuf de Telghemt.....	82
Figure 5.12	Courbe contraintes – déformations du tuf de Draa Dissa.....	82
Figure 5.13	Relation contrainte déformation.....	83

Figure 5.14	Variation de la déformation ε_{95} en fonction de la contrainte latérale σ_3	85
Figure 5.15	Courbe intrinsèque du tuf de Telghemt	86
Figure 5.16	Courbe intrinsèque du tuf de Draa Dissa	86
Figure 5.17	Représentation du critère de Coulomb dans le plan (p, q)	87
Figure 5.18	Influence de la contrainte moyenne P_f sur le module sécant E_S	88
Figure 5.19	Courbes intrinsèques des deux tufs et de graves.....	91

CHAPITRE VI

AUTO-STABILISATION ET TRAITEMENT DES TUF S A LA CHAUX

Figure 6.1	Eprouvette de tuf soumise à l'essai de compression.....	95
Figure 6.2	Schémas d'essai de traction au laboratoire.....	96
Figure 6.3	Eprouvette de tuf soumise à l'essai de traction par fendage.....	96
Figure 6.4	Evolution de la résistance à la compression R_c des deux tufs en fonction de la durée de conservation.....	97
Figure 6.5	Evolution de la résistance à la traction R_t en fonction de la durée de conservation.....	98
Figure 6.6	Rapport de la résistance de traction à la résistance de compression aux différents âges de conservation	99
Figure 6.7	Evolution de durcissement pour deux écrasements successifs des deux.....	99
Figure 6.10	Eprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche) Après 5mn d'immersion.....	102
Figure 6.10	Eprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche) Après 65 jours de conservation.....	102
Figure 6.10	Eprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche) Après 20 secondes d'immersion.....	102
Figure 6.11	Schéma de conduite d'une étude de formulation.....	103
Figure 6.12	Variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux.....	104
Figure 6.13	Evolution de la R_c en fonction de l'âge (tufs traités à la chaux).....	105
Figure 6.14	Evolution de la R_t en fonction de l'âge (tufs traités à la chaux).....	105
Figure 6.15	Evolution dans le temps de l'accroissement relatif des résistances à la compression dû à l'ajout de chaux.....	106
Figure 6.16	Influence des paramètres de formulation sur la résistance à la compression après 45jours.....	108
Figure 6.17	Effet de l'immersion sur la résistance à la compression des tufs traités à la chaux	111
Figure 6.18	Evolution de la teneur en eau en fonction de la durée d'immersion des tufs traités à la chaux.....	112
Figure 6.19	Evolution de la résistance à la compression des tufs et de graves après traitement	113
Figure 6.20	Evolution de la résistance à la traction des tufs et de graves après traitement	113

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

LA GEOLOGIE DES TUFS

Tableau 1.1 Classification d'encroûtements proprement dits (Ruellan, 1976).....	8
Tableau 1.2 Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de fondation en Algérie.....	16
Tableau 1.3 Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de base en Algérie.....	16
Tableau 1.4 Critères d'utilisation des tufs calcaires en remblais en Algérie.....	17
Tableau 1.5 Evolution de la résistance à la compression des tufs de la région d'Oran en fonction de l'âge de conservation à l'air libre.....	21

CHAPITRE III

STABILISATION DES TUFS PAR LA CHAUX

Tableau 3.1 Caractéristiques de la chaux de traitement des sols.....	46
Tableau 3.2 Critères retenus pour l'adaptation d'un sol au traitement	47

CHAPITRE IV

IDENTIFICATION DES TUFS

Tableau 4.1 Résultats de l'analyse granulométrique des matériaux étudiés.....	60
Tableau 4.2 Limites d'Atterberg.....	62
Tableau 4.3 Valeurs de l'Equivalent de sable ES.....	63
Tableau 4.4 Spécification de ES pour la construction des chaussées.....	63
Tableau 4.5 Valeurs des coefficients V_B des échantillons étudiés.....	64
Tableau 4.6 Classification des sols d'après Philipponnat(1997).....	65
Tableau 4.7 Teneurs en carbonate de calcium W_{CaCO_3}	66
Tableau 4.8 Classification du sol en fonction de W_{CaCO_3} (%).....	67
Tableau 4.9 Teneur en gypse (%).....	67
Tableau 4.10 Teneur en sulfate $W_{SO_4^{2-}}$ (%).....	68
Tableau 4.11 Caractéristiques de compactage pour quelques matériaux routiers Gandil, 1988).....	70
Tableau 4.12 Caractéristiques de compactage et de portance.....	71

CHAPITRE V

COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUF S NATURELS

Tableau 5.1 Caractéristiques des courbes contraintes- déformations du tuf Telghemt.....	84
Tableau 5.2 Caractéristiques des courbes contraintes- déformations du tuf Draa Dissa.....	84
Tableau 5.3 Valeurs des constante k et n pour les tufs de Telghemt et Draa Dissa.....	88
Tableau 5.4 Récapitulatif des valeurs des constantes de différents matériaux.....	89
Tableau 5.5 Influence de la contrainte de confinement sur la déformabilité.....	90

CHAPITRE VI

AUTO-STABILISATION ET TRAITEMENT DES TUF S A LA CHAUX

Tableau 6.1 Rapport des deux résistances (compression et traction) des deux tufs étudiés aux différents âges de conservation.....	97
Tableau 6.2 Gain de résistance après conservation.....	97
Tableau 6.3 Rapport de la résistance de traction à la résistance de compression des matériaux étudiés aux différents âges de conservation.....	98
Tableau 6.4 Caractéristiques de compactage et de portance des mélanges tufs-chaux	104
Tableau 6.5 Résistance à la compression et à la traction des matériaux étudiés traités après 45jours de conservation.....	107
Tableau 6.6 Gain de résistance à la compression des matériaux étudiés traités après 45jours de conservation.....	107
Tableau 6.7 Résistances à la compression et à la traction des deux matériaux traités après 28 jours.....	109
Tableau 6.8 Valeurs de résistance à la traction après immersion des tufs traités à la chaux	102

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Le 20^{ème} siècle a été marqué par le développement des infrastructures routières dans le monde, ce qui a nécessité un grand besoin en matériaux de chaussées qui à leur tour devaient répondre à certains critères géotechniques tels que la dureté, la granulométrie, la propreté,...etc.

Un corps de chaussée traditionnel comprend en général des graves ; malheureusement ces matériaux ne sont pas disponibles dans certaines régions. De là est née la nécessité de l'usage de matériaux locaux qui ne coûtent pas cher et qui ont prouvé leur efficacité dans la construction routière.

En Algérie, vers les années 50, l'utilisation des tufs s'est développée énormément, par exemple la reconstruction de la RN6 au sud de Saida, la construction de la RN1 entre Médéa et Laghouat, la construction de la RN4 en Oranie. Tous ces travaux ont montré la bonne compactibilité et traficabilité de ce matériau.

Grâce à la performance des chaussées en tufs, les ingénieurs de l'époque Fenzy, Fonkenel, et Ponton, ont montré un grand intérêt envers les tufs grâce à la bonne performance des chaussées ; ils ont cherché à trouver des règles de choix et d'usage des encroûtements (MATTAI M 2008).

L'utilisation des tufs en construction routière est très rependue actuellement. De plus, les ingénieurs encouragent cet usage par des recherches sur la bonne connaissance géologique et géomécanique de ce matériau.

Le présent travail constitue une contribution aux recherches visant le comportement mécanique de différents types de tuf et l'apport d'un éventuel traitement par la chaux.

Deux tufs ont été utilisés : un tuf gypseux du nord de l'Algérie extrait de la carrière de Draa Dissa Commune de Texana wilaya de Jijel et un tuf gypso-calcaire du sud extrait de la carrière de Telghemt de Hassi R'mel wilaya de Laghouat.

Le premier volet, qui est la recherche bibliographique comporte trois chapitres ; il est consacré aux définitions, à la genèse, à la prospection et leurs emplois en construction routière. Il s'est intéressé particulièrement à leur traitement des tufs et aux résultats des essais géotechniques sur des tufs de différentes origines.

INTRODUCTION GENERAL

Le deuxième volet, expérimental, présente dans son premier chapitre les résultats d'essais d'identification géotechniques sur les deux tufs pour permettre de les classer selon certaines propriétés et caractéristiques.

Le deuxième chapitre vise le comportement mécanique des tufs étudiés sous l'effet des charges statiques à jeune âge et détermine les charges supportables avec une comparaison avec des matériaux déjà étudiés.

Le troisième chapitre met en évidence l'influence du traitement et du durcissement sur le comportement mécanique des tufs. Les résultats d'essais effectués montrent l'évolution des caractéristiques mécaniques des tufs avec et sans traitement.

Le volet expérimental a été réalisé en laboratoires L.N.H.C Agence de Bejaia, L.C.T.P de Hussein Dey et le laboratoire de C.T.C EST Agence de Bejaia.

Chapitre 1

La Géologie Des Tufs

CHAPITRE I

LA GEOLOGIE DES TUFES

Les formations appelées dans le langage courant *tufs*, sont en vérité des encroûtements calcaires, gypseux ou mixtes, vraisemblablement sous l'influence du mot du latin *tofus* qui désigne roche non homogène poreuse, souvent pulvérulente.

Les études relatives aux encroûtements, menées par les pédologues, géologues, et géotechniciens remontent à plus d'un siècle. La définition donnée pour chaque type d'encroûtements et les hypothèses avancées pour expliquer la genèse de ces formations dépendent de la spécialité de l'auteur.

1.1 DEFINITION DES TUFES

1.1.1 Définition générale

Le mot tuf du latin *tofus* est défini par le Dictionnaire HACHETTE encyclopédique illustré (1997) page 1685 :

« Roche non homogène poreuse, souvent pulvérulente, soit d'origine sédimentaire (tuf calcaire), soit d'origine éruptive (tuf volcanique), agrégat qu'on trouve sous forme de strates grossières, souvent sous une mince couche de terre »

Les tufs se regroupent en trois catégories : (Ben Dhia, 1983)

- Les tufs calcaires ;
- Les tufs gypseux ;
- Les tufs mixtes.

1.2 LES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES

1.2.1 Définition

Selon la spécialité de l'auteur (géologue, pédologue ou géotechnicien), de nombreuses définitions ont été données aux encroûtements calcaires.

Parmi les définitions proposées, on peut retenir celle donnée par A.J.GOUDIE (cité par Colombier, 1988) :

« 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 ou moins grande de sol, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration ».

1.2.2 Répartition dans le monde

Les encroûtements calcaires se trouvent essentiellement dans les régions arides est semi-arides au relief relativement plat, dont l'inclinaison des terrains ne dépasse pas 0.25%.

Ces conditions nécessaires à leur formation se rencontrent notamment dans les régions suivantes (figure 1.1).

En Amérique

Ce sont les hautes plaines des Etats-Unies allant du Texas à la Californie, celles du Mexique et celles de l'Argentine centrale.

En Afrique

Ce sont les (Hamada), haut plateaux de l'Afrique du nord, la plaine de Djefara et le bassin de Ben Gazi en Libye, les dépressions du nord du Kenya, les steppes de la Tanzanie, les plateaux de la Somalie, les vallées de Botswana et d'Afrique du sud, les zones sèches de Madagascar et du Mozambique, la Namibie et l'Angola.

Au Moyen-Orient

On rencontre les encroûtements calcaires au Liban, en Syrie, en Jordanie, dans les pays du Golfe Persique et en Inde dans les régions de Delhi et de New Delhi.

En Australie

On trouve les encroûtements calcaires dans les plaines littorales.

En Europe

Les encroûtements calcaires sont peut abondants sauf dans certaines régions méditerranéennes et notamment en Espagne.

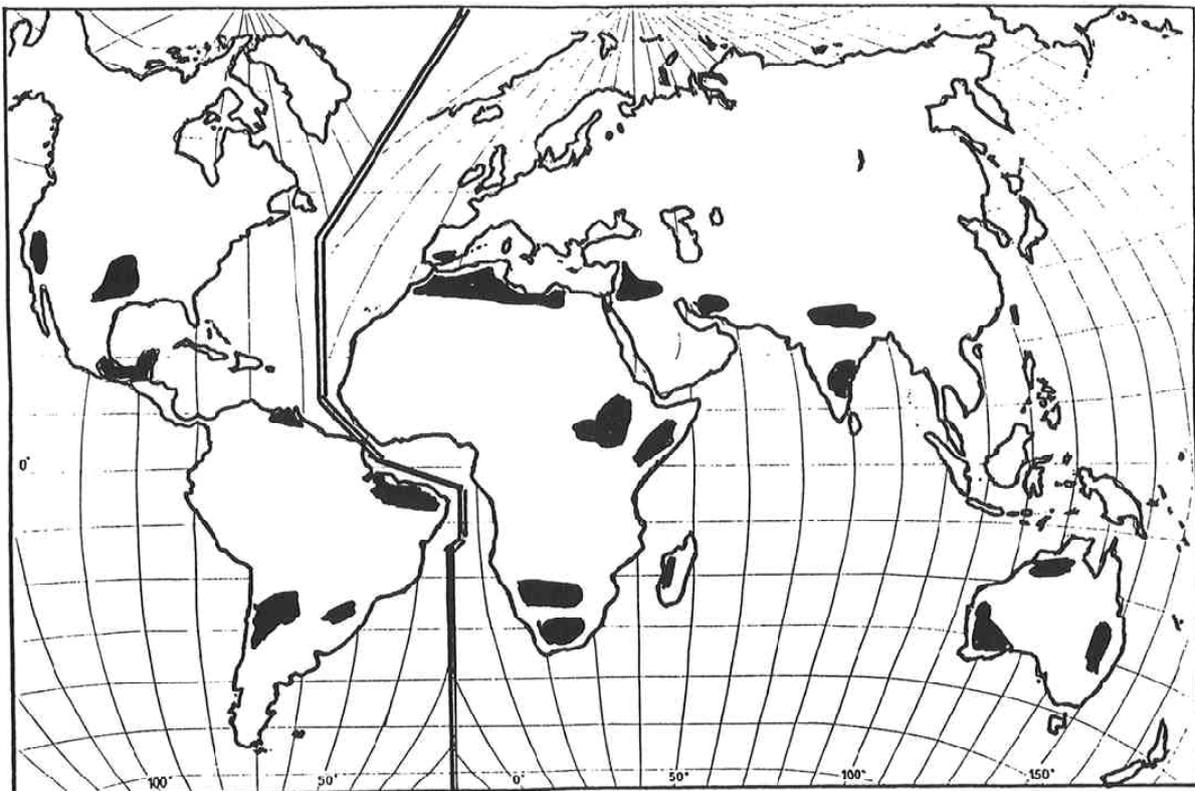


Figure 1.1 Répartition des encroûtements calcaires dans le monde.

1.2.3 Formation des encroûtements calcaires

La formation des encroûtements calcaires correspond à certaines conditions climatiques critiques. Pour que les sols s'encroûtent de manière appréciable, les précipitations doivent être capables de solubiliser des quantités importantes de carbonates, sans toutefois excéder un certain seuil au-delà duquel elles pourraient emporter la totalité ou la majeure partie de ces carbonates vers les bassins marins ou lacustres.

Ces conditions climatiques peuvent être illustrées par le climat qui règne dans les zones méditerranéennes subhumides et semi-arides (Horta, 1979).

1.2.3.1 Les idées anciennes

L'étude pédologie a abouti à une restauration heureuse des sols encroûtés. Nous citons certaines idées venant de plusieurs pédologues : (Alloul, 1981)

- **RENOU (1848)** : a consacré l'usage du terme croûte que c'est un enduit de surface qui recouvre tous les terrains, surtout les terrains d'eau douce et qui suit toutes les ondulations de la surface
- **LUDOVIC (1852)** : définit cette formation comme étant un calcaire terreux qui recouvre une grande partie de l'Algérie comme un immense linceul blanc.
- **POMEL (1883) et PERVINQUIE (1903)** : ont vu dans la croûte une incrustation stalagmitique due à l'évaporation des eaux remontant par capillarité.
- **DURAND (1963)** : distingue plusieurs sortes de croûtes :
 - Les croûtes zonières ;
 - Les formations pulvérulentes calcaires ;
 - Les encroûtements ;
 - Les nodules.

a. Les croûtes zonières : la croûte zonière se serait formée par dépôt calcaire, précipité au sein d'une nappe d'eau chargée de bicarbonate de calcium ruisselant en nappe sur des pentes douces favorisant son étalement et l'évasion du gaz carbonique. Ce ruissellement était intermittent et permettait aux feuillettes de croûtes de durcir par exposition à l'air.

b. Les formations pulvérulentes : c'est un calcaire pulvérulent blanc à fort pourcentage en carbonate de chaux, comportant des granules plus durs et parfois surmontés par une fine pellicule zonière.

c. Les encroûtements : ce sont des formations côtières sableuses à ciment calcaire.

d. Les nodules : ce sont des amas de calcaires pouvant être farineux. Se retrouvent soit dans le calcaire pulvérulent soit à l'air libre.

Ils proviendraient du lessivage du calcaire des horizons supérieurs. Le dépôt se ferait lorsque le milieu deviendrait moins perméable.

1.2.3.2 Les idées récentes

Que se soit dans les formations alluviales et colluviales ou dans les horizons pédologiques qui se développent au sommet de ces formations, le calcaire peut être individualisé de trois façons différentes:

- Distribution diffusée ;
- Distribution discontinues ;
- Distribution continues.

a. Distribution diffusée

Dans ces horizons le calcaire n'est pas visible à l'œil nu.

Elles sont de dimensions égales ou inférieures au millimètre et distribuées au hasard dans le sol. La couleur du sol n'est pas modifiée par la présence très faible du calcaire.

b. Distribution discontinue

La concentration du calcaire est visible à l'œil nu sous forme de veines très fines ou sous forme d'amas ou moins durs.

c. Distribution continue

Lorsque la concentration en calcaire se poursuit (teneur en carbonate de calcium CaCO_3 supérieur 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.

On distingue selon la classification de Ruellan (tableau 1.1)

- Les encroûtements non feuilletés

- 1) Encroûtements massifs : d'aspect crayeux et de couleur homogène.
- 2) Encroûtements nodulaires : ce sont des nodules durs pris dans une gangue calcaire.

- Les encroûtements feuilletés

Ce sont des concentrations continues ; la concentration en calcaire diminue du sommet à la base. Les encroûtements feuilletés correspondent à la coupe proposée pour un encroûtement mûr.

Tableau 1.1: Classification d'encroûtements proprement dits (Ruellan, 1976.)

Dénomination		Description	Teneur en CaCO ₃ (%)	Épaisseur	Rapports mutuels
Encroûtements non feuilletés	Encroûtement massif	Structure massive ou polyédrique	> 60	0.3 - 2 m	Sous les encroûtements non feuilletés, il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules
	Encroûtement nodulaire	Structure nodulaire et polyédrique			
Encroûtements feuilletés	Croûtes	Feuillets superposés et discontinus d'encroûtement massif ou nodulaire d'épaisseur à centimétrique croissant du bas en haut	> 70	QLQ cm à > 1m	Sous les croûtes, il y a presque toujours des encroûtements non feuilletés. Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent
	Dalles compacte	Feuillets de croûte pétrifiés, épaisseur de quelques centimètres à plusieurs décimètres			

1.2.3.3 Hypothèses de formation

Depuis près d'un siècle, la question de l'origine de ses formations ne cesse d'alimenter les controverses ; différentes hypothèses furent émises, dont la plus possible et celle qui recueille actuellement l'assentiment de la plus part des spécialistes est la théorie dite : (sédimentaire) et qui répond à trois questions.

- D'où vient le calcaire ?
- Comment a-t-il été transporté ?
- Comment s'est-il redéposé et mis en place ?

a) Provenance et transport du calcaire

Le calcaire, qui contribue à la formation des encroûtements calcaires, est constitué essentiellement du carbonate de calcium CaCO₃. Sa solubilité dans l'eau n'est généralement pas très élevée et dépend de plusieurs facteurs.

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 dioxyde de carbone CO_2 . Cette eau produit un acide carbonique selon la relation chimique suivante :



L'acide carbonique ainsi formé donne lieu à la dissolution du calcaire :



Au total, on a l'équilibre chimique suivante:



La solubilité du carbonate de calcium $CaCO_3$ dans l'eau est d'autant plus forte que la teneur en dioxyde de carbone CO_2 est élevée et que la température est basse.

Il faut noter comme l'indique NETTERBERG (1969) (cité par Colombier, 1988) que la teneur en dioxyde de carbone CO_2 de l'eau du sol peut atteindre 1% et que le phénomène peut être accentué par la présence de micro-organismes ou de matières organiques.

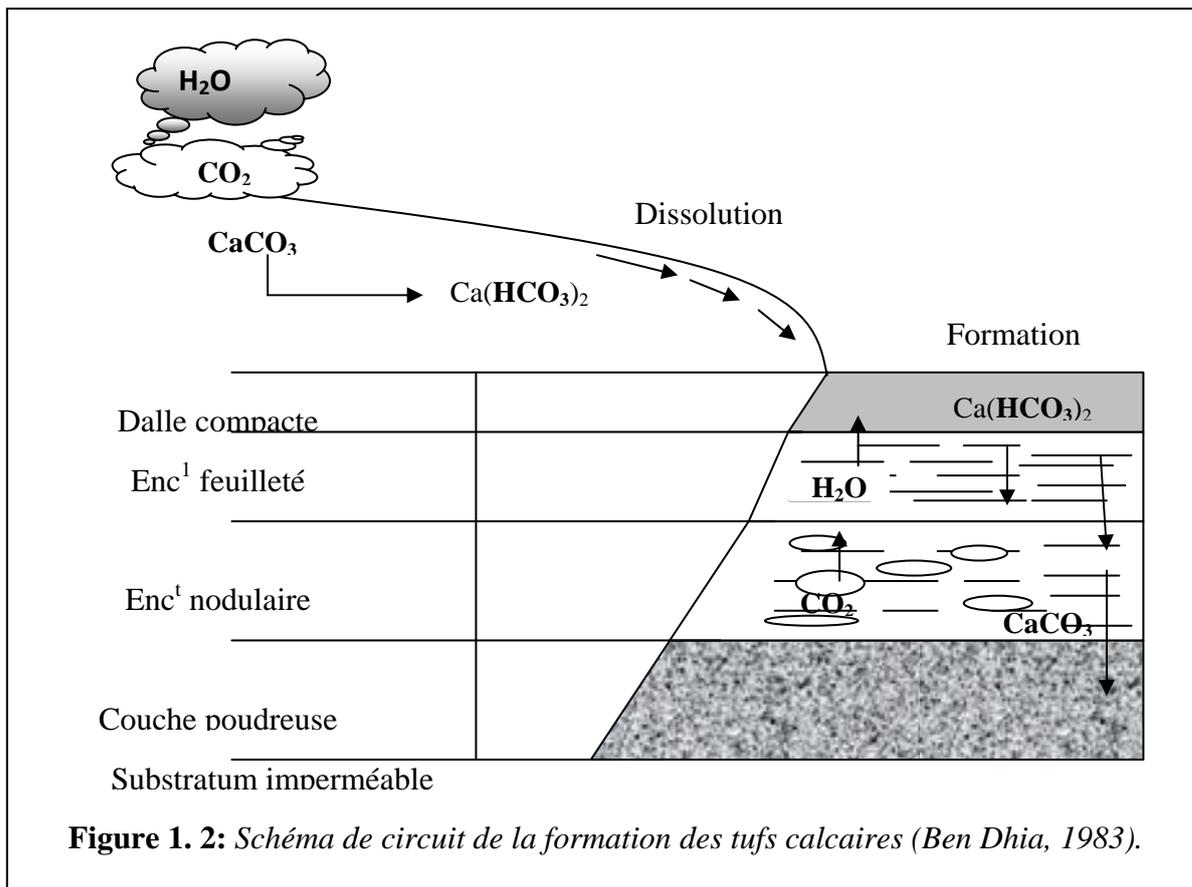
b) Dépôt de calcaire

Les particules solides se déposent par décantation ou évaporation. L'eau est plus chargée que la température est plus faible et que son mouvement est plus lent. Une fois arrivée dans une plaine ou un plateau, l'eau s'infiltré dans le sol. Pendant la saison sèche, le niveau de la nappe commence à baisser sous l'effet de l'évaporation et surtout de la végétation. A ce moment on assiste au phénomène de capillarité due à la tension superficielle reliée au potentiel capillaire. Il en résulte une dépression qui provoque le dégagement du dioxyde de carbone CO_2 dissout et par conséquent le dépôt du calcaire (Horta, 1979).

D'après NETTERBERG (1969), quand le potentiel capillaire est entre 2 et 3 on a précipitation du calcaire selon la réaction suivante :

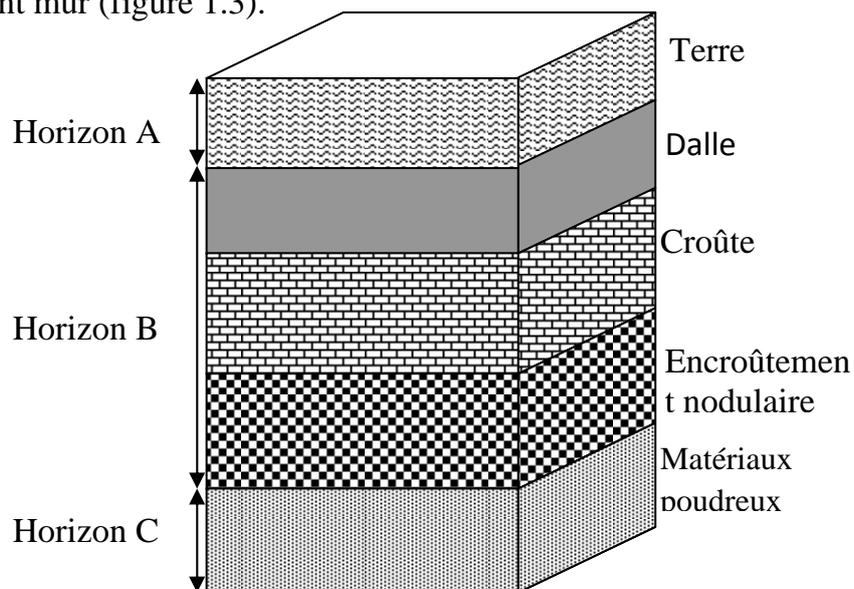


L'élévation de la température accélère la réaction sans lui être nécessaire, mais la dépression joue un rôle fondamental. Le processus de précipitation de la calcite est plus complexe que la simple évaporation du solvant ; le liant calcaire prend beaucoup de temps pour durcir et c'est pourquoi les encroûtements calcaires ne peuvent se trouver dans les endroits soumis à un lessivage fréquent et dans les terrains dont les pentes sont importantes (figure 1.2).



c) Evolution des encroûtements calcaires

Le calcaire se concentre dans un premier temps de manière discontinue sous forme d'amas friable et de nodules durs. Au fur et à mesure de dépôt, la teneur en carbonates du sol s'élève et la concentration devient continue et masque la couleur primitive du sol ; à partir de ce stade se produisent les phénomènes pédologiques qui progressivement transforment les différents horizons des sols. L'évolution finale est l'encroûtement mûr (figure 1.3).



Un sol sera passé par tous ces stades présentera un profil très différencié. On distinguera les horizons suivants :

- **Horizon A** : pauvre en calcaire c'est la terre végétale d'une épaisseur de 30 à 50 cm.
- **Horizon B** : riche en calcaire (40 à 90 %) d'une épaisseur de 1 à 2 m, il est constitué de trois couches de haut en bas, d'une dalle compacte très dure a forte teneur en carbonate, d'une croûte constituée de feuillets de dureté plus faible que la dalle et d'un encroûtement nodulaire qu'il s'agit de nodules de calcaires durs pris dans une Gange calcaire plus au moins pulvérulente.
- **Horizon C** : c'est le sol origine, c'est un matériau poudreux où l'enrichissement en calcaire est faible.

1.3 LES ENCROûTEMENTS GYPSEUX

1.3.1 Introduction

Les encroûtements gypseux sont des formations analogues aux encroûtements calcaires. Ils sont très abondants dans les régions à climat aride où le gypse existe déjà dans les formations géologiques anciennes (Alloul, 1981).

Ce minéral qui présente l'élément actif de la cimentation de ces formations, possède une dureté très faible : il peut être rayé à l'ongle ; cette particularité pourrait paraître suffisante pour interdire l'utilisation du gypse comme matériau de chaussée.

Cependant, les chaussées construites en tufs gypseux ont été dans l'ensemble une réussite, grâce aux propriétés remarquables que possède le sulfate de calcium et qui permettent d'en faire un matériau de construction très apprécié (Horta, 1979).

1.3.2 Extension géographique des encroûtements gypseux

L'existence des encroûtements gypseux est liée à deux facteurs qui se complètent mutuellement :

- Un facteur géologique qui a permis leur formation par l'apport du gypse ;
- Un facteur climatique qui a permis leur maintien pendant la période de Quaternaire.

Les encroûtements gypseux sont situés dans les zones climatiques arides, c'est la zone des chotts et souvent de grandes étendues dunaires, ils occupent une grande surfaces au sud et au sud-est de Biskra jusqu'en Tunisie (Les régions de Ouargla, El Oued et Hassi Messaoud).

1.3.3 Le gypse

De (*gypsos*). Ancienne dénomination grecque du minéral, le gypse appartient à la famille des évaporites qui sont les roches sédimentaires les plus solubles dans l'eau. Il résulte généralement de l'évaporation de des lagunes sursaturées.

Le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) se rencontre à tous les niveaux des ères géologiques depuis le Cambrien (Pakistan) jusqu'à l'Oligocène (Italie, France, Inde) et même le Quaternaire (Ethiopie) (Daligand, 1996).

1.3.3.1 Origine

Le gypse s'est accumulé dans les matériaux sédimentaires, à partir de Crétacé inférieur et jusqu'au Miopliocène sous forme de cristaux ou feuilletés disséminés dans les bancs de marne et d'argile et parfois en bancs continus de gypse blanc. 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 latérale et alimenter les nappes déjà plus au moins séléniteuse.

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

1.3.4 Formation des encroûtements gypseux

Le profil d'un sol encroûté par le gypse présente généralement, de haut en bas, trois horizons principaux (Horta, 1979) (figure 1.4).

➤ **Horizon supérieur : A**

Cet horizon a une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm, il est l'équivalent de la terre végétale en zone tempérée. Cet horizon est caractérisé par l'abondance de racines gypsifiées et par un encroûtement discontinu en feuilletés et granules, il est friable, poreux et souvent sableux.

➤ **Horizon massif ou pierre à plâtre : B**

Son épaisseur varie généralement entre 1 et 2 m, il vient juste après l'horizon supérieur. C'est un véritable grès à ciment gypseux, utilisé souvent comme pierre à bâtir à cause de sa dureté remarquable.

➤ **Horizon des roses de sable : C**

A la base de l'horizon massif, l'encroûtement devient clair, humide et sableux. De gros cristaux de gypse imbriqués apparaissent « *Louss* » en arabe, la nappe est souvent de 50 cm à 1 m en dessous. Au contact direct de la nappe, le gypse se cristallise en agrégats de cristaux larges et aplatis qui englobent des grains de sable

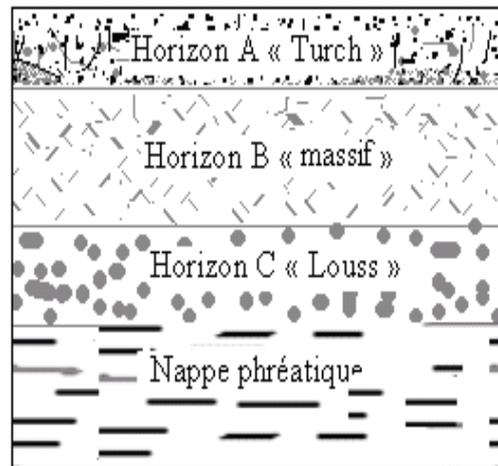


Figure 1.4: Profil d'un encroûtement gypseux selon Horta (1979).

1.3.5 Les sables gypseux

Les encroûtements dits « tendres » sont les principaux gisements de tufs gypseux, appelés plus couramment « **sable gypseux** » car ils se débitent en sables dès les premières manutentions. C'est uniquement cet horizon qui a un intérêt en construction routière. Les encroûtements tendres ne se différencient des encroûtements massifs que par la dureté. L'éloignement de la nappe phréatique a souvent été observé dans ces cas mais n'est pas une règle générale applicable à tous les gisements. La friabilité de ces encroûtements serait due :

- Soit à un manque de maturité de l'encroûtement. La proximité et la fluctuation de la nappe phréatique prouvent que sa porosité n'est pas entièrement masquée par les cristallisations.
- Soit à un vieillissement de la croûte. La nappe étant très profonde, la régénération ne se fait plus. Les infiltrations superficielles augmentent sa porosité et diminuent sa cohésion.

1.4 LES ENCROUTEMENTS MIXTES

Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés ou de tufs gypseux calcifiés ; ces formations se regroupent autour de deux pôles, l'un à prédominance sulfatée et l'autre à prédominance carbonatée (Horta, 1979). Les encroûtements mixtes se retrouvent dans des zones climatiques subhumides, semi-arides et évoluent en formation gypseuse en zone aride. En effet, au-delà d'une certaine aridité, le développement des encroûtements calcaires est arrêté à la source, à cause de l'insuffisance des précipitations pour dissoudre et drainer le calcaire vers les nappes phréatiques; et inversement, lorsqu'on passe du climat désertique au climat semi-aride, le gypse devient instable dans les sols à cause de sa solubilité notable, les encroûtements gypseux sont relayés alors par les encroûtements calcaires.

Les plateaux tertiaires tels que ceux de la région de Hassi Messaoud abritent, sous une carapace de surface en calcaire dur, un sol gypseux qui remplit les intervalles de cailloux calcaires mi-durs et anguleux. Cette couche forme ainsi un tuf gypso-calcaire,

facile à extraire; il constitue un matériau routier très intéressant, qui a été utilisé pour la route Ouargla-Hassi Messaoud.cité par Morsli (2007).

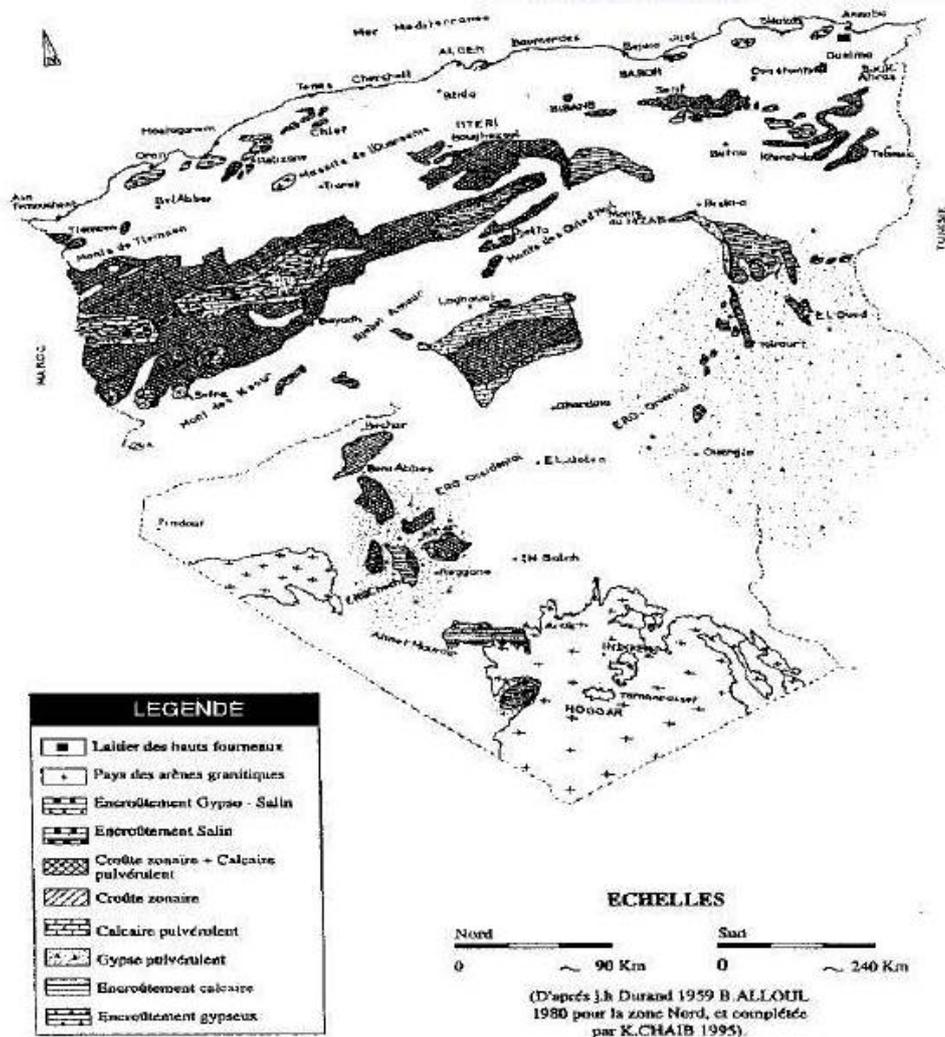


Figure 1.5 Répartition des encroûtements en Algérie.

1.5 RECHERCHE ET EXPLOITATION DES GISEMENTS

1.5.1 Recherche d'un gisement

Quel que soit le problème à résoudre, le gisement à trouver devra répondre à trois impératifs :

- Permettre d'extraire dans des conditions économiques raisonnables, un granulat ayant les qualités souhaitées ;
- Posséder une puissance suffisante ;
- Etre situé le plus près possible du chantier ou au voisinage du centre de gravité des divers lieux d'utilisation.

1.5.2 Prospection

Avant d'effectuer une prospection par sondage ou méthodes géophysiques, on peut tirer plus d'information à partir du climat, de la topographie du site et des photos aériennes pour les zones d'accès difficiles.

La prospection est généralement effectuée le long d'un itinéraire lors de l'étude d'un nouveau tracé. L'outil de reconnaissance peut être une tarière mécanique, mais de l'avis des techniciens cet appareil présente des inconvénients tel que la difficulté d'attaque des encroûtements mûrs. Des sondages effectués manuellement nous renseignent sur la coupe du terrain et permettent de réaliser des prélèvements nécessaires pour analyser les matériaux tufs (Colombier, 1988)

1.5.3 Exploitation d'un gisement

L'exploitation sera très variable selon la nature du gisement et la qualité souhaitée pour les granulats extraits. Le seul point commun à toutes les exploitations est la nécessité de réaliser la découverte.

1.5.3.1 Découverte

Après décapage de la terre végétale dont l'épaisseur est généralement faible, de l'ordre de 20 à 30 cm ; la découverte sera réalisée au buteur.

1.5.3.2 Extraction

La croûte et la dalle sont fragmentées à la défonceuse et extraites au buteur. Selon la granulométrie souhaitée pour le matériau, on limite l'extraction à la croûte ou bien on extrait aussi certaine épaisseur de la couche pulvérulente. Les matériaux extraits sont en générale gerbés en tas ce qui permet une certaine homogénéisation. Ces granulats sont repris à l'aide de chargeuses sur des camions qui assurent le transport jusqu'au lieu d'utilisation.

Lors de l'exploitation d'un gisement un problème important à citer particulièrement, c'est l'hétérogénéité.

Les gisements des tufs ont des caractéristiques géotechniques très variables verticalement et latéralement, d'où la nécessité de faire des prélèvements périodiques pour une analyse au laboratoire pour peut être ainsi évité des échecs trop coûteux.

1.6 UTILISATION DES TUFES EN CONSTRUCTIONS ROUTIERES

Selon ses caractéristiques, les tufs pouvant être utilisés dans le cas le plus divers comme : (Colombier, 1988)

- Couches de fondation, couches de base, couches de forme, accotement ;
- Pistes agricoles, routes moyennement ou fortement circulées et même autoroutes ;
- Remblais.

Actuellement l'utilisation la plus courante est la réalisation de couches d'assises (fondation et base) de route moyennement ou faible trafics.

1.6.1 Les tufs calcaires

Les spécifications d'utilisation des tufs calcaires en construction routière en Algérie sont comme suit :

1.6.1.1 Assises de chaussées

a. Couche de fondation

La couche de fondation est le domaine privilégié des tufs calcaires. L'épaisseur après compactage varie selon la nature des sols de plate forme et l'importance du trafic (forte, moyen ou faible).

Le critère fondamental de convenance est le CBR mesurée après 4 jours d'imbibition (tableau 1.2) et pour une densité de 95 % de la densité maximale.

Tableau 1.2: *Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de fondation en Algérie*

Granulométrie	Suivant le fuseau
Limite de liquidité	$20 \% < W_L < 35 \%$
Indice de plasticité	$6 \% < I_p < 12 \%$
Equivalent de sable	$20 \% < ES < 35 \%$
Teneur en carbonate	$\text{CaCO}_3 > 45 \%$
CBR imbibé	CV ⁽¹⁾ : CBR > 20 CW ⁽¹⁾ : CBR > 30 RN ⁽¹⁾ : CBR > 35

b. Couche de base

Les tufs naturels sont rarement aptes à être utilisés en couches de bases pour les routes à fort ou moyen trafic. Pour la couche de base, le CBR doit être au minimum égale à 60 (Tableau 1.3). Cette portance est rarement atteinte quand les tufs subissent une immersion de 4 jours. Dans les régions sèches en peut prendre en compte un CBR non immergé d'où une possibilité d'utilisation des tufs en couche de bases puisque leur portance immédiate est en générale très élevée.

Tableau 1.3 : *Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de base en Algérie*

Granulométrie	Suivant le fuseau
Limite de liquidité	$20 \% < W_L < 30 \%$
Indice de plasticité	$5 \% < I_p < 10 \%$
Equivalent de sable	$20 \% < ES < 40 \%$
Teneur en carbonate	$\text{CaCO}_3 > 45 \%$
CBR imbibé	CV ⁽¹⁾ : CBR > 20 CW ⁽¹⁾ : CBR > 30 RN ⁽¹⁾ : CBR > 35

1.6.1.2 Remblais

Les tufs sont également utilisés en remblais s'ils respectent certains critères présentés au tableau (1.4).

Tableau 1.4 : Critères d'utilisation des tufs calcaires en remblais en Algérie

Granulométrie	Ne doit pas être serrée
Limite de liquidité	$W_L < 45 \%$
Indice de plasticité	$I_P < 16 \%$
Equivalent de sable	$15 \% < ES < 40 \%$
Teneur en carbonate	$CaCO_3 > 30 \%$
CBR imbibé	$CBR > 14$
Densité sèche maximale	$\gamma_{d \max} > 1.6 \text{ g / cm}^3$
Teneur en eau optimale	$W_{opt} < 16 \%$

(1). CV: chemin vicinal. CW: chemin de wilaya. RN: route nationale.

1.6.2 Les tufs gypseux

Considérant que ce sont des sols fins, l'allure de la courbe granulométrique n'intervient pas dans la résistance des matériaux. Le critère principal est le pourcentage en gypse qui doit être $> 60\%$ avec une résistance à la compression $R_c > 20$ bars (Alloul, 1981).

1.6.3 Les tufs gypseux calcaires

a. Couche de base

Les tufs gypseux calcaires sont aptes à être utilisés en couches de bases pour les routes à fort ou moyen trafic si le gypse ne risquant pas de solubilisation, c'est le pourcentage de gypse + calcite qui est pris en compte avec une résistance à la compression $R_c > 20$ bars (Alloul, 1981).

1.7 ESSAIS GEOTECHNIQUES REALISES SUR LES TUFES

1.7.1 Analyse granulométrique

La granulométrie des tufs est très variable selon la nature du matériau d'origine, l'essai est réalisé généralement sous l'eau, 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. Cette opération permet aux mottes de se désagréger (Horta, 1979).

1.7.2 Limites d'Atterberg

C'est l'essai actuellement le plus souvent réalisé et le plus universel sur les encroûtements calcaires. Pour évaluer la pollution argileuse, on fait en effet souvent référence à la valeur de l'indice de plasticité qui est très variable.

Les valeurs trouvées varient dans la fourchette des inférieures à 5%, c'est-à-dire non mesurable, à 25%, (Colombier, 1988). Alloul (1981), donne une valeur moyenne de l'indice de plasticité I_p , pour les tufs calcaires est gypseux-calcaires, de 13%.

1.7.3 Essai d'équivalent de sable

Cet essai n'a pas de signification lorsqu'il est réalisé sur la totalité de la fraction 0/5mm. La teneur en éléments $< 80 \mu\text{m}$ de cette fraction varie de 10 à 80 %, ce qui influence considérablement la valeur de ES qui est compris entre 10 et 60 %, et renseigne peu sur la qualité des fines (Colombier, 1988).

1.7.4 Essai au Bleu de Méthylène

L'essai au bleu a pour but de déterminer l'activité globale de la fraction argileuse. Les valeurs de bleu de méthylène obtenues sur les tufs calcaires sont comprises entre 0.2 et 1.5 (Colombier, 1988). (Le résultat est exprimé en gramme de bleu de méthylène absorbé par 100 g de matériau). Ces valeurs dénotent de la surface spécifique offerte par les argiles, en considérant que les fines calcaires réagissent très peu. L'essai au bleu peut donc, conduire à une analyse plus fine de l'argile contenue dans ces matériaux et pourrait se révéler un bon indicateur de la plasticité et de la réactivité des fines (Alloul, 1981).

1.7.5 Teneur en calcaire et en gypse

C'est deux essais sont réalisés sur la fraction granulométrique inférieur à 1 mm.

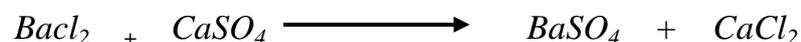
a) Taux de carbonate

On utilise la méthode Dietrich-Frühling qui consiste à comparer le volume de dioxyde de carbone, dégagé par l'attaque de la prise d'essai à l'acide chlorhydrique avec celui qui est obtenu sur une poudre étalon de carbonate de calcium pur.

En générale, la teneur en carbonate CaCO_3 varie pour les tufs calcaires entre 50 et 90%. Cependant, certains tufs calcaires utilisés dans les couches de chaussées ont une teneur en carbonate inférieure à 50% (de 40 à 50%) (Colombier, 1988).

b) Taux de sulfates soluble

On précipite dans une prise d'essai de 1 g, les sulfates par le chlorure de Baryum (BaCl_2) selon la réaction suivante :



La teneur en sulfates est évaluée en gypse $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$.

Ces deux essais sont systématiquement sur les matériaux sahariens et sont généralement un bon indicateur pour le choix des gisements. Un bon pourcentage assez fort en carbonates et sulfates ($\text{CaCO}_3 + \text{CaSO}_4$) dans la fraction fine dénote d'un matériau qui contient peu d'argile, donc qui sera peu plastique (Alloul, 1981).

1.7.6 Résistance aux chocs et à l'abrasion

1.7.6.1 Essai Los Angles

Les tufs d'encroûtements les plus tendres et les plus friables s'écrasent facilement entre les doigts, ils ne sont donc pas susceptibles d'essai de dureté. Par contre, dans le cas des gisements feuilletés, les tufs calcaires issus de la croûte ou de la dalle peuvent être plus durs et résistants et ils peuvent être soumis aux essais traditionnels.

Les coefficients Los Angles mesurés sur les tufs d'encroûtements calcaires varient entre 30 (pour les dalles les plus compactes) et 70 à 80 (pour les croûtes les plus friables). Au-delà de ces valeurs, l'essai est sans intérêt.

Les résultats de cet essai sont pris en compte pour classer les tufs en trois catégories (Alloul, 1981) :

- Tufs à squelette : LA < 35%
- Tufs friables : 35% < LA < 55%
- Tufs pulvérulents : LA > 55%.

Les tufs à squelette sont fournis par des encroûtements mûrs très durs, les plus intéressants théoriquement, sont en général à éviter en pratiques, car elles nécessitent un concassage pour obtenir des graves 0/20 mm classiques.

Les tufs friables sont les plus courants et les plus utilisés, car ils sont d'extraction facile et de mise en œuvre simple.

Les tufs pulvérulents sont des matériaux d'extraction facile mais de mise en œuvre difficile (très difficile à compacter lorsqu'il y a trop de fines).

1.7.6.2 Essai Micro Deval humide

Cet essai qui caractérise la résistance à l'abrasion en présence d'eau est peu réalisé sur les matériaux d'encroûtements calcaires. Les quelques essais réalisés sur des matériaux relativement tendres ont donné un coefficient MDE > 80 ; ce qui indique une sensibilité très nette du tuf lorsqu'il est en présence d'eau.

Les résultats des coefficients LA et MDE, situent les tufs hors des classes admises par les spécifications des matériaux routières habituels. Ces spécifications distinguent quatre classes de dureté selon la figure (1.6) (SETRA – LCPC, 1981).

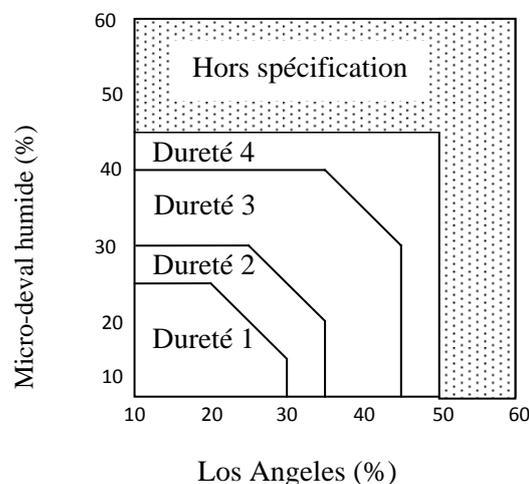


Figure 1.6: Différentes classes de dureté (SETRA – LCPC, 1981)

1.7.7 Essais de comportement

Les essais fréquemment utilisés pour connaître le comportement des tufs sont :

- L'essai Proctor modifié ;
- L'essai CBR ;
- L'essai de résistance à la compression simple.

1.7.7.1 L'essai Proctor modifié

On utilise cet essai lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couche de chaussée. 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.

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

- Les densités OPM optimales sont en général comprises entre 1.7 et 2 t/m³ ; les valeurs inférieures à 1.6 t/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 par fois 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 ($I_p < 5$) ; la densité optimale est peut influencée par la variation de la teneur en eau ;
- La présence d'argile ($I_p > 10$) conduit à des courbes pointues, la densité chute lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale.

1.7.7.2 L'essai CBR

L'essai de poinçonnement CBR est souvent réalisé sur les tufs d'encroûtements, car son résultat est retenu dans les spécifications de nombreux pays. L'essai est réalisé, soit immédiatement après le compactage soit après quatre jours d'immersion.

Les résultats CBR immédiats sont très variables selon les caractéristiques du tuf étudié, l'indice CBR est d'autant plus élevé que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière. Les indices maxima sont les plus souvent atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à W_{OPM} .

Pour les tufs d'encroûtements calcaires utilisés en corps de chaussée, les valeurs de l'indice CBR varient entre 50 et 150. L'indice CBR après immersion chute plus ou moins par rapport à l'indice immédiat en fonction de la présence d'argile. Les valeurs de l'indice CBR après immersion sont en général comprises entre 10 et 30.

1.7.7.3 Essai de résistance à la compression simple

C'est un essai empirique, introduit pour les matériaux locaux pour la première fois par FENZY (1957), il est réalisé sur tous les matériaux sur la fraction 5 mm. Le compactage à l'OPM est effectué à la presse et les éprouvettes démoulées (5 cm de

diamètre et de 10 cm de hauteur) sont séchées à l'étuve à 60°C pendant 48h (Colombier, 1988).

A titre indicatif, le tableau (1.5) présente l'évolution, en fonction de l'âge de conservation à l'air libre, de la résistance à la compression des tufs calcaire de la région d'Oran (Boukezzi, 1997).

Tableau 1.5 Evolution de la résistance à la compression des tufs de la région d'Oran en fonction de l'âge de conservation à l'air libre.

Types de tufs		02 heures	1 journée	3 jours	7 jours	14 jours	28 jours	60 jours
Tafraoui	R _c (Mpa)	0.50	1.23	2.33	2.37	2.60	2.96	3.00
AinEl Beida	R _c (Mpa)	0.20	0.60	1.00	1.00	1.03	1.07	1.00

1.8 CONCLUSION

Les tufs sont issus de trois types d'encroûtements :

- Les encroûtements calcaires, qui sont des formations superficielles du Quaternaire, très répandus dans les zones à climats subhumide à semi-aride d'Algérie. Leur extraction fournit un matériau très riche en calcaire appelé : tuf calcaire ;
- Les encroûtements gypseux massifs ou tendres qui donnent les tufs gypseux, ce sont des formations qui occupent les zones à climat aride. Ils se présentent sous forme de dalle de 1 à 2 m d'épaisseur. Les formations jeunes ou très anciennes sont faciles à l'extraction dont le résultat est un matériau, qui se débite en sable à la mise en œuvre en corps de chaussée, appelé : sable gypseux ;
- Les encroûtements mixtes, qui fournissent les tufs gypso-calcaires ou calcaire-gypseux ; ces matériaux se regroupaient autour de deux pôles : l'un sulfaté et l'autre carbonaté.

L'ensemble des formations (calcaires, gypso-calcaires et gypseuses) forme une suite évaporitique dans l'espace géographique s'étalant du Nord Sahara au Grand Sud. Par ailleurs, la reconnaissance des gisements, leur exploitation, les propriétés géotechniques des matériaux extraits sont directement liées à la genèse des formations.

Le choix des tufs calcaires et gypseux est lié à des caractéristiques d'identifications simples. Les conditions climatiques imposent certaines restrictions qui restent indépendantes du trafic et de la structure de la chaussée.

Chapitre 2

Les Différents Procèdes De Stabilisation des Sols

CHAPITRE II

LES DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES SOLS

Plusieurs procédés sont utilisés aujourd'hui pour le traitement des sols afin d'obtenir un matériau de construction avec des propriétés meilleures que celles du sol original. Ceux employés le plus couramment sont le ciment et la chaux. D'autres, tels que la stabilisation par les cendres volantes, les sables ainsi que la stabilisation par des produits organiques et des solutions salines semblent être des procédés satisfaisants mais ils n'ont pas été très employés parce que leurs caractéristiques et leurs réactions, quand on les mélange avec des sols ne sont pas bien connues.

Dans ce chapitre nous décrivons les différents procédés en exposant leurs principes et les mécanismes de réaction avec les sols ainsi que les avantages de chaque procédé et ses inconvénients afin de prévoir le meilleur procédé à utiliser.

2.1 LE SOL MATERIAU DE CONSTRUCTION IMPOSE

Contrairement à la plupart des matériaux de construction utilisés, qui sont des produits manufacturés, le sol est un matériau naturel imposé au constructeur. Un massif de sol se présente généralement sous la forme d'une série de couches plus ou moins horizontales, aux propriétés distinctes. Bien souvent d'ailleurs, certaines couches peuvent être étendues, constituant des hétérogénéités locales. La plupart du temps, une couche n'est pas complètement homogène ; elle présente plusieurs types de propriétés différentes soit mécaniques, structurelles ou chimiques.

Cette variété de propriétés influence directement sur le célèbre critère à chercher pour les sols qui est sa stabilisation.

2.2 STABILISATION DES SOLS

2.2.1 Généralités

Le traitement des sols en place permet d'éviter le décapage et le remplacement par des matériaux d'apport. Il permet de rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir, sans préparation, à supporter un ouvrage.

Le terme « stabilisation » désigne un ensemble de procédés visant à améliorer les caractéristiques d'un sol, en particulier sa résistance mécanique, à diminuer sa sensibilité à l'eau, à réduire le gonflement et à augmenter la résistance à l'usure (Taibi, 1985).



Figure 2.1 : *Route en cours de stabilisation*

Les stabilisants sont issus de plusieurs secteurs de la production industrielle, comme ils peuvent être d'origine végétale ou animale.

On peut citer :

- Les liants classiques : les liants hydrauliques, la chaux, les bitumes et émulsions...

- Les sels et silicates ; ce sont surtout des silico-aluminates, des sels de calcium, de sodium et potassium.
- Les produits synthétiques industriels : dérivés d'amines, les silicones, les aldéhydes, les composés fluorés, les époxydes, les polymères.
- Les fibres : les fibres industrielles ou synthétiques, les fibres végétales (paille, sisal), les fibres animales.
- Les sous-produits et déchets industriels : constitués essentiellement des produits organiques (pâte à papier, cendres, huiles de vidange).

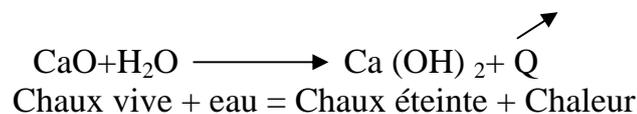
2.3 TRAITEMENT DES SOLS A LA CHAUX

L'utilisation de la chaux est un moyen efficace pour modifier les sols et pour en améliorer à la fois la maniabilité et les capacités portantes tout en augmentant la stabilité et l'imperméabilité.

La chaux vive et les poussières de four à chaux peuvent aussi être utilisées pour assécher les sols humides dans les sites de construction afin de réduire les temps d'arrêt et de fournir une meilleure surface de travail.

2.3.1 Principe

L'hydratation de la chaux vive au contact de l'eau du sol provoque une consommation d'eau et une évaporation importante. Cette propriété est mise à profit pour l'assèchement des sols fins argileux et humides.



Cette réaction exothermique entraîne une évaporation.

Par ailleurs, l'adjonction de chaux au sol provoque une modification de la qualité des argiles par échange des cations alcalins (Na^+ , K^+ ...) par des cations Ca^{++} apportés par la chaux; ceci développe des forces électriques conduisant à une agglomération des fines particules argileuses en particules grossières et friables.

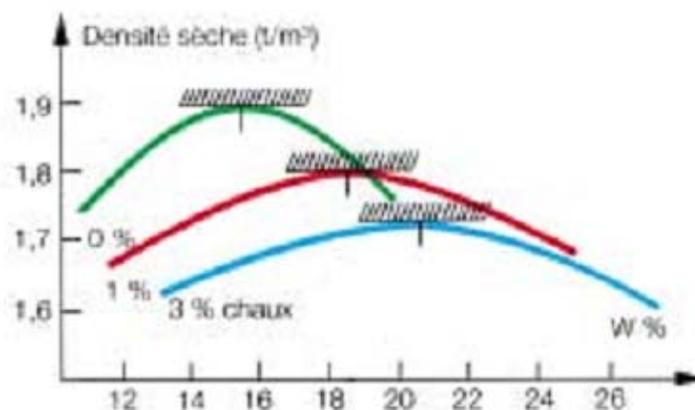


Figure 2.2 : Variation de la teneur en eau par ajout de la chaux (Site Web www.wikiwedia.com)

Un sol argileux et humide passe d'un état plastique à un état solide, friable, maniable.

La figure.2.2 montre que la courbe Proctor d'un sol traité est déplacée vers la droite et vers le bas par rapport à la courbe du sol naturel. Ce déplacement est d'autant plus marqué que le sol réagit bien avec la chaux.

On utilise la chaux aérienne sous forme de chaux éteinte ou de chaux vive, qui produit un abaissement plus important de la teneur en eau mais qui est plus délicate à manipuler (3% de chaux vive ont les mêmes effets que 4% de chaux éteinte) ; on utilise :

- La chaux vive en cas de problème de teneur en eau.
- La chaux éteinte en cas de problème de portance et de teneur en eau convenable.

La stabilisation survient lorsqu'on ajoute une quantité adéquate de chaux à un sol réactif. Elle diffère de la modification par le fait qu'un niveau important du gain de solidité à long terme se développe grâce à la réaction pouzzolanique. Cette réaction est la formation d'hydrates de silicate de calcium et d'aluminates de calcium lorsque le calcium de la chaux réagit avec les aluminates et les silicates solubilisés de la surface d'argile. Cette réaction peut commencer rapidement elle est responsable d'une partie des effets de modification.

L'addition de chaux a des effets à long terme (plus d'un an) par combinaison avec les constituants des argiles.

On observe :

- Une augmentation de la cohésion, de la résistance au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 au bout de deux heures) ;
- estimation de la portance d'un sol en mesurant sa résistance au poinçonnement.
- Une augmentation des résistances mécaniques ;
- Une meilleure perméabilité de l'argile ;
- Dans le cas d'argiles gonflantes, une diminution des variations volumiques ;
- Un gain de solidité qui se poursuit avec le temps .

2.3.2 L'action de la chaux

Elle dépend de :

- La finesse qui augmente la surface de contact ;
- La teneur en chaux libre (élément actif) ;
- La durée du traitement;
- Le compactage qui doit suivre rapidement le malaxage (dans la journée) ;
- La teneur en eau.

2.3.3 Domaine d'utilisation

L'application de la chaux entraîne deux formes d'amélioration : la modification et la stabilisation.

L'application de la chaux peut modifier presque tous les sols à grains fins, mais l'amélioration la plus importante se produit dans les sols argileux de plasticité modérée à élevée, il est fréquemment utilisé dans :

2.3.3.1 Les terrassements

Le traitement des sols à la chaux vive peut être utilisé pour assécher les sols et remblais des chantiers routiers de faible portance et les rendre praticables par les véhicules et engins de terrassement en toutes saisons

2.3.3.2 Les assises de chaussées

Le traitement en place à la chaux des assises de chaussées est une solution économique, utilisée en voirie légère (lotissement, centres commerciaux). La structure obtenue est dotée d'une certaine souplesse qui rend la chaussée peu sensible aux variations dimensionnelles d'origine thermique et prévient l'apparition des fissures.

2.3.4 Epandage de la chaux

Indiqué par le laboratoire en poids au m², le pourcentage de chaux à épandre se situe entre 2 et 4% du poids du sol sec.

Le débit de l'épandeur doit être correctement réglé. La vérification du dosage est possible avec une méthode simple : faire passer l'épandeur sur une toile de 1 m² posée sur le sol et peser la quantité de chaux étendue sur celle-ci. Le résultat doit correspondre, à plus ou moins 10 %, aux normes du laboratoire.

Lorsque le sol est trop sec, il peut être nécessaire de répandre de l'eau afin de permettre à la chaux de réagir convenablement (ou arrosage au lait de chaux).

2.3.5 Malaxage de la chaux

Le nombre de passages du malaxeur, à déterminer sur chantier, dépend à la fois de la nature du sol et de la puissance de l'engin (TAIBI 1985).

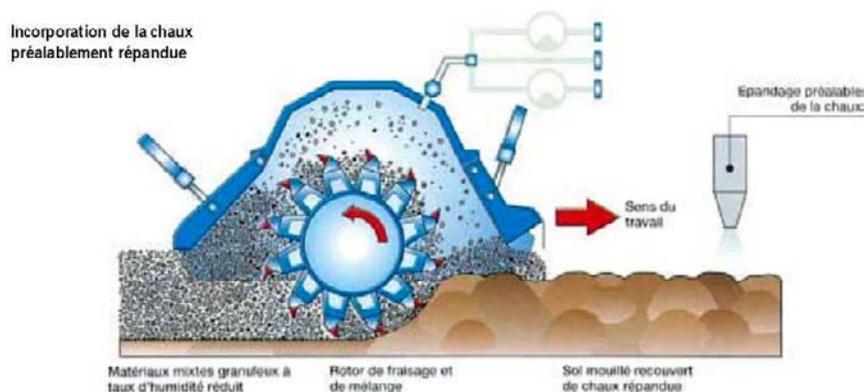


Figure 2.3 : Procédé d'Incorporation de la chaux (site web www.loisylloc.com)

2.4 TRAITEMENT AU CIMENT

2.4.1 Principe

Le ciment incorporé à un sol développe un réseau de liaisons entre les grains de sol et les constituants hydratés du ciment en formant des sortes de ponts nombreux et solides ; la réaction d'hydratation du ciment présente l'avantage d'une évolution rapide ce qui permet d'obtenir les résistances mécaniques nécessaires, l'augmentation de la portance, et de la résistance au gel dans un délai court.

Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

Dans certains cas, les particules argileuses forment autour des grains une enveloppe protectrice qui peut ralentir la prise du ciment. Les phénomènes d'interaction qui ont lieu et qui se poursuivent dans le temps entre l'argile et le ciment, dépendent de la composition minéralogique des sols, ainsi que de leur quantité. (Venuat, 1980)

2.4.2 Domaine d'utilisation

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques dépourvus d'argile (sables, calcaires) qui sont à priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) ; mais elle est stoppée par le gel.

2.4.3 Dosage en ciment

En fonction de la nature du sol et des caractéristiques recherchées, on utilise des ciments de classe 45 avec des dosages variant de 4 à 8 % du poids de sol sec à traiter c'est-à-dire 20 à 50 kg/m³ pour une épaisseur de 25 à 30 cm.

2.4.4 Conseils de mise en œuvre

La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment

2.4.4.1 Conditions climatiques

- Réaliser les travaux de préférence par temps sec.
- Contrôler la teneur en eau par temps chaud et/ou venteux. Les faibles températures (< 5°C) empêchent la prise du ciment et les fortes températures (>25°C) accélèrent sa prise; le délai de mise en œuvre est donc plus court.

2.4.4.2 Malaxage

Deux familles d'engins peuvent être utilisées :

a. Engins à outils fixes

- Charrue à disques avec 5 à 10 passes, accepte les blocs jusqu'à 250 mm avec une efficacité moyenne sur 10 à 20 cm de profondeur.
- Soc peut être utilisé mais la qualité du malaxage est souvent trop faible.

b. Engins à outils animés (préférables)

- Bêches mécaniques avec 1 à 3 passes donnent la meilleure qualité de malaxage ;
- Rotavator sous cloche malaxe une profondeur de 10 à 15 cm ;
- Rotobêche permet de travailler sur environ 15 à 25 cm ; son utilisation est limitée par les blocs rocheux ;
- Herses rotatives,
- Malaxeurs spécialisés tractés, pouvant travailler sur des profondeurs de 10 à 40 cm, sont de loin les plus adaptés.

2.4.4.3 Délai de mise en œuvre

Le malaxage doit être terminé dans les trois heures à compter du démarrage de l'opération.

Ce délai est fonction des conditions climatiques ; il est plus long par temps froid (4 à 6 heures) et plus court par temps chaud et sec (2 heures).

2.4.4.4 Compactage

Le compactage est réalisé grâce à un rouleau vibrant ou/et à l'aide de plaques vibrantes en 5 à 10 passes suivant les profondeurs traitées et l'engin utilisé.



Figure 2.4 : Incorporation de ciment (site web www.loisyloc.com)

2.4.4.5 Réglage et compactage final

Cette opération permet d'éliminer les irrégularités de surface et améliore la planéité du sol traité (Régler les derniers défauts de surface et passer le compacteur sans vibration) (Venaut 1980).

2.5 TRAITEMENT MIXTE (A LA CHAUX ET AU CIMENT)

Pour les sols argileux, un traitement préalable à la chaux est généralement nécessaire ; pour les sols peu argileux on préconise le ciment, d'une part pour ameublir le sol dont la cohésion trop forte gênerait la diffusion du ciment, d'autre part pour abaisser sa teneur en eau qui est souvent trop élevée.

On utilise d'abord la chaux à faible dose (0,5 à 2 %) et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire.

Le traitement préalable à la chaux par son action immédiate amène le sol à un état optimal pour le traitement au ciment.

2.5.1 Limites d'utilisation

D'une part, il convient que le sol :

- Ne soit pas trop plastique (les sols à indice de plasticité supérieur à 30 peuvent poser des problèmes) car le malaxage est difficile.
- Ne contienne pas de "cailloux " trop gros (maximum 40 à 50 mm) qui gênent le malaxage avec pulvi-mixer ou petits girobroyeurs.

D'autre part, il convient que :

- La teneur en eau ne soit ni excessivement élevée, ni trop basse pour que le traitement soit efficace, d'où l'importance des conditions climatiques durant le chantier.
- Le sol ait une bonne réactivité : certains micaschistes ne réagissent ni à la chaux ni au ciment; les sols organiques ne sont pas traitables au ciment sauf s'il y a destruction préalable à la chaux vive de la matière organique; les sulfures de fer inhibent le traitement à la chaux.
- Le liant soit adapté au sol : la chaux est en général utilisée pour les sols " argileux " ou pour les sols limoneux à faible indice de plasticité. Le ciment est utilisé pour des sols non plastiques ou pour des sols préalablement traités à la chaux à faible dosage (traitement mixte).
- Le liant soit adapté au sol : " la résistance au gel est nettement meilleure avec le ciment

qu'avec la chaux, aussi, pour les sols argileux, un traitement mixte chaux-ciment est préférable dans des régions soumises aux phénomènes de gel-dégel "

2.6 TRAITEMENT DES SOLS A LA CHAUX ET AUX CENDRES VOLANTES

Mise à part le ciment et la chaux, d'autres produits tels que la chaux additionnée de cendres volantes, semblent être des stabilisateurs satisfaisants mais ils n'ont pas été très employés parce que leurs caractéristiques et leurs réactions, quand on les mélange avec des sols, ne sont pas bien connues.

Les cendres volantes avec la chaux peuvent être une méthode compétitive du point de vue économique dans la stabilisation du sol si les cendres volantes sont bon marché et de bonne qualité. On peut obtenir des résistances à 28 jours, comparables à celles obtenues avec du sol-ciment.

Les cendres volantes sont un sous-produit des centrales thermiques qui brûlent le charbon en poudre. Elles sont considérées comme une pouzzolane artificielle et s'emploient comme telle, avec du ciment pour faire du béton ou dans le sol-ciment. Les cendres volantes ont été employées aussi avec de la chaux dans la stabilisation des sols.

L'intérêt de l'emploi des cendres volantes est dû au fait que la production atteint aux Etats-Unis 10 millions de tonnes par an, en Angleterre 4 millions et en France 3 millions. A mesure que d'autres pays s'industrialisent, on estime que la production des cendres volantes atteindra des chiffres semblables à ceux mentionnés plus haut.

Les cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités. Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement. La réduction en valeurs de la pression de gonflement de deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression (Bourokba,

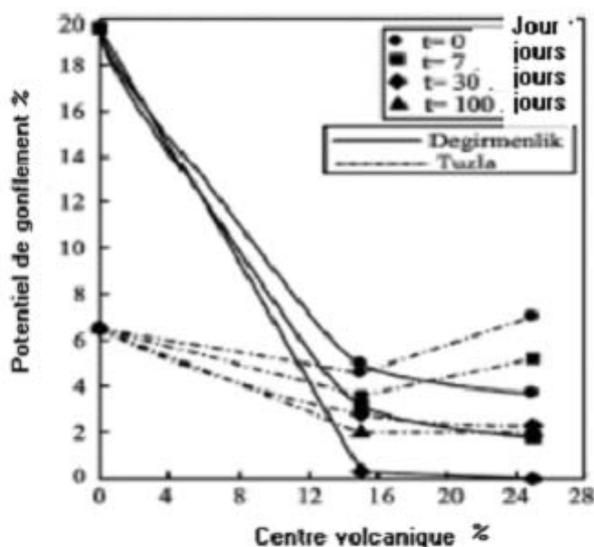


Figure 2.5 : La variation du potentiel du gonflement en fonction des pourcentages des cendres volcanique et du temps, pour de deux sols.

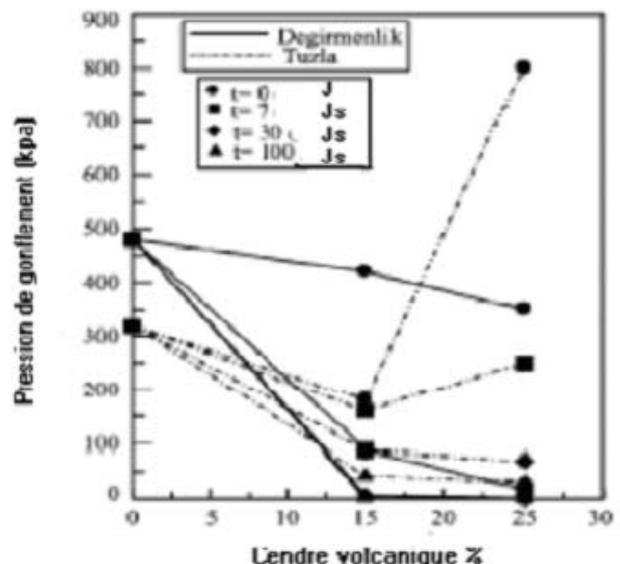


Figure 2.6 : Effet des cendres volantes et du temps traitant sur les valeurs de pression de gonflement de deux sols.

Les facteurs influençant les résultats de ce traitement sont :

- type de chaux ;
- type de cendres volantes ;
- type de sol ;
- proportion et quantité de chaux et de cendres volantes ;
- relation humidité-densité-résistance ;
- effet de la puissance de compactage,
- effet de la température de traitement,
- effet de délai de compactage après addition d'eau dans le mélange ;
- effet de l'addition de produits chimiques ;
- étude de la modification des cendres volantes;
- effet de gel et de dégel ;
- comparaison avec d'autres méthodes de stabilisation des sols.

2.6.1 Mécanisme de la réaction entre la chaux et les cendres volantes

On croit que, quand on mélange la chaux et les cendres volantes avec le sol, une partie de la chaux se combine avec les particules du sol, une partie avec l'oxyde de carbone présent dans le sol-air et le sol-eau et une partie avec les cendres volantes par une réaction pouzzolanique.

La chaux réagit avec les minéraux de l'argile dans le sol de deux manières. Une, ionique par nature, est une réaction complexe dans laquelle l'excès de cations de calcium, fourni par la chaux cause par son action de saturation sur les particules d'argile une floculation du sol et aussi un échange de calcium avec d'autres cations dans la structure de l'argile. Par cette réaction la plasticité diminue ; la facilité pour la manipuler augmente grandement et les changements de volume dû à l'humidité sont moins importants. L'autre réaction qui prend place quand le sol est compacté est pouzzolanique par nature. Des minéraux de quartz, de la taille de limon fin, en plus des minéraux de l'argile, prennent très probablement part à cette réaction. Des produits à réaction se forment et augmentent la capacité de résistance du sol.

L'oxyde de carbone se combine avec la chaux pour former du carbonate de calcium ou du carbonate de calcium-magnésium, suivant la chaux employée. Cette combinaison se retrouve à un rythme très bas dans les mélanges sol-chaux-cendres volantes. La présence d'oxyde de carbone dans l'air n'affecte pas la résistance à la compression des sols limoneux et argileux stabilisés avec de la chaux et des cendres volantes.

2.6.2 Types de cendres volantes

Les résultats obtenus de l'étude faite pour déterminer les caractéristiques d'une cendre volante de bonne qualité indiquent que :

- 1) La surface spécifique des cendres volantes est fonction de leur finesse et de la teneur en imbrûlés et par conséquent n'est pas un bon critère des qualités qui produisent la résistance ou la réactivité avec la chaux.
- 2) Les cendres volantes obtenues dans des centrales thermiques par les méthodes de précipitation sont plus fines et contiennent moins d'imbrûlés que les cendres obtenues par les méthodes mécaniques.
- 3) Le pourcentage en poids des cendres volantes qui passent à travers le tamis N° 325 donne une indication générale de la teneur des imbrûlés et de la quantité de matériel réactif.
- 4) La concentration moléculaire du contenu en $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ est en relation directe avec la résistance. On n'a pas trouvé de relations plus grandes entre la composition chimique ou physique des cendres volantes et leur réaction avec la chaux.

2.6.3 Types de sols

Les sols qui bénéficient le plus quand on les stabilise avec de la chaux et des cendres volantes sont les sols friables (sables ou les graviers de grains uniformes). Ces sols ne peuvent se stabiliser avec d'autres agents que si on améliore leur granulométrie. Cependant l'addition de chaux et de cendres volantes élimine la nécessité de changer la granulométrie.

Les sols limoneux et argileux répondent bien à la stabilisation avec la chaux et les cendres volantes. Cependant, les sols limoneux se stabilisent en général à meilleur marché avec du ciment et les sols argileux avec seulement de la chaux.

2.6.4 Propriétés et quantités de chaux et de cendres volantes

Aucune relation générale entre le contenu de la chaux et cendres volantes ainsi que la résistance des sols stabilisés n'a été trouvée. Les proportions dépendent du type de sol et des cendres qu'on emploie. Pour des sols friables, la quantité de chaux devrait être entre 3 et 6 pour cent et la quantité de cendres volantes entre 10 et 25 pour cent ; pour les sols argileux, la quantité de chaux devrait être entre 5 et 9 pour cent et la quantité de cendres volantes entre 10 et 25 pour cent.

2.6.5 Relation humidité –densité- résistance

Les résistances maximales des mélanges sol-chaux-cendres volantes sont produites pour un contenu d'humidité pendant le compactage qui n'est pas nécessairement

le contenu d'humidité optimale pour une densité maximale. L'humidité pendant le compactage pour la

résistance maximale d'échantillons avec des sols sableux est du côté sec de l'humidité optimale. Dans des sols ayant une grande teneur en argile, l'humidité pendant le compactage est du côté humide.

Avec d'autres sols, tels que le sol friable, la résistance maximale et la densité maximale peuvent correspondre à la même humidité de compactage. Si on n'ajoute pas d'eau pendant le traitement, le contenu d'humidité pendant le compactage requis pour produire une résistance maximale change selon la période de traitement : plus la période de traitement est longue, plus grande est l'humidité.

2.6.6 Effet de la puissance de compactage

L'influence de la puissance de compactage est très importante. Par exemple, le fait de passer de la Standard Proctor à la Proctor modifiée augmente les résistances des mélanges sol-chaux-cendres volantes. L'augmentation de résistance obtenue est variable, mais est habituellement de 50 à 160 pour cent.

2.6.7 Effet de la température de traitement

La réaction entre la chaux et les cendres volantes est très sensible à la température de traitement. Avec des températures atteignant jusqu'à 22°C approximativement, la réaction se développe très lentement, et à des températures plus élevées, la réaction est rapide et proportionnelle à l'augmentation de la température.

La stabilisation du sol avec de la chaux et des cendres volantes devrait se faire au début de l'été pour profiter de la température élevée pendant le traitement.

Un haut contenu d'imbrûlés semble être un retardateur de la réaction chaux cendres volantes pour des températures de traitement à plus de 60°C.

2.6.8 Effet de délai de compactage après l'addition de l'eau dans les mélanges

Le compactage devrait se faire aussitôt que possible, après avoir mélangé et humidifié les mélanges de sol-chaux-cendres volantes ; sinon, la densité et la résistance peuvent être substantiellement abaissées. Avec des sols argileux, le compactage devrait se terminer au plus tard quatre heures après que le mélange ait été humidifié tandis qu'avec des sols sableux, le compactage peut être retardé jusqu'au lendemain du jour où on a humidifié le mélange sans perte appréciable de résistance.

2.6.9 Effet de l'addition de produits chimiques

47 produits chimiques ont été utilisés comme additifs dans des mélanges de sable-chaux-cendres volantes et postérieurement 12 autres produits chimiques. Les résultats auxquels les travaux ont abouti permettent de conclure que :

- La résistance immergée des mélanges peut être augmentée plusieurs fois au moyen de petites quantités de quelques produits chimiques. Le carbonate de sodium, le métasilicate de soude et l'hydroxyde de soude semblent être les plus prometteurs parmi ceux qui ont été étudiés.
- La résistance immergée de sols friables stabilisés avec de la chaux et des cendres volantes peut-être aussi augmentée par l'addition de petites quantités de carbonate de soude, de soude et dans quelques cas, de chlorure de soude. L'augmentation de résistance apportée par l'addition de produits chimiques est très critique à des températures voisines de 0°C parce qu'elle peut permettre la stabilisation des sol-chaux-cendres volantes dans des conditions climatiques froides, ce qui permet de travailler plus tard dans l'année.
- Le gypse peut avec certains mélanges être un additif bénéfique.

Il faut utiliser avec prudence ces produits chimiques parce que leurs effets changent selon les types de sol, chaux et cendres volantes. Avant de les utiliser, on recommande de les étudier en laboratoire avec les sols, chaux et cendres volantes que l'on va employer.

2.6.10 Evaluation comparative

Les résistances de quelques mélanges sélectionnés de sol, chaux et cendres volantes, ont été comparées leur avec celles des mêmes sols stabilisés avec du ciment. Les sols peuvent être stabilisés avec des cendres de bonne qualité et de la chaux. L'emploi de cette méthode de stabilisation est recommandé quand le prix de la chaux plus cendres volantes est inférieur au prix du ciment pour des résistances comparativement semblables au bout de 28 jours de traitement (LAAKAL A 2008).

2.7 STABILISATION PAR AJOUT DE SABLE

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur l'amélioration des performances des sols. Les sols concernés sont les argiles gonflantes et les matériaux fins présentant une certaine argilosité.

2.7.1 Stabilisation d'argiles gonflantes

L'étude sur comportement de l'argile de Black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches a permis de constater que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir de 50% de sable).

Par ailleurs, (Mouraux 1969), a montré que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, le sable est souvent utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le bas du remblai peut alors « encaisser » un gonflement éventuel.

Une étude sur l'effet du compactage et la résistance au cisaillement de deux argiles de composition minéralogique différente mélangées avec le sable grossier à différents pourcentages a donné les résultats suivants

- La granularité et la minéralogie influent sur la compactibilité des sols.
- La mise en évidence d'une limite granulométrique à 30% d'argile (70% de sable) correspondant à la meilleure compactité obtenue sous l'effet de l'énergie de compactage Proctor modifié.

Les résultats des essais de cisaillement ont montré que :

- Le coefficient de frottement diminue avec l'augmentation de la quantité des fines dans les mélanges argile-sable et la variation est presque linéaire.

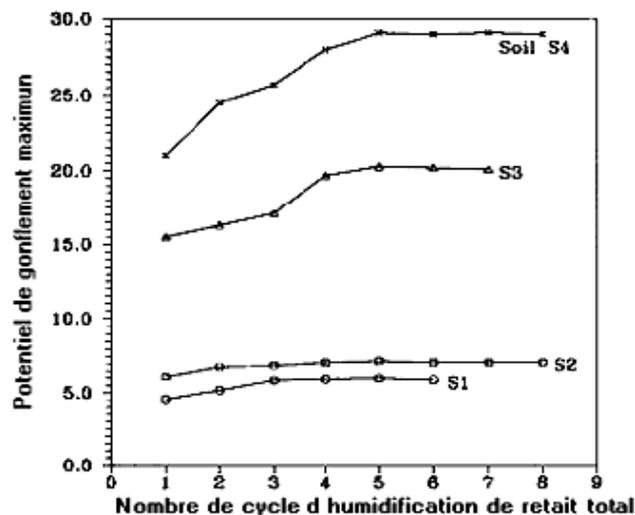


Figure 2.7 : Potentiel maximum du gonflement et le nombre des cycles pour le retrait total.

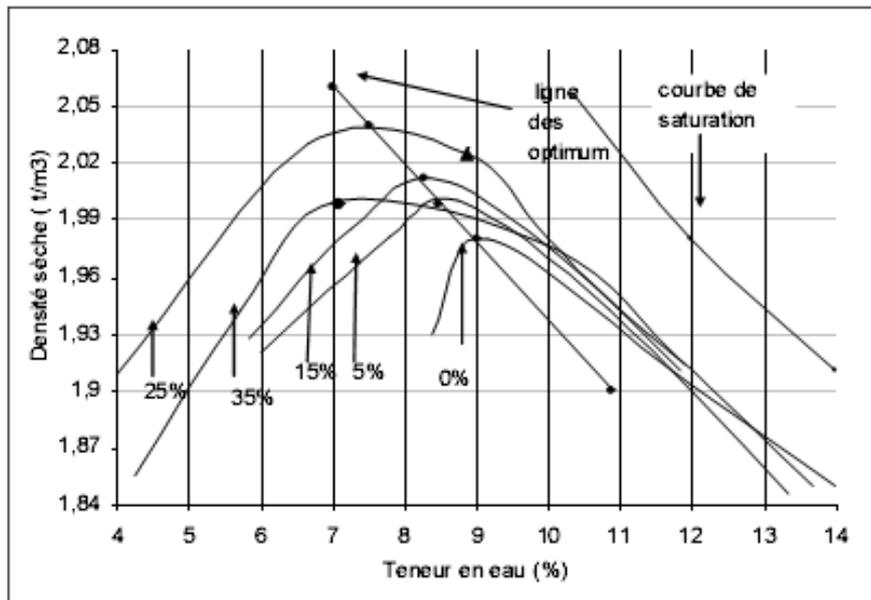


Figure 2.8 : *Courbes de compactage des différents mélanges à l'énergie Proctor modifiée (Morsli ,2007).*

Les résultats des travaux ont montré que l'incorporation d'un sable de dune, à des taux variant de 5 à 35%, induit sur les caractéristiques de compactage des mélanges, des effets similaires à ceux provoqués par une augmentation de l'énergie de compactage sur un matériau donné: diminution de la teneur en eau optimale et densification du matériau. La portance, la résistance à la compression simple et l'aptitude au compactage s'en trouvent améliorées (Boulkhiout, 2002) (cité par LAAKAL A 2008). Le taux optimal d'incorporation de sable de dune est estimé à 25%. A ce taux, on note une réduction de 25 % de la teneur en eau de compactage; une augmentation de 30% de l'indice portant ; un module sécant supérieur à celui d'un tuf de référence quelles que soient les contraintes auxquelles le matériau est soumis. Les seuils d'utilisation imposés par la Technique Routière Saharienne sont ainsi atteints.

2.8 STABILISATION PAR SOLUTIONS SALINES

Les sels sont des corps résultant de l'action d'un acide sur une base .Dans le domaine du génie civil, ils sont généralement utilisés pour lutter contre le gonflement de la formation argileuse, ils agissent sur l'équilibre de la pression osmotique et assurent une stabilisation des sols gonflants.

Des études ont été faites pour analyser l'effet des sels sur le gonflement libre des sols étudiés ; les échantillons ont été saturés dans une cellule oedométrique par des solutions salines à différentes concentrations. Ensuite le gonflement a été mesuré en fonction du temps jusqu'à stabilisation. Le gonflement final est comparé au gonflement final de l'argile saturée à l'eau.

La réduction du gonflement final exprimée en pourcents est la différence entre les gonflements à l'eau et avec les solutions salines, rapportée au gonflement final en présence d'eau.

La réduction du gonflement est donnée par la relation :

$$\frac{DG}{G} = \frac{G_{eau} \% - G_{sel} \%}{G_{eau} \%}$$

Les paramètres qui déterminent le comportement gonflant des argiles sont déterminés par les essais d'identification soient : l'indice de plasticité, le pourcentage des particules argileuses, la valeur de l'essai au bleu de méthylène et la limite de retrait

2.8.1 Action de différents types des sels sur les caractéristiques des sols

Différentes études (Aboubek et Aissa Mamoune, 2004) ; (Arabi et Djilali Merzoug, 2003)], ont permis de conclure que :

Les sels augmentent la résistance du sol à l'érosion comme le carbonate de calcium ;
Les sels déshydratent les argiles comme le chlorure de sodium et le chlorure de calcium mais le chlorure de calcium est plus efficace ;

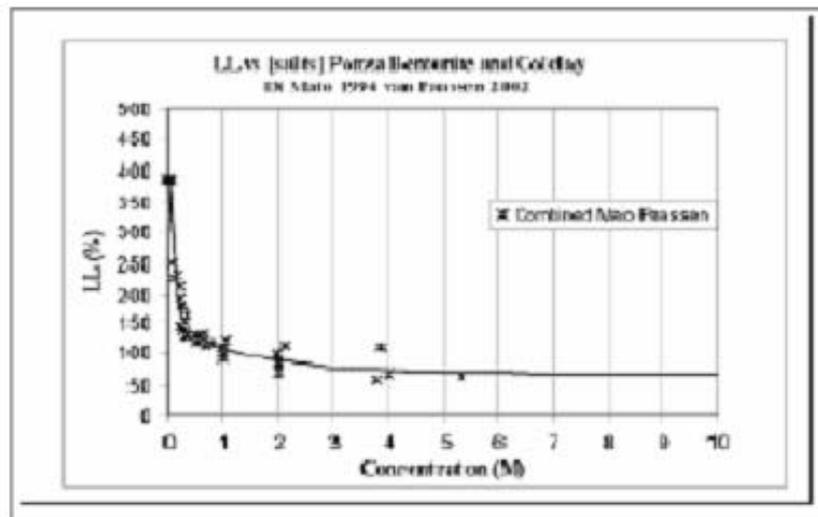


Figure 2.9: Diminution de la limite de liquidité de la bentonite en fonction de la concentration des cations monovalents.

Les meilleurs résultats peuvent être obtenus par l'association d'un sel de potassium (KCl) et d'un polymère ;

Des travaux dans le but d'étudier l'influence des cation de Na et Ca sur la compressibilité du sol argile-silice sec et saturé permettent de dire que l'indice des vides est plus important dans l'échantillon riche en le sodium qu'à celui riche en calcium ;

La réduction de la limite de liquidité par les solutions salines avec l'augmentation de la concentration du sel est donnée dans la figure.2.9

Les déformations dues au gonflement et au retrait sont influencées par la nature et la concentration en sel dissout dans l'eau déminéralisée. Il a été observé que le gonflement libre est plus élevé pour une solution de NaCl, plus faible pour une solution de KCl et intermédiaire pour une solution de CaCl₂.

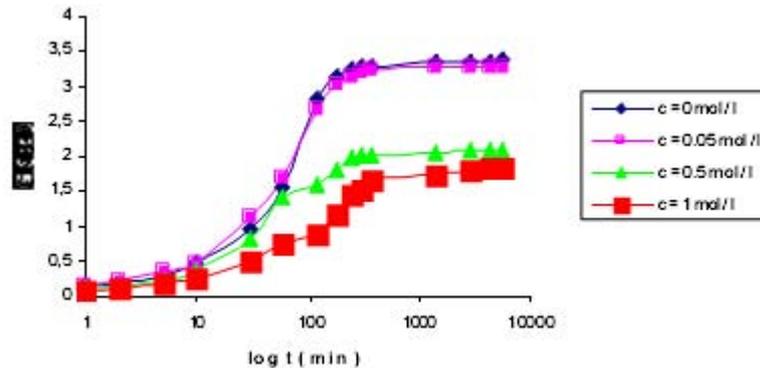


Figure 2.10: Variation du gonflement en fonction du temps en présence du CaCl₂ de l'argile.

2.9 STABILISATION PAR DES PRODUITS ORGANIQUES

Les matériaux organiques sont utilisés depuis toujours dans la construction mais sont assez mal connus et surtout mal reconnus. Les bitumes, les matériaux composites, le bois, les liants routiers, les produits de réparation et de protection des bétons et des aciers, les peintures, les géomembranes et les géotextiles utilisés en géotechnique, les équipements des ouvrages d'art (appareils d'appui, corniches, gaines de haubanage, etc.) ou de la route (murs anti-bruit, glissières de sécurité en bois, etc.), les adjuvants pour bétons spéciaux... tous ces matériaux ont en commun une origine chimique qu'on appelle «organique» pour signifier qu'ils sont constitués de carbone et d'hydrogène avec un peu d'oxygène, d'azote et quelquefois de soufre, voire d'oligo-éléments.

Les produits organiques sont utilisés afin d'améliorer la tenue des matériaux fins en diminuant leur affinité pour l'eau, en enrobant leurs particules d'un film tensio actif. Ces produits sont des dérivés aminés tensioactifs, des résines associées à des agents durcisseurs ou des extraits de végétaux. Ces additifs sont fournis sous forme de liquides, de pâte ou de poudre. Ils ont une action d'imperméabilisation et/ou d'hydrophobation qui réduit l'imbibition par capillarité et par succion mais qui ne renforce pas les qualités mécaniques de sols intrinsèquement faibles. Ces solutions ont été appliquées dès la construction des premières routes sahariennes [(Fenzy, 1970) ; (Fumet, 1959) ; (Sierra R, 1959)] (cité par LAAKAL A 2008).

1.10 CONCLUSIONS

La stabilisation permet d'améliorer les performances des sols supports et d'élargir la gamme des matériaux utilisables en construction d'une manière générale et en technique routière en particulier.

L'Algérie, au vu de son vaste territoire, est appelée à construire de plus en plus de routes, parfois dans des zones arides ou semi arides où les matériaux classiques sont quasi inexistantes. Ces derniers sont alors remplacés par des matériaux locaux dont les caractéristiques mécaniques ne répondent pas toujours aux exigences des règlements.

Les techniques de stabilisations sont en pleine extension. L'industrie met sur le marché une grande variété d'additifs capables de répondre aux attentes des bâtisseurs. Toute la question est de savoir choisir des produits adaptés aux sols (ou matériaux) à stabiliser, à l'environnement et à l'économie.

Chapitre 3

Stabilisation Des tufs Par La Chaux

CHAPITRE III

STABILISATION DES TUFES PAR LA CHAUX

Les caractéristiques géotechniques des matériaux d'encroûtements, et notamment leur faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic. D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquente de fines argileuses les rend sensibles à l'eau.

Pour profiter au mieux des matériaux naturels (tufs), on modifie leur granulométrie en supprimant une fraction ou en leur ajoutant la chaux, matériau correcteur qui sera bien défini dans ce chapitre.

3.1 LA CHAUX, UN MATERIAU TRES ANCIEN

La chaux est un de ces matériaux riches d'un passé immémorial, dont l'usage s'ancre dans l'histoire la plus ancienne. C'est sans doute de cette manière qu'on a "découvert" la chaux : une pluie abondante, tombant sur les restes calcinés d'un grand feu entraîna la création d'une sorte de mastic blanc, pâteux qui n'était autre que de la chaux éteinte. Depuis l'antiquité les hommes utilisent le pouvoir de liaison de la chaux pour réaliser leurs travaux de construction

C'est à Lepenski-Vir, en Yougoslavie, que l'on a découvert le plus ancien béton à base de chaux datant de 5.600 avant Jésus-Christ.

Les témoignages les plus anciens concernant l'utilisation de la chaux éteinte comme mortier remontent à l'époque égyptienne, principalement durant les quatrième, troisième et deuxième millénaires avant Jésus-Christ. Ainsi, les pyramides sont construites d'énormes blocs calcaires, tenus par un ciment constitué d'un mélange de chaux et de gypse.

Les Romains ont repris la compétence de la chaux des civilisations antérieures et l'ont perfectionnée : le meilleur exemple est le toit du Panthéon, plus précisément sa coupole de béton à base de cendres volcaniques et de chaux aérienne.

Les cathédrales Gothiques avec leurs arcs d'une légèreté reconnue ont pu se construire grâce à la flexibilité et à la maniabilité qu'apporte la chaux aérienne.

L'utilisation de la chaux dans la construction s'est répandue dans toutes les civilisations qui l'ont héritée des égyptiens et des grecs. On la trouve aussi, indépendamment, chez les Incas, les Mayas, en Amérique, dès le troisième millénaire avant Jésus-Christ

Concernant plus particulièrement le traitement des sols, rappelons que la voie Apienne, datant de l'époque romaine, toujours utilisée à l'heure actuelle, a été réalisée sur un sol stabilisé à la chaux.

Aujourd'hui, l'utilisation de la chaux pour améliorer la qualité des sols est en pleine évolution. En effet, grâce aux progrès des engins de génie civil, aux recherches des laboratoires géotechniques, et aux travaux de développement des producteurs de chaux, cette technique poursuit son développement.

3.2 QU'EST-CE QUE LA CHAUX?

La chaux est un matériau « naturel », connu et employé universellement depuis quelques quatre millénaires, aujourd'hui utilisé par chacun à une occasion ou à une autre. La chaux n'en est pas moins un matériau complexe. C'est la chaux, sous des formes à chaque fois adaptées, que l'on retrouve comme "fondant" en sidérurgie, pour améliorer les qualités routières des sols, dans la fabrication du papier, dans le traitement du sucre, ou encore pour traiter les eaux usées ou, les fumées.

La chaux est produite industriellement par la décomposition thermique (calcination) du calcaire. Comme bien des produits marqués par l'histoire et par l'usage, la chaux souffre d'un problème de terminologie évident. Quelques termes courants doivent donc être définis :

3.2.1 Les types de la chaux :

La chaux vive : est le produit direct de la calcination de calcaire (CaCO_3) pur. C'est l'oxyde de calcium CaO pur.

La chaux éteinte : est le produit de la réaction d'hydratation (par l'eau) de CaO , c'est donc l'hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 .

Pour ces deux composés chimiques, CaO et Ca(OH)_2 , on parle de chaux aérienne lorsque la

chaux est obtenue, par calcination, au départ d'un calcaire composé essentiellement de carbonate de calcium (CaCO_3).

En construction, on emploie aussi, pour ce même matériau, le terme "**chaux grasse**", car elle procure aux mortiers une certaine onctuosité.

Certaines chaux, moins pures, contiennent d'autres éléments. Ainsi, lorsque le calcaire

contient du carbonate de magnésium, MgCO_3 , il produit, par calcination, des

chaux magnésiennes, contenant CaO et MgO . On appelle aussi ces chaux des **chaux dolomitiques**

Lorsque le calcaire contient de l'argile (de 15 à 20%), la calcination donne lieu à la formation de silicates et d'aluminates de calcium, en plus de l'oxyde. Les chaux obtenues sont appelées **chaux hydrauliques** car elles ont la propriété de "prendre" en présence d'eau, et sont utilisées dans la construction (CLAUDE .J 1995) (cité par Colombier 1998).

3.3 POURQUOI LA CHAUX ?

Le traitement des sols par la chaux est souvent opéré pour plusieurs raisons on site :

3.3.1 Justification économique

- Réduction des distances de transport : L'utilisation des matériaux locaux baisse le coût de transport entre le point d'extraction et le point de mise en œuvre ;

- Valorisation des matériaux locaux : Ce procédé permet l'utilisation des matériaux en place sans avoir recours à des matériaux d'emprunt ou provenant de carrière qui sont souvent plus coûteux. Cette solution réduit en même temps la quantité des matériaux à mettre en dépôt et offrent de nombreux avantages :

- L'assèchement des sols permettant de les rendre praticables aux engins de chantier ;
- préservation des ressources naturelles,
- diminution des coûts de terrassement et des coûts liés à la mise en décharge des matériaux évacués.
- Raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles

Il s'agit donc de solutions, moins coûteuses que les solutions traditionnelles, et qui s'inscrivent dans une démarche de développement durable

3.3.2 Justification technique

Pour atteindre les objectifs du traitement on passe inéluctablement par une bonne maîtrise de la qualité du produit fini et surtout par une maîtrise de l'étude de base, des constituants, du mélange, de la chaîne de production depuis la préparation des matériaux jusqu'à la mise en œuvre.

Le procédé de stabilisation des sols à la chaux permet d'obtenir, à partir des sols difficilement compactables et non traités, un matériau présentant une résistance mécanique durable à l'eau et au gel.

La stabilisation des sols augmente leurs résistances, réduit ou augmente leurs perméabilités. Elle est, aussi utilisée pour minimiser la sensibilité des sols aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

Les performances en termes de plasticité, d'aptitude au compactage et de portance se trouvent améliorées. C'est pourquoi l'apport de chaux est un procédé qui permet d'améliorer immédiatement l'aptitude à la mise en œuvre et au compactage des sols, et de faciliter les opérations sur le chantier.

3.3.3 Justification écologique

En plus de l'aspect économique et technique, la stabilisation a un intérêt écologique, puisque la valorisation des ressources locales en matériaux limite l'ouverture des carrières et des dépôts, atténuant ainsi l'impact du projet sur le milieu naturel.

La stabilisation participe, en l'optimisation des mouvements des terres, à la réduction des nuisances causées aux riverains et à la faune et la flore en diminuant les transports à l'extérieur du chantier.

La stabilisation des sols permet une réduction des émissions de CO₂ mais également de tous les autres composants gazeux nocifs pour le climat.

3.4 LES PARAMETRES IMPORTANTS DE LA CHAUX DE TRAITEMENT

3.4.1 La réactivité

Est le temps nécessaire pour porter de 20° à 60° la température de 600 ml d'eau auxquels on ajoute 150 gr de chaux vive ; elle s'exprime en minute et par la valeur t_{60} . Plus la chaux est réactive, plus elle réagit rapidement plus la valeur de t_{60} est petite.

La réactivité de la chaux dépend principalement de trois éléments : la pureté, l'origine du calcaire calciné et le processus de calcination. En matière de stabilisation des sols, une chaux vive de haute réactivité est importante pour permettre à la chaux de :

- S'hydrater le plus rapidement possible et donc aux ions calciques d'être rapidement disponible pour réagir avec les minéraux argileux et flocculer le sol ;
- achever complètement sa réaction avant que le sol ne soit compacté.
- ✓ Les chaux qui n'atteignent pas une température finale de 60 C° n'ont pas les qualités requises pour le traitement des sols. Elles entraînent une importante surconsommation de liant, dégagent peu de chaleur et l'effet d'assèchement ne résulte que de l'adjonction de matière sèche.
- ✓ Les chaux à réactivité lente ($t_{60} > 10$ min) sont également inadéquates pour le traitement des sols. Elles entraînent une réaction lente et tardive. La chaux risque de ne pas avoir complètement agi avant que le sol ne soit compacté. Une réaction tardive peut provoquer un gonflement de sol.



Figure 3.1 : *Test de réactivité*

3.4.2 La chaux disponible

La chaux disponible désigne la pureté chimique de la chaux, c'est-à-dire sa teneur en oxyde de calcium actif. Cette valeur est déterminée par un essai de titration.

Lorsque la classification selon la norme EN 549, évoque une CL 90-Q, elle vise une chaux vive de (Q) calcique (CL) ayant une teneur totale en CaO et MgO de 90. Une teneur en CaO disponible élevée est essentielle pour garantir l'efficacité du traitement du sol.

Les chaux à faible teneur en chaux disponible (CaO disponible < 85%) entraînent une importante surconsommation ou empêchent d'atteindre les résultats escomptés.



Figure 3.2 : *Mesure de la chaux disponible*

3.4.3 La granulométrie

La granulométrie de la chaux désigne la finesse de celle-ci. Cette finesse est déterminée par le passage aux tamis de $80\mu\text{m}$ et de 2 mm. La chaux doit être suffisamment fine afin de réagir rapidement avec le sol mais pas trop fine pour permettre sa manipulation via le silo ou l'épandeur. Ces deux caractéristiques sont garanties avec une granulométrie de 0-2 mm.

- Des chaux de trop grosse granulométrie peuvent entraîner une réaction tardive et ainsi provoquer un gonflement ; des chaux trop fines entraînent des problèmes d'épandage et de perte au vent.



Figure 3.3 : *Test de granulométrie*

- ❖ Les caractéristiques importantes pour la chaux de traitement des sols sont résumées dans le tableau (3.1).

Tableau 3.1 : Caractéristiques de la chaux de traitement des sols

Propriétés	Conformité	Fréquence de contrôle
Passant au tamis de 80 μ m	$\geq 30 \%$	1/ jour
Passant au tamis de 2m	$\geq 95 \%$	1/ jour
Réactivité t_{60}	≤ 10 min	1/ jour
Chaux disponible (libre)	$\geq 85 \%$	1/ jour

3.5 STABILISATION DES TUFES A LA CHAUX

Les caractéristiques géotechniques des matériaux d'encroûtements, et notamment leur faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic. D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquente de fines argileuses les rend sensibles à l'eau.

Alors la conception de la route, celle des structures des chaussées et les exigences sur les matériaux utilisés dans la construction routière ont connu aussi une nouvelle ère.

Pour profiter au mieux des matériaux naturels (tufs), on modifie leur granulométrie en supprimant une fraction ou en leur ajoutant un matériau correcteur afin d'améliorer leur compacité ; leur comportement mécanique est étroitement lié à cette dernière.

Mais pour avoir des chaussées à prix raisonnable qui peuvent supporter des fortes circulations, la correction granulométrie s'est avérée insuffisante. Il a fallu donc recourir au traitement par la chaux, l'objectif est double :

- Rendre le matériau monolithique après prise du liant et éviter ainsi les risques d'abrasion, sous le trafic, de granulats insuffisamment durs ;
- Agglomérer les fines calcaires et neutraliser les fines argileuses pour rendre le matériau insensible à l'eau.

Dans cette étude de traitement, nous nous intéressons qu'à un seul type de liants (la chaux) qui est le plus couramment utilisé dans les traitements des sols.

3.5.1 Méthodologie du traitement et exécution des couches de forme

3.5.1.1 Introduction

Pour le traitement, il existe des paramètres d'identification concernant les sols et la chaux et reconnus comme significatifs vis-à-vis du traitement. Ces paramètres sont :

- Pour les sols : la granularité, l'argilosité, les teneurs en constituants physico-chimiques particuliers (matières organiques, phosphates, sulfates, sulfures, nitrates, chlorures), l'état hydrique, l'état de compacité en place et, éventuellement, la fragmentabilité et l'abrasivité.

- Pour la chaux aérienne, principalement concernée dans le traitement des sols, les paramètres d'identification importants vis-à-vis du traitement sont : la forme sous laquelle elle est introduite dans le sol (vive, éteinte, lait de chaux), sa teneur en chaux libre, sa granularité et, pour la chaux vive, sa réactivité avec l'eau.

3.5.1.2 Evaluation de l'aptitude du sol au traitement :

Dans l'application du traitement à la réalisation de couche de forme, l'aptitude du sol au traitement est évaluée suivant les critères présentés au tableau (3.2) (LCPC - SETRA, 2000)

Tableau 3.2 Critères retenus pour l'adaptation d'un sol au traitement

Type de traitement	Paramètre considéré		Aptitude du sol au traitement
	Gonflement Volumique G_v (%)	Résistance en compression diamétrale R_{tb} (Mpa)	
Traitement avec la chaux	< 5	> 0.2	Adapté
	$5 \leq G_v \leq 10$	$0.1 \leq R_{tb} \leq 0.2$	Douteux
	> 10	< 0.1	Inadapté

3.5.2 Les différentes phases de traitement

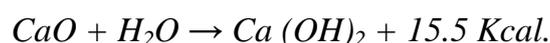
L'objectif visé par ce traitement est la neutralisation des fines argileuses afin de rendre le matériau insensible à l'eau.

L'action de la chaux hydraulique sur un sol humide (plus particulièrement un sol argileux) se décompose en trois phases, deux sont immédiates et la troisième à plus long terme :

3.5.2.1 Phase de déshydratation

La déshydratation du tuf d'après (Venuat, 1980) est le résultat de :

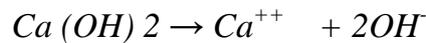
- La réaction d'hydratation de la chaux libre vive CaO , fixe une quantité d'eau suivant la réaction :



- L'évaporation due à l'échauffement par la réaction exothermique;
- Le malaxage diminue de 1.5 % la teneur en eau moyenne. Cette diminution est plus grande dans le cas des conditions climatiques extrêmes.

3.5.2.2 Phase de réaction avec l'argile:

- La chaux basique ionisée dans l'eau donne les ions:



- La silice SiO_2 et l'alumine Al_2O_3 ont une solubilité élevée en milieu fortement basique ($PH > 12$), cette solubilité conduit à la destruction des argiles par la chaux;
- Les cations Ca^{++} vont se substituer aux ions Na^+ et K^+ de l'argile et provoquant une floculation abondante des particules argileuses. Les ions Ca^{++} réalisent des ponts (ponts de calcium) entre les particules d'argile endommagées (figure 3.4).
- Ensuite, la chaux attaque les particules d'argile liées pour former un ciment d'aluminates et de silicates de calcium hydratés. Le tuf va subir une granulation due à la floculation et qui va substituer, même après immersion, dans l'eau.
- Visuellement, le tuf change ; il perd sa cohésion, sa plasticité, et sa densité et devient pulvérulent, poudreux et friable.

3.5.2.3 Phase à plus long terme :

D'après **Leroux** (1969) (cité par Taibi, 1985) les PH mesurés au moment du mélange sol-chaux, quel que soit le pourcentage de chaux utilisé, sont compris entre 12.5 et 13. Après 48 heures de contact, ils sont encore supérieurs à 11 pour les sols traités à 5 % de chaux et plus. Ils se stabilisent à 9.5 pour les échantillons après un mois de traitement.

- A PH supérieur à 12, la silice SiO_2 et l'alumine Al_2O_3 passent en solution, une fois libérées, elles se combinent avec la chaux libre éteinte $Ca(OH)_2$ pour former des silicates et des aluminates de calcium hydratés (CSH et CAH) ;
- Au début du traitement, les composés hydratés se développent énergiquement en se transformant d'abord en gels amorphes, ensuite et au bout d'une durée de 90 jours de contact argiles-chaux, les composés hydratés se cristallisent lentement;

Perret (1979) (cité par Taibi, 1985), a constaté que la température ne change pas la nature chimique dans la réaction sol-chaux, elle ne fait qu'accélérer la réaction. Dans ses études de la stabilisation des sols fins à la chaux, il a observé que la stabilisation s'effectue en trois phases (citées précédemment) et en variant la température de conservation, il a constaté que :

- A 20 °C, les deux premières phases sont observées. Quant à la troisième, elle n'est pas observée (lenteur du phénomène) ;
- A 40 °C, toutes les phases sont observées ;
- A 60 °C, la première phase n'est pas observée (très rapide). Quant aux deux dernières elles sont observées.

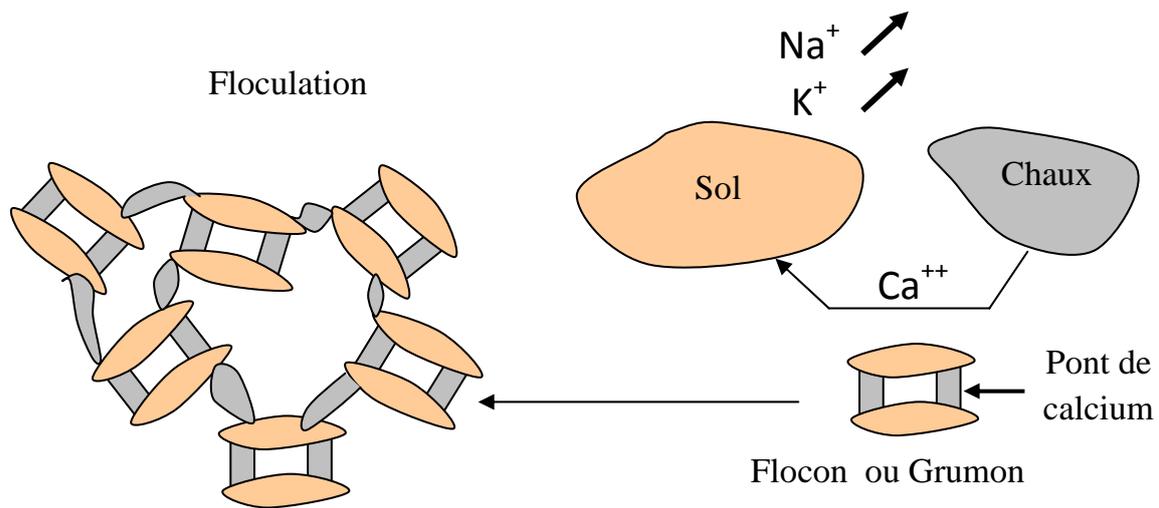


Figure 3.4 : Schéma du mécanisme observé lors du traitement (Kouidri, 2000).

3.5.2 Méthodes de traitement et précautions d'emploi

Les sols relèvent essentiellement du traitement "en place". On incorpore la chaux avec des engins agricoles ou mieux avec du matériel de travaux publics :

- Rotovator (profondeur de travail 12 à 15 cm)
- En cas de présence d'éléments grossiers : charrue à disques (profondeur 20 à 25 cm)
- Pulvimixer (30 à 35 cm)

On procède à un compactage, fondamental pour diminuer les vides et augmenter la durée de vie du matériau. Le traitement peut se faire en plusieurs couches si nécessaire.

Le traitement doit être précédé d'une étude en laboratoire pour définir si le sol a une bonne réactivité et déterminer les dosages de liant (après mesure de l'indice CBR immédiat et au bout de quatre jours qui donne des informations sur l'amélioration de la "portance").

3.5.3 Application des tufs traités en construction routière :

Actuellement, et presque partout dans le monde, la construction routière est orientée vers les sols traités aux liants hydrauliques. Les applications des tufs traités à la chaux sont très nombreux, et dans un grand nombre de pays, mais restent toujours dans le cadre de faible trafic. Nous citons quelques exemples :

Cette solution semble courante en Afrique de Sud et en Argentine (Colombier, 1988). Elle est beaucoup moins fréquente dans les pays du Maghreb qui produisent peu de chaux.

En Afrique de Sud, le traitement a été effectué en place par épandage de chaux pulvérulente et mélangée à la niveleuse ou à la charrue à disque, le dosage en chaux est le plus souvent compris entre 2 et 3 %.

3.6 ORGANISATION GENERALE DES CHANTIERS

La réalisation des couches de forme en sols traités à la chaux requiert l'exécution de différentes opérations qui doivent être exécutées selon un ordonnancement précis et, pour certaines d'entre elles, en un temps n'excédant pas le délai de maniabilité du mélange.

Une certaine partie seulement de ces opérations élémentaires est à exécuter dans tous les chantiers, ce sont :

- la fabrication du mélange (en place ou en centrale),
- le préreglage,
- le compactage partiel,
- le réglage final,
- le compactage final,
- l'application de la protection superficielle.

D'autres, en revanche, comme

- la préparation initiale du sol,
- l'ajustement de l'état hydrique du mélange,
- le cloutage,

Ne sont à réaliser que si le contexte du chantier les exige (voir figure 3.5)

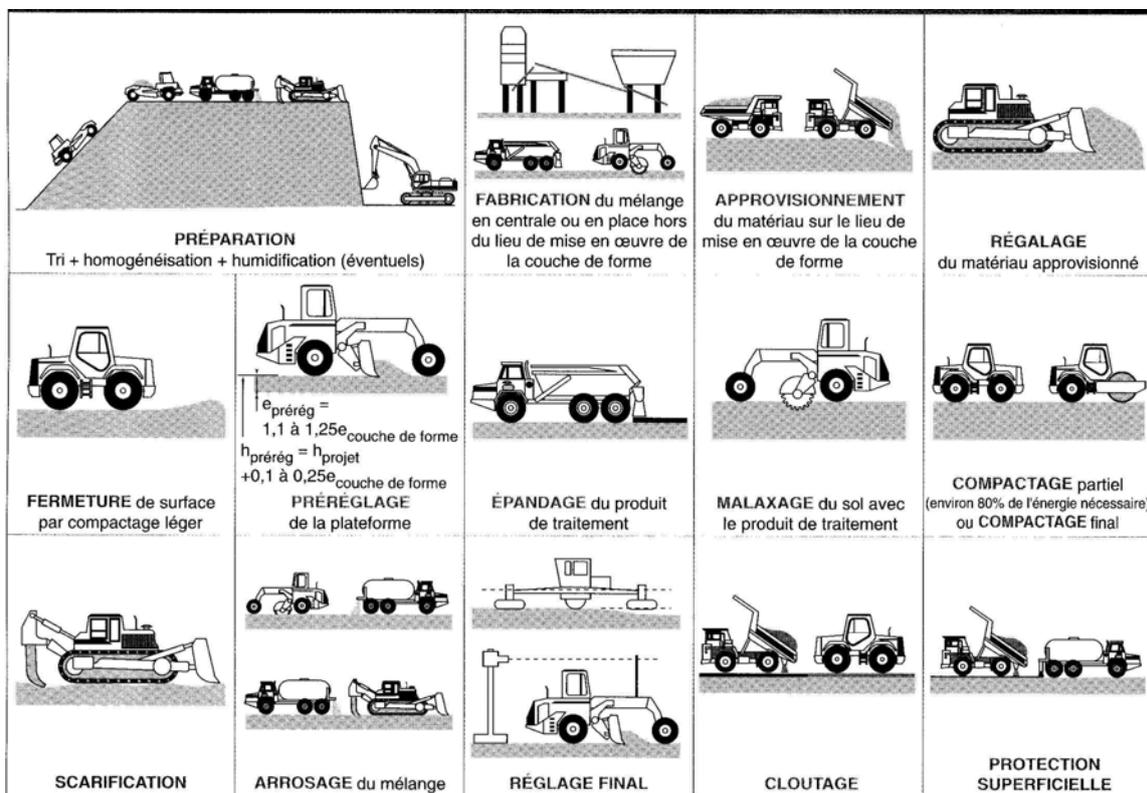


Figure 3.5 Opérations élémentaires intervenant dans l'exécution d'une couche de forme en sol traité (LCPC-SETRA, 2000).

Les opérations élémentaires importantes vis-à-vis de la qualité de l'ouvrage sont les suivantes :

3.6.1 La préparation initiale du sol

Elle commence par la décohésion du matériau en place suivie par l'élimination de la fraction grossière. Cette préparation initiale a pour objet l'homogénéisation des caractéristiques de la nature et d'état hydrique du sol pour les mettre en concordance avec les valeurs considérées dans l'étude du matériau traité (voir figure 3.6).



Figure 3.6 *Homogénéisation par constitution de dépôts provisoires*

(LCPC-SETRA, 2000)

Les techniques et le coût de cette opération sont souvent difficiles à définir avec précision au stade de l'étude du projet.

3.6.2 Fabrication du mélange

Dans le cas de la fabrication en place, cette opération comprend :

- L'épandage du produit de traitement : Doit répartir la masse surfacique du produit de traitement correspondant au dosage recherché (figure 3.7).
- Le malaxage de ce produit avec le sol : Doit être réalisé avec des gros pulvérisateurs de sol à arbre horizontal. Il permet d'obtenir une qualité satisfaisante sur la quasi-totalité des sols dont la dimension des plus gros éléments n'excède pas 100 mm (figure 3.8).



Figure 3.7 Epandeur moderne équipé d'un dispositif de variation de la largeur d'épandage (GTS, 2000).

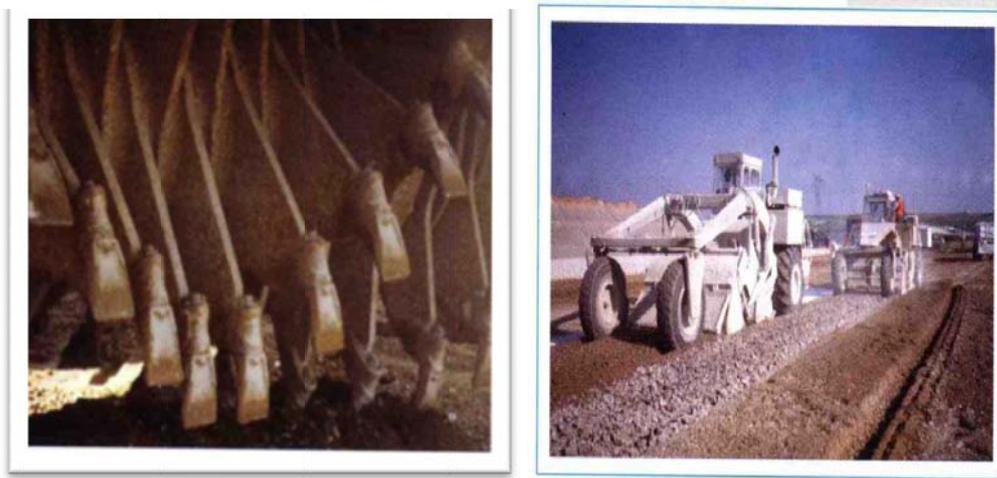


Figure 3.8 Pulvérisateurs de sol à arbre horizontal munis de pioches (GTS, 2000).

- L'ajustement de l'état hydrique du mélange : Consiste soit à humidifier le mélange par arrosage, soit à l'assécher par aération et/ou traitement à la chaux vive. On constate en pratique que c'est l'arrosage qui est le plus souvent concerné. Il doit être exécuté avant le compactage partiel avec beaucoup de rigueur, car un manque d'eau a des conséquences plus sensibles sur les performances d'une couche de forme en sol traité qu'un excès d'eau de même ampleur (figure 3.9).
- Lorsque le mélange est fabriqué dans une centrale, sa qualité est en principe mieux maîtrisée que celle obtenue par traitement en place, à condition que l'écoulement du sol dans les organes de dosage se fasse correctement, ceci n'est possible qu'avec des sols non argileux ou des sols moyennement argileux prétraité de la chaux (figure3.10)



Figure 3.9 Arroseuse de grande capacité (supérieure à 80 m³)

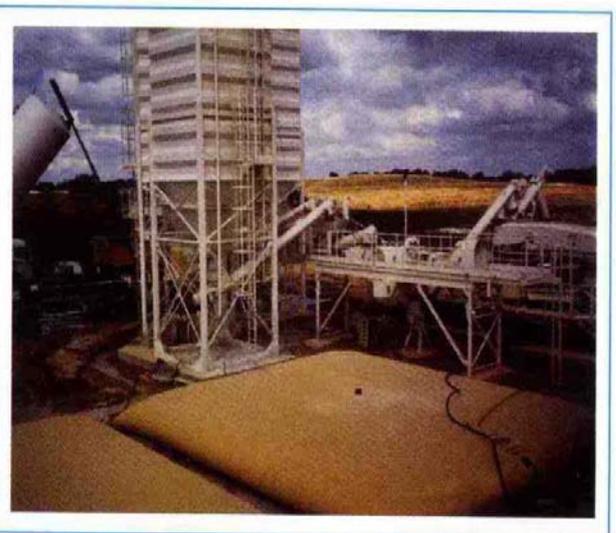


Figure 3.10 Vue d'ensemble d'une centrale de fabrication du mélange.

A titre d'exemple, nous citons le cas de l'Autoroute Est-ouest, tronçon Oued Tlelat (Sig) où l'entreprise procède à l'exécution de planche d'essai pour couche de forme en tuf traité à 4% de ciment mélangé et fabriqué en centrale (figure 3.11)



Figure 3.11 Planche d'essai en tuf traité préparé en centrale (l'Autoroute Est-ouest, tronçon Oued Tlelat - Sig)

3.6.3 Réglage

Dans le cas des couches de forme en sols traités, il n'est pas acceptable de réaliser le réglage final de manière traditionnelle par comblement des sous-profils par les sur profils, du fait de la destruction qui en résulterait. Pour garantir la conformité de la couche traitée à la valeur prise en compte dans le dimensionnement de la structure, il est impératif que le réglage soit obtenu par rabotage, sur toute la surface de la couche, d'une certaine épaisseur de sol traité. Ceci nécessite d'exécuter le réglage en deux séquences : préréglage à une côte sauvegardant, après compactage, une certaine épaisseur qui est éliminée lors du réglage final (Figure 3.12).

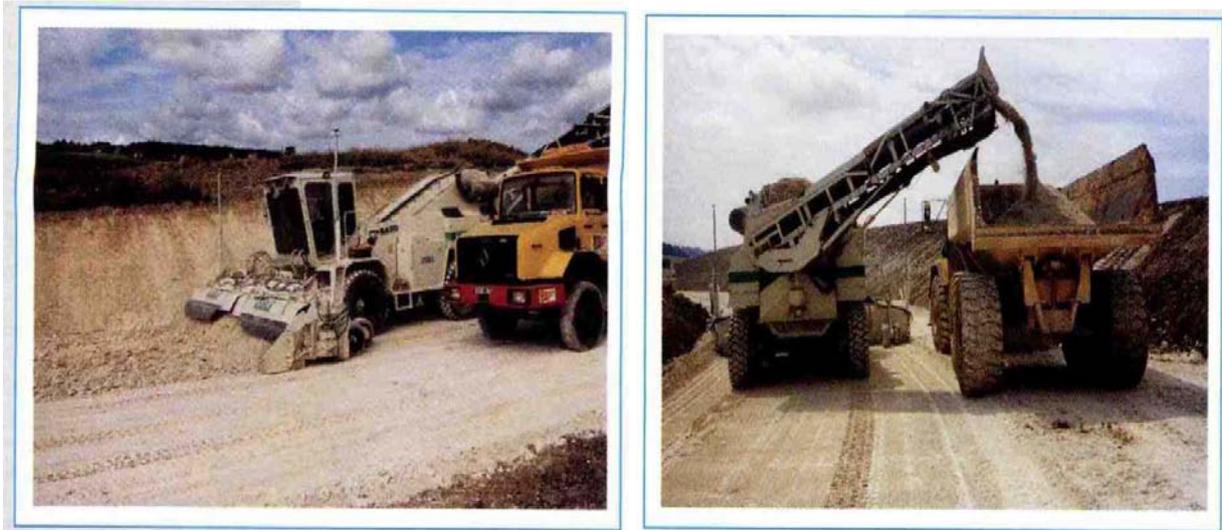


Figure 3.12 *Etat de la plate-forme après rabotage avec la raboteuse (reprise et évacuation du matériau raboté, GTS, 2000)*

3.6.4 Compactage

Il a pour objet l'obtention de valeurs de compacité, notamment en fond de couche, conformes à celles prises en compte dans l'étude du dimensionnement de la structure. Il doit se faire également en deux séquences (compactage partiel et compactage final) séparées par l'opération de réglage final. En outre, des moyens complémentaires de compactage sont souvent nécessaires pour résoudre des problèmes spécifiques tels que le feuilletage, le préréglage, la fermeture de surface (figure 3.13).



Figure 3.13 *Compactage par l'utilisation de rouleaux vibrants à pieds*

3.6.5 Cloutage

Le cloutage est indispensable sur les plates-formes de couches de forme en sols fins traités, son rôle est de permettre l'accrochage de la protection superficielle lourde. Cette opération consiste à épandre, après réglage final et compactage final, des gravillons de coefficient Los-Angeles inférieur ou égal à 35. L'enchâssement doit être exécuté avant la fin du délai de maniabilité par deux à trois passages d'un cylindre lisse fonctionnant sans vibrer (figure 3.14).

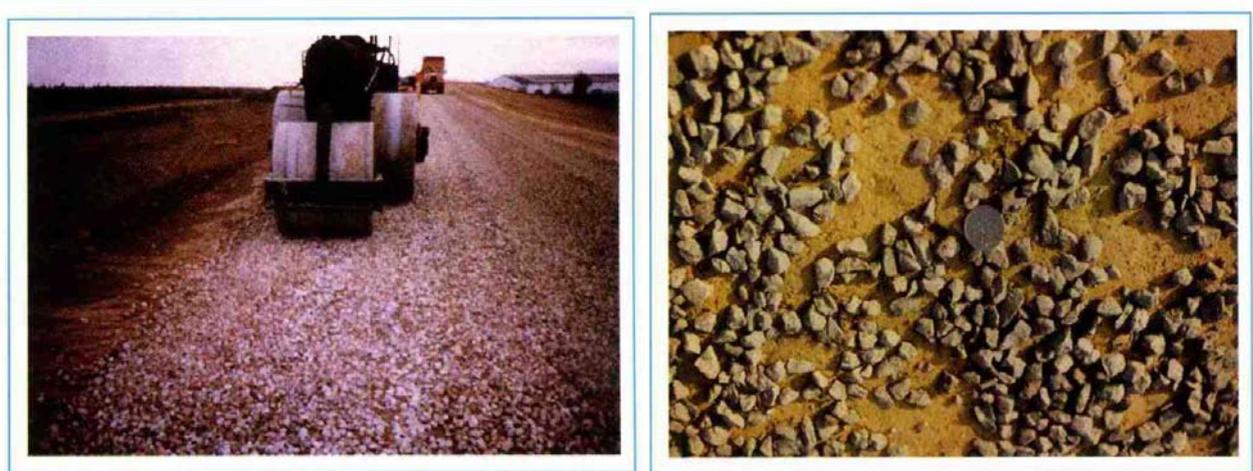


Figure 3.14 Cloutage avec des gravillons concassés compactés à l'aide des rouleaux lisses

3.6.6 Protection superficielle

Elle a pour objet de maîtriser l'évaporation du sol traité et/ou de le protéger de l'imbibition durant la prise hydraulique. Elle a souvent un rôle de protection vis-à-vis des émissions de poussières et des agressions du trafic de chantier. Pour remplir les rôles pouvant lui être dévolus, elle fait appel à différentes techniques : pulvérisation d'eau, enduit de cure, enduit gravillonné mono ou bicouche, qu'il convient de choisir en fonction du contexte du chantier (figures 3.15 et 3.16).



Figure 3.15 Exemple de protection superficielle lourde de type « enduit prégravillonné »

Dans la figure (3.15) on distingue successivement :

- à l'arrière-plan, la bande cloutée,
- au centre, l'épandage de l'émulsion,
- au premier plan, l'épandage des gravillons.

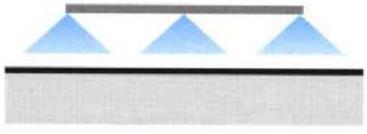
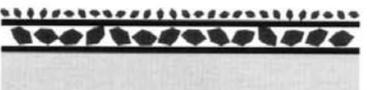
Appellation - Schéma	Formulation (par m ²)	Commentaires
Pulvérisation d'eau (P) 	1 à 2 litres d'eau éventuellement additionnée d'un produit hydrophile (Cl2 Ca)	Nécessité de répandre l'eau sous forme finement pulvérisée. Opération à renouveler dès que la surface s'est asséchée et qu'il y a à nouveau formation de poussières.
Enduit de cure par voile d'émulsion (EC) 	0,5 à 0,8 kg d'émulsion* + sable propre ou petits gravillons à refus**	Le sable peut être utilisé uniquement en l'absence de trafic lourd sur sur la couche de forme
Enduit de scellement (ES) 	0,8 à 1,1 kg d'émulsion* + sable propre ou petits gravillons à refus**	Protection similaire à (EC) mais plus efficace contre la dessiccation si la durée d'exposition est importante.
Enduit monocouche (EM) 	1,3 à 1,6 kg d'émulsion* + 7 à 8 litres de gravillons 4/6** ou 9 à 10 litres de gravillons 6/10**	Le choix du gravillon dépend de l'agressivité du trafic. Le taux d'émulsion peut être augmenté de 5 à 10 % suivant la rugosité du support.
Enduit bicouche (EB) 	1re couche : 1,1 à 1,3 kg d'émulsion* 10 à 11 litres de gravillons 10/14** 2e couche : 1,5 kg d'émulsion* 6 à 7 litres de gravillons 4/6**	L'ajustement de la quantité d'émulsion de la première couche doit être réalisé en fonction de la rugosité du support.
Enduit prégravillonné (EP) 	8 à 9 litres de gravillons 10/14** + 2 kg d'émulsion* + 6 à 7 litres de gravillons 4/6**	Cette protection est comparable à celle obtenue par l'application d'un enduit monocouche sur une plate forme préalablement cloutée.
* Masse surfacique donnée pour une émulsion cationique à 65 % de bitume ** Les gravillons doivent avoir un coefficient Los-Angeles ≤ 35 et une propreté (% ≤ 0,08 mm) ≤ 2%		

Figure 3.16 Différentes protections superficielles pouvant être appliquées sur une couche de forme en sol traité (LCPC-SETRA, 2000).

3.7 CONCLUSION

Le traitement des sols à la chaux est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique, et qui est encore amenée à connaître une importante croissance. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet de:

- Eviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but.
- Vulgariser la technique de traitement : Cette expérience permet une meilleure familiarisation avec le traitement à la chaux, technique qui peut être adoptée sur des chantiers où les matériaux nobles se font rares ;
- Promouvoir l'industrie de la chaux : La technique de traitement à la chaux permet de promouvoir les sources et les techniques de fabrication de la chaux.
- Préserver l'environnement : il convient de préciser que cette solution est en harmonie avec l'équilibre écologique. En effet le recours au traitement à la chaux réduit les transports à l'extérieur des emprises et l'ouverture de nouveaux dépôts et emprunts. Ceci atténue considérablement l'impact du projet sur la faune et la flore.

Chapitre 4

Identification Des Tufs

CHAPITRE IV

IDENTIFICATION DES TUFES

Dans le chapitre I, nous avons donné une présentation générale de la genèse des tufs calcaires, gypseux et mixtes ; nous allons présenter dans ce chapitre l'identification géotechnique de deux tufs à l'aide d'essais de laboratoire.

Les tufs étudiés sont :

1. Un tuf gypseux du nord de l'Algérie extrait de la carrière de Draa Dissa Commune de Texana wilaya de Jijel et ;
2. Un tuf gypso-calcaire du sud extrait de la carrière de Telghemt de Hassi R'mel wilaya de Laghouat.

4.1 PRESENTATION DES ECHANTILLONS

Les deux carrières choisies dans cette étude, sont souvent utilisées en construction routière dans les deux wilayas (Jijel et Laghouat).

4.1.1 Carrière de Draa Dissa

Cette carrière se trouve au sud du chef lieu de la wilaya de Jijel à cinq kilomètres de la commune de Texana. (Figure 4.1).



Figure 4.1 : *Prélèvement d'échantillons de Tuf de Draa Dissa*

4.1.2 Carrière de Telghemt

Cette carrière se trouve à 60 Km au sud ouest de la ville de Laghouat. Le matériau de couleur blanche (figure 4.2), a été utilisé pour la réalisation de plusieurs projets, on cite à titre indicatif :

- La route communale Laghouat-Bellil (62 km);
- Le chemin Wilaya Bellil-K'sar l'hiran (58 Km).



Figure 4.2 : *Prélèvement d'échantillons de Tuf de Telghemt*

4.2 IDENTIFICATION GEOTECHNIQUE

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon les normes admis en géotechnique classique, avec néanmoins certaines modifications qui méritent d'être signalées.

4.2.1 Analyse granulométrique

En général, pour les travaux routiers et par souci d'obtenir des couches stables et résistantes aux charges du trafic, les matériaux choisis doivent avoir des courbes granulométriques qui s'inscrivent dans un fuseau de spécification précis.

4.2.1.1 Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. L'essai se fait selon la norme : NF P 18-560.

Nous avons effectué cette étude sur nos deux échantillons par voie humide après immersion totale pendant 24 h. Les tufs étant sensibles à l'eau, séchés ils forment, en général, des mottes de particules agglomérées, d'où la nécessité d'immerger l'échantillon avant l'essai, afin de séparer ses particules.

Le tableau 4.1 résume les résultats de cette analyse granulométrique.

Tableau 4.1: Résultats de l'analyse granulométrique des matériaux étudiés.

Echantillon	Telghemt	Draa Dissa
0 / D	0 / 31	0 / 31
% < 80µm	20	1.7
% < 0.4mm	42.67	18
D60 (mm)	1.3	2.7
D10 (mm)	0.02	0.22
D30 (mm)	0.13	0.95
Cu	>2 (C. étalée)	>2 (C. étalée)

4.2. 1. 2. Analyse sédimentométrique

La teneur en fines (éléments inférieurs à 80 µm) ne joue pas toujours un rôle négatif pour le matériau surtout quand il s'agit de fines siliceuses ou calcaires.

L'analyse granulométrique de cette fraction est faite par sédimentation selon la norme NFP 94 -057 qui complète l'analyse granulométrique par tamisage où il n'est pas possible d'utiliser des tamis (tuf de Telghemt).

Le principe de cet essai est fondé sur la loi de Stokes où la vitesse de sédimentation des particules en suspension dans un milieu dépend de leur diamètre.

La figure 4.3 montre que la courbe granulométrique de tuf de sud (**Telghemt**) est hors fuseau de spécification des graves 0 / 20 mm non traités et celle de tuf de nord (**Draa Dissa**) est inclus de 50% pour les diamètres inférieurs à 2 mm (SETRA-LCPC, 1981)

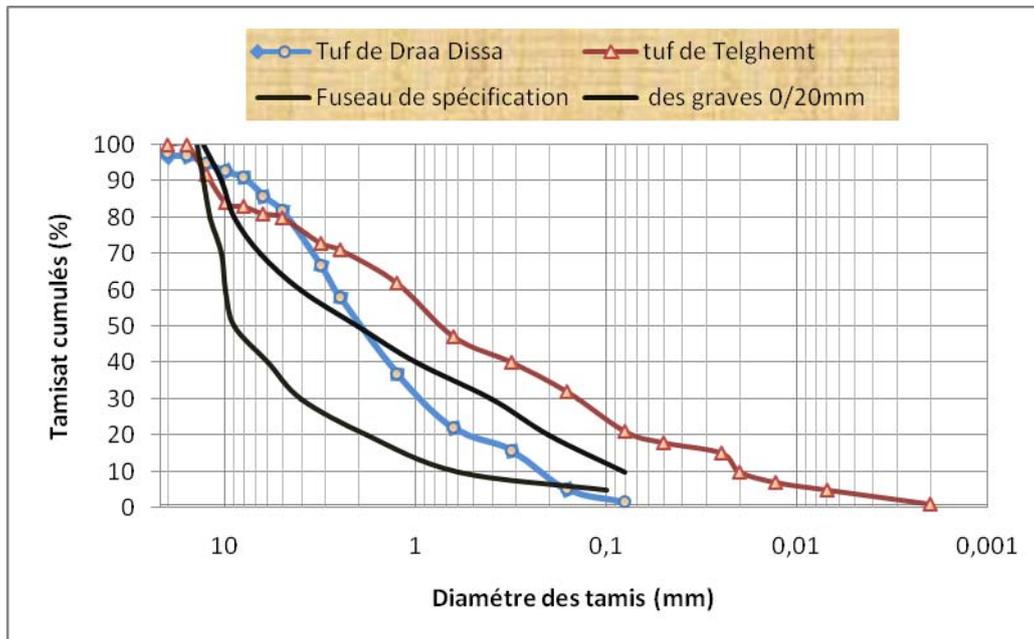


Figure 4.3 : Courbes granulométriques des tufs de *Telghemt* et de *Draa Dissa*.

4.2. 2. Qualité des fines

Les argiles ont toujours posé des problèmes aux ingénieurs qui ont affaire aux assises de chaussées. Leur influence est caractérisée par les essais au laboratoire :

- Les limites d'Atterberg ;
- L'équivalent de sable ;
- L'essai au bleu de méthylène

4.2.2.1 Les limites d'Atterberg

Réalisé selon la norme : **NF P 94-051**, les limites d'Atterberg sont pratiquées sur la fraction du sol dont les grains ont une dimension inférieure à 0,4 mm. Les tufs ayant un caractère sableux, nous avons utilisé la coupelle rugueuse pour trouver la limite de liquidité.

Le tableau 4.2 résume les résultats des limites d'Atterberg.

Tableau 4.2: Limites d'Atterberg.

Echantillon	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
Telghemt	20.93	12.12	8.82
Draa Dissa	-	-	0%

Les résultats des limites de consistance montrent que le tuf du Sud (**Telghemt**) présente une certaine plasticité alors que le tuf du Nord (**Draa Dissa**) est non plastique ; cela coïncide avec les résultats de l'analyse granulométrique où nous avons vu que les deux échantillons de **Telghemt** et de **Draa Dissa** ont respectivement un pourcentage des fractions inférieures à 80 μm de 20% et 1.70 %, cela n'est pas toujours vrai. En effet, un pourcentage remarquable d'éléments inférieurs à 80 μm n'implique pas forcément la plasticité du matériau, puisque les fines peuvent être calcaires ou siliceuses, comme elles peuvent être limoneuses ou argileuses.

D'après ces résultats, et selon la classification **LCPC**, les tufs étudiés ont une double nomenclature : SL – LP dite : **sable limoneux** et/ou **Limon peu plastique**.

La figure (4.4) localise les deux matériaux étudiés selon l'abaque de Casagrande.

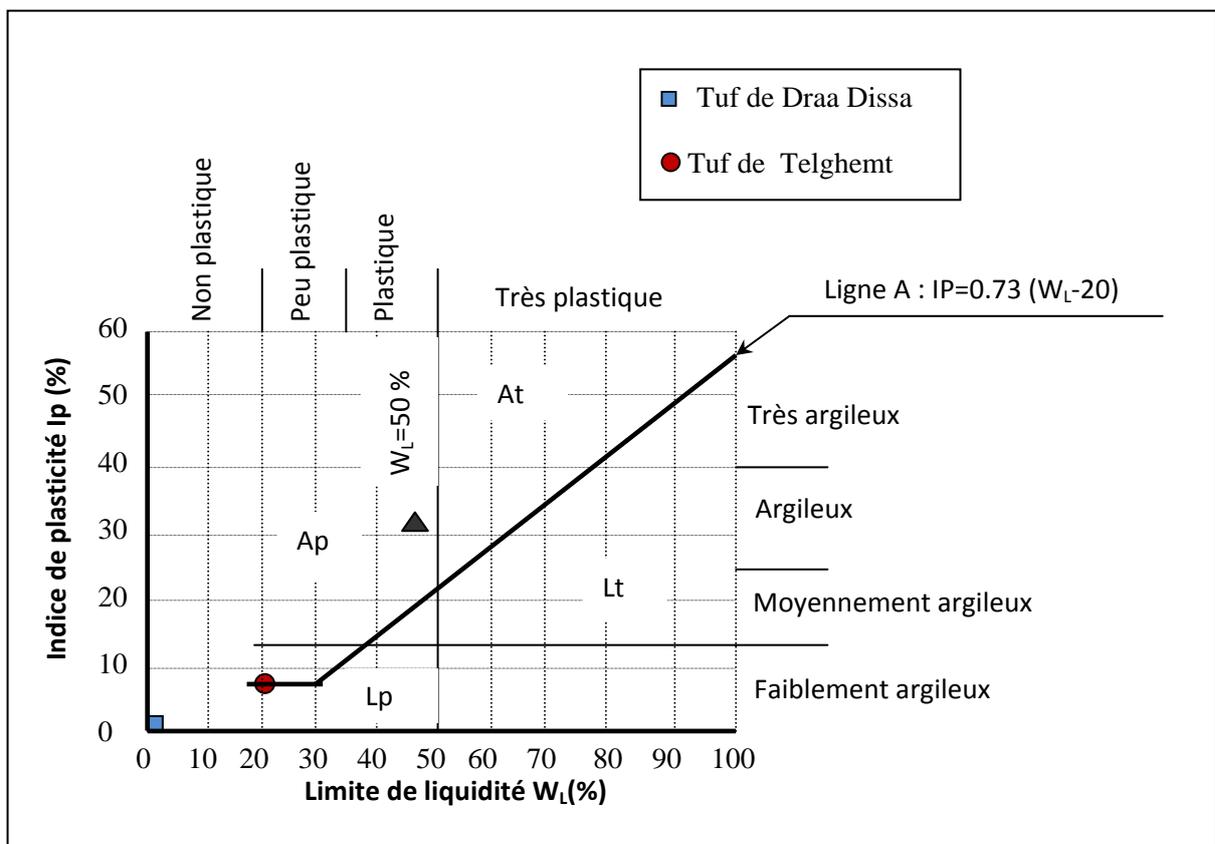


Figure 4.4 : Classifications des tufs étudiés selon l'abaque de Casagrande

4.2.2.2 Equivalent de sable

La détermination du coefficient ES est empirique et conventionnelle ; mais elle est précise et fidèle. L'essai est réalisé selon la norme NF P 18-598, il est basé sur les phénomènes physico-chimiques de floculation qui caractérisent les éléments à comportements colloïdaux par la loi de Stokes.

L'essai consiste à mettre dans une éprouvette un flocculant contenant la fraction 0/5mm du matériau étudié. Ensuite, l'éprouvette est mise en position verticale, sans perturbation, pour décantation pendant 20 mn après avoir subi une agitation mécanique dans le sens de sa longueur. Enfin, nous mesurons les hauteurs : h_1 du flocculant, et h_2 du sédiment sous piston taré. Quand la mesure de la hauteur du sédiment est faite visuellement sans piston, elle est notée h_2 .

Le tableau 4.3 donne les valeurs de l'ES pour les deux échantillons étudiés.

Tableau 4.3: Valeurs de l'Equivalent de sable ES.

Echantillons	ES (%)
Telghemt	27.16
Draa Dissa	73.90

Les résultats de l'équivalent de sable, comme les limites d'Atterberg, confirment les résultats de l'analyse granulométrique en ce qui concerne le taux des fines existant dans les tufs des deux carrières. La nature, argileuse ou non de ces fines, sera identifiée par l'essai au bleu de Méthylène. Nous donnons à titre indicatif au tableau 4.4, les spécifications de l'équivalent de sable (ES) pour la construction des chaussées.

Tableau 4.4: Spécification de ES pour la construction des chaussées.

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

4.2.2.3 Essai au bleu de Méthylène

L'essai consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange [30 gr (0/5) de tuf +500 ml eau distillée], puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives, jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées ; il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test à la tache. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé, une tache qui est un dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Cet essai est réalisé suivant la norme NF P94-068.

Les étapes de l'essai sont détaillées dans l'organigramme suivant :

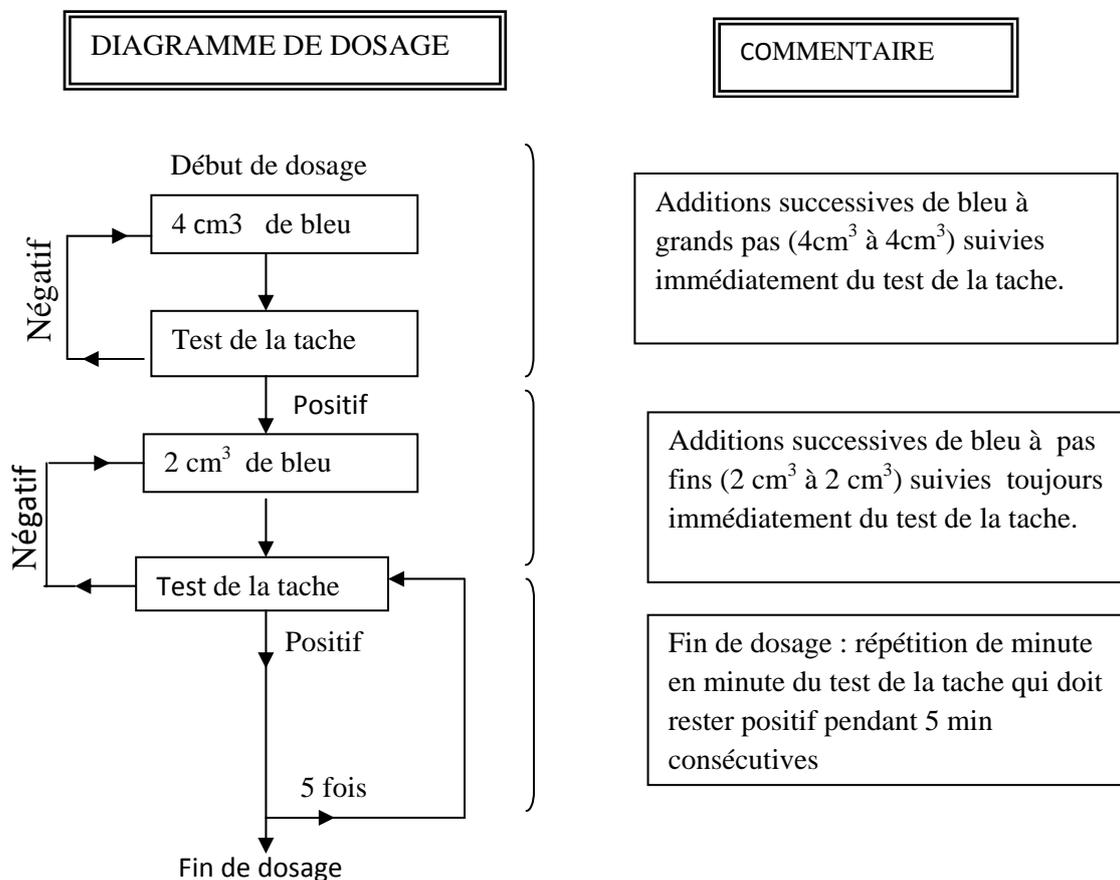


Figure 4.5 organigramme de l'essai au bleu

L'essai au bleu de Méthylène permet une évaluation globale de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse.

La valeur du bleu V_B est la quantité du bleu de méthylène adsorbée par le poids sec de la prise.

$$V_b(0/d) = \frac{\text{Volume du bleu absorbé (cm}^3\text{)}}{\text{Poids sec de la prise (g)}}$$

Connaissant la valeur du bleu de la fraction fine 0/d, on peut calculer celle de la fraction globale 0/D à partir de la courbe granulométrique du sol.

$$V_B(0/D) = \frac{V_b(0/d) \cdot C_d}{100}$$

Où : C_d est la proportion de la classe granulaire 0/d dans la fraction totale 0/D.

Le tableau 4.5 représente les valeurs de bleu et les coefficients d'activité des échantillons étudiés.

Tableau 4.5 : Valeurs des coefficients V_B des échantillons étudiés.

Echantillons	Draa Dissa	Telghemt
$V_B(0/0.4)$	0.14	0.46
$V_B(0/D)$	0.03	0.19

Si nous adoptons la classification de Colombier (1988) retenue pour les sables, aux tufs d'encroûtements, nous trouvons que nos deux échantillons sont de qualité différente.

$V_B < 0.2$	matériau propre ;
$0.2 < V_B < 0.5$	matériau légèrement pollué ;
$0.5 < V_B < 1$	matériau pollué ;
$V_B > 1$	matériau très pollué.

A titre d'indication, les spécifications actuelles pour les couches de chaussées (SETRA-LCPC, 1981) sont :

- Pour les enrobés bitumineux : $V_B < 1$
- Pour les graves non traités et traités : $V_B < 1.5$
- Pour les sables non traités et traités : $V_B < 0.5$

Si nous considérons les tufs comme étant des sables, nous remarquons que les tufs de **Telghemt** et de **Draa Dissa** vérifient la condition pour leur utilisation en couches de chaussées.

Les ordres de grandeurs des valeurs du bleu des sols d'après Philipponnat (1997) sont représentés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Classification des sols d'après Philipponnat(1997).

La valeur de bleu	Type de sol
$V_B < 0.2$	Sols sableux
$0.2 < V_B < 2.5$	Sols limoneux
$2.5 < V_B < 6$	Sols limoneux argileux
$6 < V_B < 8$	Sols argileux
$V_B > 8$	Sols très argileux

4.2.3 Teneur en Carbonate de Calcium ($CaCO_3$)

On utilise le calcimètre Bernard. L'essai consiste en une attaque d'une prise d'essai du matériau (fraction granulométrique < 0.2 mm) par l'acide chlorhydrique (HCl) concentré. L'essai est réalisé suivant la norme NF P 18-553.

La teneur en carbonate de calcium (W_{CaCO_3}) d'un échantillon de sol est le rapport en du volume de gaz carbonique (CO_2) dégagé par 1 g d'échantillon au volume de gaz carbonique (CO_2) dégagé après attaque dans les mêmes conditions d'une prise d'essai de carbonate de calcium pur.

$$W_{CaCO_3}(\%) = \text{Volume de } CO_2 \text{ dégagé par 1 g d'échantillon} \times 0.4$$

0.4 : le rapport des masses molaires entre CO_2 et $CaCO_3$

La réaction chimique qui se produit est :

**Tableau 4.7:** Teneurs en carbonate de calcium W_{CaCO_3} (%)

Echantillon	W_{CaCO_3} (%)	Remarque
Telghemt	57.12	Tuf gypso- calcaire
Draa Dissa	0	Tuf gypseux

Le tableau 4.7 donne les teneurs de carbonate de calcium en % des deux échantillons étudiés.

Nous remarquons que le taux de carbonate des deux matériaux se diffèrent de nul au moyen.

Le tableau 4.8 donne la classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium W_{CaCO_3} (%)

Tableau 4.8 : Classification du sol en fonction de W_{CaCO_3} (%).

Nature du sol	W_{CaCO_3} (%)
Argile ou limon	0 – 10
Argile marneuse ou limon marneux	10 – 30
Marne	30 – 70
Calcaire marneux	70 – 90
Calcaire	90 – 100

4.2.4 Teneur en gypse ($CaSO_4$)

L'essai consiste en une précipitation de 1 gr de tuf d'une prise d'essai du matériau (fraction granulométrique < 0.4 mm) avec 10 ml d'acide chlorhydrique (HCl) concentré porté sur un bain de sable après l'ajout de 100 ml d'eau distillée ; on procède à la précipitation via un papier filtre.

La teneur en gypse d'un échantillon de sol est calculée par la formule suivante :

$$W_{gypse} (\%) = \left(\frac{P_2 - P_1}{P} \right) * 100$$

P_1 : poids du papier filtre avant précipitation.

P_2 : poids du papier filtre après précipitation.

P : poids initial (1gr)

Le tableau 4.9 donne les teneurs en gypse des deux échantillons étudiés.

Tableau 4.9: Teneur en gypse (%)

Echantillon	W_{CaSO_4} (%)	Remarque
Telghemt	23.21	Tuf calcaire-gypseux
Draa Dissa	98.3	Tuf gypseux

Nous remarquons que le taux de gypse de nos deux matériaux se diffèrent de faible pour le tuf de Sud et plein pour le tuf de Nord.

4.2.5 Teneur en Sulfate SO_4^{2-}

L'essai consiste en une réaction de 1 gr de tuf d'une prise du matériau (fraction granulométrique < 0.2 mm) avec l'acide chlorhydrique (HCl) en premier temps et après

chauffage et filtration on ajoute le chlorure de baryum ($BaCl_2 \cdot 2H_2O$) qui détecte les sulfates. L'essai est réalisé suivant la norme NF P 18-592.

La teneur en Sulfate ($W_{SO_4^{2-}}$) d'un échantillon de sol est calculée par la formule suivante :

$$W_{SO_4^{2-}} (\%) = \left(\frac{P_2 - P_1}{P} \right) * 100 * 0.412.$$

P_1 : poids du creuset après élimination des chlorures.

P_2 : poids du précipité après passage au four.

P: poids initial (1gr)

0,412 : rapport des masses molaires des réacteurs.

La réaction chimique qui se produit est :



Le tableau (4.10) donne les teneurs en sulfate ($W_{SO_4^{2-}}$) de nos deux échantillons.

Tableau 4.10: Teneur en sulfate $W_{SO_4^{2-}}$ (%)

Echantillon	$W_{SO_4^{2-}}$ (%)	Remarque
Telghemt	8.77	Tuf très fortement agressif
Draa Dissa	traces	Tuf faiblement agressif

Nous remarquons que le taux de sulfates de nos deux matériaux se diffèrent de nul à élevé.

4.2.6 Essai de compactage et de portance

4.2.6.1 Essai Proctor Modifié

L'essai se fait suivant la norme NF P94-093. Il a pour but de déterminer pour un compactage normalisé d'intensité donnée, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale correspondante. Il consiste à compacter un certain nombre d'échantillons, dans un volume donné, à différentes teneurs en eau et à un même niveau d'énergie de compactage. Cette énergie de 2472 kJ/m^3 est appliquée au sol en :

- 5 couches de 25 coups de dame Proctor modifié dans le moule Proctor (fraction 0/5mm).
- 5 couches de 55 coups de dame Proctor modifié dans le moule CBR (fraction 0/20mm).

Dans la pratique, la densité maximale obtenue à l'essai Proctor Modifié correspond à celle que permettent d'obtenir les compacteurs modernes pour le compactage des matériaux à leur humidité optimale, utilisés en assises de chaussées.

Les courbes Proctor : figures 4.5 et 4.6 présentent la variation de la densité sèche γ_d en fonction de la teneur en eau ω des deux matériaux étudiés. Nous pouvons donc déterminer la teneur en eau optimale ω_{opt} et la densité sèche maximale $\gamma_{d\ max}$ pour chaque matériau.

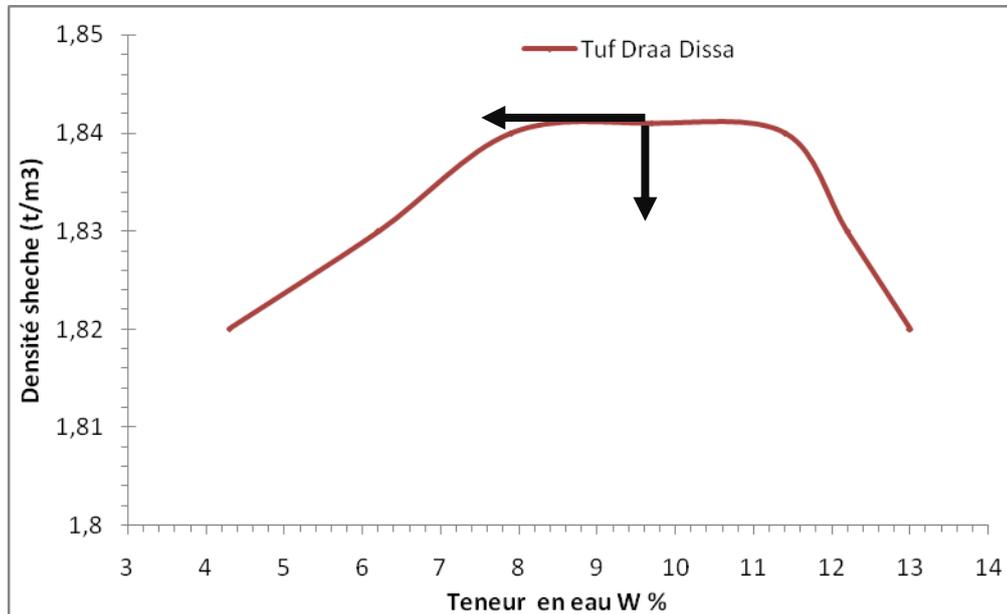


Figure 4.5 : Courbe Proctor modifié de tuf de Draa Dissa

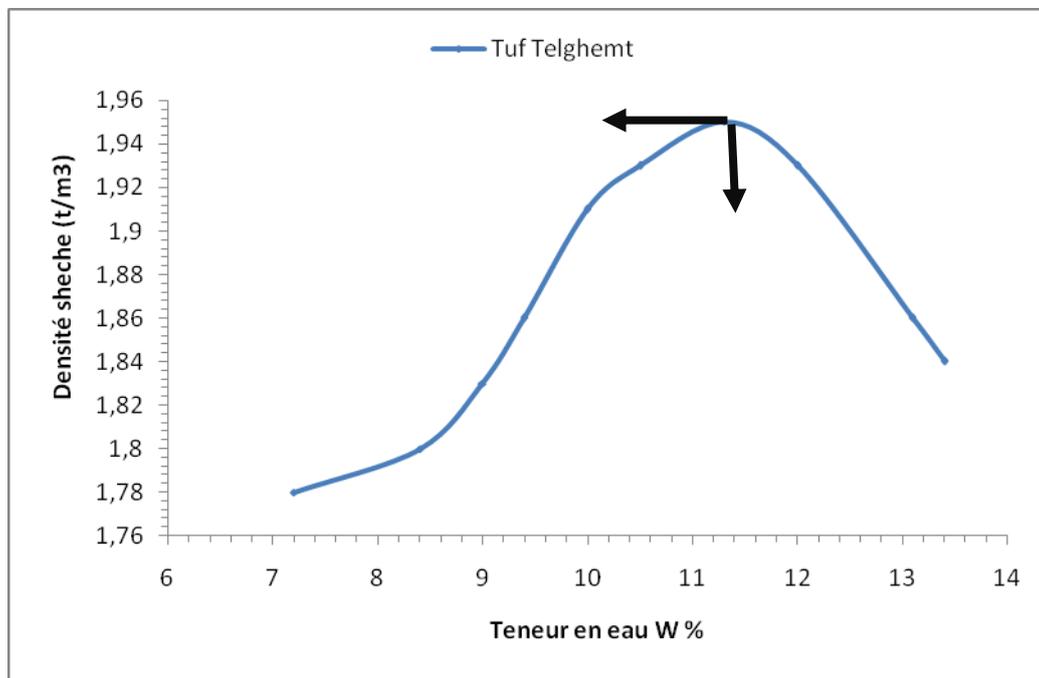


Figure 4.6 : Courbe Proctor modifié de tuf de Telghemt

D'après les courbes Proctor nous remarquons que:

- La courbe du tuf de Nord (Draa Dissa) présente une pente faible avec une allure très aplatie, ceci est expliqué d'une part par l'existence d'une proportion négligeable des particules fines (1.7%), et d'autre part la faible sensibilité de ces fines à l'eau
- La courbe de tuf du Sud (Telghemt) présente une pente assez importante, ceci est expliqué d'une part par l'existence d'une proportion non négligeable des particules fines (résultats de l'analyse granulométrique), et d'autre part la sensibilité de ces fines à l'eau ; la densité sèche de cet échantillon est par conséquent remarquablement sensible à la teneur en eau.
- Les teneurs en eau optimales sont assez élevées par rapport à celles des matériaux routiers habituels. Le tableau 4.11 donne les valeurs de la densité sèche maximale ($\gamma_{d \max}$) et la teneur en eau optimale (w_{opt}) obtenues à l'essai Proctor modifié pour quelques matériaux de chaussées caractéristiques.

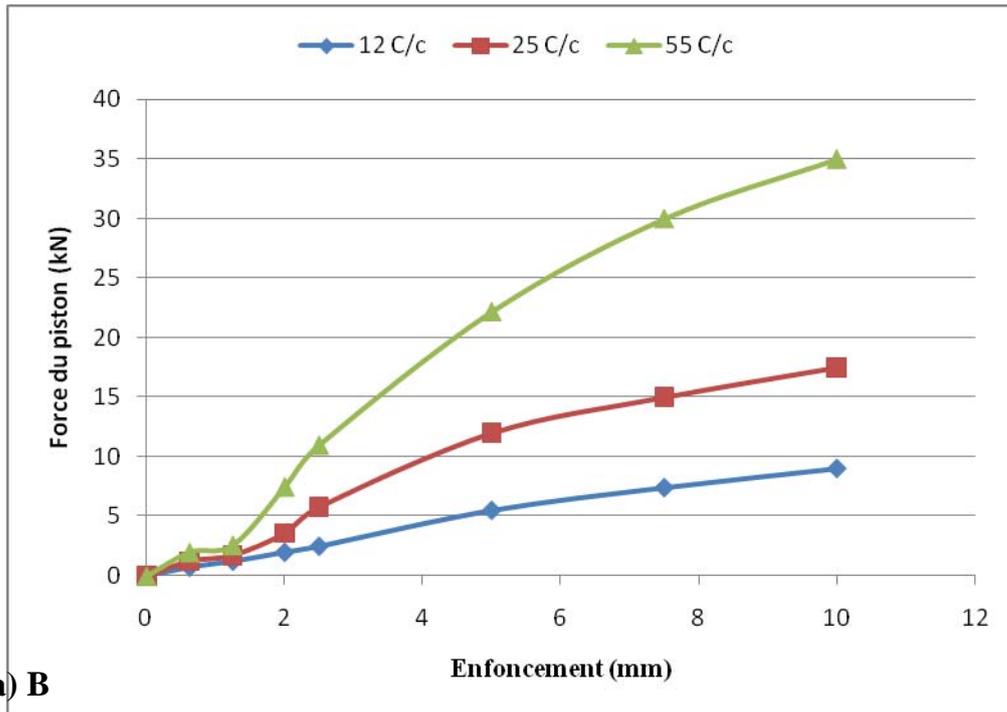
Tableau 4.11: *Caractéristiques de compactage pour quelques matériaux routiers (Gandil, 1988).*

Nature de matériaux	$\gamma_{d \max}$ (t / m ³)	W_{opt} (%)
Grave non traité	2.2	6
Grave ciment	2.25	6
Grave laitier	2.15	5
Sable ciment	1.9	6
Sable laitier	1.9	6

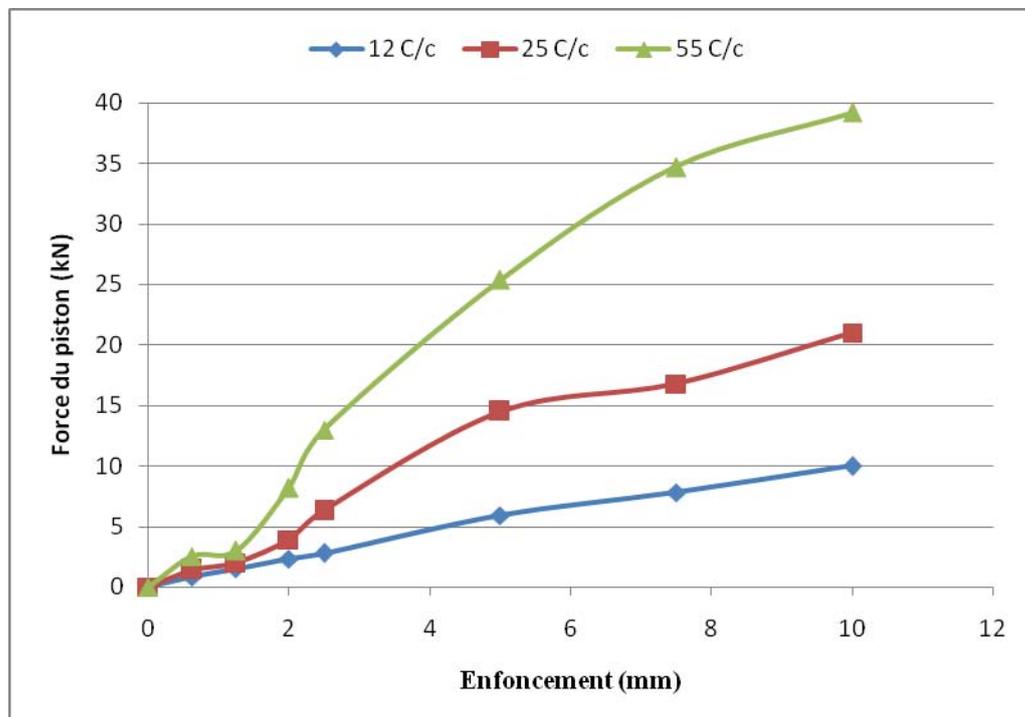
4.2.6.2 Essai CBR

Le coefficient le plus généralement utilisé pour donner une épaisseur à un corps de chaussée est l'indice CBR. Cet indice empirique se détermine par un essai au laboratoire. Fait selon la norme AFNOR NF P 94-078, il permet d'estimer la portance du sol compacté à une humidité donnée. Il est basé sur la résistance à la pénétration du sol par un poinçon normalisé. L'éprouvette du sol est compactée dans le moule CBR.

L'essai est réalisé à différentes énergies de compactage (12 c/c, 25 c/c et 55 c/c). Nous déterminons, d'après les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement (figure 4.7), l'indice CBR de chaque énergie de compactage est égale au $\sup\{P(2.5)/0.70 ; P(5)/1.05\}$ où P (i) est la pression correspondant à un enfoncement (i) en mm, pour pouvoir tracer la courbe qui représente la variation de l'indice CBR en fonction de la densité sèche [$\text{CBR} = f(\gamma_d)$]. L'indice CBR final est celui qui correspond à **95 %** de la densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié (figure 4-8).

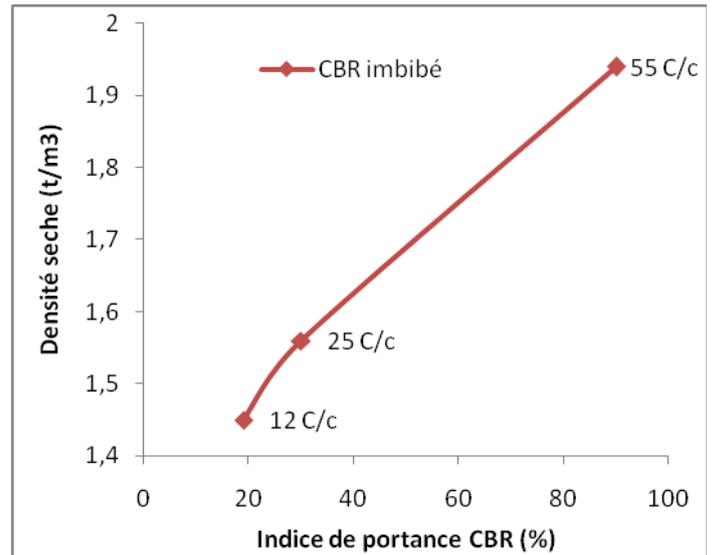
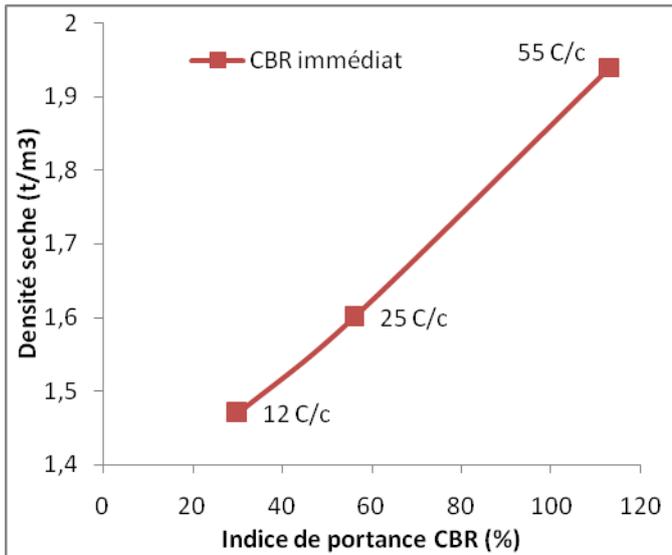


a) Draa Dissa

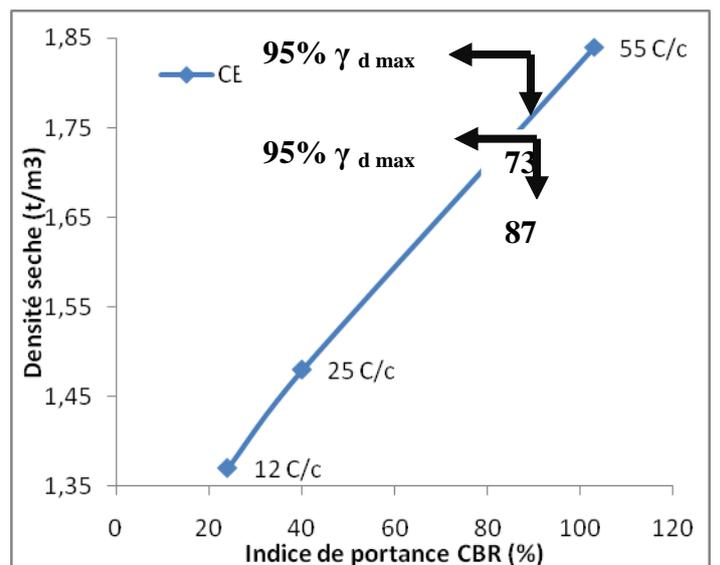
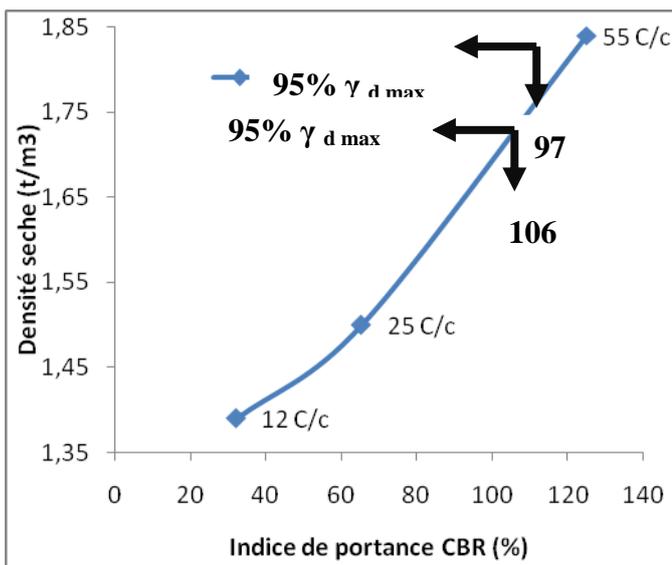


b) Telghemt

Figure 4.7: Variation de la force du piston en fonction de son enfoncement (Immédiate)



a) tuf de Draa Dissa



b) tuf de Telghemt

Figure 4.8: Variation de l'indice CBR (immédiat et imbibé) en fonction de la densité sèche

Nous remarquons qu'après 4 jours d'immersion, la portance des deux tufs s'affaiblit et les indices CBR sont réduits de **25%** pour le tuf de Draa Dissa et de **18 %** pour le tuf de Telghemt par rapport aux indices de portance immédiats (tableau 4.12). Néanmoins, les valeurs de l'indice CBR immergé des deux matériaux restent assez élevées.

Tableau 4.12 : Caractéristiques de compactage et de portance

Essai	Proctor Modifié		Portance				
	Echantillon	W _{opt} (%)	γ_d (t/m ³) _{max}	I CBR Immédiat	4 jours d'immersion		
W (%) initiale					W (%) finale	γ_d (t/m ³)	I CBR
Draa Dissa	9.7	1.84	97	9.81	10.4	1.78	73
Telghemt	11.3	1.95	106	11.81	13.54	1.99	87

4.3 CONCLUSION

Les essais d'identification géotechniques ont pour but de situer les matériaux routiers par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée. Dans cette optique, nous avons réalisé des essais qui nous ont permis de dégager les constatations suivantes :

- La courbe granulométriques est continue, étalée et s'inscrit hors du fuseau de spécification des graves 0/20 non traités pour le tuf du Sud et celle de tuf du Nord inclut de 50% pour le diamètre inférieur à 2mm ;
- Les tufs se caractérisant en 0/D où D est la plus grande dimension des granulats qui varie entre 20 et 100 mm. Le tuf du Sud est riche en fines; la fraction 0/80 μ m est de 20% composée de fines calcaires siliceuses plus ou moins argileuses. Par contre le tuf du Nord est faible en fines 1,7 %, est friable et non plastique;
- La densité sèche maximale au Proctor modifié est au voisinage de 2t/m³ et la portance est sensible à la teneur en eau ;
- D'après les essais chimiques, le tuf du Sud est un tuf gypso-calcaire et très fortement agressif et celui du Nord un tuf gypseux et faiblement agressif ;
- Certaines caractéristiques géotechniques des deux gisements étudiés (qualité des fines, friabilité, portance après immersion) sont médiocres par rapport aux matériaux routiers conventionnels ; mais le comportement mécanique des tufs constaté sur chantier reste satisfaisant ; c'est pour ça qu'on va consacrer les chapitres suivants à l'étude de comportement mécanique de ces matériaux.

Chapitre 5

Comportement Mécanique Des Tufs Naturels

CHAPITRE V

COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUFES NATURELS

On consacre ce chapitre à l'étude du comportement mécanique immédiat des deux tufs (**Telghent** et **Draa Dissa**) à un chargement statique à l'aide de l'essai triaxial classique. Cet essai a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des deux tufs et de les comparer aux tufs des autres régions de l'Algérie ainsi qu'à d'autres matériaux tels que les graves.

5.1 INTRODUCTION

Les recherches dans les laboratoires sur les propriétés des matériaux de chaussées ont des objectifs orientés par les besoins de conception ou de dimensionnement des chaussées tel que leur résistance aux différents modes de chargement.

Chaque matériau représente un cas particulier dans son comportement mécanique, c'est pour ça qu'on va essayer, dans ce chapitre, de caractériser le comportement mécanique des tufs non traités sous chargement triaxial statique juste après compactage.

5.2 COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT STATIQUE

5.2.1. Introduction à la rhéologie des milieux granulaires non liés

Les milieux granulaires sont des matériaux discontinus constitués de grains élémentaires non liés. Les forces extérieures sont transmises à la masse du matériau au niveau des contacts granulaires. Le rôle d'une couche granulaire dans une assise de chaussée est de répartir les charges roulantes sur une grande surface sur le support.

Trois phénomènes peuvent contribuer à la déformation d'un milieu granulaire soumis à des sollicitations mécaniques répétées comme c'est le cas lors de la circulation des véhicules sur les chaussées :

- Déformation propre des particules minérales,
- Glissement entre particules,
- Eclatement et attrition des particules au niveau des points de contact.

Le comportement d'un sol est principalement caractérisé par une non linéarité et une certaine irréversibilité des déformations (Figure 5.1)

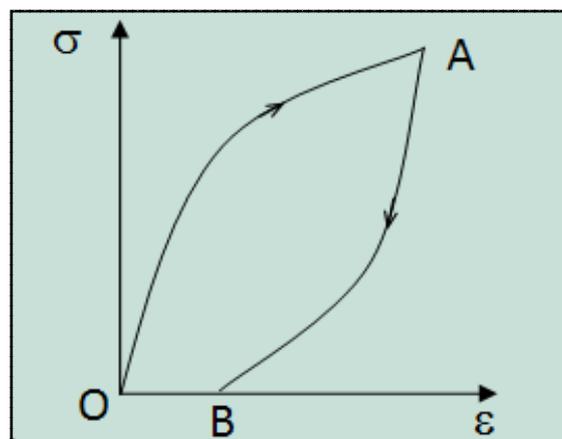


Figure 5.1 courbe contrainte-déformation d'un sol

5.2.1.1 Rappel des comportements rhéologiques

a. Comportement élastique

C'est le modèle le plus simple, le plus ancien et le plus couramment utilisé. Il est caractérisé par la proportionnalité entre contrainte et déformation. Dans ce modèle, le matériau ne donne lieu à aucune déformation permanente. La figure 5.2 représente le schéma d'un tel comportement.

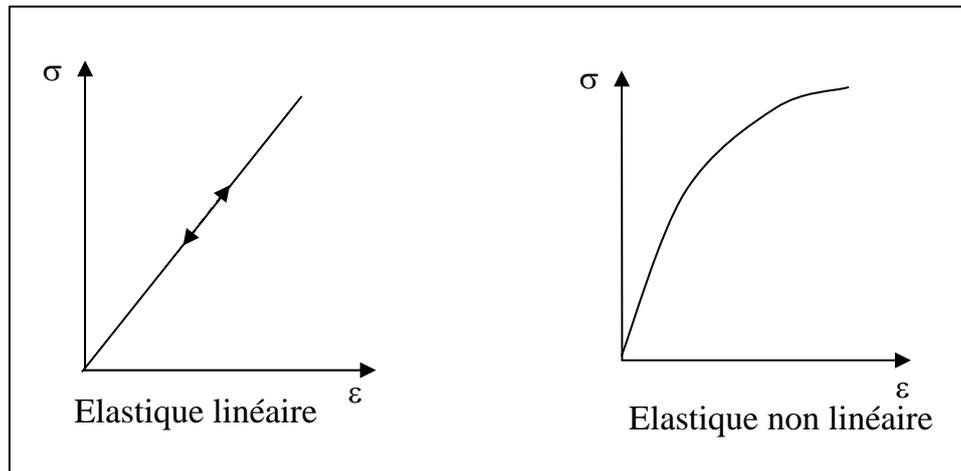


Figure 5.2 Comportement élastique.

b. Comportement viscoélastique

Pour les matériaux viscoélastiques (figure 5.3), il existe une relation entre la contrainte et la vitesse de déformation. On dit aussi qu'il y a une réversibilité retardée. Pour mieux caractériser ce comportement, on définit deux fonctions : la première représente une déformation retardée sous l'action d'une contrainte constante, c'est le fluage ; la deuxième est la réponse en contrainte à un créneau de déformation ; c'est la relaxation.

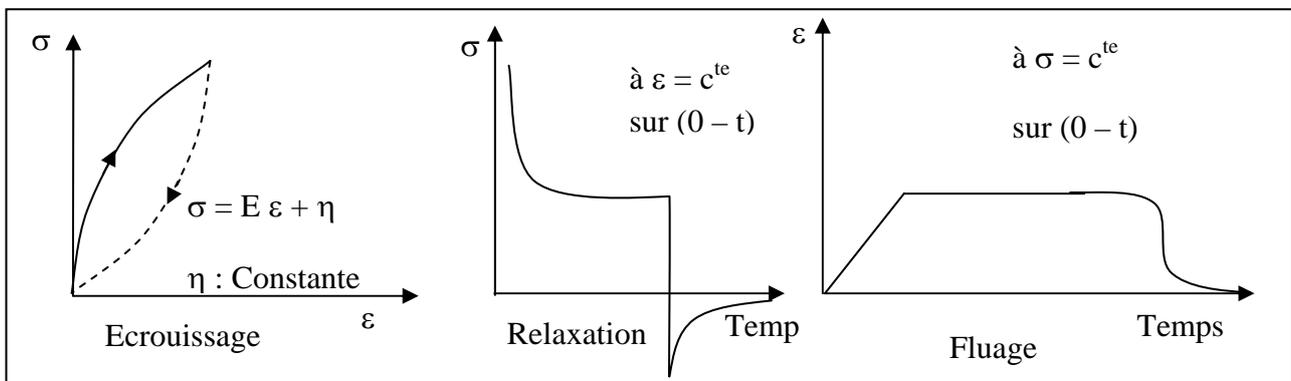


Figure 5.3 Comportement viscoélastique

c. Comportement élasto-plastique

Il est caractérisé par le fait qu'il se produit des déformations permanentes mais qui n'apparaissent qu'au-delà d'un certain seuil, en dessous duquel les déformations restent parfaitement élastiques (figure 5.4)

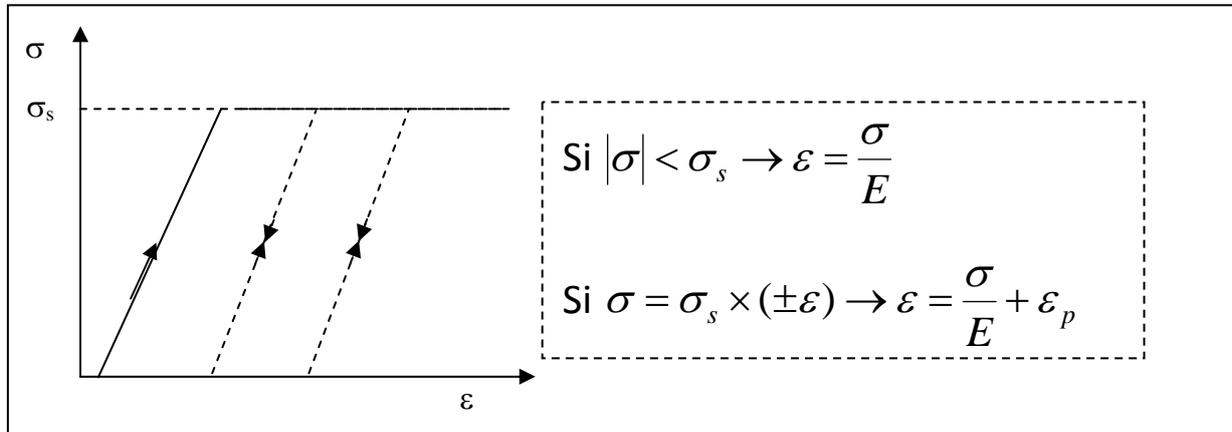


Figure 5.4 Comportement élasto-plastique

d. Comportement viscoplastique

Il est caractérisé par le fait que la contrainte limite d'élasticité dépend de la vitesse de déformation. A contrainte constante, le matériau se déforme d'une façon continue, c'est le fluage et à déformation constante la contrainte au sein du matériau diminue continuellement, c'est la relaxation (figure 5.5).

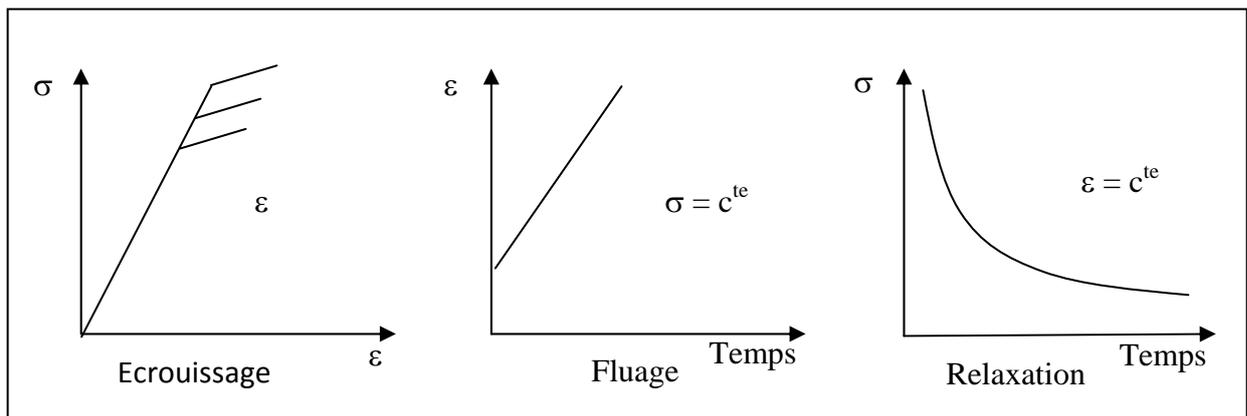


Figure 5.5 Comportement viscoplastique

5.3 COMPORTEMENT DES TUFES SOUS CHARGEMENTS STATIQUES

5.3.1 Introduction

L'étude du comportement des matériaux non liés nécessite d'appliquer à ces matériaux des sollicitations mécaniques puis mesurer leur déformation. Ces déformations sont quasi réversibles quand l'ensemble des sollicitations est inférieur à un seuil de contrainte appelé limite d'élasticité, au-delà duquel apparaissent des déformations permanentes.

Un dispositif expérimental permettant de reproduire sur une éprouvette ce type de sollicitation est le **Triaxial statique**.

5.3.2 Présentation de l'essai

L'appareil triaxial de révolution, appelé couramment appareil triaxial, est constitué d'une cellule triaxiale (figure 5.6) et d'un système de chargement comportant une presse et différents dispositifs de mise en pression (figure 5.7).

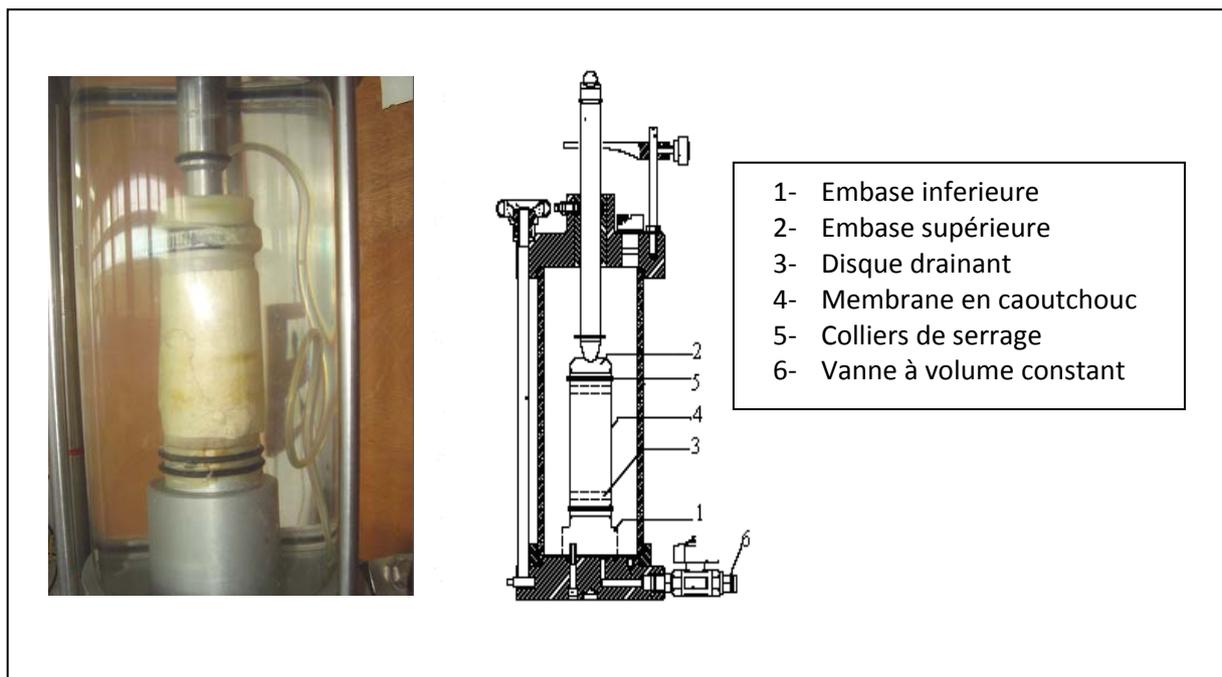


Figure 5.6 Cellule triaxiale

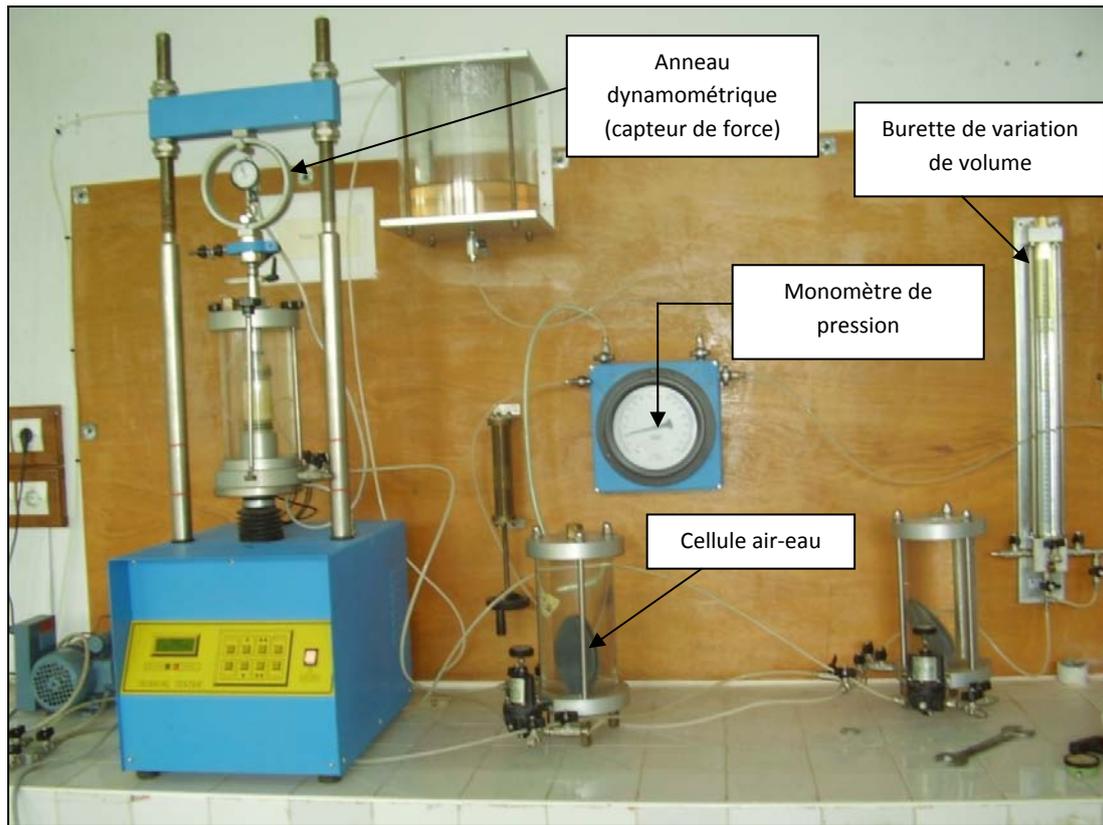


Figure 5.7 Appareillage de l'essai triaxial

L'éprouvette de sol, de forme cylindrique (figure 5.8), est placée sur une embase métallique munie d'une pierre poreuse, à l'intérieur d'une enceinte étanche. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une gaine imperméable. Au-dessus de l'éprouvette, on place une pièce métallique, munie ou non d'une pierre poreuse, sur laquelle vient s'appuyer un piston.

Les essais s'effectuent en imposant une vitesse de déformation verticale constante à l'éprouvette, au moyen d'une presse. L'éprouvette est soumise à un champ de contraintes tridimensionnel (figure 5.9) qui a pour composantes :

- une pression isotrope σ_3 , imposée par l'intermédiaire d'un fluide (en général de l'eau ou de l'huile) ;
- Une contrainte déviatrice ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) appliquée à l'aide d'un piston, à une vitesse de déformation sensiblement constante, qui pénètre à l'intérieur de l'enceinte et agit sur la face supérieure de l'éprouvette. (La contrainte axiale totale appliquée à l'éprouvette est $\sigma_1 = \sigma_3 + q$).

L'exécution de l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial comporte deux étapes

- ✓ Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;

- ✓ Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage.



Figure 5.8 *Eprouvettes de tufs pour essai triaxial ($\varnothing = 3.5$; $h = 7\text{cm}$)*

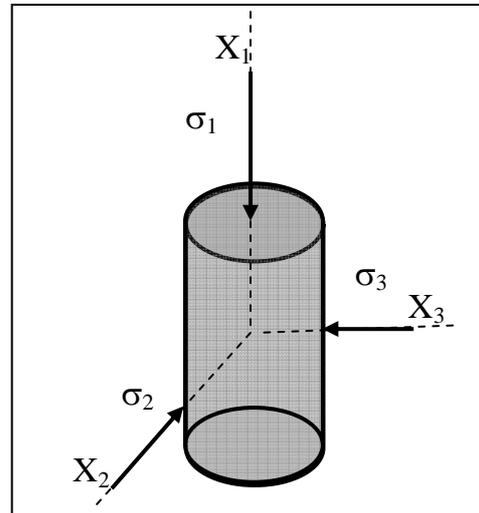


Figure 5.9 *Eprouvette soumise au champ de contrainte triaxial*

Les échantillons ont été confectionnés par compactage statique du matériau à l'aide de la presse CBR. Le matériau est compacté en une seule fois, et le compactage est achevé lorsque toute la quantité **P** du matériau, calculée à partir de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, est totalement introduite dans le moule initial ($\varnothing = 5\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$). La trousse coupante ($\varnothing = 3.5$; $h = 7\text{cm}$) est ainsi enfoncée d'une façon centrée dans le moule initial, et le démoulage de la trousse coupante donne l'éprouvette qui sera utilisée pour l'essai triaxial.

5.3.2.1 Evolution de la déformation axiale

Lors de la phase de cisaillement, l'augmentation progressive de la contrainte déviatrice q provoque des déformations axiales. La figure (5.10) représente l'évolution de ces déformations en fonction de q pour un matériau quelconque (chargement puis déchargement avant rupture).

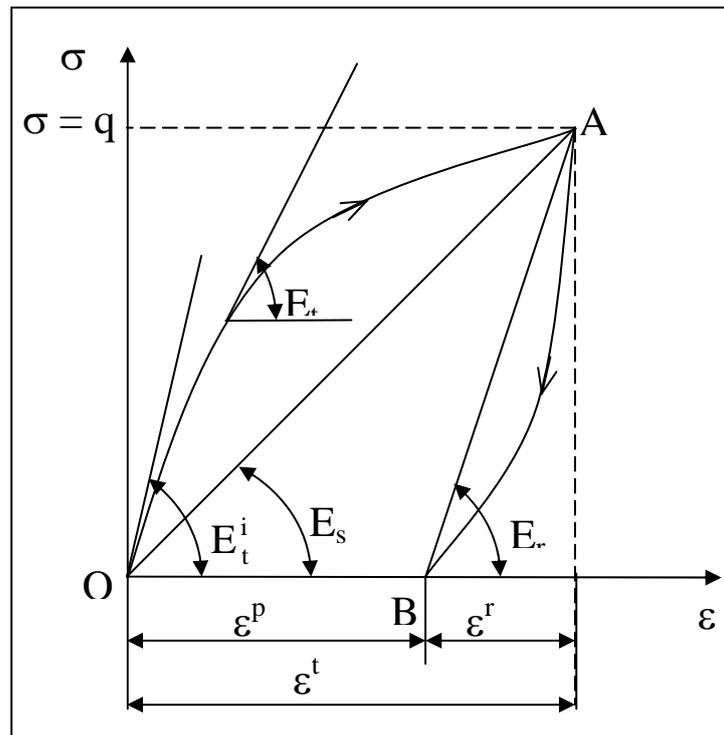


Figure 5.10 Courbe contrainte- déformation

La courbe OA représente le chargement et AB le déchargement. Les différents paramètres de la courbe contrainte-déformation sont définis comme suit :

$\epsilon^t = \Delta H/H$: déformation axiale totale;

σ_1 : contrainte axiale;

ϵ^r : déformation axiale réversible;

$\sigma_2 = \sigma_3$: contrainte latérale ou radiale;

ϵ^p : déformation axiale permanente;

$q = \sigma_1 - \sigma_3$: contrainte déviatrice;

E_t^i : Module d'élasticité tangent axial initial;

E_t : Module d'élasticité tangent axial;

E_s : Module d'élasticité sécant axial;

ν : coefficient de poisson; K_s : module de compressibilité ; G_s : module de cisaillement

$$K_s = \frac{E_s}{3(1-2\nu)} ; G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu)} \text{ et inversement : } E_s = \frac{9K_s \cdot G_s}{3K_s + G_s} ; \nu = \frac{3K_s - 2G_s}{6K_s + 2G_s}$$

5.3.3 Présentation des résultats

L'essai Triaxial nous permet de déterminer la résistance de cisaillement qui s'exprime en fonction de la cohésion C ; l'angle de frottement ϕ et la contrainte σ normale à la surface de rupture.

Au cours de l'essai Triaxial, l'accroissement du déviateur de contrainte à une faible vitesse est contrôlé par la vitesse de déformation. Pour chaque incrément de contrainte (dq) correspond un incrément de déformation ($d\epsilon$). Pour établir la loi de comportement, il faut trouver la relation entre ces deux incréments et les autres grandeurs qui prennent (σ_3) en compte, c'est-à-dire définir l'état de sollicitation : $d\epsilon = f(dq, \sigma_3)$.

Nous avons déterminé, par l'essai triaxial sur trois éprouvettes identiques, les contraintes principales à la rupture pour les contraintes latérales: $\sigma_3 = 1 ; 2$ et 3 bars.

Les figures (5.11 et 5.12) représentent respectivement les courbes contraintes-déformations des tufs de Telghemt et de Draa Dissa, à différentes contraintes latérales σ_3 .

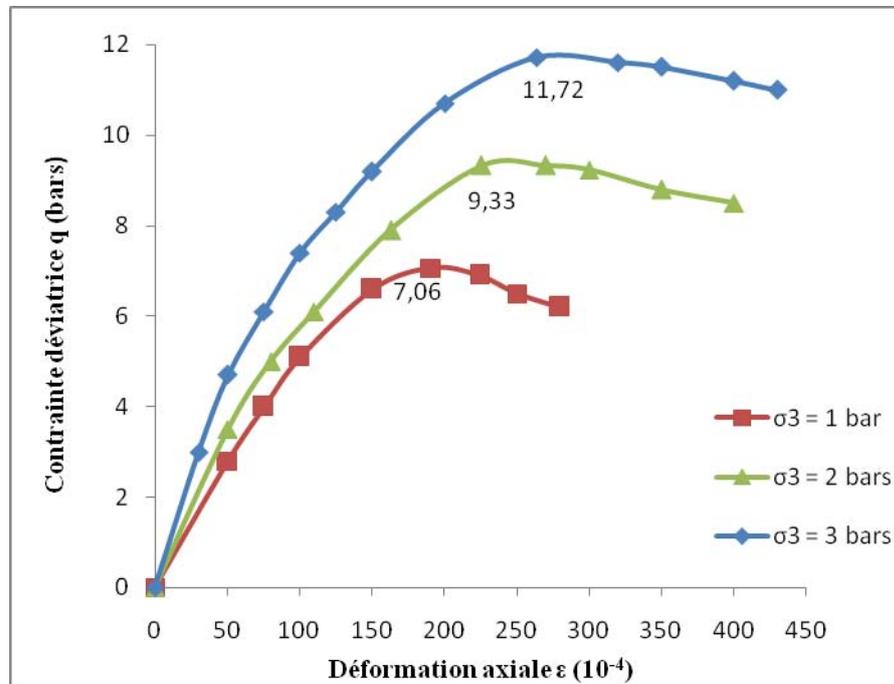


Figure 5.11 Courbe contraintes – déformations du tuf de Telghemt

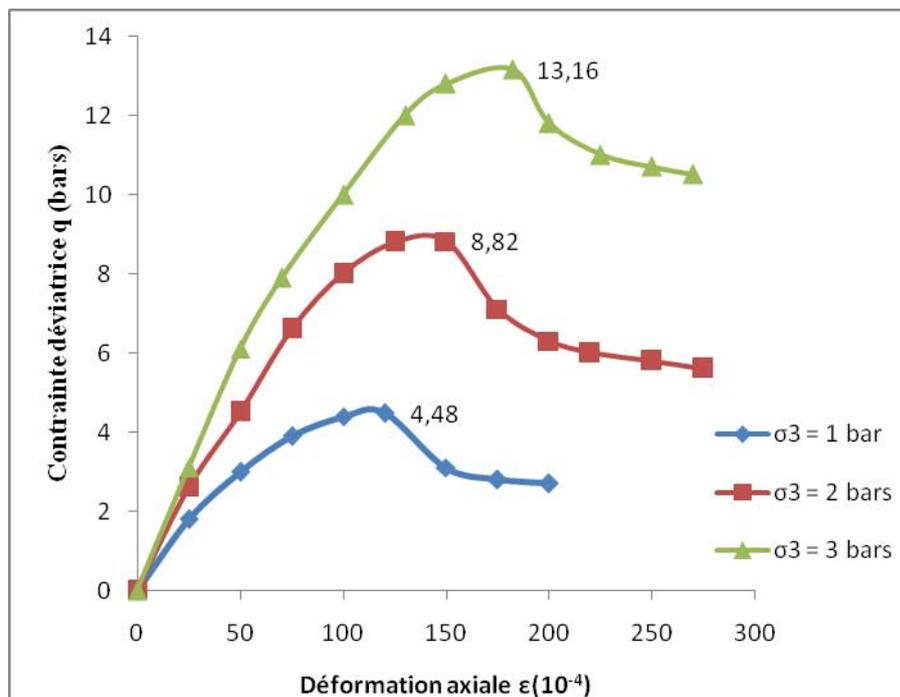


Figure 5.12 Courbe contraintes – déformations du tuf de Draa Dissa

En étudiant ces courbes de cisaillement, nous remarquons une déformation élastique non linéaire avec présence de déformations plastiques ; ceci nous permet d'attribuer un comportement élasto-plastique aux tufs étudiés. Nous limitons l'étude de ce comportement, schématisé par la figure 5.13, jusqu'à la valeur de ε_{95} .

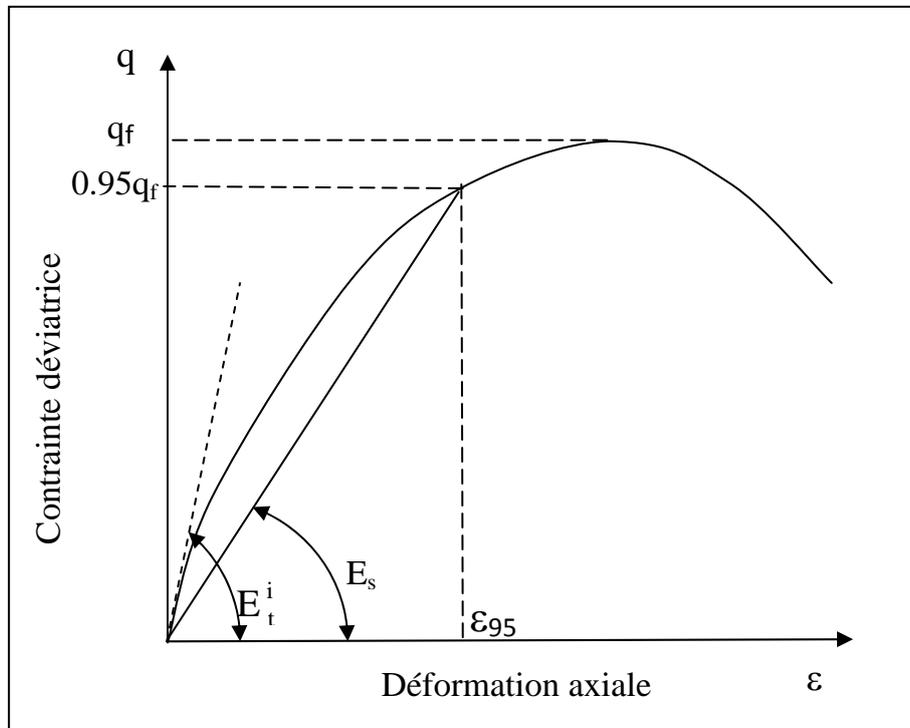


Figure 5.13 Relation contrainte déformation

Pour simplifier les calculs, nous supposons que les tufs des deux carrières étudiées ont un comportement élastique pour des sollicitations inférieures à 95 % de la valeur de la contrainte maximale (q_f) supportée au premier chargement, et un comportement plastique au-delà de cette valeur. Le module d'élasticité est pris égal au module sécant E_s défini par la relation :

$$E_s = \frac{0.95q_f}{\varepsilon_{95}}$$

Avec $P_f = \frac{2\sigma_2 + \sigma_{1f}}{3}$ la contrainte moyenne à la rupture.

Les différents éléments caractéristiques des courbes contraintes – déformations correspondant aux tufs étudiés sont représentés par les tableaux 5.1 et 5.2.

Tableau 5.1 Caractéristiques des courbes contraintes- déformations du tuf Telghemt.

σ_3 (bars)	q_f (bars)	σ_1 (bars)	$0.95 q_f$ (bars)	ϵ_{95} (10^{-4})	p_f (bars)	E_s (bars)
1	7.06	8.06	6.70	182.27	3.35	367.58
2	9.33	11.33	8.86	214.29	5.11	413.45
3	11.72	14.72	11.13	246.34	6.91	451.81

Tableau 5.2 Caractéristiques des courbes contraintes- déformations du tuf Draa Dissa.

σ_3 (bars)	q_f (bars)	σ_1 (bars)	$0.95 q_f$ (bars)	ϵ_{95} (10^{-4})	p_f (bars)	E_s (bars)
1	4.48	5.48	4.27	118.99	2.49	358.85
2	8.82	10.82	8.38	145.02	4.94	577.85
3	13.16	16.16	12.50	171.05	7.38	730.78

Dans la littérature, la formule expérimentale du module tangent initial E_t^i , est donnée sous la forme suivante (Ben Dhia, 1983) :

$$E_t^i = k.Pa \left[\frac{\sigma_3}{Pa} \right]^n$$

k, n: sont deux constantes sans dimension qui dépendent du matériau et Pa : pression atmosphérique.

D'après les résultats présentés dans les deux tableaux ci dessus, on voit bien l'influence de la contrainte latérale sur la déformation axiale des tufs, la figure 5.14 montre la variation de ϵ_{95} des deux matériaux étudiés en fonction de σ_3 et qui se traduit par la relation :

$$\varepsilon_{95} = a \sigma_3 + b$$

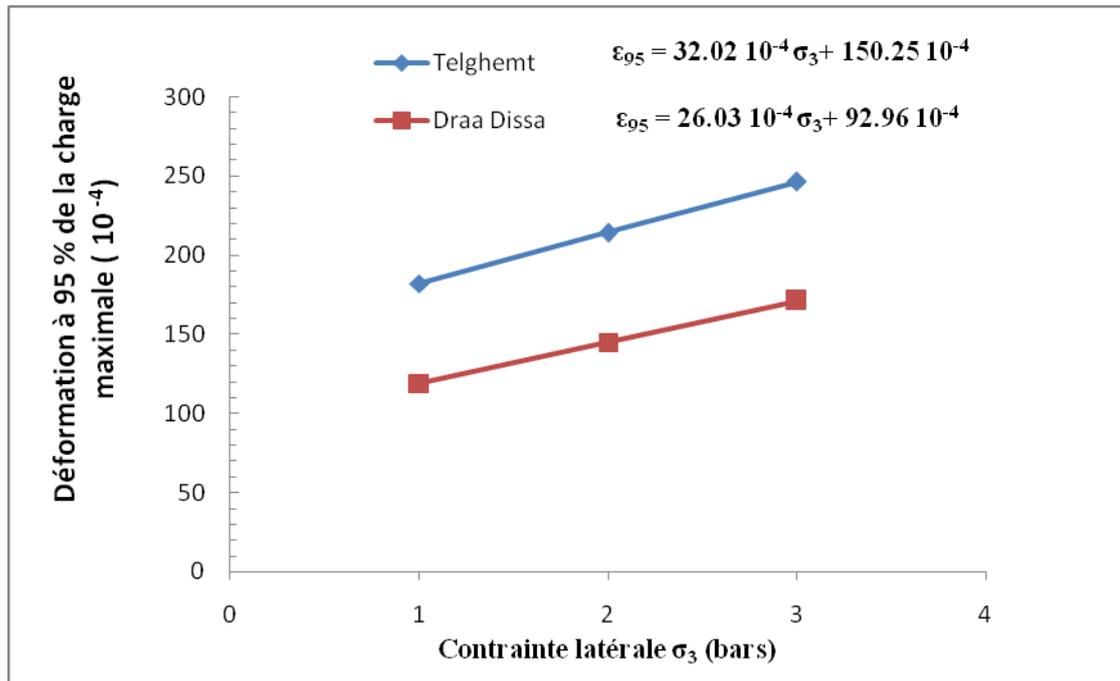


Figure 5.14 Variation de la déformation ε_{95} en fonction de la contrainte latérale σ_3

5.3.4 Stade de la rupture

Nous cherchons, généralement, à déterminer la charge limite qui peut être supportée par le matériau soumis à une contrainte latérale σ_3 , et c'est seulement à l'instant de la rupture que cette charge ainsi que les caractéristiques de cisaillement du matériau peuvent être déterminées à savoir la cohésion C et l'angle de frottement φ .

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}\varphi$$

Ces caractéristiques interviennent dans la loi de Coulomb, qui représente l'équation de la tangente commune aux cercles de Mohr tracés, à la rupture, pour différentes valeurs de σ_3 .

Les Figures 5.15 et 5.16 donnent la représentation de la courbe intrinsèque des deux matériaux dans le plan (τ, σ) .

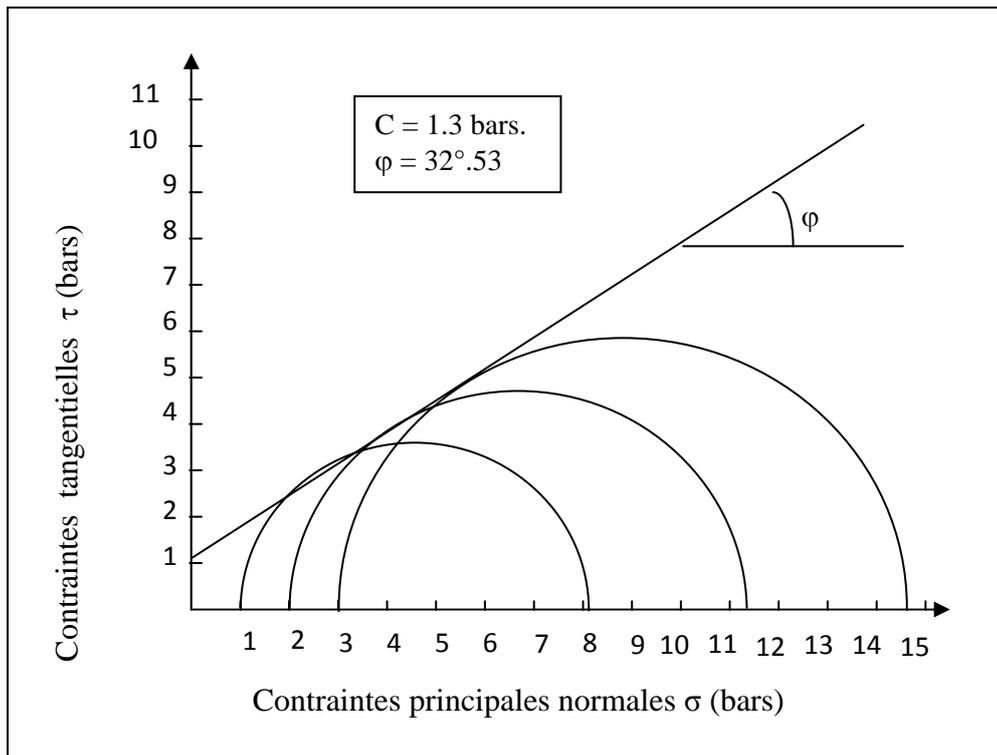


Figure 5.15 Courbe de contraintes du tuf de Telghemt

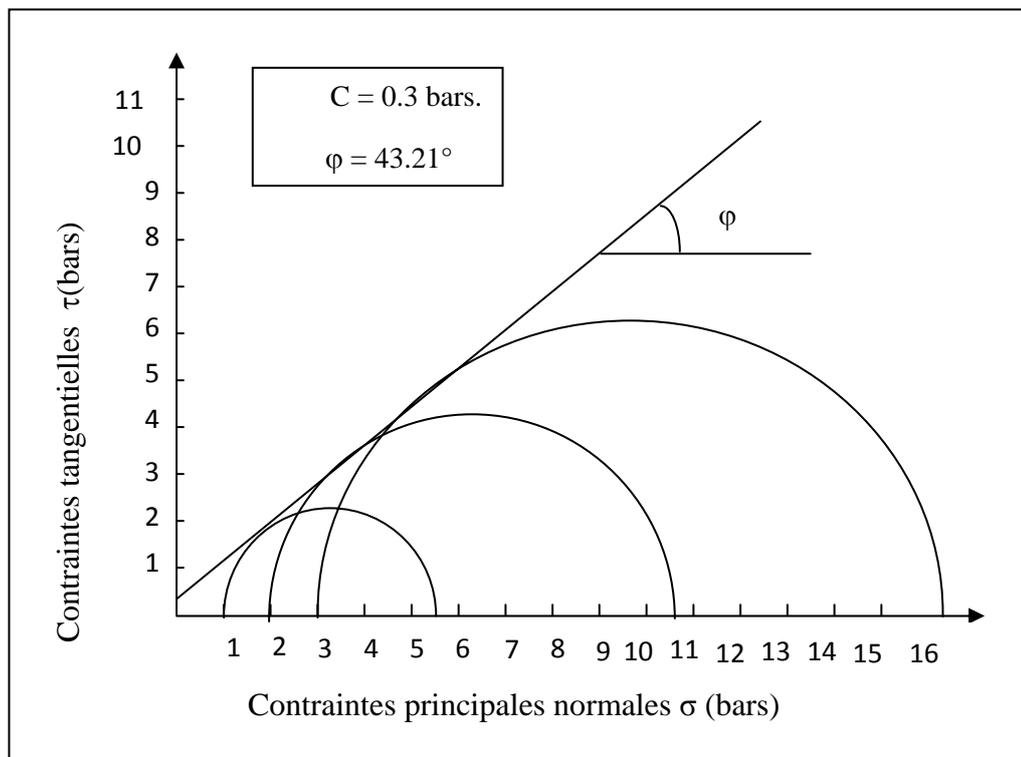


Figure 5.16 Courbe contrainte du tuf de Draa Dissa.

Dans des conditions de réalisation proches de celles adoptées en construction routière, on note que les tufs acquièrent après compactage, une cohésion élevée, 1.3 bars pour le tuf de Telghemet et moyen, 0.3 bar pour le tuf de Draa Dissa.

Une partie de la résistance de cisaillement des tufs est due au frottement entre les grains, l'angle de frottement interne étant égal à $32^{\circ}53$ pour le tuf de Telghemet et à $43^{\circ}21$ pour le tuf de Draa Dissa.

La figure 5.17 montre la représentation de la loi de Coulomb dans le plan (p, q), elle est traduite par la relation suivante :

$$q_f = M.P_f + N$$

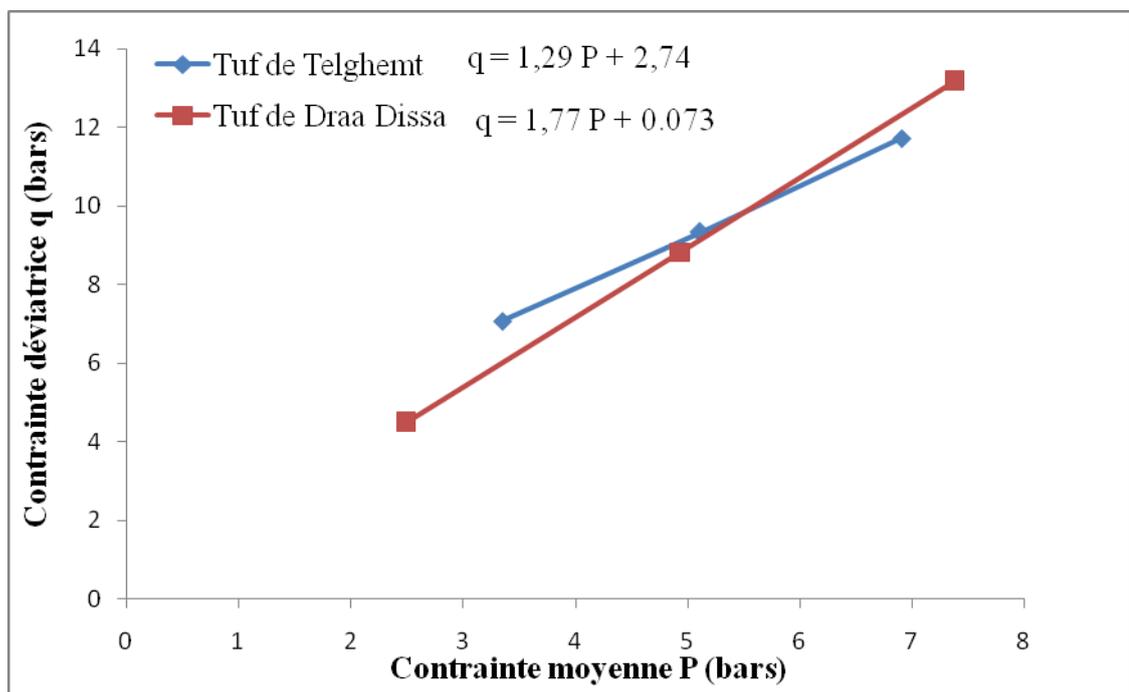


Figure 5.17 Représentation du critère de Coulomb dans le plan (p, q).

Le module sécant E_s des deux matériaux est aussi influencé par la contrainte moyenne à la rupture (caractéristiques des courbes contraintes- déformations).

La relation précédente du module sécant peut s'écrire, en fonction de la contrainte moyenne P_f et la contrainte latérale σ_3 , sous la forme suivante :

$$E_s = \frac{0.95q_f}{P_{95}} = \frac{0.95(M.P_f + N)}{a \sigma_3 + b}$$

Où: M, N, a et b sont des constantes déterminées auparavant, et :

$$P_f = \frac{2\sigma_3 + \sigma_1}{3} \text{ la contrainte moyenne à la rupture}$$

Avec les valeurs expérimentales obtenues pour nos deux échantillons, la figure 5.18 illustre la formule précédente de E_s et montre bien l'influence de la contrainte moyenne P_f .

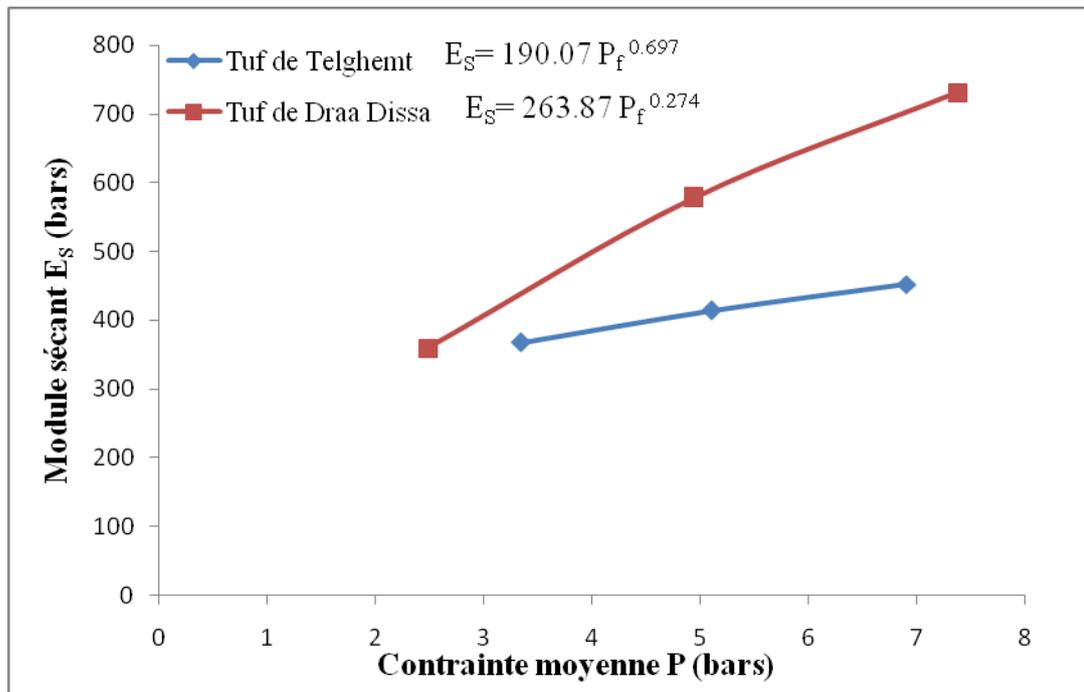


Figure 5.18 Influence de la contrainte moyenne P_f sur le module sécant E_s

D'après les résultats portés sur la figure 5.18, on voit que le tuf de Draa Dissa présente un module sécant plus élevé que celui de Telghemt.

On constate aussi que le module sécant des deux matériaux croît avec la contrainte moyenne. Donc on peut conclure que dans le domaine élastique, le module sécant prend la forme suivante : $E_s = k P^n$

avec P : contrainte moyenne ; K, n : coefficients liés à la nature du matériau.

Leurs valeurs pour les tufs étudiés sont données dans le tableau 5.3

Tableau 5.3 Valeurs des constante k et n pour les tufs de Telghemt et Draa Dissa

Matériaux	k	n
Tuf de Telghemt	263.87	0.274

Tuf de Draa Dissa	190.7	0.697
-------------------	-------	-------

5.3.5 Comparaison avec d'autres matériaux

Les matériaux que nous utilisons à titre comparatif avec nos deux échantillons sont des graves non traités utilisés souvent en couche de fondation des autoroutes.

Le tableau 5.4 présente les valeurs des constantes qui interviennent dans les lois de comportement statique de ces matériaux (Ben Dhia, 1983) et celles des tufs étudiés.

Tableau 5.4 : Récapitulatif des valeurs des constantes de différents matériaux

Matériaux	$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}\varphi$		$q = MP + N$		$\varepsilon_{95} = a \sigma_3 + b$	
	C	φ	M	N (bars)	a (10^{-4} bars)	b (10^{-4})
Tuf Telghemt	1.3	32.53	1.290	2.741	32.02	150.25
Tuf Draa Dissa	0.3	43.21	1.770	0.073	26.03	92.96
Tuf El M'hafir	1	36.78	1.496	1.995	29.9	102.52
Tuf El Assafia	0.82	37.66	1.536	1.628	28.4	133.33
Tuf Ain El Beida	1.22	29.5	1.233	2.234	44.0	131.33
Tuf Tafraoui	1.8	35	1.514	3.398	23.0	195.33
Tuf El Bibane	1	39.6	1.562	2.488	03.0	80.35
Tuf Khnis	0.65	35.75	1.726	1.0069	29.7	95.25
Grave Concassée	0.68	53	2.178	0.9884	38.03	316
Grave Corrigée	0.20	47	1.923	0.3157	23.55	124
Grave roulée	0.16	45.5	1.892	0.2480	42.16	70

D'après les valeurs des constantes données au tableau 5.4, on peut tirer les constatations suivantes :

- L'angle de frottement interne φ des tufs est légèrement plus petit que celui des autres matériaux (graves).

- La cohésion C de tuf est élevée par rapport à celle des graves, ce qui permet aux tufs de supporter des charges plus élevées dans le cas des faibles contraintes latérales ; néanmoins celle de tuf de Draa Dissa est moins élevée que celle des graves concassées, ceci est encore mis en évidence par la valeur de la constante N (0.073). Afin de remédier à cette anomalie, on améliorera ce paramètre et un traitement au liant hydraulique est recommandé (voir chapitre VI).
- En ce qui concerne la déformabilité de nos deux échantillons ainsi que celle des tufs des autres régions d'Algérie, on constate que les déformations correspondant à 95% de la charge maximale supportée sont inférieures à celles des graves concassées (Tableau 5.5).

Tableau 5.5 Influence de la contrainte de confinement sur la déformabilité

Matériaux	$\epsilon_{95} = a \sigma_3 + b$		
	$\sigma_3 = 1 \text{ bar}$	$\sigma_3 = 2 \text{ bar}$	$\sigma_3 = 3 \text{ bar}$
Tuf Telghemt	182.27	214.29	246.34
Tuf Draa Dissa	118.99	145.02	171.05
Tuf El M'hafir	132.42	162.32	192.22
Tuf El Assafia	161.73	190.13	218.53
Tuf Ain El Beida	175.33	219.33	263.33
Tuf Tafraoui	218.33	241.33	264.33
Tuf El Bibane	83.35	86.35	89.35
Tuf Khnis	124.95	154.65	184.35
Grave Concassée	354.03	392.06	430.09
Grave Corrigée	147.55	171.10	194.65
Grave roulée	112.16	154.32	196.48

La figure (5.19) représente les courbes de contraintes des tufs de Telghemt et de Draa Dissa avec celles des graves : concassées ; roulées et corrigées. Ces courbes

montrent que les tufts peuvent avoir des charges supportables plus élevées que celles des graves dans le cas des faibles contraintes latérales.

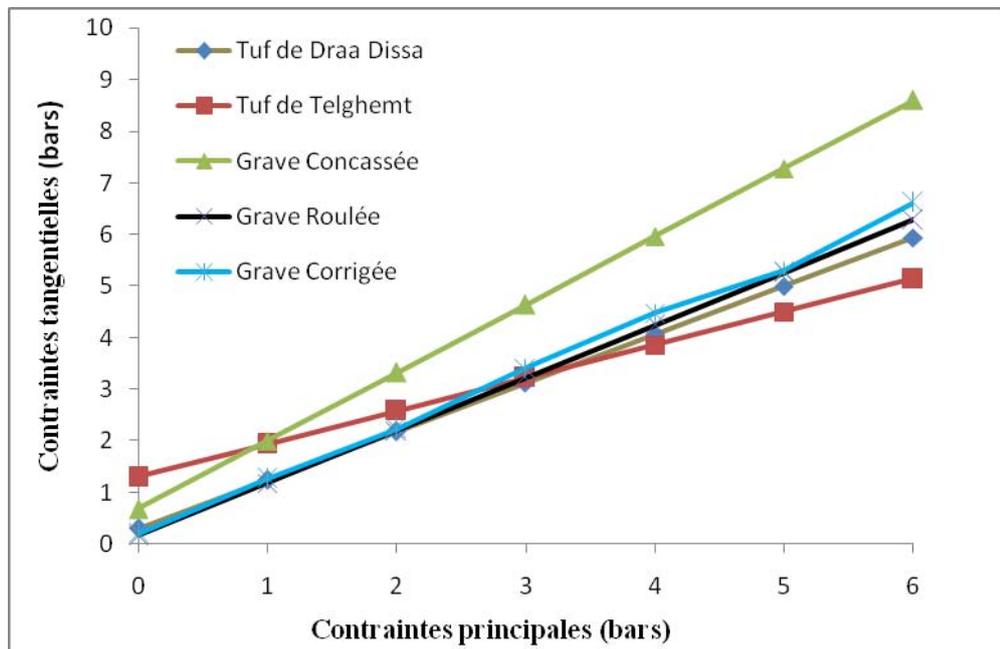


Figure 5.19 Courbes contraintes des deux tufts et de graves

5.4 CONCLUSION

- l'étude à été consacrée dans ce chapitre au comportement mécanique immédiat des tufts naturels. Les résultats obtenus à partir de l'étude sous chargement statique à l'aide de l'essai triaxial classique ont permis de montrer que ces matériaux ont des angles de frottement plus faibles que ceux des graves ; en revanche leurs cohésions sont relativement élevées par rapport à celles des graves non concassées.
- Pour des chargements modérés (jusqu'à $\sigma = 3$ bars), le comportement de tuf de Telghemt est plus performant que celui des graves roulées et corrigées et pour celui de Draa Dissa. Il se comporte comme les deux graves citées en haut, ce qui justifie les bonnes performances, constatées sur chantier, des chaussées construites en tuf pour trafic moyen.
- En ce qui concerne la déformabilité de nos deux échantillons, nous avons vu qu'elle est influencée par la contrainte latérale et que les déformations, correspondant à 95% de la charge de rupture, des tufts étudiés (Telghemt et Draa Dissa) sont comparables à celles des graves concassées.

Chapitre 6

Auto-Stabilisation et Traitement Des Tufs à la Chaux.

CHAPITRE VI

AUTO-STABILISATION ET TRAITEMENT DES TUFSS A LA CHAUX.

Pour profiter au mieux des matériaux naturels supportant un trafic devenu plus intense et plus lourd, il a fallu recourir à leur traitement par des liants hydrauliques ou hydrocarbonés afin d'améliorer leurs performances mécaniques.

Dans ce chapitre, nous avons envisagé d'étudier le traitement de nos deux matériaux à la chaux et d'observer :

- L'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des tufs traités ;
- L'influence de l'immersion sur ces caractéristiques mécaniques ;
- La comparaison avec d'autres matériaux à différents procédés de traitement.

6.1 AUTO-STABILISATION

6.1.1 Introduction

La propriété particulière des tufs d'encroûtements est de durcir en vieillissant au cours du temps sans traitement, propriété constatée au sein des corps de chaussées après humidification, compactage et séchage. C'est ce durcissement, appelé aussi *auto stabilisation* ou *effet de dalle*, qui a permis l'utilisation en corps de chaussée des tufs d'encroûtements, malgré des caractéristiques géotechniques qui s'écartent des spécifications usuelles des pays tempérés.

Ces matériaux sont dotés aussi d'une cohésion qu'ils acquièrent après compactage puis dessiccation prolongée, cette cohésion baisse considérablement quand le degré de saturation augmente, et disparaît quasi totalement par saturation.

Nous allons donc essayer d'étudier l'évolution des performances mécaniques en fonction du temps.

6.1.2 Résultats bibliographiques

Fumet et Peltier, ingénieurs routiers, ont été 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-gypseux et des tufs gypseux. La cohésion a été appréciée par la résistance à la compression simple après compactage d'éprouvettes.

Les travaux ont été envisagés sous deux aspects :

1. Evolution du durcissement dans le temps en fonction de divers paramètres.
2. Etude du mécanisme de durcissement.

Les échantillons testés ont été confectionnés et compactés aux valeurs optimales de l'essai Proctor modifié (W_{opm} et γ_{dmax}).

6.1.3 Evolution du durcissement

Les chercheurs qui ont étudié le phénomène de durcissement des tufs, 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).

Les différents auteurs sont arrivés à des conclusions convergentes :

- Dans le cas d'éprouvettes soumises à la dessiccation (étuis étanches), 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 instants d'immersion.

6.1.4 Etude 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) : auto-stabilisation. 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 (cité par Alloul 1981).

Les constatations faites sur chantiers dans tous les pays utilisant ce genre de matériau sont les suivantes (Colombier, 1988) ; (Domec, 1980) :

- Après compactage et séchage, les couches d'encroûtements durcissent. C'est dans la partie supérieure de la couche que le phénomène est le plus important;
- Sous réserve que la couche soit protégée de l'eau (couche de roulement étanche et drainage efficace), ce durcissement se conserve, voire s'accroît dans le temps;
- Le durcissement disparaît si, faute des dispositions constructives nécessaires, la couche de tuf voit sa teneur en eau fortement augmenter;
- Le durcissement est très inégal selon le gisement utilisé;
- L'importance de ce durcissement favorise le bon comportement dans le temps et sous le trafic des chaussées réalisées.

C'est ainsi que l'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des tufs compactés laisse penser à l'existence d'une prise, évidemment pas comme celle des liants tels que le ciment, la chaux, le plâtre, etc. où se produisent des liaisons rigides, souvent irréversibles et durables.

Ce phénomène de prise a été attribué par les premiers ingénieurs qui ont utilisé ces matériaux, à une dissolution partielle du calcaire et/ou du gypse dans l'eau de compactage, puis sa recristallisation lorsque l'eau s'évapore (Peltier, 1959).

D'autres travaux de recherches ont été réalisés dans ce domaine, et les opinions sont, souvent, très différentes. Nous présentons ci-après quelques explications de certains auteurs de matériau:

- L'hypothèse émise par A. Ponton (1962), lors de la construction de la RN1 qui lie Laghouat à Ghardaïa est la suivante : « Le durcissement est dû à une dissolution possible de la calcite lors de l'imbibition et du compactage et recristallisation après séchage » (cité par Alloul, 1981)
- Alloul (1981) qui a entrepris des essais au laboratoire, conclut que « Le durcissement est dû uniquement à un arrangement de grains lors de l'imbibition et du compactage et rigidification après séchage »

- L'explication fournit par Ben Dhia (1983) : « Le durcissement est dû, lors de la mise en œuvre (sous l'action de l'eau et du CO₂) à une dissolution du carbonate de calcium sous forme d'Aragonite qui se recristallise en calcite après compactage et dessiccation

6.1.5 Etude du durcissement au laboratoire

Nous avons effectué cette étude au laboratoire par :

- L'évolution de la résistance à la compression et à la traction en fonction de l'âge;
- L'influence de l'eau sur la résistance à la compression et à la traction;
- L'influence du séchage sur la résistance au cisaillement des deux matériaux.

6.1.5.1 Evolution de la résistance à la compression et à la traction en fonction de l'âge

Les essais les plus simples consistent à mesurer la résistance des éprouvettes de tufs compactées à la compression et à la traction en fonction du temps (4 heures; 1, 7, 14, 28 et 45 jours). Le matériau est malaxé manuellement, les éprouvettes de forme cylindrique ($\varnothing = 5\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$) sont confectionnées statiquement à la teneur en eau W_{opt} et la densité $\gamma_{\text{d max}}$ pour chaque matériau (Telghemet et Draa Dissa).

Pour l'essai de compression, les éprouvettes ont été soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre (figure 6.1). Les résultats pour chaque point sont les moyennes de trois valeurs.



Figure 6.1- Eprouvette de tuf soumise à l'essai de compression.

En ce qui concerne la résistance à la traction, les essais de laboratoires qui permettent de la déterminer suivant le mode de chargement sont schématisés par la figure (6.2)

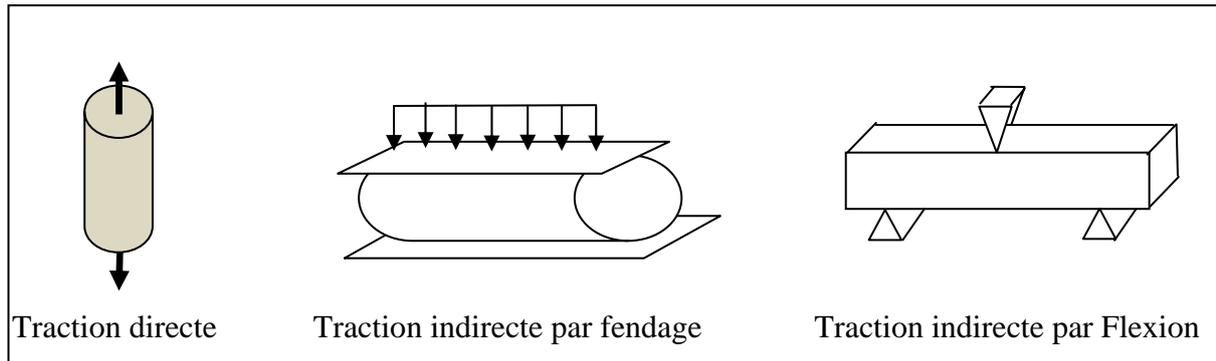


Figure 6.2 Schémas d'essai de traction au laboratoire

On a choisi pour notre étude l'essai de traction par fendage (figure 6.3)



Figure 6.3 Eprouvette de tuf soumise à l'essai de traction par fendage

Les figures (6.4) et (6.5) montrent respectivement l'évolution dans le temps de la résistance à la compression et la résistance à la traction; six constatations s'imposent sur le plan de performances :

- Le tuf de Telghemt est plus résistant que celui de Draa Dissa soit de 1.73 fois pour la résistance à la compression et de 1.60 pour la résistance à la traction (tableau 6.1).

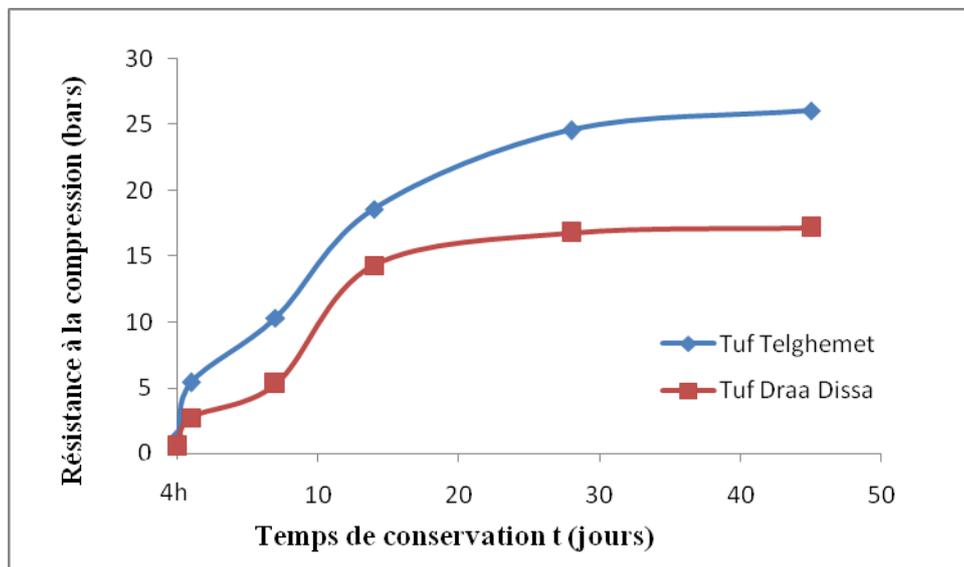
Tableau 6.1 Rapport des deux résistances (compression et traction) des deux tufs étudiés aux différents âges de conservation.

Durée de conservation	4 h	1j	7j	14j	28j	45j	Moyenne
Rc Telghemt/ Rc Draa Dissa	2.2	2	1.94	1.30	1.47	1.51	1.73
Rt Telghemt/ RtDraa Dissa	2	2.04	1.46	1.40	1.36	1.36	1.60

- L'évolution du durcissement est liée à la nature du matériau; le gain de résistance est plus important pour le tuf de Draa Dissa que pour le tuf de Telghemt (Tableau 6.2).

Tableau 6.2 Gain de résistance après conservation.

	$\frac{Rc\ 7j}{Rc\ 1j}$	$\frac{Rc\ 14j}{Rc\ 1j}$	$\frac{Rc\ 28j}{Rc\ 1j}$	$\frac{Rc\ 45j}{Rc\ 1j}$
Tuf de Telghemt	1.90	3.44	4.59	4.83
Tuf de Draa Dissa	1.96	5.29	6.22	6.37

**Figure 6.4-** Evolution de la résistance à la compression R_c des deux tufs en fonction de la durée de conservation

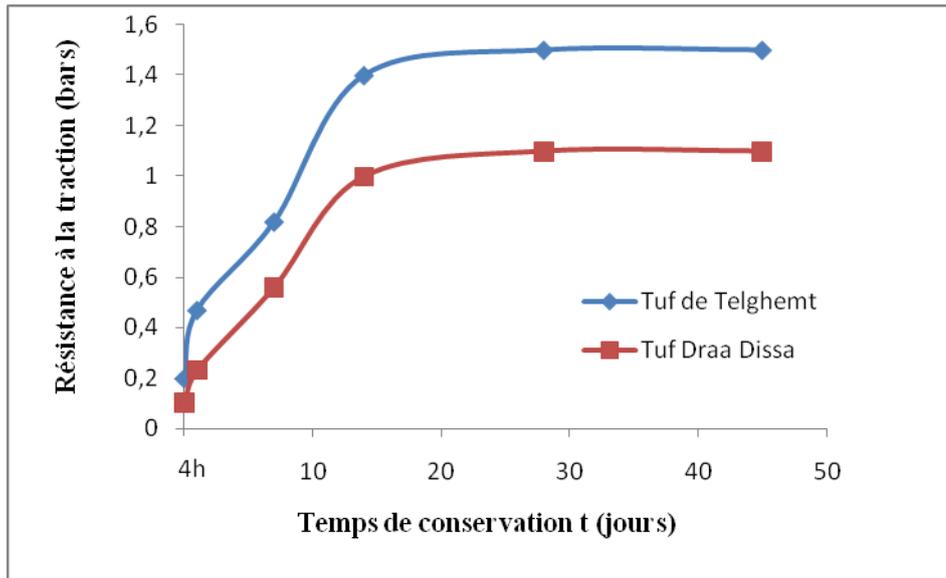


Figure 6.5 Evolution de la résistance à la traction R_t en fonction de la durée de conservation

- Les valeurs des résistances à la traction sont très faibles par rapport à celles des résistances à la compression.

Tableau 6.3 Rapport de la résistance de traction à la résistance de compression des matériaux étudiés aux différents âges de conservation.

Age	Tuf de Telghemt						Tuf de Draa Dissa					
	4 h	1 j	7 j	14 j	28 j	45 j	4 h	1 j	7 j	14 j	28 j	45 j
Rc (bar)	1.1	5.4	10.3	18.6	24.8	26.1	0.5	2.7	5.3	14.3	16.8	17.2
Rt (bar)	0.2	0.47	0.82	1.4	1.5	1.5	0.1	0.23	0.56	1.0	1.1	1.1
Rt/Rc (%)	18.18	8.70	7.96	7.52	6.04	5.741	20	8.51	8.49	6.99	6.54	6.39

- Les valeurs du rapport R_t/R_c sont élevées à jeune âge puis décroissent avec l'augmentation de R_c pour se stabiliser à un pourcentage moyen de 6%, qui reste dans les limites de la valeur moyenne de ce rapport pour les matériaux similaires (tableau 6.3) et (figure 6.6).
- La perte d'eau est certainement favorable à l'évolution de la résistance à la compression.
- Le durcissement s'opère principalement entre le 1^{er} et le 14^{ème} jour pour le tuf de Draa Dissa et se stabilise à 28 jours et entre le 7^{ème} et le 14^{ème} pour le tuf de Telghemt puis il se stabilise au-delà de 28 jours (figure 6.6).

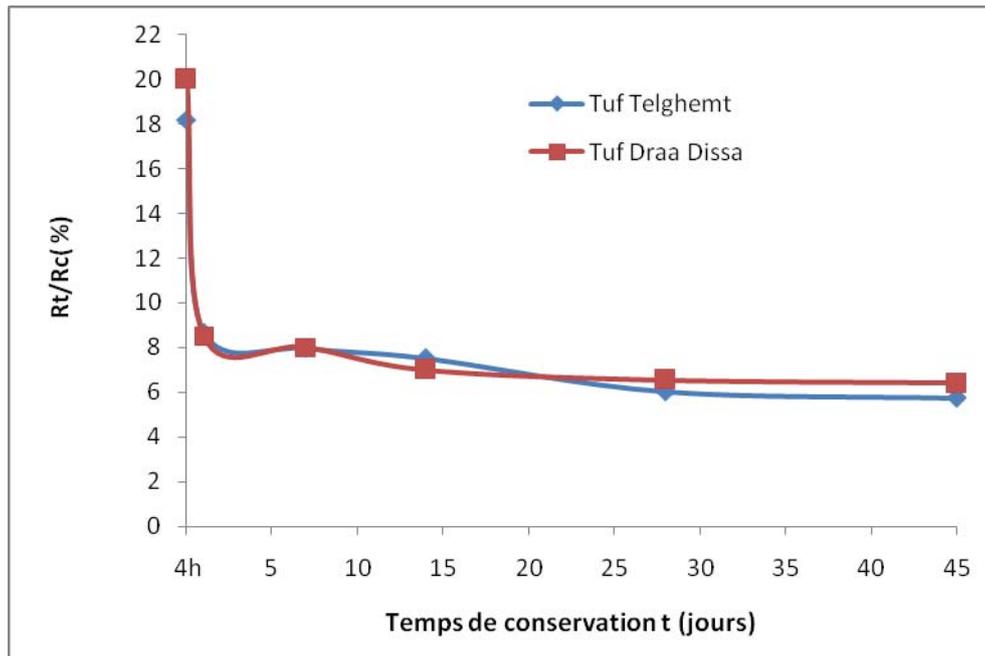


Figure 6.6 Rapport de la résistance de traction à la résistance de compression aux différents âges de conservation.

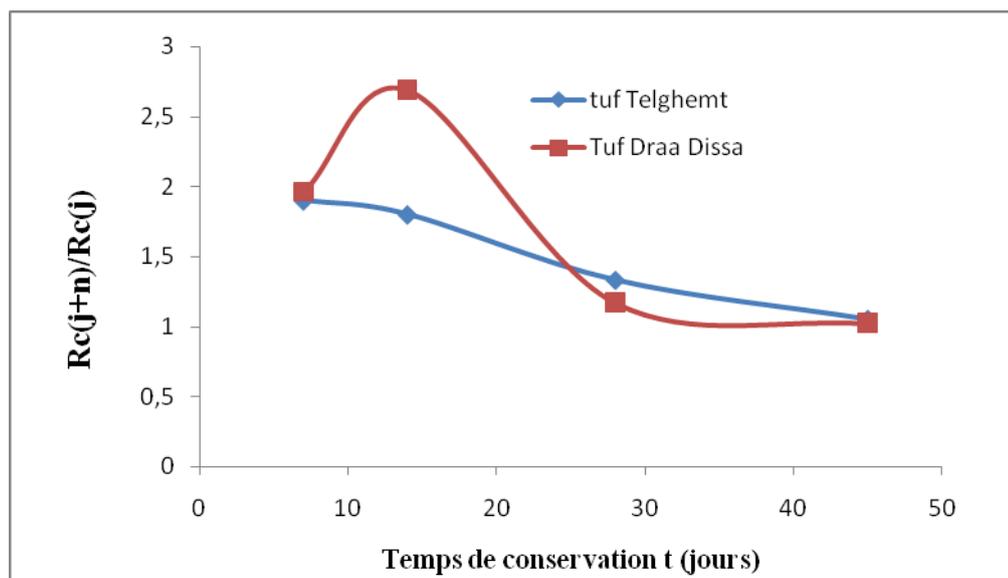


Figure 6.7 Evolution de durcissement pour deux écrasements successifs des deux tufs.

6.1.5.2 Influence de l'immersion

L'immersion des éprouvettes a mis en évidence la très grande sensibilité des tufs à l'imbibition puisque les éprouvettes se sont trouvées détruites très rapidement après 05 minutes d'immersion (voir figures de 6.8 à 6.10).



Figure 6.8 *Eprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche) après 65 jours de conservation.*



Figure 6.9 *Eprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche) Après 20 secondes d'immersion.*



Figure 6.10-a (*vue de face*)



Figure 6.10-b (*vue de côté*)



Figure 6.10-c (vue de haut)

Figure 6.10 *Éprouvettes en tuf de Telghemt (à droite) et de Draa Dissa (à gauche)
Après 5mn d'immersion.*

6.2 TRAITEMENT DES TUFSS A LA CHAUX

6.2.1 Introduction

Le monde a connu de très grands progrès scientifiques et techniques dans tous les domaines. En ce qui concerne les conceptions des routes, celles des structures des chaussées, et les exigences sur les matériaux utilisés dans la construction routière ont connu aussi une nouvelle ère et leur stabilisation parfois s'impose.

L'analyse de l'évolution du comportement mécanique en fonction de l'âge se fait par les essais de compression simple et de traction indirecte (traction par fendage) sur des éprouvettes de densité et de teneur en eau, à la confection, proches de celles de l'optimum respectifs à chaque formule tuf + liant. Les teneurs en liant retenues sont 3 % et 6 %.

La fabrication des éprouvettes comporte trois phases :

1. Préparation d'un mélange homogénéisé (*TUF + CHAUX + EAU*)
2. Compactage statique à l'aide d'une presse ;
3. Démoulage et conservation des éprouvettes.

La conduite de l'étude de formulation est faite selon les étapes schématisées par l'organigramme suivant (figure 6.11).

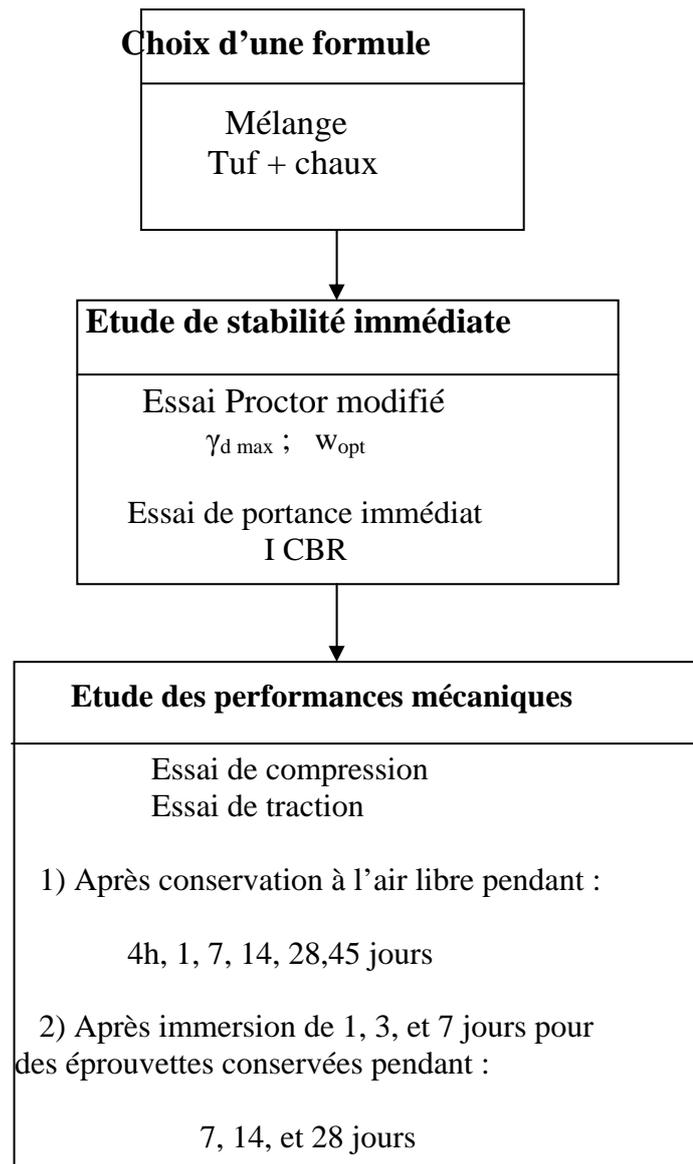


Figure 6.11 Schéma de conduite d'une étude de formulation

6.2.2 Stabilité immédiate

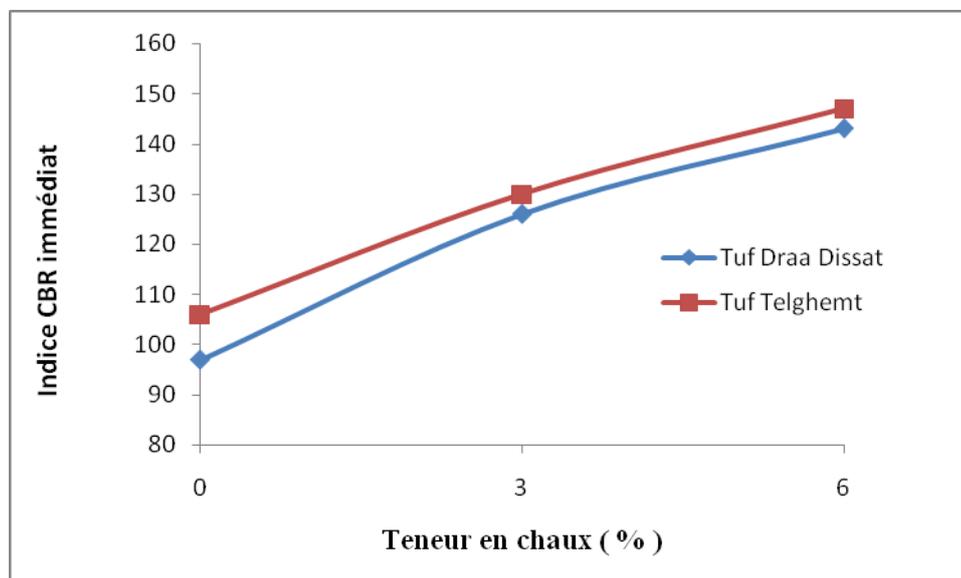
Nous savons que ce genre de traitement améliore la portance au cours du chantier (par période de pluie). Cette étude de stabilité a bien confirmé que le traitement à la chaux aérienne améliore sensiblement la compactibilité et la traficabilité après compactage. Le tableau (6.4) représente les caractéristiques de compactage et de portance pour nos deux échantillons traités à 3% et 6% de chaux.

Le traitement à la chaux améliore la stabilité immédiate dans la mesure où elle procure des fines augmentant ainsi l'angle de frottement.

Tableau 6.4 Caractéristiques de compactage et de portance des mélanges tufs-chaux

Formule	Essai Proctor modifié		I CBR
	w _{opt} (%)	γ _{d max} (t/m ³)	Immédiat
Tuf de Telgemet	11.3	1.95	106
Tuf de Telghemt + 3% chaux	11.36	19.4	130
Tuf de Telghemt + 6% chaux	11.41	1.92	147
Tuf de Draa Dissa	9.7	1.84	97
Tuf de Draa Dissa + 3% chaux	9.93	1.82	126
Tuf de Draa Dissa + 6% chaux	9.95	1.81	143

La figure (6.12) illustre bien ces résultats. Elle nous montre que l'indice CBR immédiat augmente avec le dosage en chaux; cette relation proportionnelle peut être expliquée par l'amélioration immédiate des caractéristiques intrinsèques de nos deux échantillons due à l'apport en chaux.

**Figure 6.12** Variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux

6.2.3 Performances mécaniques

Les performances mécaniques caractérisent l'aptitude du tuf traité à résister aux sollicitations du trafic après le durcissement, elles conditionnent le fonctionnement mécanique de la chaussée à long terme.

Les figures (6.13) et (6.14) représentent respectivement l'évolution de la résistance à la compression et la résistance à la traction en fonction de l'âge des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux.

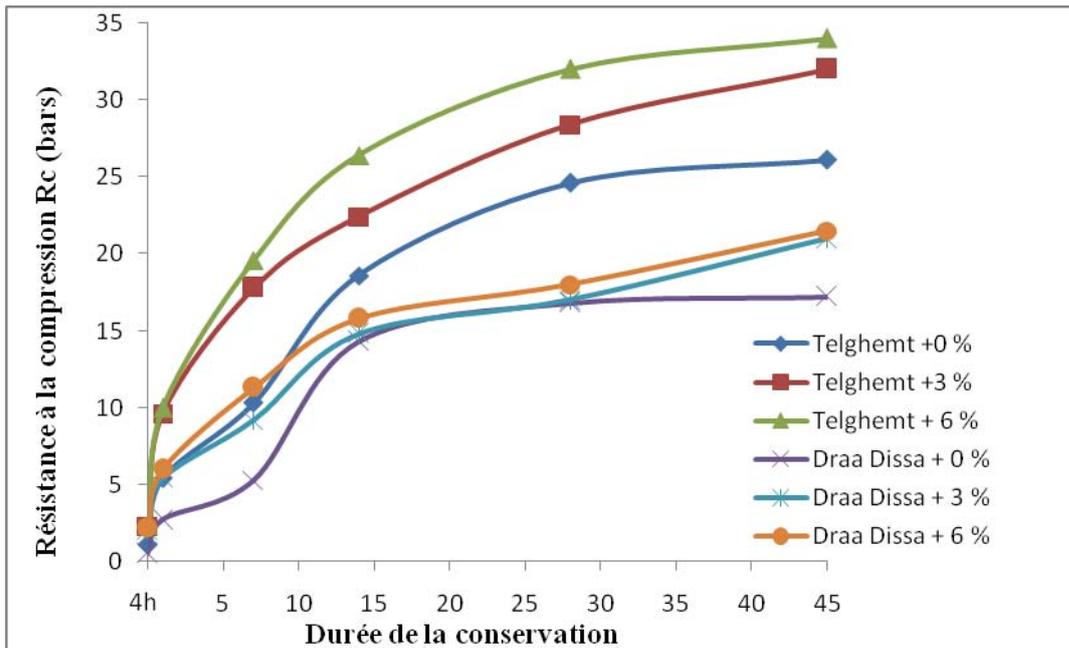


Figure 6.13 Evolution de la R_c en fonction de l'âge (tufs traités à la chaux)

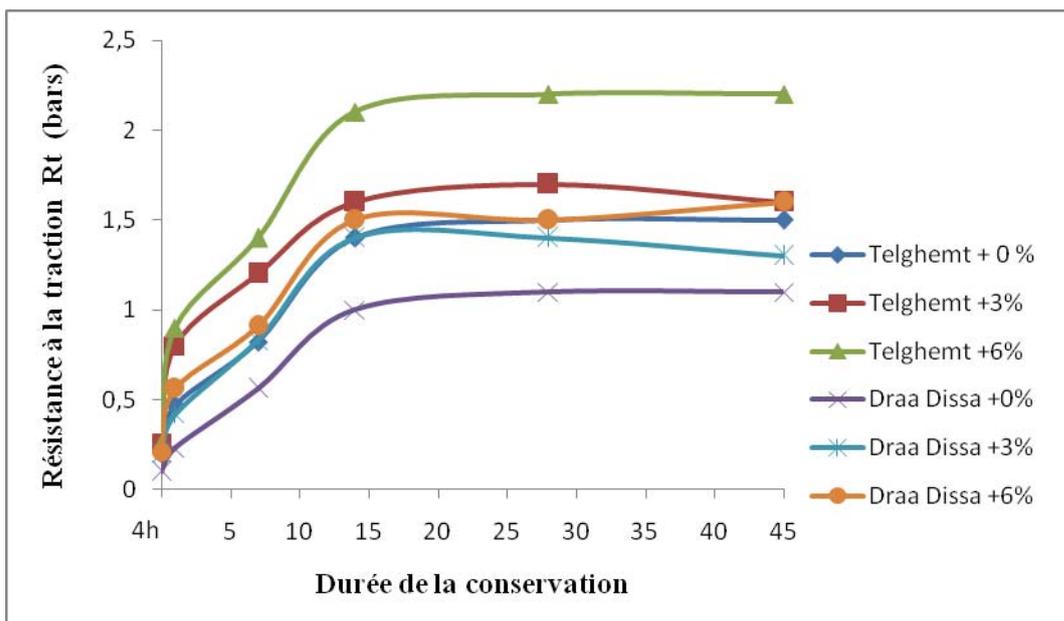


Figure 6.14 Evolution de la R_t en fonction de l'âge (tufs traités à la chaux)

A partir des courbes (6.13) et (6.14), nous faisons les constatations suivantes :

- Les effets du traitement à la chaux sur les performances mécaniques des deux échantillons sont visibles, surtout pour le tuf de Telghemt.
- Les allures des courbes sont très comparables entre elles. La phase de durcissement dure entre 14 et 45 jours, après, les résistances tendent généralement vers une asymptote horizontale.
- L'évolution de la résistance à la traction de tuf de Draa Dissa en fonction de l'âge des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux est plus adéquate que la résistance à la compression qui ne dépasse pas les 22 bars pour 6% de chaux.
- Le traitement des tufs par 6% au lieu de 3% apporte des augmentations de performances. Ces augmentations sont plus remarquées pour le tuf de Telghemt.

L'action de la chaux est mise en évidence par la variation du rapport $\Delta R / R$ en fonction du temps (figure 6.15):

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{R_m - R}{R}$$

R_m : Résistance à la compression du mélange tuf + chaux.

R : Résistance à la compression du tuf.

Nous remarquons une augmentation importante du rapport ($\frac{\Delta R}{R}$) à 4 heures et à 7 jours pour les deux tufs qui se stabilisent à 6% et 3% de chaux. Puis ce rapport diminue à partir des 14 jours pour se stabiliser à partir de 28 jours de conservation.

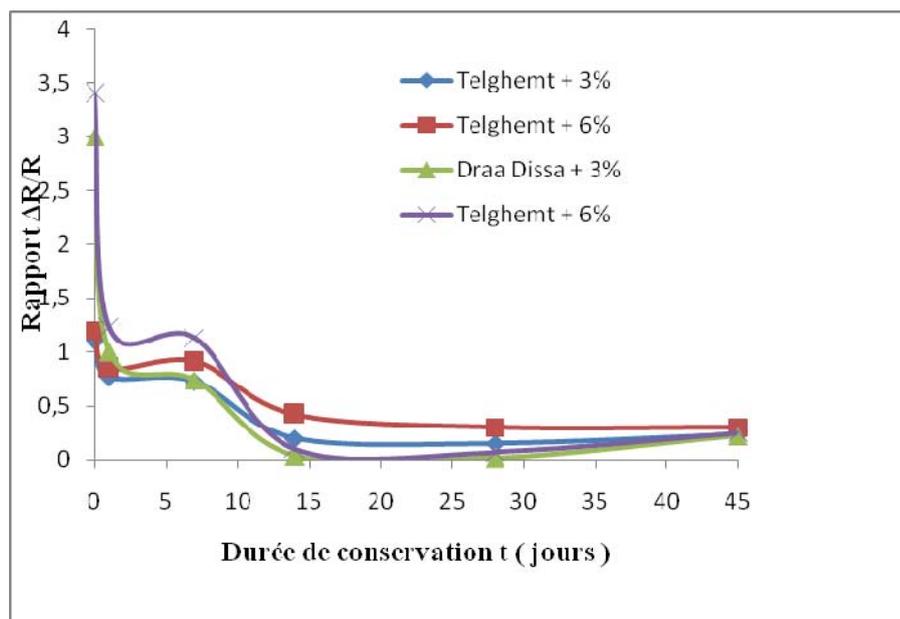


Figure 6.15 Evolution dans le temps de l'accroissement relatif des résistances à la compression dû à l'ajout de chaux.

Le tableau (6.5) récapitule les résultats de traitement à la chaux de deux matériaux étudiés après une conservation de 45 jours.

Tableau 6.5 Résistance à la compression et à la traction des matériaux étudiés traités après 45 jours de conservation.

	Tuf de Telghemt			Tuf de Draa Dissa		
	0%	3% chaux	6% chaux	0%	3% chaux	6% chaux
Rt(bar)	1.5	1.6	2.2	1.1	1.3	1.6
Rc(bar)	26.1	32	34	17.2	21	21.5
Rt/Rc(%)	5.74	5	6.47	6.39	6.19	7.44
Rc(trité)/Rc	1	1.22	1.3	1	1.22	1.25

- La résistance à la traction des deux matériaux présente un pourcentage qui oscille entre 5 et 7.5 % de la résistance à la compression.
- Le gain de la résistance à la compression après traitement représente un taux de 340 % pour le tuf de Draa Dissa et de 120 % pour tuf de Telghemt traité à 6% suite à la rapidité de prise de la chaux puis diminue à 1.2% pour le tuf de Draa Dissa et 16 % pour celui de Telghemt à 28 jours. La résistance à la compression du tuf de Telghemt s'améliore mieux par le traitement que le tuf de Draa Dissa (figure 6.15).

Tableau 6.6 Gain de résistance à la compression des matériaux étudiés traités après 45 jours de conservation.

	Tuf de Telghemt		Tuf de Draa Dissa	
	0%	6% chaux	0%	6% chaux
Age de conservation	4 h	45 jours	4 h	45 jours
Rc(bars)	1.1	34	0.5	21.5
Rc(traité)/Rc	1	31	1	43

- le gain de la résistance à la compression et à la traction est influencé aussi par le durcissement confirmé par le tableau 6.6. l'apport sur la résistance à la

compression après traitement de 6% de chaux et conservation de 45 jours est de 43 fois supérieur (tuf de Draa Dissa) et 31 fois (tuf de Telghemt) à celui sans traitement à un âge de 4 heures.

6.2.4 Influence des paramètres de formulation sur les performances mécaniques

Le durcissement des tufs traités est un phénomène faisant intervenir de très nombreux paramètres. D'après notre étude, nous avons conclu qu'il existait deux sortes de paramètres influençant le mini durcissement des tufs traités :

- Des paramètres liés aux conditions de réalisation comme la teneur en eau et l'énergie de compactage. Ces deux paramètres doivent rester dans une fourchette extrêmement serrée pour conduire à des densités suffisantes afin d'éviter les déformations permanentes lors de la mise en œuvre.
- Des paramètres proprement dits, influençant directement le durcissement, constatés d'après la figure (6.16), qui représente la variation de la résistance à la compression après 45 jours en fonction de la teneur du liant utilisé dans le traitement des tufs.

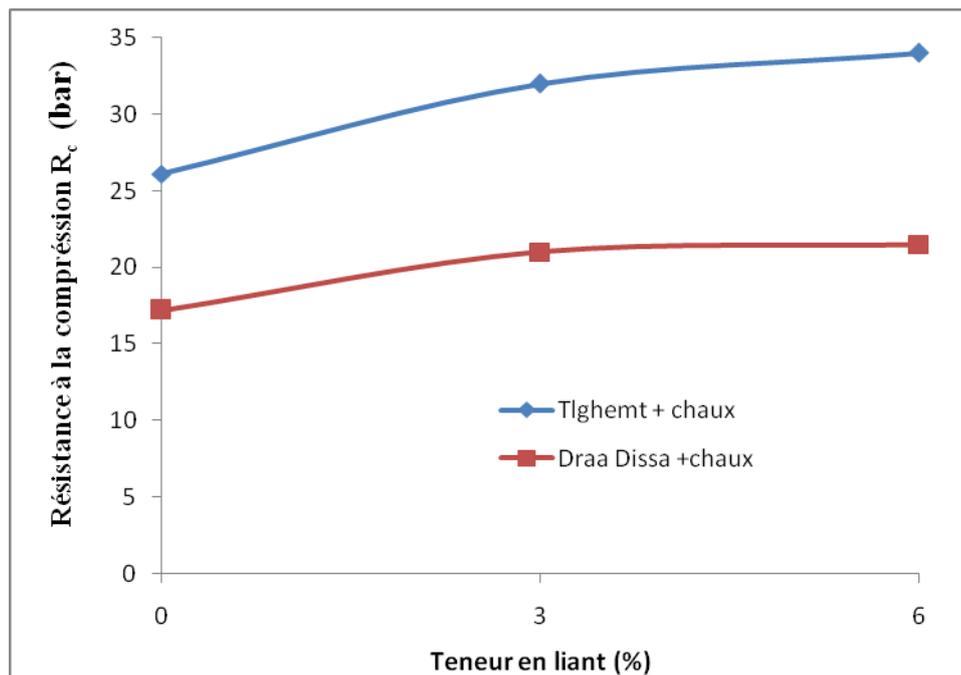


Figure 6.16 Influence des paramètres de formulation sur la résistance à la compression après 45 jours

D'après la figure (6.16) nous pouvons classer ces paramètres comme suit :

- Le dosage en liant : la teneur en liant accroît les performances mécaniques de nos deux échantillons.

- La nature du tuf : le tuf de Telghemt est plus sensible à l'ajout d'un liant que le tuf de Draa Dissa. La nature chimique et minéralogique ainsi que le pourcentage des fines des tufs a certainement une influence sur le niveau de résistance atteint. Pour un même dosage en liant, le durcissement atteint est plus important pour le matériau le plus fin et le plus calcaire.
- La nature du liant : Les différents auteurs ont constaté que le traitement à la chaux confère des performances mécaniques moindres à celles obtenues par le traitement au ciment.

Pour une autre approche d'analyse, le tableau (6.7) illustre la comparaison entre le gain de la résistance à la compression et à la traction dû à l'ajout du même taux (6%) de chaux aux matériaux étudiés après conservation de 28 jours à l'air libre.

Tableau 6.7 Résistances à la compression et à la traction des deux matériaux traités après 28 jours.

	Telghemt		Draa Dissa	
	0%	6% chaux	0%	6% chaux
Rc(bar)	24.6	32	16.8	18
Rt(bar)	1.5	2.2	1.1	1.5

6.2.5 Influence de l'immersion sur le comportement mécanique des tufs traités

Au cours de l'étude du traitement des tufs, on a vu que les performances mécaniques augmentaient avec la durée de conservation. Ces augmentations sont en relation directe avec le séchage, où chaque diminution dans la teneur en eau engendre une augmentation dans les résistances mécaniques. Afin de distinguer l'influence de l'immersion sur les résistances mécaniques des tufs traités, nous avons confectionné pour chaque dosage en chaux 09 éprouvette :

- 03 Eprouvettes conservées pendant 7 jours puis immergées pendant 1, 3 et 7 jours ;
- 03 Eprouvettes conservées pendant 14 jours puis immergées pendant 1, 3 et 7 jours ;
- 03 Eprouvettes conservées pendant 28 jours puis immergées pendant 1, 3 et 7 jours.

Les éprouvettes sont soumises à la fin de chaque durée d'immersion à des essais de compression simple. La même procédure a été suivie pour la détermination de la résistance à la traction après immersion. Les figures (6.17) illustrent l'effet de l'immersion sur les résistances à la compression des éprouvettes traitées. Nous remarquons que :

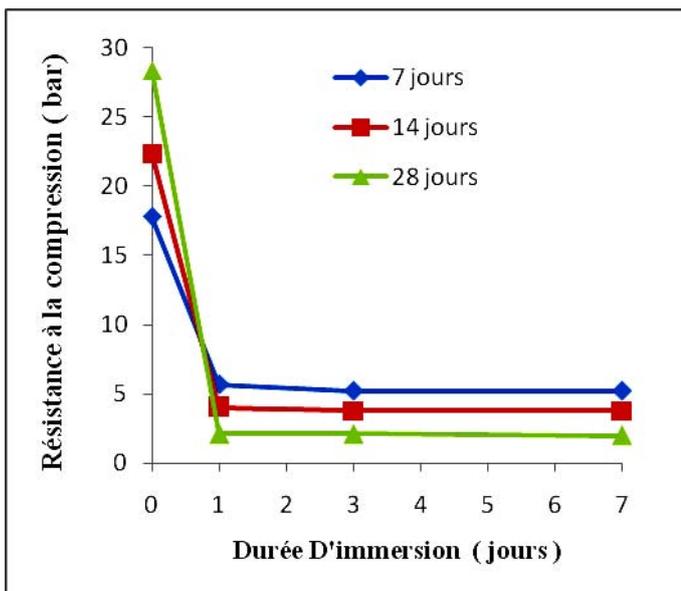
- Les résistances à la compression des deux échantillons chutent considérablement par rapport à celles des tufs non traités. Après 1 journée

d'immersion, l'échantillon de Telghemt traité à 6% perd plus de 31 % de sa résistance à la compression et pour le tuf de Draa Dissa elle s'annule complètement au 7^{ème} jour d'immersion pour une éprouvette conservée pendant 7 jours et dosée à 3% de chaux.

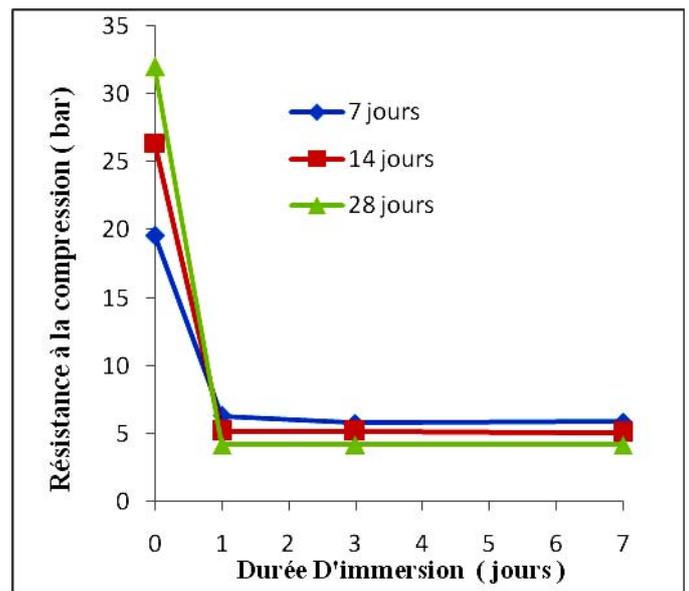
- Après le premier jour d'immersion, la résistance à la compression présente une certaine stabilité, moins visible pour les éprouvettes de Draa Dissa conservées à court terme (7 jours).
- Les résistances à la traction (tableau 6.8) deviennent très faibles pour le tuf de Telghemt et quasiment nulles pour le tuf de Draa Dissa.
- Après l'immersion, la résistance à la compression du tuf de Telghemt à 7 jours présente une augmentation par rapport à celle de 14 et 28 jours; par contre celle tuf de Draa Dissa est la plus faible elle s'annule même après 7 jours d'immersion

Tableau 6.8 Valeurs de résistance à la traction après immersion des tufs traités à la chaux.

	Age	3 % chaux				6 % chaux			
		Durée d'immersion				Durée d'immersion			
		0 j	1 j	3 j	7 j	0 j	1 j	3 j	7 j
Tuf de Telghemt	7 j	1.2	0	0	0	1.4	0	0	0
	14 j	1.6	0	0	0	2.1	0	0	0
	28 j	1.7	0	0	0	2.2	0.04	0	0
Tuf de Draa Dissa	7 j	0.83	0	0	0	0.91	0	0	0
	14 j	1.3	0	0	0	1.5	0	0	0
	28 j	1.4	0	0	0	1.5	0	0	0



Telghemt + 3 % chaux



Telghemt + 3 % chaux

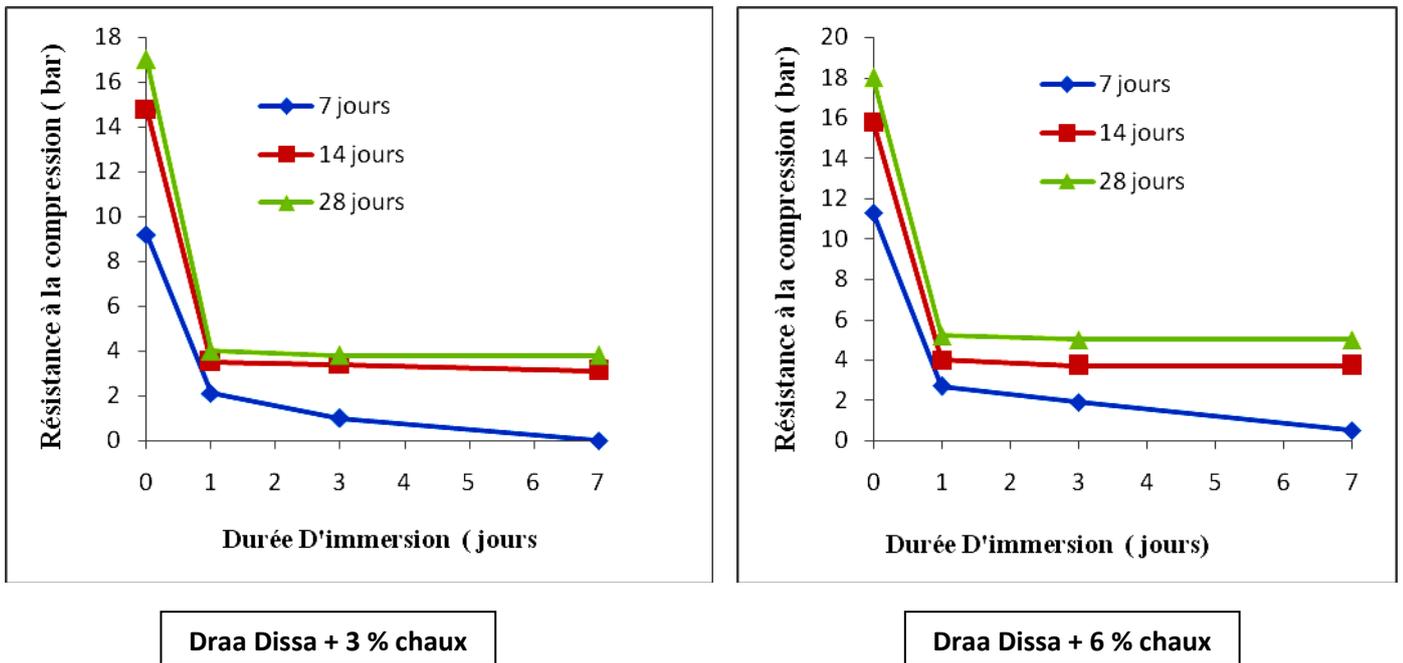
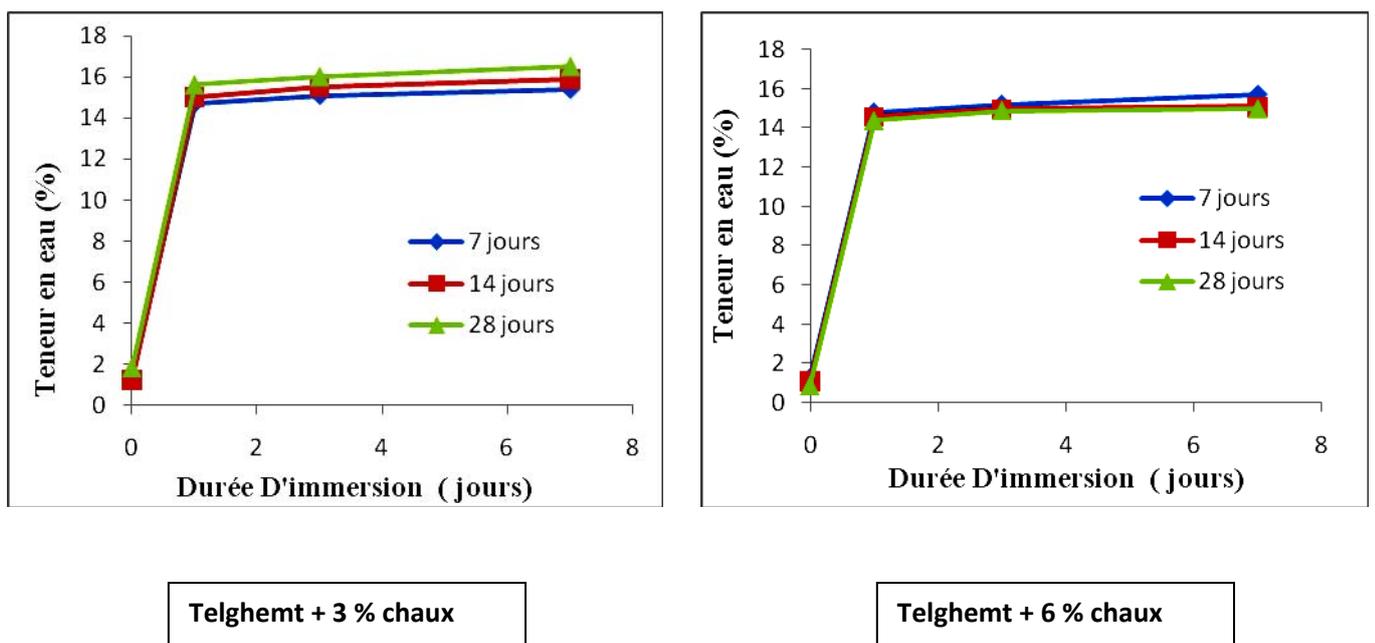


Figure 6.17 Effet de l'immersion sur la résistance à la compression des tufs traités à la chaux

6.2.6 Influence de l'immersion sur la teneur en eau

La teneur en eau des éprouvettes augmente, en fonction de la durée d'immersion, pour atteindre des teneurs en eau de saturation ; cette évolution est représentée par la figure 6.18 pour les deux échantillons.



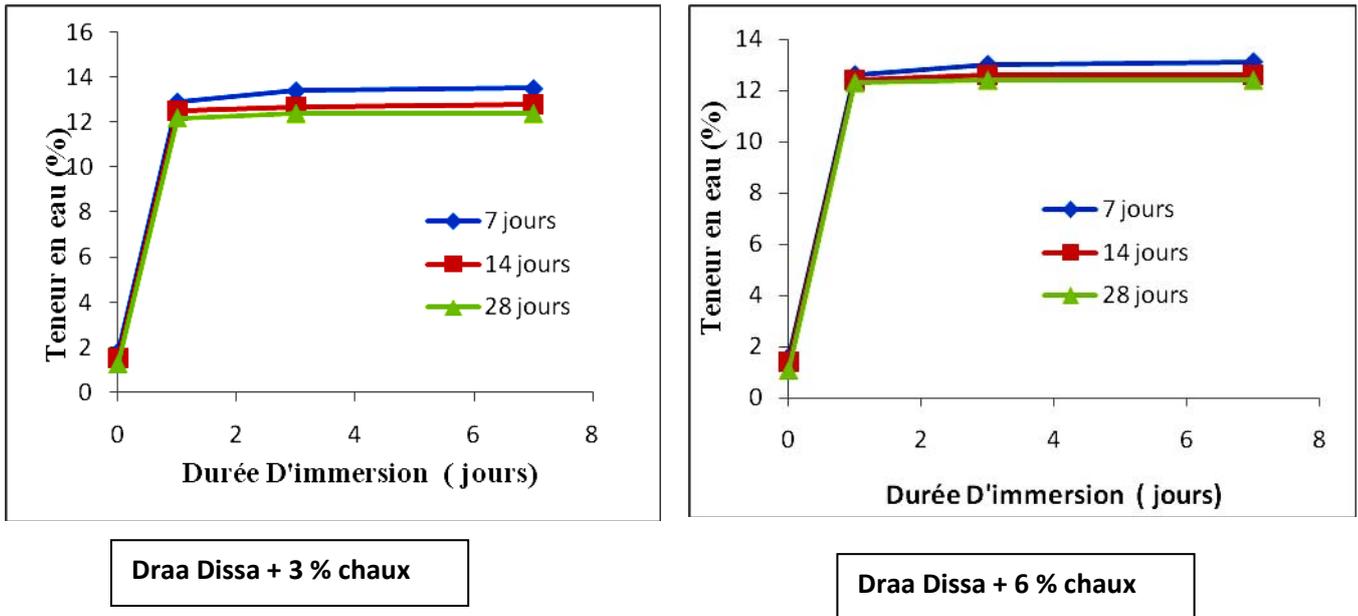


Figure 6.18 Evolution de la teneur en eau en fonction de la durée d'immersion des tufs traités à la chaux

6.3 ETUDES COMPARATIVES AVEC D'AUTRES MATERIAUX SOUS DIFFERENTS PROCEDES DE TRAITEMENT

Dans le cas particulier des tufs étudiés et le liant utilisé, le traitement à la chaux améliore certes leurs résistances, mais cette amélioration reste assez faible comparée au niveau de performances couramment atteint par les graves traitées aux liants hydrauliques.

Par exemple, après une année de conservation, la résistance à la compression des graves traitées à 4% de ciment est de l'ordre de 10 Mpa, alors que celle des tufs étudiés traités à 6% de chaux ne dépasse pas 3.5 Mpa. De même pour la résistance à la traction, elle est de l'ordre de 1.7 Mpa pour les graves-ciment alors qu'elle ne dépasse pas 0.4 Mpa pour les tufs-chaux étudiés, voir figures 6.19 et 6.20.

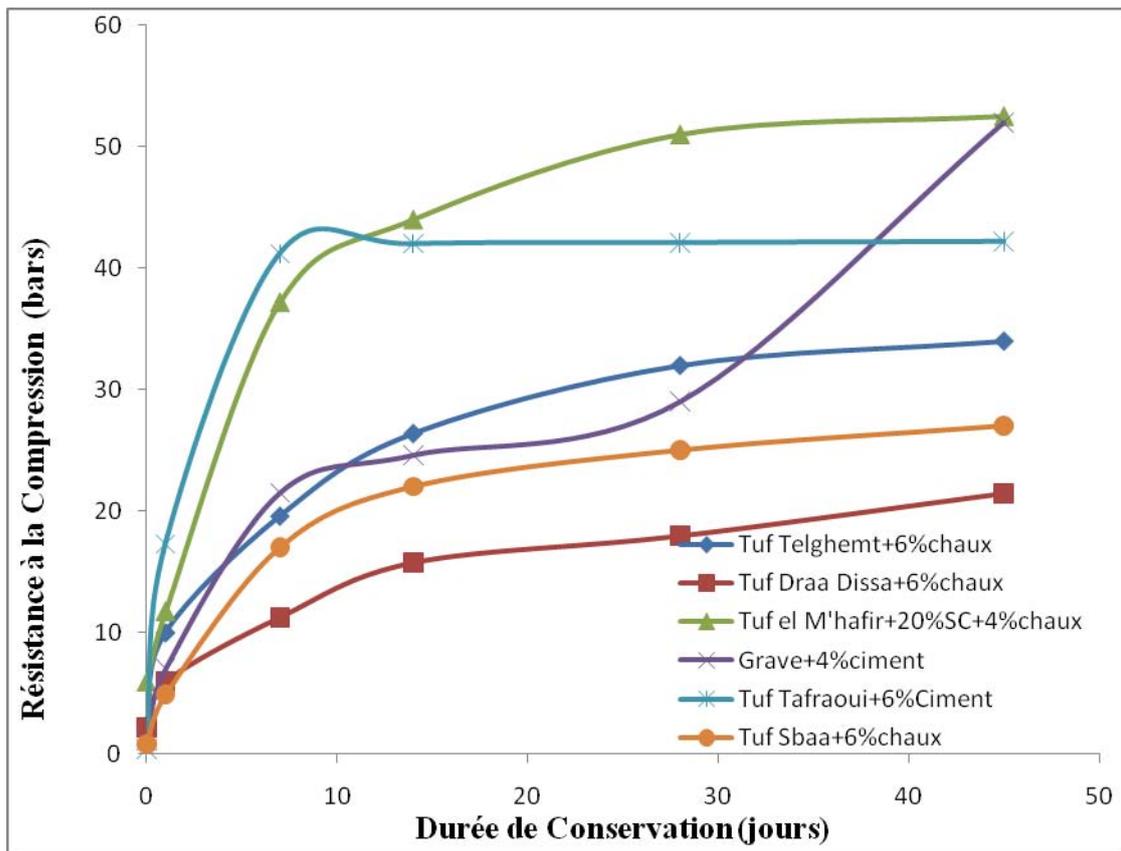


Figure 6.19 Evolution de la résistance à la compression des tufs et de graves après traitement

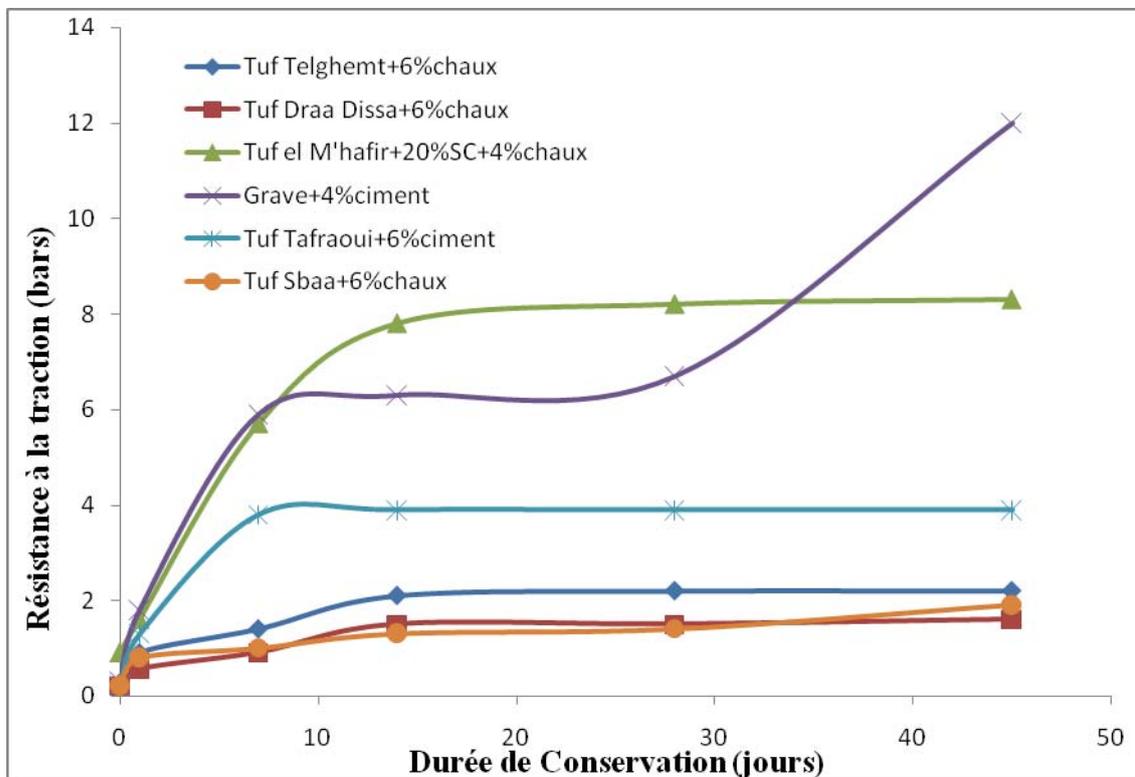


Figure 6.20 Evolution de la résistance à la traction des tufs et de graves après traitement

6.4 CONCLUSION

L'étude de l'auto-stabilité et le comportement des tufs non traités et traités nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les caractéristiques mécaniques des tufs non traités évoluent avec le temps; cette évolution dépend en premier lieu de la nature du matériau, et en deuxième lieu de l'évaporation de l'eau qui a servi au compactage. Ces caractéristiques se détériorent juste après saturation.
- L'objectif du traitement est de chercher un matériau pouvant être utilisé en couches de base et de fondation pour des chaussées. Nous avons ainsi montré lors de cette étude que le ciment tel que la chaux utilisé pour le traitement améliore les performances mécaniques des tufs, qui restent assez faibles par rapport aux niveaux des performances atteints par les tufs et les graves traitées au ciment ainsi que l'incorporation d'autres matériaux tels que le sable calcaire.
- Les améliorations des performances mécaniques obtenues au traitement à la chaux, restent médiocres et limitées une fois comparées à celles des graves traitées. Nos expériences, et d'autres menées sur différents tufs et avec des dosages en liant, ne suffisent pas à conclure d'une manière décisive et définitive sur l'inaptitude des tufs traités à être utilisés en assise pour fort trafic.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Les tufs d'encroûtements sont de plus en plus utilisés en construction routière, avec des résultats meilleurs que ne le laissent prévoir leurs caractéristiques mécaniques comparées aux critères usuels qui président à l'emploi des matériaux de chaussée. C'est ainsi que l'on peut observer des routes construites depuis trente ans, qui se comportent très bien malgré que le trafic qu'elles supportent soit déjà supérieur à celui pour lequel elles avaient été dimensionnées.

En raison de l'abondance dans notre pays des tufs d'encroûtement, les ingénieurs routiers ont essayé de tirer le meilleur parti de ceux-ci. Les efforts déployés vont dans le sens d'une optimisation de l'emploi dans des techniques routières de ces matériaux et la rationalisation des critères de jugement.

De plus, certains matériaux d'encroûtement se trouvant aux abords du tracé routier ne répondent pas toujours aux spécifications adoptées pour ces matériaux. Cela a orienté les études de recherches sur la valorisation des tufs d'encroûtements non sélectionnés pour améliorer leurs performances et les rendre compatibles avec les exigences des réseaux routiers modernes.

Dans notre étude, nous avons essayé d'aborder ces aspects dans les limites de temps et de moyen qui nous ont été disponibles, et nous avons abouti aux conclusions suivantes :

- Les encroûtements gypseux peuvent se former au Nord de l'Algérie tel que le tuf Draa Dissa (Texana) malgré que la théorie fasse le lien de leurs formations qu'aux climats arides et sahariens.
- Un tuf gypseux n'est pas obligatoirement un sol pulvérulent, le tuf de Draa Dissa (98,30 % de gypse) présente une teneur en fines (éléments inférieurs à 80 μm) de 1.7 %.
- L'analyse granulométrique présente un facteur essentiel dans le jugement du comportement des échantillons de tufs étudiés.
- Les essais chimiques tels que la détermination de la teneur en gypse et en calcaires est systématique.

- L'essai triaxial effectué sur les matériaux étudiés au jeune âge a montré que les chargements statiques supportables sont similaires à ceux supportés par des graves.
- Pour l'autostabilisation, les essais que nous avons réalisés pour mettre en évidence ce phénomène ont montré que les performances des tufs (résistance et cohésion) se trouvent énormément améliorées au cours du temps, mais malheureusement ce phénomène est réversible s'il y a humidification.
- L'insuffisance des résultats des essais de compression simple de tuf de Draa Dissa est due principalement à sa faible cohésion et au taux important de gypse (98.30 %). Une relation entre la résistance à la compression et la teneur en gypse peut être établie.
- L'apport du traitement des tufs par la chaux a été étudié à travers l'indice portant CBR immédiat, la résistance à la compression et à la traction à plusieurs délais de conservation. La conclusion est qu'il existe des tufs auxquels le traitement confère des propriétés, pas voisines de celles d'une grave traitée, mais pas décevantes. Nous avons aussi constaté que les niveaux de performances atteintes sont influencés par certains paramètres comme la nature et le dosage en liant ainsi que la nature du matériau lui-même.
- Si les améliorations requises par le traitement restent, pour le moment, insuffisantes et en dessous des performances atteintes par les graves, cela ne veut pas dire que les tufs ne conviennent pas pour être utilisés en chaussée à fort trafic. Des essais complémentaires à long terme et en fatigue en laboratoire sont à réaliser sur un échantillonnage de tufs plus grand, avec différents traitements tels que (chaux, ciment, cendres volantes et sables calcaires).

Références Bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

Alloul B., (1981), « Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière », Thèse de docteur 3 cycle de l'Université de Paris VI, juillet 1981.

Améraoui Z., (2002) — Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière, Thèse de magistère — Ecole Nationale Polytechnique, Alger.

Belkacemi S ;(2005), « Cours de mécanique des sols » cours de 4^{ième} années, Ecole Nationale Polytechnique, Alger.

Ben Dhia M., (1983), « Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière », Thèse de docteur de 3eme cycle de l'université de Paris VI, oct.

Colombier G. (1988), « Tufs et encroûtements calcaires: Utilisations routières. Synthèse », ISTED.

Dupain R., Lanchon R., Arroman J-C., 1995 « Granulats, Sols, Ciments et Bétons: caractérisation des matériaux de génie civil par les essais au laboratoire ». Collection A. Capliez, EDUCATIVE.

Fenzy E. (1966), « Particularité de la technique routière au Sahara », Revue générale des routes et aérodromes, 411, pp. 57-71.

Fumet P. (1959), « Chaussées en sable gypseux et en sables stabilisés chimiquement », Revue générale des routes et aérodromes, Numéro spécial «Sahara », 329, pp. 169-178.

Gandil, P. Cours de routes, ENPC, 1988.

Horta J.C. (1979), « Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière », Service des pub. du laboratoire de M.D.S., Base SONATRACH, Blida, Algérie.

Jeuffroy G. « Conception et construction des chaussées », Tome II, cours de LNPC Edition EYROLLES, 1985.

Kouidri Z., (2000) « Contribution à l'étude de stabilisation d'un sol sableux: Modélisation du comportement mécanique ». Mémoire de Magister, C.U.Laghouat.

Manuel de laboratoire de génie civil; « mode opératoire : essai de Calcimétrie», LNHC.

METTAI M, (2008) « caractérisation et étude du durcissement d'un sable gypseux de Ben Guecha dans le domaine de la géotechnique routière » Thèse de magistère — Ecole Nationale Polytechnique, Alger.

Morsli M., (2007) « Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtements en technique routière saharienne », Thèse de Doctorat d'Etat, ENP.

Norme française NF P 94-078 (1992); « Sols; reconnaissance et essais - Indice CBR immédiat - Indice CBR après immersion ».

Norme française NF P 18-598 (1992); « Sols; reconnaissance et essais - essai de l'équivalent de sable ».

Norme française NF P 94-057 (1992); « Sols; reconnaissance et essais - analyse granulométrique des sols par tamisage et sédimentométrie ».

Norme française NF P 94-068 (1993); « Sols; reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de Méthylène d'un sol par l'essai de la tâche ».

Norme française NF P 94-093 (1993); « Sols; reconnaissance et essais — Détermination des caractéristiques de compactage ».

Norme française NF P 94-074 (1994); « Sols; reconnaissance et essais - Essai à l'appareil triaxial de révolution ».

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

SANGLERAT G., (1981) « Cours pratique de mécanique des sols » Edition DUNOD, Paris.

SETRA-LCPC (2000), « Guide technique : Traitement des sols à la chaux et /ou aux liants hydrauliques », jan. 2000.

SETRA - LCPC. Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, SETRA - LCPC, Juillet 1981.

Ghomari F., (1991) « Tufs et encroûtements calcaires, approche expérimentale pour une utilisation dans la construction », Colloque Franco-Maghrébin, Construire en matériaux locaux.

Papadakis M., Venuat M. (1970) « Industrie de la chaux, du ciment et du plâtre ».Edition DUNOD, Paris.

PEYRONNE C., (1984) « Cours de Routes » Presses PONTS ET Chaussées.

Philipponnat.G, Huber.B. (1997). « Fondations et ouvrages en terre ».Edition Eyrolles.

Taibi R., (1985) « Stabilisation des sols par des liants hydrauliques : Modélisation du comportement mécanique ». Thèse de D^f. Ing, INSA de Lyon.

Venuat M., (1980) « Le traitement des sols à la chaux et au ciment ». Paris, 1^{ère} Edition.

Annexes

ANNEXE A

A₁ : Prélèvement des échantillons des deux tufs.

A₂ : L'essai chimique pour le choix des matériaux.

ANNEXE A1 :Prélèvements des échantillons des deux tufs



Tuf de Draa Dissa –Jijel-



Tuf de Telghemt-Laghout-

ANNEXE A2 : Les premiers prélèvements pour le choix des matériaux



Tuf de Telghemt

Efflorescence présentée par dégagement de (CO_2) après l'ajout de l'acide chlorhydrique (HCl) qui détecte le calcaire ($CaCO_3$) donc un **tuf** qui contient du **calcaire**.



Tuf de Draa Dissa

Aucun dégagement de (CO_2) n'a été constaté après l'ajout de l'acide chlorhydrique (HCl), aucune trace du calcaire ($CaCO_3$) donc un **tuf gypseux**.

ANNEXE B

B₁ : Moule de confection d'éprouvettes pour la compression simple

B₂ : Etapes de confection d'éprouvettes pour essai de compression simple

B₃ : Essai de traction et compression simple.

ANNEXE B₁ : Moule de confection d'éprouvettes pour la compression simple



#

ANNEXE B₂ : Etapes de confection d'éprouvettes pour essai de compression simple

#

#

#

#

#

#

#

#

#



#

#

#

#

#

#

#

#

#



#

#

ANNEXE B₃: Essai de traction et compression simple



Essai de traction d'éprouvette (tuf+6% chaux) de Telghemt après 14 jours de conservation



Essai de Compression d'éprouvette (tuf+0% chaux) de Draa Dissa après 7 jours de conservation

ANNEXE C

C1 : Propositions de spécifications pour l'Algérie par Struillou et Alloul

C2 : Spécifications tunisiennes

C3 : Spécifications de la république de l'argentine

ANNEXE C₁: Propositions de spécifications pour l'Algérie par Struillou et Alloul

			Poids lourds/ jour				
			<130	130 300	300 600	600 1200	>1200
Zone II sub-humide H=350 à 600mm de pluie par an Avec bon drainage exigé	%<80 μ 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
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	100
	Ip max. < 0,4mm	BF	10	10	10	10	10
	CBR ₅ à 4 j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur <1	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
% CaSO ₄ max. sur <1	BF	tr	tr	tr	tr	tr	
Zone III semi-aride H=100 à 350mm de pluie par an Sans exigence de bon drainage	%<80 μ 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
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	35
	Ip max. < 0,4mm	BF	13	13	13	13	13
	CBR ₅ à 4 j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur <1	B	70	70	70	70	
		F	60	60	60	60	60
Zone IV aride H<100 mm de pluie par an Sans exigence de bon drainage	% CaSO ₄ max. sur <1	BF	5	5	5	5	5
	Rc (MPa) min. sur <5 ; ($\gamma_d = 0,95$, γ_d OPM ; 48h à 55 °C	B	2,5	3,0	3,5		
		F	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	IP max sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBR ₅ à 4 j d'immersion min.	BF	30	60	70	80	90
	% (CaCO ₃ + CaSO ₄) min. sur < 1mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
% NaCl max. sur < 1 mm	BF	3	3	3	3	3	

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

Tufs d'encroûtements déconseillés ; B : pour couche de base ; F : pour couche de fondation ; tr : traces ; Rc (en Mpa) : compression simple sur cylindre (5x10cm) sèche 48h à 55 °C ; Ip : indice de plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau ; compactage CBR à 55 coups/couche à WOPM puis 4 j d'immersion ; L.A. (%) : Los Angeles sur granulométrie A

ANNEXE C₂ : Spécifications tunisiennes

Utilisation de tufs calcaires, en couches de base ou de fondations sous une couche de roulement en enrobé bitumineux, ou en couches de fondation sous une couche de base traitée par un liant hydraulique ou bitumineux.

SPECIFICATIONS POUR LES TUFS OU ENCROUTEMENTS CALCAIRES		
Caractéristiques	Fondation	Base
D max	< 40 mm	< 20 mm
Granulométrie	Voir fuseau 1	Voir fuseau 1
Indice de plasticité I _p	< 10 zone C	< 10 zone C
Carbonates (Ca CO ₃) en %	≥ 40	≥ 50
Sulfates (SO ₄ Ca + 2H ₂ O) en %	< 3 en zone C	< 3 en zone C
Chlorures	<1	<1

ANNEXE C₃ : Spécifications de la république de l'argentine

Spécifications pour tufs calcaires utilisés en couche de base ou de fondation de routes neuves trafic ≤ 200 PL/J ($> 5T$) et recouverts d'une couche de roulement en enrobés bitumineux.

	Fondation	Base
Pourcentage de passant au tamis de		
38 mm	100	100
25 mm	70 – 100	70 – 100
19 mm	-	60 – 90
9,5 mm	35 – 75	45 – 75
4,8 mm	-	30 – 60
2,0 mm	-	20 – 50
0,42 mm	10 – 30	10 – 30
0,074 mm	5 -20	3 –10
Limite de liquidité	<30	<30
Indice de plasticité	<6	<6
Indice portant CBR après immersion	>40	>40
Coefficient Los Angeles		<45