

Université Djillali Liabès, Sidi Bel Abbès



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil Laboratoire  
de Génie Civil et Environnement

**THESE**  
**Pour l'obtention du diplôme de Doctorat en Sciences**

Spécialité: Génie Civil Option:

Géotechnique et Matériaux

Thème

**Comportement d'un matériau routier  
traité aux liants hydrauliques  
-Application aux Autoroutes-**

Présentée par

Nour-Said IKHLEF

Soutenue le 12 **Novembre 2015** devant la commission d'examen

|                                     |       |                           |                         |
|-------------------------------------|-------|---------------------------|-------------------------|
| <b>Dr. Mourad MEGHACHOU</b>         | Pr.   | <b>Président</b>          | U. D. L. Sidi Bel Abbès |
| <b>Dr. Boudjemaa LABBACI</b>        | Pr.   | <b>Examineur</b>          | Université de Béchar    |
| <b>Dr. Abdelkadir MAKANI</b>        | MC, A | <b>Examineur</b>          | Université de Béchar    |
| <b>Dr. Yahia. SEBAÏBI</b>           | Pr.   | <b>Invité</b>             | U. D. L. Sidi Bel Abbès |
| <b>Dr. Moulay. Smaïne. GHEMBAZA</b> | Pr.   | <b>Directeur de thèse</b> | U. D. L. Sidi Bel Abbès |

## REMERCIEMENTS

Je tiens à adresser mes plus vifs et sincères remerciements à toutes les personnes qui de près ou de loin ont par leur présence, leurs compétences par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et contribué à l'élaboration et à la bonne conduite de cette thèse. J'exprime ma plus grande reconnaissance au Pr. Ghembaza, Moulay Smaine pour m'avoir fait confiance tout au long de ce travail et pour son encadrement bienveillant. Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les responsables et laborantins du LTPO (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest) ; LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de La Construction) et laboratoire de génie civil de l'UDL Sidi Bel Abbes chacun par son nom de m'avoir aidé à l'aboutissement de mon travail. Je remercie le Pr Meghachou Mourad de m'avoir honoré d'accepter d'être le président du jury et le Pr Sebaibi Yahya pour avoir bien voulu examiner ce travail.

J'adresse également toute ma gratitude aux membres du jury au Pr Labbaci Boudjema et au Dr Makani Abdelkadir Pour avoir bien voulu examiner ce mémoire.

Mes remerciements vont aussi à mes collègues enseignants.

Pour terminer, j'ai une pensée pour tous celles et ceux qui m'ont permis de mener à bien cette thèse, à savoir ma famille et mes amis. Merci à mes défunts parents

Merci à tous !

## RÉSUMÉ

De nos jours le développement durable et les mesures de protection pour l'environnement se développent avec des conséquences importantes pour la gestion des ressources naturelles. Les aménagements du territoire, et particulièrement les travaux de terrassements, sont directement concernés par ces nouvelles directives avec un objectif de « zéro apport-zéro déchet » de matériaux. Cependant les sols naturels, et notamment les sols argileux, ne satisfont pas les critères géotechniques. En géotechnique routière, la technique de traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques permet la valorisation des sols des déblais.

Le traitement des sols aux liants hydrauliques est un procédé de plus en plus pratiqué par les entreprises du BTP en technique routière. Il améliore les propriétés géotechniques et mécaniques des sols dits « médiocres » in situ. Les guides techniques « Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques » (SETRA-LCPC, 2000 et 2007) présentent les méthodologies d'études géotechniques en laboratoire et in situ afin d'atteindre les performances requises. En Algérie l'utilisation des sols traité au liant hydraulique n'est pas très répandu car les quelques chantiers déjà réalisés non pas connu un retour d'expérience pour confronter les connaissances sur le sujet nous citerons quelques résultats obtenu dans le cadre de la réalisation de l'autoroute par le LTPO, 1998 (Laboratoire Des Travaux Publics De l'Ouest), et Le Laboratoire du groupement Chinois CITIC-CRCC., 2008. Cependant, l'analyse du retour d'expérience montre un certain nombre d'effets du traitement sur les propriétés physiques et mécaniques.

Afin de valoriser les matériaux présents sur les sites de projets d'infrastructures, d'une part, une étude physico-chimique des interactions entre le ciment et/ou la chaux et les minéraux argileux et un lien avec l'aspect mécanique est donc essentiel pour comprendre la modification du comportement macroscopique. D'autre part, la détermination des paramètres mécaniques, notamment indice CBR ; résistance ; modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution en fonction du dosage en liant et du temps de cure devient donc des enjeux importants.

Nous allons présenter dans se manuscrit un état de l'art de la littérature sur les différents aspects expérimentaux et techniques de traitement des sols ainsi que les méthodes de dimensionnement des corps de chaussées. Cette recherche est complétée par une étude expérimentale sur les caractéristiques physiques et mécaniques acquises après traitement d'un limon prélevé à Telagh à 50 km de Sidi Bel Abbes.

Le programme d'essai en laboratoire a permis d'identifier et de classer notre matériau à l'état naturel, qui s'avère donc la classe  $A_{1h}$ , selon le guide des terrassements routier (GTR, 2000) de suivre sa consistance ( $W_p$ ,  $W_L$ ,  $I_p$ ) après traitement, pour des dosages de 2, 3, 4% et 6% de ciment, un autre traitement à la chaux seule aux mêmes dosages et enfin un traitement mixte de 5% ciment + 1% chaux et de déterminer ces caractéristiques de compactage et de portance CBR dans les moules Proctor et moule CBR.

Pour les résistances à la compression simple, nous avons utilisé la méthode Anglaise (norme BS 1924 1953) pour réaliser une série d'essais à différents dosages. Nous avons suivie l'évolution de cette caractéristique dans le temps jusqu'à 180 jours. Une relation entre la résistance à la compression simple et la variation du rapport E/C est établie présentant la tenue à l'eau. Les premiers résultats montrent une amélioration remarquable après traitement. Nos investigations sur le module de déformation, nous on permit de proposer une relation linéaire entre le module sécant et la résistance à la compression simple. Par ailleurs Nous avons étudié l'évolution des caractéristiques de cisaillement du matériau avant et après traitement. Les résultats montrent une augmentation de la cohésion et une incompréhension de l'angle de frottement après traitement. Dans ce travail nous avons toujours confronté nos résultats avec ceux des dernières recherches publiées sur le sujet.

**Mots clés :** Traitement, Ciment, Chaux, Limon, Classification, Compactage, Indice portant CBR, Résistance en Compression, Résistance de Cisaillement.

## ملخص

في الوقت الحاضر التنمية المستدامة و تدابير حماية البيئة تتطور مع انعكاسات هامة على إدارة الموارد الطبيعية. استعمالات التربة، وخاصة أعمال إنجاز الطرقات، تتأثر مباشرة من قبل المقاييس التوجيهية الجديدة التي تتطلب كميات كبيرة من التربة الصالحة. الهدف هو استعمال التربة الموجودة داخل مسار المشروع وعدم طرحها في حال عدم صلاحيتها بل معالجتها. أما فيما يتعلق بالتربة في حالتها الطبيعية وبالأخص التربة الطينية لا تستجيب للمعايير الجيوتقنية. في مجال الدراسات التقنية للطرقات فان معالجة التربة بالجير أو الاسمنت تسمح بتقييم هذه التربة وتطوير خاصياتها الميكانيكية.

في شركات البناء BTP فإن معالجة التربة بالإسمنت هي عملية تمارس بشكل متزايد في مجال تقنية الطرقات . فإن هذه المعالجة تطور الخاصيات الجيوتقنية والميكانيكية للتربة الضعيفة . الدليل التقني لمعالجة التربة بالجير أو الإسمنت (SETRA-LCPC200/2007) يقدم منهجيات الدراسات الجيوتقنية في المخبر أو في ميدان المشروع لتحقيق الأداء المطلوب .في الجزائر لا توجد دراسات وافرة في موضوع معالجة التربة بالإسمنت لقيام لمقارنة النتائج مع الدراسات الأخرى نذكر بعض النتائج التي أجريت في إطار مشروع الطريق السيار شرق غرب من طرف مخابر (مخبر الأشغال العمومية للغرب 1998 LTPO )-(مخبر المجمع الصيني (CITIC/CRCC.,2008

لمعالجة التربة وإعطائها القيمة المضافة يكون ضروري علينا دراسة الخاصيات الفيزيائية والكيميائية لتفاعلات ما بين الإسمنت أو الجير و معادن الطين لفهم التغيرات المحدث . علاوة على ذلك يجب تحديد الخاصيات الميكانيكية لاسيما مؤشر CBR ; ومقاومة ; ومعامل التشوه ومعرفة تطورها حسب النسب المضافة (الإسمنت أو الجير ) .

في هذه الأطروحة سنقدم خلاصات البحوث المخبرية في مجال معالجة التربة عبر العالم ثم استعرضنا بالتفصيل علاج تربة منطقة تلاغ 50 كلم جنوب مدينة سيدي بلعباس عبر دراسة تجريبية على الخواص الميكانيكية.

ساعد برنامج الفحص المخبري تحديد وتصنيف تربة تلاغ في حالتها الطبيعية ، في  $A_{1h}$  ، حسب الدليل ( GTR, 2000 ) و متابعة خاصيات (  $W_p$  ،  $W_L$  ،  $I_p$  ) والمقاومة  $(R_c, E_{50})$  CBR. ومؤشر وذلك بعد المعالجة بالأسمنت بالنسب التالية 2 ، 3 ، 4 ، 6 % ، و معالجة بالجير بنفس النسب و أخيرا معالجة مزدوج 5 % اسمنت 1 % جير .

فيما يخص المقاومة قمنا باستخدام الطريقة الإنجليزي (مقياس BS 1924 1953) للقيام بسلسلة من التجارب بنسب مختلفة (الإسمنت ، الجير ) . لقد تابعنا تطور هذه الخاصية عبر الزمن إلى غاية 180 يوما للحكم على تطور المقاومة. وقمنا بتأسيس لعلاقة بين المقاومة والتغير في نسبة E/C. تابعنا كذلك درسنا وحدة تشوه  $E_{50}$  ، واقترحنا وجود علاقة خطية بين هذا المعامل ومقاومة للضغط.. درسنا أيضا تطور خصائص القص قبل و بعد معالجة تربة و أظهرت النتائج زيادة في التلاحم ، كل النتائج التي تحصلنا عليها في هذه الدراسة تشير إلى تحسنا ملحوظا بعد علاج لتربة تلاغ .

من خلال هذه الأطروحة كنا دائما حريصين على مقارنة نتائجنا مع تلك الأبحاث المنشورة حول هذا الموضوع.

**كلمات المفتاحية :** علاج والاسمنت والجير، المقاومة، تصنيف، الضغط، مؤشر CBR ، مقاومة القص، وحدة التشوه  $E_{50}$  .

## ABSTRACT

Nowadays sustainable development and the protection measures for the environment develop with important consequences for management of natural resources. Regional plannings, and particularly excavation work, are directly concerned with these new directives with an objective of “zero contribution-zero waste” of materials. However the natural soils, and in particular the clay soils, do not satisfy the geotechnics criteria. In road geotechnics, the technique of stabilization soils to lime and the hydraulic binders allows the valorization of the of soils cutting.

The soil stabilization to the hydraulic binders is a process practiced more and more by the companies of the BTP in road engineering. It improves the properties geotechnics and mechanics soils known as “poor” in situ. The technical guides “soil Stabilization to lime and/or the hydraulic binders” (SETRA-LCPC, 2000 and 2007) present methodologies of studies geotechnics in laboratory and in situ in order to reach the necessary performances. In Algeria the land use treated with the hydraulic binder is not very answered because the few building sites already carried out not known an experience feedback to confront knowledge on the subject we will quote some results obtained within the framework of the realization of the motorway by the LTPO, 1998 (Laboratory Of Public works Of the West), and the Laboratory of Chinese grouping CITIC-CRCC., 2008. Cependant, the analysis of the experience feedback shows a certain number of effects of the treatment on physical properties and mechanical.

In order to develop materials present on the sites of projects of infrastructures, on the one hand, a physicochemical study of the interactions between cement and/or lime and clay minerals and a link with the mechanical aspect is thus essential to understand the modification of the macroscopic behavior. In addition, determination of the mechanical parameters, in particular index CBR; resistance; soil deformation modules, and the knowledge of their evolution according to dosage binder and the time of cure thus becomes important issues.

We will present in this manuscript a state of the art of the literature on the various experimental aspects and techniques of stabilization soils as well as the dimensioning methods of the pavements. This research is complemented by an experimental study on the physical and mechanical characteristics obtained after treatment of taken silt with Telagh to 50 km of Sidi Bel Abbes.

The laboratory test program made it possible to identify and classify our material in a state natural, which thus proves the class  $A_{1h}$ , according to the road guide of the earthworks (GTR, 2000) to follow its consistency ( $W_p$ ,  $W_L$ ,  $I_p$ ) after treatment, for different dosages of 2,3,4% and cement 6%, another lime treatment alone with same dosages and finally a mixed treatment of 5% cement + 1% lime and to determine these characteristics of compaction and bearing pressure CBR in the moulds Proctor and mould CBR.

For the compressive strengths simple, we used the English method (standard BS 1924 1953) to carry out a series of tests with various different dosages. We followed the evolution of this characteristic in time up to 180 days. A relation between the compressive strength simple and the variation of report E/C is established having the behavior to water. The first results show a remarkable improvement after treatment. Our investigations on the modulus of deformation, we are allowed to propose a linear relationship between the secant module and the compressive strength simple. We also studied the evolution of the characteristics of shearing material before and after treatment. The results show an increase in cohesion and incomprehension of the angle of friction after treatment. In this work we always confronted our results with those of the last research published on the subject.

Keywords: Treatment, Cement, Lime, Silt, Classification, Compaction, bearing Index CBR, Resistance in Compression, Resistance of Shearing.

# SOMMAIRE

|  |    |
|--|----|
| LISTE DES FIGURES  | 10 |
| LISTE DES TABLEAUX   | 14 |
| LISTE DES SYMBOLES   | 16 |
| LISTE DES ABREVIATION  | 17 |
| INTRODUCTION   | 18 |
| 1.1 : Problématique  | 18 |
| 1.2 : Méthodologie   | 19 |
| 1.3 : Plan de travail  | 21 |
| <b>Partie I : Recherche Bibliographique</b>                                |    |
| <b>Chapitre I : Minéralogie et microstructure des sols</b>                 | 24 |
| I.1 : Minéralogie des sols   | 24 |
| 1.2 : Microstructure des sols  | 25 |
| I.2.1 : Microstructure des argiles   | 25 |
| I.2.1.1 : Feuilletés en tétraèdre (de silice)                              | 26 |
| I.2.1.2 : Feuilletés en octaèdre (d'alumine)                               | 26 |
| I.3 : Principaux groupes de minéraux argileux                              | 27 |
| I.3.1 : Kaolinite  | 27 |
| I.3.2 : Montmorillonite (TOT)  | 28 |
| I.3.3 : L'illite TOT   | 28 |
| I.3.4 : Les chlorites  | 29 |
| I.4 : La surface spécifique (As) et la capacité d'échange cationique (CEC) | 29 |
| I.5 : Critères de classification   | 30 |
| <b>Chapitre II : Classification des sols</b>                               | 32 |
| II .1 : Classification GTR   | 33 |
| II .2 : Classification USCS  | 34 |
| II .3 : Classification Américaine  | 37 |
| <b>Chapitre III : Technologie de traitement des sols fins</b>              | 39 |
| III.1 : Traitement par ajout de chaux                                      | 40 |
| III.1.1 : Action de la chaux   | 40 |
| III.2 : Traitement par ajout de liants hydrauliques                        | 42 |
| III.2.1 : Action des liants hydrauliques                                   | 42 |
| III.3 : Stabilisation du sol   | 44 |
| III.4 : Différent cas de traitement des sols                               | 44 |
| III.4.1 : Traitement des sols pour remblais et fond de déblai              | 44 |

|   |     |
|---|-----|
| III.4.2 : Traitement des sols pour PST  | 45  |
| III.4.3 : Traitement des sols pour couche de forme  | 45  |
| III.4.4 : Utilisation des sols fins traités en assise de chaussée   | 50  |
| III.4.5 : Retraitement pour assise de chaussée  | 52  |
| III.5 : Perturbateur de traitement des sols   | 53  |
| III.5.1 : Influence de la matière organique   | 54  |
| III.5.2 : Les fertilisants  | 55  |
| III.5.3 : Les chlorures   | 55  |
| III.6 : Mise en œuvre des sols traités  | 56  |
| III.6.1 : Préparation du sol (phase non systématique)   | 56  |
| III.6.2 : Matériel et méthodes utilisées  | 56  |
| III.6.3 : Types d'installations de malaxage   | 59  |
| <b>Chapitre IV. Aspect expérimentaux des sols traités aux liants hydrauliques</b>                           | 60  |
| IV.1 : Effets du compactage sur la stabilisation des sols   | 62  |
| IV.2 : Effets du traitement sur les limites d'Atterberg et VBS  | 68  |
| IV.3 : Effets du traitement sur le CBR  | 73  |
| IV.4 : Effets du traitement sur la résistance à la compression  | 84  |
| IV.4.1 : Influence de la nature de l'argile sur la résistance à la compression                              | 85  |
| IV.4.2 : Influence de la nature du sol du dosage en liants et du temps de cure sur la résistance            | 86  |
| IV.4.3 : Influence de l'eau sur les résistances dans différentes études                                     | 92  |
| IV.5 : Effets du traitement sur résistance au cisaillement  | 93  |
| IV.6 : Effet de l'ajout de liant sur le module élastique  | 95  |
| IV.7 : Variations des résistances à la compression simple en fonction des paramètres $\gamma_d$ , $w$ , $C$ | 97  |
| <b>Chapitre V : Dimensionnement des structures de chaussées.</b>  | 98  |
| V.1 : Historique de dimensionnement des chaussées :   | 101 |
| V.2 : Méthodes de dimensionnements  | 103 |
| V.2.1 : Méthodes empiriques   | 103 |
| V.2.1.1 : Méthode CBR   | 103 |
| V.2.1.2 : Méthode TRRL (Transportation Road Research Laboratory)  | 104 |
| V.2.1.3 : Guide du CEBTP 1982 (pour pays tropicaux)   | 104 |
| V.2.1.4 : Méthode de catalogue des structures SETRA/LCPC 1977   | 104 |
| V.2.1.5 : Méthode du Catalogue des Structures algérien  | 105 |
| V.2.1.6 : Méthode A.A.S.H.O   | 105 |
| V.2.1.7 : Méthode de l'ASPHALT INSTITUTE  | 105 |
| V.2.2 : Méthodes semi empirique   | 105 |
| V.2.2.1 : Méthode française de dimensionnement  | 105 |

|  |     |
|--|-----|
| V.2.2.2 : Dimensionnement de la couche de forme NF P 94-102-1.   | 106 |
| V.2.2.3 : Méthode SETRA-LCPC/1981 utilisation des sols fins traités en assise de chaussée                      | 107 |
| V.2.2.4 : La méthode algérienne de dimensionnement   | 107 |
| V.2.2.5 : Méthode AASHTO dimensionnement du guide AASHTO .   | 112 |
| V.2.2.6 : Méthode de l'Asphalt dimensionnement du guide Procédures de conception                               | 113 |
| V.3 : Méthodes rationnelles.   | 113 |
| V.3.1 : Approche théorique   | 113 |
| V.3.2 : Modèles de la mécanique des chaussées  | 117 |
| V.3.2.1 : Modèle de Boussinesq.  | 117 |
| V.3.2.2 : Modèle d'Odemark   | 119 |
| V.3.2.3 : Modèle de Hogg   | 122 |
| V.3.2.4: Modèle de Westergaard   | 124 |
| V. 3.2.5: Modèle monocouche de chaussée de Pasternak (1954)  | 127 |
| V. 3.2.6 : Modèle monocouche de chaussée de Kerr (1964)  | 128 |
| V.3.2.7 : Modèles multicouches (Burmister )  | 129 |
| V.4 : Critère de dimensionnement en fatigue des structures routières   | 132 |
| V.4.1 : Définition du critère de dimensionnement pour les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques | 132 |
| V.4.2 : Application des modèles rationnelles   | 134 |
| V.4.2.1 : Méthode française de dimensionnement (SETRA LCPC 1994)   | 134 |
| V.4.2.2 : Calcul des contraintes limites admissibles dans une structure  | 136 |
| V.4.2.2.1: Contrainte admissible pour sol support et matériaux non traités                                     | 136 |
| V.4.2.2.2 : Contrainte admissible pour matériaux liés  | 136 |
| V.4.2.2.3: Contraintes admissible matériaux traités au liant hydraulique                                       | 136 |
| V.4.2.2.4 : Contraintes admissible matériaux traités aux liants hydrocarbonés                                  | 137 |
| V.4.2.2.5: Contraintes admissible matériaux traités au liant hydraulique d'après SETRA/LCPC                    | 138 |
| V.4.2.2.6 : Contraintes admissible matériau traités aux liants hydrauliques Méthode empirique                  | 140 |
| V.4.2.3 : Méthode expérimentale de détermination des contraintes admissible                                    | 141 |
| V.4.2.3.1. : Essai de fatigue normalisé  | 142 |
| <b>Partie II : Etude expérimentale</b>   |     |
| <b>Chapitre VI : Matériaux utilisés et procédure expérimentale</b>   | 144 |
| VI.1 : Matériaux utilisés  | 149 |
| VI.2 : caractéristiques géotechniques du sol de Telagh   | 150 |
| VI.2.1 : teneur en eau   | 151 |
| VI.2.2 : Analyse granulométrique   | 152 |
| VI.2.3 : propriété physique et chimique du sol de Telagh   | 153 |
| VI.3. : Propriétés physiques et chimiques du ciment utilisé  | 154 |



|   |     |
|---|-----|
| VI.4 : Propriétés physiques et chimiques de la chaux utilisée                         | 155 |
| VI.5 : Protocole des essais   | 155 |
| VI.5.1 : Essais des limites d'Atterberg   | 155 |
| VI.5.2 : Essai VBS  | 157 |
| VI.5.3 : Essai Proctor  | 158 |
| VI.5.4 : Détermination de l'IPI et CBR et CBR imbibé                                  | 159 |
| VI.5.5 : Essai de compression   | 160 |
| VI.5.6 : Essai de cisaillement  | 162 |
| VI.5.6.1 : Confections des éprouvettes  | 162 |
| VI.5.6.2 : Déroulement de l'essai de cisaillement                                     | 163 |
| VI.6 : Classification du matériau de base   | 165 |
| VI.7 : Choix du traitement du sol de Telagh   | 166 |
| <b>Chapitre VII : Présentation et Interprétation des Résultats</b>                    |     |
| VII.1.: Evolution de la limite de liquidité $W_L$                                     | 169 |
| VII.2 : Evolution de la limite de plasticité $W_{pL}$                                 | 170 |
| VII.3 : Evolution de l'indice de plasticité $I_p$                                     | 170 |
| VII.4 : Evolution de la valeur du VBS   | 171 |
| VII.5 : Evolution de la classification du sol   | 172 |
| VII.6 : Evolution des propriétés de l'optimum Proctor                                 | 173 |
| VII.6.1 : Influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques de compactage | 177 |
| VII.6.2 : Influence du traitement chimique sur l'IPI et du CBR.                       | 178 |
| VII.7 : Influence du traitement sur le gonflement                                     | 183 |
| VII.8 : Evolution des résistances à la compression simple avant et après traitement   | 183 |
| VII.8.1 : Tenue à l'eau   | 183 |
| VII.8.2 : Résistance à la compression   | 185 |
| VII.8.3 : Evolution de la résistance en fonction de l'âge                             | 189 |
| VII.8.4 : Evolution du module élastique   | 192 |
| VII.8.5 : Comparaison des résultats de résistance à la compression                    | 195 |
| VII.9 : Interprétation des résultats de l'essai de cisaillement                       | 196 |
| VII.9.1 : Influence du ciment sur la résistance au cisaillement                       | 196 |
| VII.9.2 : Influence du ciment sur l'angle de frottement $\phi$ et la cohésion         | 197 |
| Conclusion générale   | 200 |
| Bibliographie   | 202 |

# Liste des Figures

|   |    |
|---|----|
| Figure I.1 : Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO <sub>4</sub> .  | 26 |
| Figure I.2 : Feuillet en octaèdre   | 26 |
| Figure I.3 : Structure de la kaolinite : une couche de tétraèdres SiO <sub>4</sub> (T) surmontée par une couche d'octaèdres AlO <sub>6</sub> (O).   | 27 |
| Figure I.4 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite (Grim, 1959)  | 28 |
| Figure I.5 : Structure de l'illite  | 29 |
| Figure I.6 : Photographiques au microscope Electronique à balayage des argiles  | 29 |
| Figure I.7 : Structure des minéraux argileux.   | 30 |
| Figure II.1 : Classification des sols suivant le GTR, 2000 et la norme NF-P 11-300  | 34 |
| Figure III.1 : Abaque de zone des matériaux de couche de forme traités aux liants hydrauliques (stabilisés) NF P 94-102-1.  | 48 |
| Figure III.2 : exemple de chaussée à faible trafic réalisé en tuf et en sable gypseux en Algérie.   | 52 |
| Photo III.1 : Matériel utilisé : - Ripper. - Herse. - Charrue   | 56 |
| Photo III.2 : Livraison en sac pour petit chantier (difficile d'accès)  | 56 |
| Photo III.3 : Epandeur à dosage.  | 57 |
| Photo III.4 : Malaxeurs à outils animés (pulvimalaxeurs)  | 58 |
| Photo III.5 : Les rotobêches, matériels tractés   | 58 |
| Photo III.6 : a) Installations mobiles (malaxeur intégré) b) installations constituées d'éléments séparés   | 59 |
| Figure IV.1 : Courbes Proctor suivant la nature du sol et l'Ip  | 63 |
| Figure IV.2 : a) Résistance à la compression à 180 jours en fonction du taux de compactage pour différents teneurs eau A. Verhasselt [Morel, 1984]. b) Influence de la teneur en eau de compactage. résistance à la compression simple en fonction de la teneur en eau, et différent âges                               | 64 |
| Figure IV.3 : Effet de la teneur en eau de compactage (DMC à gauche, c'est-à-dire w = 8,5 % et WMC à droite, c'est-à-dire w = 13,5 %), du temps de cure (précisé à droite des courbes) et de la teneur en chaux sur la résistance à la compression simple d'un limon [Perret, 1977].                                    | 65 |
| Figure IV.4 : Courbe Proctor du Sable de Bouër traité au ciment   | 66 |
| Figure IV.5 : Courbe Proctor du limon du Val d'Europe traité et non traité  | 66 |
| Figure IV.6 : Evolution de la courbe d'un sol traité à 1% de chaux et 5% de ciment.   | 67 |
| Figure IV.7 : Évolution de la teneur en eau optimale (OMC) et de la masse volumique sèche optimale (MDD) Osula, 1996].  | 67 |
| Figure IV.8 : a) Influence de la teneur en eau sur la densité de différents mélanges de sables et d'argiles selon protocole du Proctor modifié [ Istivan , 1990] . b) Influence de l'ajout de sable sur les courbes Proctor modifié stabilisation du tuf calcaire de Bechar par ajout de sable de dune [Ouhachi, 2007]. | 68 |
| Figure IV.9 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'indice de plasticité [Walker, 1995].   | 70 |
| Figure IV.10 : Variation de la plasticité de l'argile en fonction du pourcentage de chaux vive [Delfaut,1990].  | 72 |
| Figure IV.11 : Effet du traitement sur la plasticité par [Younoussa , 2008]   | 72 |
| Figure IV.12 : Pouvoir gonflant en fonction de l' Ip [Djedid et al ., M, 2001]  | 73 |
| Figure IV.13: CBR corrélations pour matériaux grenus. Le Guide for Mechanistic-Empirical Design Of Nex And Rehabilitated Pavement Structures NCHPR ; 2001   | 75 |
| Figure IV.14: CBR Corrélations pour matériaux plastique. Le Guide for Mechanistic-Empirical Design Of Nex And And Rehabilitated Pavement Structures NCHPR ; 2001  | 75 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure IV.15 : Autoroutier Est-Ouest d'Algérie Lot Ouest, Section N°1 du tronçon Oued Fodda -Khemis Miliana amélioration à la chaux du sol en place variation du CBR (1998)  | 78  |
| Figure IV.16 : Evolution de l'indice portant immédiat en fonction du dosage en ciment ou en chaux [Goual et al . , 2008]   | 80  |
| Figure IV.17 : Exemple de courbes Proctor/CBR sur les tufs [colombier, 1998].  | 82  |
| Figure IV.18 : Evolution de l'indice CBR [Roland et al . , 2008].  | 83  |
| Figure IV.19 : Tendances évolutives des indices portants CBR en poinçonnements immédiats et après quatre jours d'imbibition en fonction du dosage en chaux vive pour trois teneurs en eau initiales de l'argile avant traitement ( $W_i=29\%$ ; $35\%$ ; $41\%$ ) [Delfaut, 1990]. | 84  |
| Figure IV.20 : Résistances typiques du sol, ciment et du béton [Ajourloo , 2010].  | 85  |
| Figure IV.21 : Influence de la nature du minéral, de la quantité de chaux et du temps sur la résistance à la compression simple [Bell , 1996]  | 85  |
| Figure IV.22 : a) et b) Influence du temps de cure sur les tufs d'El M'hafir et de Assafia traité à 3 % et 6% de ciment de ciment [Goual et al, 2008]  | 87  |
| Figure IV.23 : Résistance en compression simple des limons de référence [Cabane, 2004]   | 87  |
| Figure IV.24 : Evolution de la résistance à la compression simple du limon du Val d'Europe traité à la chaux et au et au liant hydraulique de type CEM I e CEM II avec le temps de cure [Tangi, 2010]  | 88  |
| Figure IV .25 : Evolution de la résistance à la compression simple d'un sable argileux traité à différents pourcentage de liant hydraulique en fonction du temps [Bahar et al . , 2009]  | 88  |
| Figure IV.26 : Résistance à la compression Tuf traité à 6% de ciment et grave traité à 4% de ciment [Goual . , 2008]   | 89  |
| Figure IV.27: Résistance à la traction Tuf traité à 6% de ciment et grave traité à 4% de ciment [Goual, 2008]  | 89  |
| Figure IV.28 : Caractéristiques mécaniques en fonction de l'âge pour différents dosages en ciment sur des limons [Morel, 1984].  | 90  |
| Figure IV.29 : Résistance à la compression simple en fonction du dosage en chaux ; en ciment pour 60 et 360j et des limons différents. [Morel, 1984].  | 91  |
| Figure IV.30 : Evolution des résistances mécaniques en compression simple à 7 jours, en fonction du dosage en ciment [Cabane, 2004].   | 91  |
| Figure IV.31 : Variation de la résistance à la compression simple avec la quantité de ciment et le temps de cure [Younoussa , 2008].   | 92  |
| Figure IV.32 : Influence du temps de cure (indiqué dans les carrés) et de la quantité de chaux sur les paramètres résistance au cisaillement d'après [ Brandl , 1981].   | 93  |
| Figure IV.33 : Evolution du module d'élasticité à 30% de la force de rupture, à 7jours de temps de cure, d'un sol fin sol traité au CEM I, immergé ou non, en fonction du dosage en liant [Sariosseiri et al., 2009 ]  | 95  |
| Figure IV.34: Module E50 d'après (Swedish Ministry of Transport 2002).   | 96  |
| Figure IV.35 : Relation contrainte-déformation d'une argile traitée à 10 % de chaux et soumise à 1 ou 2 mois de cure d'après [Balasubramamiam et al . , 1989].   | 97  |
| Figure IV.36 : Variations de $R_c$ en fonction de $\gamma_d$ , $w$ et $C$ pour une mise en conservation des éprouvettes de 7 jours. [Delfaut ,1990].   | 97  |
| Figure IV.37 : Variations de $R_c$ en fonction de $\gamma_d$ , $w$ et $C$ pour une immersion immédiate   | 98  |
| Figure V.1 : Schéma synoptique de dimensionnement NF P 98-086.   | 106 |
| Figure V.2 : Schéma synoptique de dimensionnement norme algériennes.   | 110 |
| Figure V.3 : Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage de charge [Frédéric, 2014]  | 114 |
| Figure V.4 : Effet d'une charge sur la chaussée [DI Benedetto et al . , 2005]  | 115 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure V.5 : a) Schéma du passage d'une charge roulante et le point de mesure, b) Déformation longitudinale résultante à la base de la couche de chaussée [Ambassa ., 2013].                                    | 116 |
| Figure V.6: Diffusion de la contrainte selon Boussinesq.  | 118 |
| Figure V.7 : Transformation d'Odemark [Alejandro, 2010]   | 119 |
| Figure V.8 : Equivalence des rigidités d'Odemark [Alejandro ; 2010].  | 120 |
| Figure V.9 : Variation de $\epsilon_z$ selon le coefficient $k$ et les l'épaisseur de la couche de granulat naturel ( $h$ ) [Teodor, 2011]  | 121 |
| Figure V.10: variation de l'épaisseur de la couche en granulat naturels ( $h$ ) selon le nombre de cycle $N$ [Teodor ; 2011]  | 121 |
| Figure V.11: Répartition des déformations dans un bicouche, selon la profondeur, pour des rapports différents $E_1/E_2$ [Teodor , 2011].  | 122 |
| Figure V.12 : Modèle bicouche   | 123 |
| Figure V.13 : Modèle de Hogg [Hogg,1938]  | 123 |
| Figure V.14 : Diffusion de la contrainte selon Westergaard  | 125 |
| Figure V.15: Abaque donnant la relation entre CBR et le module "k"  | 127 |
| Figure V.16: Modèle monocouche de Pasternak (1954)  | 128 |
| Figure V.17 : Modèle de fondation de Kerr [Kerr, 1964]  | 128 |
| Figure V.18 : Diffusion de la contrainte selon Busmister  | 130 |
| Figure V.19 : a) Ligne d'influence de la contrainte longitudinale au point A [Dac Chi, 1981] b) Localisation de la contrainte et de la déformation critique dans les chaussées souples [Sobhan, et al ., 2003]. | 133 |
| Figure V.20 : Massif multicouche et charge de référence (LCPC-SETRA, 1994)  | 135 |
| Figure V.21: Détermination de la déformation admissible $\epsilon_{ad}$ à partir des résultats d'essais de fatigue SETRA/LCPC   | 140 |
| Figure V.22: Dimension des éprouvettes pour les graves et sols fins traités ; Schémas des essais monotones et cycliques.  | 142 |
| Figure V.23 : Schéma de principe du banc d'essai de flexion sur éprouvette trapézoïdale.  | 143 |
| Figure V.24: Droite de fatigue de Wöhler.   | 143 |
| Figure VI.1 : Plan de situation de la région de Telagh et matériau d'étude.   | 149 |
| Figure VI.2. : Courbe granulométrique du sol de Telagh.   | 152 |
| Photo VI.3 : Détermination des limites de liquidité.  | 156 |
| Photo VI.4 : Détermination des limites de plasticité.   | 156 |
| Photo VI.5 : Test de l'essai au bleu VBS.   | 157 |
| Photo VI.6 : Appareillage pour essai Proctor Normal et Modifié.   | 158 |
| Photo VI.7: Essai CBR et CBR imbibé.  | 159 |
| Photo VI.8 : Malaxeur à mortier   | 160 |
| Photo VI.9 : Préparation des éprouvettes.   | 161 |
| Photo VI : 10 : Préparation et confection des éprouvettes   | 163 |
| Photo VI.11 : Dispositif su cisaillement  | 164 |
| Photo VI.12. Mettre en place la plaque support  | 164 |
| Photo VI.13 : Remplir la boîte avec le mélange  | 164 |
| Photo VI.14 : Remplir la cellule avec de l'eau  | 165 |
| Figure VI.15 : Classification du sol de Telagh  | 166 |
| Figure VII.1 : Variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du dosage en ciment du sol de Telagh.   | 170 |
| Figure VII.2 : Influence du ciment sur l' Ip et le VBS.   | 172 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure VII.3 : Diagramme de plasticité de Casagrande cas du sol étudié.  | 173 |
| Figure VII.4 : Influence du ciment sur l'Optimum Proctor Normal.   | 174 |
| Figure VII.5 : Essais Proctor normale et modifié (moule CBR) sur sol de Telagh Sidi Bel Abbes traité au ciment et à la Chaux.                    | 174 |
| Figure VII.6 : Variation de la densité sèche à l'OPN en fonction du dosage en liant.   | 175 |
| Figure VII.7 : Influence immédiate de la chaux sur l'Optimum Proctor Normal dans le moule Proctor.   | 176 |
| Figure VII.8 : Evolution de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale immédiate en fonction du % de chaux dans le moule Proctor. | 177 |
| Figure VII.9 : Courbe de compactage à différentes énergies de compactage du sol étudié..   | 178 |
| Figure VII.10 : CBR sur sol naturel et traité.   | 180 |
| Figure VII.11 : CBR imbibé sur sol naturel et traité.  | 181 |
| Figure VII.12 : CBR Immédiat et CBR imbibé sur sol naturel et traité.  | 181 |
| Figure VII.13: Comparaison résultat CBR immédiat et imbibé sur sol traité.   | 182 |
| Figure VII.14 : Evolution de la résistance en fonction du dosage et du temps de cure.  | 185 |
| Figure VII.15 : Rc Dosage 2% C.  | 186 |
| Figure VII.16 : Rc Dosage 3% C.  | 186 |
| Figure VII.17 : Dosage 4% C.   | 186 |
| Figure VII.18 : Dosage 5% C+1% Ch.   | 186 |
| Figure VII.19 : Rc Dosage 6% C.  | 187 |
| Figure VII.20 : Rc Sol naturel.  | 187 |
| Figure VII.21 : Relation entre la résistance maximale et le dosage en ciment pour différents âges.   | 188 |
| Figure VII.22 : Résistance maximale en fonction de l'indice de plasticité  | 189 |
| Figure VII.23 : Evolution de la résistance en fonction de l'âge.   | 189 |
| Figure VII.24 : Evolution de Rc en fonction de W/C du sol de Telagh.   | 192 |
| Figure VII.25: Module E sécant en fonction de la résistance maximale.  | 193 |
| Figure VII.26: Relationship entre module sécant résistance à la compression.   | 194 |
| Figure VII.27 : Droites intrinsèques des mélanges  | 197 |
| Figure VII.28 : Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de ciment  | 198 |
| Figure VII.29 : Variation de la cohésion en fonction du pourcentage de ciment  | 198 |

# Liste des Tableaux

|   |     |
|---|-----|
| Tableau I.1 : Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux par [Morel ,1996].  | 30  |
| Tableau II.1 : Classes de matériaux selon la classification USCS  | 34  |
| Tableau II.2 : Sous classes de matériaux selon la classification USCS   | 34  |
| Tableau II.3. : Classification USCS des sols d'après la grosseur des grains   | 35  |
| Tableau II.4. : Classification USCS des sols (d'après Robert D.H., William D.K.: Introduction à la géotechnique)  | 36  |
| Tableau II.5: Classification Américaine des sols AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (from AASHTO M 145 or ASTM D3282)              | 37  |
| Tableau II.6 : Relation classification AASHTO et UCS  | 37  |
| Tableau II.7 : Aptitude de certains sols au traitement [Cabane, 2004 ; GTS ,2000].  | 38  |
| Tableau III.1 : Objectif IPI à atteindre NF P 94-102-1 Juillet 2001.  | 45  |
| Tableau III.2 : Aptitude au traitement.   | 46  |
| Tableau III.3 : Mode de conservation des éprouvettes pour l'étude de l'aptitude de traitement du sol.   | 46  |
| Tableau III.4 : Correspondance entre différentes méthodes de mesures mémento traitement des sols en place édité par Holcim.   | 47  |
| Tableau III.5 : Epaisseur de la couche de forme.  | 49  |
| Tableau III.6 : Classification de l'arase [Abdo et al ., 2009].   | 49  |
| Tableau III.7 : Classe de portance (CBR sans imbibition) [Abdo et al ., 2009] .   | 49  |
| Tableau III.8 : Classe de portance (CBR sans imbibition) [Mosbah et al . ,2004]   | 50  |
| Tableau III.9 : Amélioration de la couche de forme.SETRA/LCPC   | 50  |
| Tableau III.10 : Classes de résistance. Et, Rt des limons traités LTCC (extrait du Manuel de conception SETRA-LCPC) Norme P94-102-1.  | 51  |
| Tableau III.11 : Echéances et coefficients de corrélation pour l'estimation des performances à 360j (NF P 98-113)   | 51  |
| Tableau III.12 : Seuil de perturbation du traitement des sols par les composés soufrés.   | 54  |
| Tableau III.13 : Les perturbateurs et leurs effets cités par le GTS, (LCPC-SETRA, 2000).  | 55  |
| Tableau IV.1 : Influence de la nature du sol sur la densité sèche et sur l'allure de la courbe de compactage.   | 63  |
| Tableau IV.2 : Dosage recommandé en ciment suivant Ip d'après [Walker, 1995].   | 70  |
| Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des paramètres d'identification des sols susceptibles de variation de volume d'après [Bigot , 2000].                                     | 71  |
| Tableau IV.4 : Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthylène cité par [ Mellal ,2009]   | 71  |
| Tableau IV.5: Valeur des CBR pour sols donnée Unified Soil Classification System (USCS)   | 76  |
| Tableau IV.6: Index Propriétés pour Matériaux Classifiés by USCS and AASHTO   | 77  |
| Tableau IV.7 :Valeur des CBR calculés avec la relation (2)  | 77  |
| Tableau IV.8 : CBR Calculé avec la relation (1) Comparé aux valeurs recommandées  | 78  |
| Tableau IV.9 : Résultats des essais Proctor modifié et CBR des tufs M'hafir et El Assafia sans traitement [Goual, 2008].  | 80  |
| Tableau IV.10 : Caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents mélanges  | 81  |
| Tableau IV.11 : Spécification sur ICBR  | 81  |
| Tableau IV.12 : Extrait guide pratique [CEBTP, 1984]  | 81  |
| Tableau IV.13 : Résistance à l'immersion (1% de chaux+5% de ciment) [Cabane, 2004].   | 82  |
| Tableau IV.14 : Résultats de l'étude de traitement, [Baryla et al., 2000].  | 83  |
| Tableau IV.15 : Influence de la teneur en chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement d'une argile après 2 mois de cure d'après [Balasubramamiam et al ., 1989]. | 84  |
| Tableau V.1 : Principales structures types de chaussée [Diakhate , 2007]  | 102 |
| Tableau V.2 : Portance de la plateforme.  | 107 |
| Tableau V.3 : Classe de trafic pour chaussée à faible trafic selon SETRA  | 107 |
| Tableau V.4 : Vérification en fatigue des structures et de la déformation et contraintes :  | 112 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau V.5 : Méthodes de dimensionnement : types d'essieu standard et performance du support<br>[Diakhate , 2007]        | 117 |
| Tableau V.6 : Résumé des méthodes rationnelles  | 132 |
| Tableau V.7 : Matériaux traités au liant hydraulique performance SETRA/LCPC   | 139 |
| Tableau V.8: Valeurs des caractéristiques en fatigue des différents matériaux traités aux liants hydrauliques normalisés. | 141 |
| Tableau V.9 : Synthèse des résultats d'études en fatigue en flexion sur des sols traités issue de la littérature.         | 145 |
| Tableau VI.1 : Normes utilisées   | 150 |
| Tableau VI.2 : Teneur en eau naturel du sol de Telagh.  | 151 |
| Tableau VI.3 : Propriétés du sol de Telagh.   | 153 |
| Tableau VI.4 : Les caractéristiques physiques et chimiques du ciment utilisé pour le traitement.                          | 154 |
| Tableau VI.5 : Les caractéristiques mécaniques du ciment utilisé pour le traitement                                       | 155 |
| Tableau VI.6 : Analyse chimique de la chaux utilisée.   | 155 |
| Tableau VI.7 : Granulométrie de la chaux utilisée.  | 155 |
| Tableau VI.8 : Conditions d'essais dans le moule Proctor ou CBR.  | 158 |
| Tableau VI.9 : Modalités de confection d'éprouvettes en fonction du sol et du type d'essai<br>[GTS, LCPC- SETRA ,2007].   | 160 |
| Tableau VII.1 : Consistance du sol traité.  | 169 |
| Tableau VI.2 : Plasticité des sols Magnan ,1997   | 171 |
| Tableau VII.3: Classification des sols suivant la valeur du bleu [GTR 2000]   | 172 |
| Tableau VII.4 : Indice portant immédiat IPI valeur mesuré sur l'OPN (NF P 94-102-1)                                       | 179 |
| Tableau VII.5 : CBR immédiat sur sol naturel et traité.   | 179 |
| Tableau VII.6 : Evolution du CBR imbibé en fonction du dosage.  | 180 |
| Tableau VII.7 : Calcul du ICBR par formule empirique (sol latérite)   | 182 |
| Tableau VII.8 : Indice CBR selon USCS.  | 183 |
| Tableau VII.9 : Indice CBR selon AASHTO.  | 183 |
| Tableau VII.10 : Gonflement axial sur sol de Telagh.  | 183 |
| Tableau VII.11 : Tenue à l'eau.   | 184 |
| Tableau VII.12 : Valeur de résistance à la compression prédit   | 190 |
| Tableau VII.13 : Valeur de résistance à la compression expérimentale  | 190 |
| Tableau VII.14 : Valeur de résistance à la traction prédit  | 191 |
| Tableau VII.15 : Module sécant en fonction du dosage et du temps en MPa.  | 193 |
| Tableau VII.16 : Relation entre $E_{50}$ et la résistance à la compression suivant différents auteurs                     | 194 |
| Tableau VII.17: Résultats des essais de compression suivant différents auteurs.   | 196 |

# Symboles Usuels

|                   |                     |  |
|-------------------|---------------------|--|
| $I_p$             | %                   | indice de plasticité   |
| $C_u$             | -                   | Coefficient d'uniformité   |
| $C_c$             | -                   | Coefficient de courbure  |
| $W_{nat}$         | %                   | teneur en eau naturel  |
| $W_{opn}$         | %                   | teneur en eau à l'OPN  |
| $W_{OPM}$         | %                   | teneur en eau à l'OPM  |
| $W_L$             | %                   | limite de liquidité  |
| $W_P$             | %                   | limite de plasticité   |
| AC                | -                   | Activité de l'argile   |
| Sst               | m <sup>2</sup> /g   | Surface spécifique   |
| VBS               | -                   | valeur du bleu   |
| G <sub>v</sub>    | %                   | gonflement volumétrique  |
| G                 | -                   | gonflement essai oedométrique et CBR   |
| IPI               | -                   | indice portant immédiat  |
| OPM               |                     | Optimum Proctor Modifié  |
| OPN               |                     | Optimum Proctor Normal   |
| $\gamma_d$        | kg/m <sup>3</sup>   | masse volumique sèche  |
| $\gamma_h$        | kg/m <sup>3</sup>   | masse volumique humide   |
| $\gamma_{dOPM}$   | kg/m <sup>3</sup>   | masse volumique sèche à l'OPM  |
| I <sub>.CBR</sub> | -                   | Indice portant californien (California Bearing Ratio)                        |
| CBR <sub>4J</sub> | -                   | CBR à 4 jours d'imbibition   |
| R <sub>c</sub>    | MPa                 | résistance à la compression  |
| r                 | MPa                 | Résistance à la compression à (7j)   |
| R                 | MPa                 | Résistance la compression à (14j)  |
| R'                | MPa                 | résistance à (14j) dont les 7 derniers avec immersion)                       |
| R <sub>c60</sub>  | MPa                 | résistance à 60j de cure   |
| R <sub>ci</sub>   | MPa                 | résistance après 28 jours de cure normale, puis 32 jours d'immersion totale. |
| R <sub>it</sub>   | MPa                 | Résistance à la traction indirecte   |
| R <sub>t</sub>    | Mpa                 | Résistance à la traction directe   |
| K                 | dan/cm <sup>3</sup> | module de westergaard  |
| EV2               | MPa                 | module de plaque ou dynaplaque   |
| R <sub>t</sub>    | kg/cm <sup>2</sup>  | résistance de traction   |
| R <sub>tb</sub>   | kg/cm <sup>2</sup>  | résistance de traction essai brésilien                                       |
| E <sub>t</sub>    | MPa                 | module élastique à l'essai de traction                                       |
| E <sub>tb</sub>   | MPa                 | module élastique à l'essai brésilien   |
| $\epsilon$        | %                   | Déformation  |
| E                 | MPa                 | module élastique statique  |
| E <sub>50</sub>   | MPa                 | Module d'Young tangent à 50 %  |
| $\sigma_{28}$     | Mpa                 | Résistance à la compression 28j.   |
| E <sub>max</sub>  | MPa                 | Module d'Young maximum   |
| AR                | -                   | classe de l'arase  |
| PF                | -                   | classe de plate forme  |
| C                 | bar                 | Cohésion   |
| $\phi$            | degré               | angle de frottement  |
| WIP               | %                   | Indice de plasticité pondéré.  |
| $\theta$          | cm <sup>2</sup>     | section  |



# Liste des Abréviations

GTR : Guide des Terrassements Routier.  
USCS : (Unified Soil Classification System)Le Système de Classification Unifié des Sols.  
ASTM :( American Society for Testing and Materials).  
AASHTO :( American Association of State Highway and Transportation Officials).  
GTS : Guide de terrassement des sols.  
CEC : Capacité d'échange cationique.  
C-S-H : Silicates de calcium hydrate.  
CEM : Ciment  
PST : Plan supérieure de terrassement.  
AR : Arase.  
CDF : Couche de forme.  
LTCC : Limon traité en couche de forme.  
OMC : Teneur en eau optimale.  
MDD : La masse volumique sèche optimale.  
CLK : Ciment laitier clinker.  
PFC : Point fixe concentration.  
RP : Réseau principale.  
TPL : Transport poids lourds.  
TC : Trafic cumulé.  
*TCE* : Trafic cumulé équivalent.  
MTB : Matériaux traité au bitume.  
MTLH : Matériaux traité au liant hydraulique.  
MNT : Matériaux non traité.  
CA : Coefficient d'agressivité.  
NE : Nombre équivalent d'essieux.

# INTRODUCTION

## 1.1 Problématique

L'évolution actuelle du contexte d'environnement et d'économie dans le domaine des terrassements est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques de mise en œuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Il est cependant possible de les améliorer par traitement à la chaux et/ou au liant hydraulique, et ainsi permettre leur réutilisation [Tangi, 2010]. Les sols étant des milieux très complexes. Nous devons donc avoir des connaissances approfondies sur cette technique pour éviter l'effet inverse.

L'horizon d'utilisation des sols traités est vaste. Il permet la réalisation des remblais, couche de forme, et assises de chaussée [CFTR-info] avec des matériaux plus disponibles en quantités et qui ne répondent pas initialement au caractère assez restrictif des spécifications. Il est donc nécessaire d'avoir une connaissance bien approfondie des matériaux à traiter ainsi que les interactions avec les différents agents de traitement.

Les guides techniques et des normes, qui conduisent à rechercher un certain type de matériau pour une certaine fonction dans l'ouvrage, exigent le recours à des emprunts extérieurs aux projets lorsque la qualité et les propriétés géotechniques des matériaux rencontrés sur le site ne sont pas compatibles avec les performances recherchées. Cette approche n'est pas compatible avec les exigences du développement durable qui imposent d'employer au maximum les matériaux situés dans l'emprise des nouveaux projets d'infrastructure (zéro emprunt/zéro déchet). Dans ce contexte, le traitement à la chaux et/ou aux liants, parce qu'il permet d'améliorer les matériaux inutilisables en l'état, est une solution potentielle pour atteindre cet objectif. Bien que le traitement des sols se soit développé en même temps que les autres techniques de terrassements, cette solution souffre cependant de nombreuses limitations. L'hydratation du ciment ou les réactions entre le liant et le sol sont des processus complexes, très sensibles à l'environnement dans lequel se déroulent ces réactions. C'est ainsi qu'une légère modification de la chimie du sol et de sa composition minéralogique peuvent modifier considérablement la suite de réactions attendues, et, par conséquent, la performance finale du sol traité [Cabane,2004];.

Il est admis que la composition minéralogique et chimique du sol a une influence sur l'efficacité du traitement établie dans l'étude des limons de Loucelles aux liants hydrauliques (Aspects physico-chimiques et géotechniques) [Lucile et al ., 2010].

Il est nécessaire d'évaluer quantitativement les effets des éléments chimiques perturbateurs et de déterminer dans quelles conditions ils peuvent avoir un impact négatif sur le traitement des sols. Une classification spécifique des sols à traiter a été conçue selon certains paramètres comme l'argilosité, la granularité, ou encore l'état hydrique [Tangi et al ., 2004] mais qui ne tient pas compte de la chimie des constituants du sol.

Le traitement avec un liant permet de modifier l'état d'un sol en lui faisant acquérir de nouvelles propriétés [Harichache et al ., 2011]. Il s'agit d'un traitement qui utilise les affinités chimiques du sol et du liant, par opposition au traitement mécanique, qui peut être appliqué en parallèle au premier. Ce traitement pour l'exécution des remblais et des couches de forme, tend à rendre utilisable un sol de qualité initialement médiocre.

Ces sols sont ensuite aptes à supporter une assise de chaussée, de parking ou de plate-forme. Le traitement a deux raisons d'être. En effet, il doit améliorer des sols trop humides, qu'il s'agisse du sol en place pour permettre le déroulement du chantier ou de sols à réutiliser en remblai; ou réaliser des plates-formes rigides. L'optique du traitement est différente selon le cas. Premièrement, on cherche un effet rapide et de niveau suffisant pour faciliter la circulation des engins et la mise en œuvre, mais sans pour autant chercher à acquérir des performances mécaniques plus élevées par la suite. Dans le second cas, on recherche une résistance mécanique pour la plate-forme. Le choix du protocole d'essai est alors de faire une étude pour obtenir un matériau relativement intéressant par rapport à l'initial.

## **1.2 Méthodologie**

L'étude de formulation constitue l'élément majeur d'un processus de traitement. Le meilleur traitement est celui qui met en adéquation le liant, le matériau et le dosage choisi.

Les essais relatifs au matériau et à son traitement doivent être réalisables sur un chantier ; il faut donc qu'ils reposent sur des méthodes simples à mettre en œuvre et d'interprétation aisée.

L'effet du traitement chimique sur le sol est mesuré par les essais de laboratoire en faisant varier les dosages en chaux ou ciment à différentes teneur en eau.

Le suivi des résistances dans le temps est important puisque des réactions à long terme peuvent être observées (ettringite secondaire)

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : technique, économique, écologique et environnementale.

### **- Avantages techniques**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, stable et durable, qui détient des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. De plus, grâce à la rigidité du nouveau matériau, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support. Généralement, elle assure un bon comportement par temps chaud. Enfin, ce type de traitement est une technique dont la facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation reste des plus faciles.

Le traitement touche aussi le domaine des couches d'assises soit pour les limons dans le cas des routes à faible trafic ou les graves traités au liant hydraulique [[CFTR-info N°15](#)].

### **- Avantages économiques**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et Limitation des besoins en matériaux d'emprunt et diminution des coûts liés à leur transport.

L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier.

On peut citer d'autres avantages

- L'abondance des matériaux traitables dans la nature et la facilité de leur extraction.
- Amélioration de la productivité : la circulation des engins est facilitée et les temps d'arrêt pour intempéries sont réduits, ce qui permet d'abaisser sensiblement les coûts de chantier et de raccourcir les délais d'exécution.
- Augmentation de la durée de vie des structures (remblais, couches de forme) et diminution de leur coût d'entretien.
- Procédure de mise en œuvre plus rigoureuse et engins plus efficaces adaptés à la technique de traitement.
- Raréfaction des matériaux granulaires et difficulté d'ouvrir des zones d'emprunt hors de l'emprise de chantier.
- Les normes de tracés géométriques deviennent de plus en plus exigeantes d'où un fort mouvement de terre.
- Retour d'expérience sur les traitements réalisés sur des sols ce qui donne lieu à l'amélioration des connaissances.

#### **- Avantages écologiques et environnementaux**

Puisqu'il est réalisé à froid, ce traitement réduit considérablement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère. Aussi, il permet une importante économie d'énergie globale, par la diminution des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'usager et aux riverains ainsi qu'une faible détérioration du réseau routier adjacent au chantier. La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement.

En dépit des nombreux avantages qu'offrent ces méthodes de traitement des problèmes sont à relever quand le matériau à traiter est composé d'éléments tels que sulfates ou les matières organiques empêchant la prise hydraulique. L'étude géotechnique n'identifie pas les constituants responsables de ces perturbations.

La complexité de la minéralogie et de la chimie des sols ainsi que la microstructure est un problème pour modéliser des solutions de traitement des sols.

La gamme des sols justifiables de traitements aux liants hydrauliques est beaucoup plus étendue que pour la stabilisation purement mécanique.

Théoriquement même, presque tous les sols courants sont susceptibles d'être traités sauf ceux de la classe A<sub>4</sub> (voir guide des terrassements routiers, GTR 2000). C'est surtout dans le domaine de l'indice de plasticité (I<sub>p</sub>) que les gains sont les plus sensibles.

Bien entendu, le comportement d'une assise traitée dépend dans une large mesure des caractéristiques du sol avant traitement. Suivant les qualités à attendre d'une assise on est donc plus ou moins exigeant sur le choix du sol initial, et l'éventail des sols aptes à constituer après traitement une couche de base sera moins ouvert que pour une couche de fondation ou une couche de forme. Les sols les plus couramment traités sont des graves et, technique plus récente, des sables et sols fins.

L'encadrement réglementaire prescrit des études permettant d'évaluer l'aptitude du sol au traitement [GTS., 2000 ; AFNOR NF P 94-100., 1999]. Cet encadrement repose sur une bonne connaissance des mécanismes mis en jeu lors du traitement à la chaux. Pour le traitement aux liants hydrauliques, la compréhension des mécanismes est moins précise. Bien que l'étude géotechnique permette de déclarer les sols aptes au traitement, il arrive que certains sols se révèlent inadaptés sur les chantiers.

### **1.3 : Plan de travail**

Un mélange sol-ciment est composé majoritairement de sol. Le ciment ne représentera au maximum que 6 % du mélange. Il semble donc judicieux de considérer ce nouveau matériau comme un sol plus que comme un béton. C'est l'approche géotechnique que nous avons choisie de suivre tout au long de ce travail de thèse.

Ces méthodes, qu'on peut nommer techniques des sols traités stabilisés ou améliorés aux liants hydrauliques, connaissent maintenant un essor spectaculaire au Japon on a traité en 2007 [Szymkiewicz , 2011] sur 800 site un volume de 6.000.000 m<sup>3</sup> et il n'est plus permis à quiconque s'intéressant aux problèmes d'équipement routier ou autres de les ignorer en raison des services qu'elles peuvent rendre.

Ce mémoire est articulé sur deux parties :

Première partie : dans la première partie un état de l'art est présenté sur le traitement des sols aux liants hydrauliques et à la chaux.

Deuxième partie : dans la deuxième partie une étude expérimentale est présentée pour différents essais physiques et mécaniques sur un matériau limoneux de Telagh, de la Wilaya de Sidi Bel Abbes.

Dans cette thèse, on présente le contenu décrivant ce qui suit :

Le chapitre I, présente la minéralogie et la microstructure des sols.

Le chapitre II, donne les différentes classifications des sols.

Le chapitre III, montre la technologie de traitement des sols fins.

Le chapitre IV, fait un état de l'art sur les aspects expérimentaux des sols traités aux liants hydrauliques.

Le chapitre V, présente une revue de toutes les méthodes de dimensionnement des structures de chaussées.

Le chapitre VI, définit le matériau traité et les procédures des essais expérimentaux.

Le chapitre VII, interprétation des résultats des essais expérimentaux obtenus sur le sol de Telagh.

## **Partie I : Recherche Bibliographique.**

## **Chapitre I : Minéralogie et microstructure des sols.**

## I.1 Minéralogie des sols :

Les sols sont constitués de particules de minéraux sous une forme stable ou en décomposition. Les différents minéraux des sols sont le quartz ; les argiles, les feldspaths ; les micas ; les carbonates (calcite ou dolomite) ; les oxydes et les hydroxydes métalliques.

Les minéraux peuvent être sous forme de grains polygonaux, de lamelles (les argiles, agrégats). Les propriétés dépendent dans une certaine mesure de l'assemblage de ses minéraux (cohésion) ou microstructure.

Les minéraux silicatés représentent 95% des constituants de l'écorce terrestre [Pomerol et al., 1995].

-Le quartz est une forme instable de la silice  $\text{SiO}_2$  qui est très faiblement soluble.

-Les feldspaths

-Les micas de la famille des phyllosilicates (sensibles à l'altération).

-les oxydes et les hydroxydes métalliques.

Les argiles du sol ont pour origine la transformation biochimique ou géochimique des minéraux primaires qui, eux-mêmes, proviennent de la fragmentation des roches-mères [Duchaufour, 1977]. Cette fraction fait partie de ce que l'on appelle communément "Le Complexe D'altération" dont elle constitue la composante essentielle.

Le terme d'argile est générique il regroupe des minéraux chimiquement et physiquement différents. Dans un sol, une argile peut avoir deux origines : détritique (transportée) ou chimique (diagénétique = cristallisée « sur place » ou d'altération d'une formation existante). Si elle a une origine chimique, le gisement est homogène tant que la chimie du site est homogène et que les réactions de cristallisation et/ou d'altération sont identiques. Deux grands modes d'altération [Millot et al., 1976] existent :

□ L'altération superficielle liée à l'infiltration des eaux de surface affectant tout le massif et dont l'ampleur est en relation directe avec la proximité de la surface.

□ L'altération hydrothermale, liée à la circulation de fluides (liquides ou gazeux), qui reste un phénomène local.

Si les argiles ont une origine détritique, le gisement peut receler une hétérogénéité dans la nature de ces argiles (autant que de sites d'érosion).

La présence, la nature et la teneur en argile dans un sol donné sont donc directement liées à l'histoire géologique de la région [Chevasu, 1976]. D'autres caractéristiques telles que la présence d'éléments chimiques solubles ou de matière organique ou encore la microstructure du sol découlent aussi de l'histoire géologique.

Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson et Sherman 1953 cités par [Grunberg 1995]. De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe, dont l'eau tient une place prépondérante.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont 70 % de leurs masses sont des minéraux de silice et d'alumine [Mouroux et al., 1988], dont la structure est feuilletée. Selon la famille de minerai argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelque feuillets, et leur taille est très faible, dont 50% des éléments sont  $< 2 \mu\text{m}$  le reste étant inférieur à  $5 \mu\text{m}$  [Homand et al., 2000].



Les argiles sont de la famille des phyllosilicates issu de la décomposition des micas.

L'eau qui hydrate l'argile peut être sous forme d'eau adsorbée ou absorbée par capillarité ou osmose. L'argile peut être gonflante cela est lié aux propriétés électrochimiques des feuillets (elle est gonflante si il y'a un déficit en charge négative)

## I.2 : Microstructures des sols

Une distinction doit être faite entre les notions de texture et microstructure. Le terme de texture d'un sol est employé par [Itsvan , 1990] dans le sens de l'étalement de la courbe granulométrique d'un sol. Ceci revient à relier ce terme avec la notion de teneur en argile. La notion de microstructure correspond à celle de la géologie c'est-à-dire d'un arrangement mutuel des particules de minéraux qui constituent le sol.

La granulométrie du sol est l'un des paramètres les plus importants de sa caractérisation. En réalité, les grains ne sont pas indépendants les uns des autres : ils peuvent s'assembler en agrégats. Ces assemblages sont contrôlés, entre autres, par la composition minéralogique et la présence de matières organiques. Les particules d'argiles ont une tendance naturelle à s'associer selon des géométries bien précises correspondant à un accollement par les faces ou les côtés des feuillets. Cette tendance est accentuée par la présence des acides humiques. Ensemble, ils forment alors des agglutinats atteignant une taille de l'ordre de 50  $\mu\text{m}$ .

D'autres types d'assemblages existent tels que l'enrobage des grains de grandes tailles (quelques dizaines de micromètres de quartz ou de calcite par exemple) par les argiles ou des amas orientés de particules argileuses. Ce type de géométrie est souvent hérité de structures géologiques :

- d'origine sédimentaire ; les conditions de sédimentation sont diverses et se traduisent par des assemblages minéralogiques et microstructuraux distincts. Par exemple, un dépôt d'estuaire est marqué par la floculation sous forme d'agrégats de particules fines apportées par le fleuve.
- d'origine dia génétique ; parmi les processus physico-chimiques qui ont lieu lors de la diagénèse, la compaction des matériaux favorise la multiplication des contacts entre grains. Les feuillets d'argiles s'orientent préférentiellement.
- d'altération ; l'altération chimique se traduit par la croissance de nouveaux minéraux aux dépens d'anciens minéraux. Il peut s'agir de réarrangements dans le réseau cristallin (micas ou argiles) mais aussi de néoformation. Dans le premier cas la texture macroscopique ne change guère mais dans le deuxième cas la texture du sol/roche est entièrement modifiée.

D'une façon générale, on doit à ces microstructures les caractéristiques naturelles telles que la densité et la cohésion des sols en place.

### I.2.1 Microstructure des argiles.

La cellule de base des minéraux argileux est appelé cristallite elle est constituée d'un feuillet (layer) et d'un inter feuillet (inter layer) appelé aussi espace inter foliaire.

Chaque feuillet est lui-même formé de la superposition de deux ou trois couches (sheets) cristallisées [NF P 11-300, 1992].

L'inter feuillet est constitué de fluide (d'eau) assurant une liaison électrochimiques entre les feuillets. Il existe différents types de liaisons inter feuillets, liées notamment à des phénomènes de substitutions iso morphiques à la surface des cristallites une particule d'argile résulte de

l'empilement face-à face de quelques cristallites élémentaires, elle n'est formée parfois que d'une seule cristallite.

## Structure de base :

### I.2.1.1 : Feuillet en tétraèdre (de silice)

Le feuillet en tétraèdre noté « T » est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium ; l'épaisseur des feuillets en tétraèdre est de 3 Å. (Figure I.1)

Chaque tétraèdre SiO<sub>4</sub> partage 3 sommets avec les tétraèdres voisins ; l'ensemble des sommets partagés constitue un assemblage plan hexagonal [Grim, 1959].

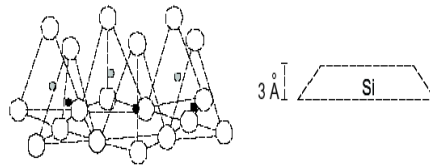


Figure I.1 : Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO<sub>4</sub> [Grim, 1959].

### I.2.1.2 : Feuillet en octaèdre (ou d'alumine)

Le feuillet en octaèdre noté « O » est une combinaison d'unités octaédrique composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyde entourant un atome d'aluminium Al<sup>3+</sup>, de magnésium Mg<sup>2+</sup>, de fer ou d'un autre élément son épaisseur est de 4 Å (Figure I.2) [Grim, 1959 et Lambe, 1953].

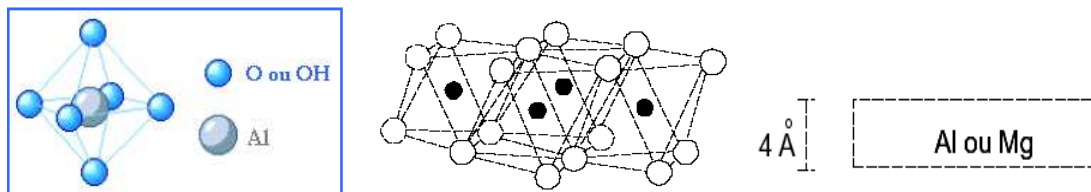


Figure I.2 : Feuillet en octaèdre [Grim, 1959 et Lambe, 1953]

□ **le type de feuillet T O (1:1)** : formé d'une couche de tétraèdres T surmontée d'une couche d'octaèdres O. Son épaisseur est de 7 Å. Ces feuillets sont reliés aux autres feuillets par l'intermédiaire des liaisons labiles de type hydrogène. La propriété de cette liaison est de permettre la cohésion du cristal tout en laissant la possibilité de clivage des différents feuillets. La kaolinite est de ce type. Sa composition chimique est Al<sub>2</sub>Si<sub>2</sub>O<sub>5</sub>(OH)<sub>4</sub> [Hafsi, 1953].

□ **Le type de feuillet T O T (2:1)** : formé d'une couche d'octaèdre O entourée de deux couches de tétraèdre T. son épaisseur est de 10 Å. Les couches tétraédriques peuvent soit contenir des atomes de silicium et d'oxygène, soit présenter une substitution partielle des atomes de silicium par des atomes d'aluminium. Dans ce cas, les feuillets présentent un déficit en charges positives

(substitution  $\text{Si}^{4+}$  par  $\text{Al}^{3+}$ ). Par compensation, des cations sont introduits au sein du réseau cristallin des phyllo silicates.

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour tenir dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas nécessairement de même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles.

### I.3 : Principaux groupes de minéraux argileux

Les trois familles de minéraux argileux les plus connues sont : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

#### I.3.1 : Kaolinite

Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'une couche tétraédrique  $\text{SiO}_4$  avec une couche octaédrique  $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$  (figure I.3).

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre.

Ces liaisons empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de  $7.2 \text{ \AA}$ .

La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau. Il n'y a pas de substitution dans les couches. Le feuillet est neutre

La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, cité par Hafsi, 1993.

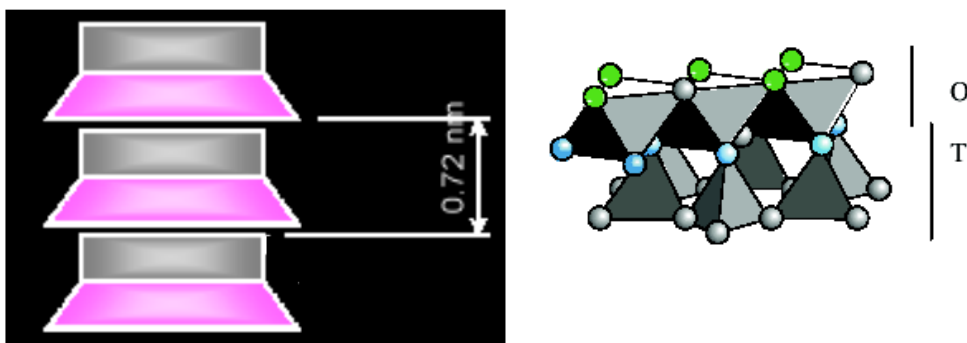
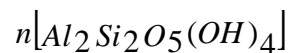


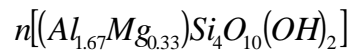
Figure I.3 : Structure de la kaolinite : une couche de tétraèdres  $\text{SiO}_4$  (T) surmontée par une couche d'octaèdres  $\text{AlO}_6$  (O).

### I.3.2 : Montmorillonite (TOT)

L'épaisseur d'un feuillet est de  $10\text{\AA}$ , il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type  $\text{TO}_4(\text{OH})_2$ . T pouvant être  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{K}^+$ ,... encadrant une couche d'octaèdres  $\text{AlO}_6$  (O). Le cation inter foliaire lie deux feuillets consécutifs

(Figure I.4). Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques. Elles sont formées dans les sols mal drainés plutôt alcalins. Les feuillets de smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des inter stratifiés.

La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par [Hasfi, 1993]



Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement.

L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est l'une des argiles connues comme une argile gonflante lorsque la teneur en eau augmente, les pressions de gonflement qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères.

- Structure de la monmorillonite, de la smectite et de la vermiculite : deux couches de tétraèdres  $\text{SiO}_4$  (T) encadrant une couche d'octaèdres  $\text{AlO}_6$  (O). Le cation inter foliaire lie deux feuillets consécutifs.

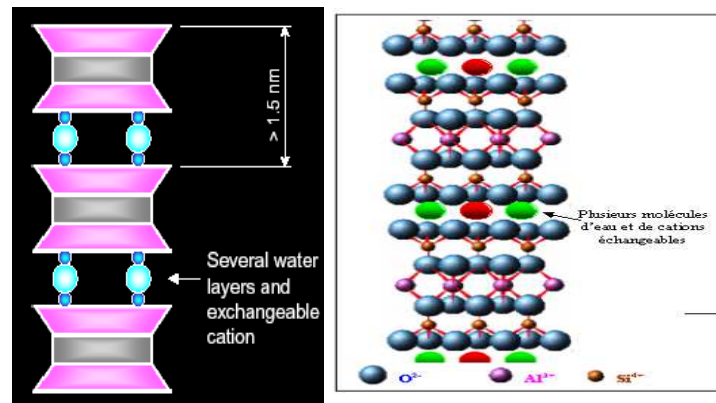


Figure I.4 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite (Grim, 1959) cité par [Robert et al ., 1991]

### I.3.3 :L'illite TOT

La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium  $\text{K}^+$  dans la structure (figure I.5) [Lambe, 1953] rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.

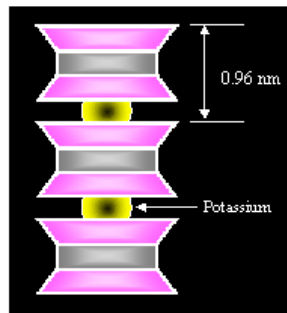
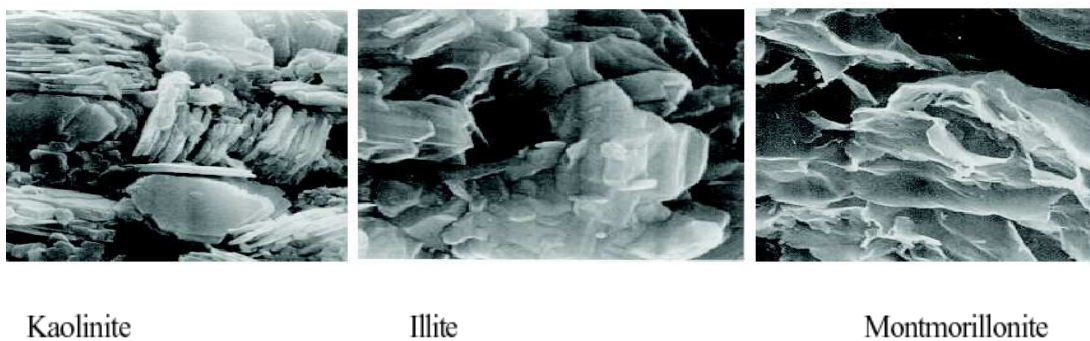


Figure I.5 : structure de l'illite [Lambe, 1953].



Kaolinite

Illite

Montmorillonite

Figure I.6 ; photographiques au microscope Electronique à balayage des argiles [Mitchell et al ., 1992 ].

#### I.3.4 : les Chlorites (TOT, $d= 14 \text{ \AA}$ ).

L'espace inter foliaire est garni par une couche composée de Mg et OH. L'Al est remplacé localement par le Fe. Les chlorites existent en plus grands cristaux dans les roches magmatiques; elles sont également formées pendant la diagenèse des roches sédimentaires. On les retrouve en éléments détritiques dans les sols sous climat peu agressif.

#### I.4 : La surface spécifique (As) et la capacité d'échange cationique (CEC)

La fine taille des argiles leur confère une surface importante par rapport au volume des particules [Morel, 1984]. La surface des argiles est supérieure à celles de minéraux de même taille mais de forme différente. Les propriétés des argiles sont essentiellement contrôlées par leur surface. La surface totale comprend la surface externe qui est comprise entre les particules argileuses et la surface interne correspondant à l'espace inter foliaire. Les minéraux fibreux sont caractérisés par une grande surface spécifique (As).

La capacité d'échange cationique (CEC) mesure la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle mesure la concentration en cations non fixés dans la couche diffuse et dépend de la charge totale (c'est-à-dire la charge de surface et structurale). La CEC est fonction du pH. Elle est généralement donnée pour un pH neutre (pH=7). Elle est exprimée en milliéquivalent /100g (méq/100g). Le Tableau I.1 donne des valeurs de surface spécifique et de CEC de quelques minéraux argileux.

**Tableau I.1 : Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux par [Morel, 1996].**

| Minéral     | Surface interne (m <sup>2</sup> /g) | Surface externe (m <sup>2</sup> /g) | Surface totale (m <sup>2</sup> /g) | CEC (méq / 100g) |
|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Kaolinite   | 0                                   | 10-30                               | 10-30                              | 5-15             |
| Illite      | 20-55                               | 80-120                              | 100-175                            | 10-40            |
| Smectites   | 600-700                             | 80                                  | 700-800                            | 80-150           |
| Vermiculite | 700                                 | 40-70                               | 760                                | 100-150          |
| Chlorite    | -----                               | 100-175                             | 100-175                            | 10-40            |

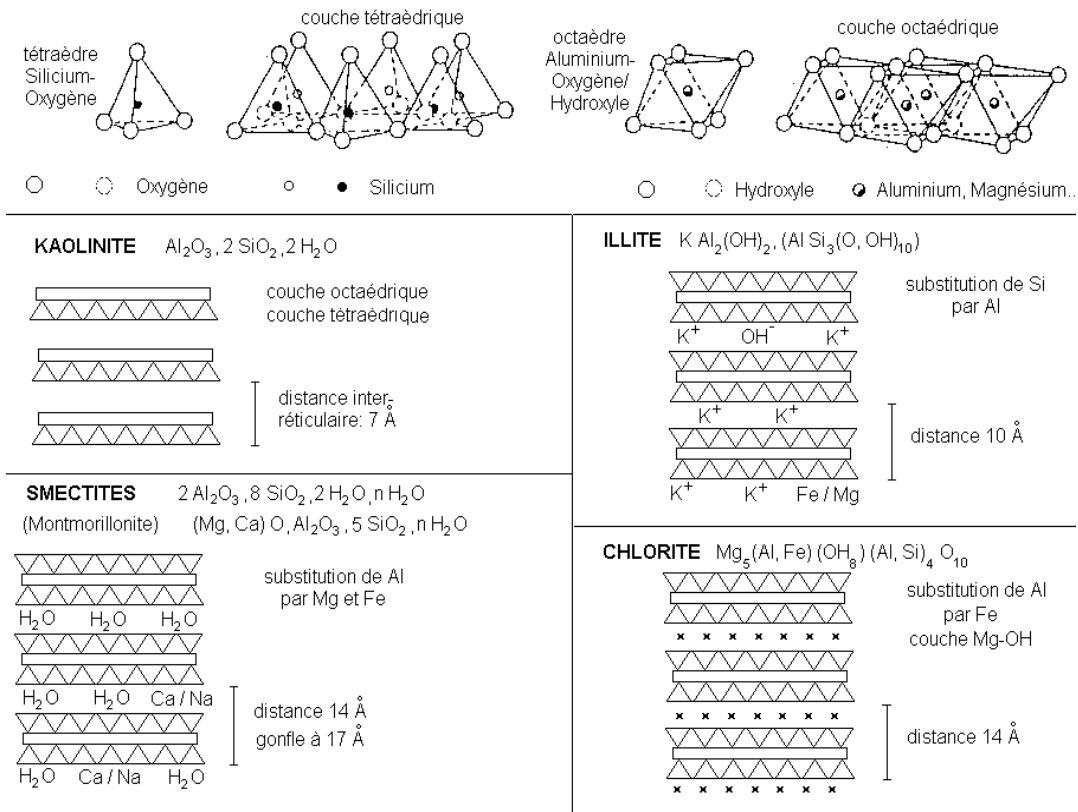
Les argiles gonflantes (smectites, vermiculites et pseudo-chlorites) peuvent être facilement stabilisées par la chaux ou le ciment à cause de leur forte CEC. En effet les réactions d'échange cationique font partie des réactions primordiales dans le processus de stabilisation des sols à la chaux ou au ciment.

**I.5 : Critères de classification**

Les principaux critères de classification sont basés sur les paramètres suivants

- la combinaison de feuillets (T/O ou 1/1; T/O/T ou 2/1; T/O/T/O ou 2/1/1);
- le type de cations dans l'octaèdre;
- la charge de la couche;
- le type de matériel dans l'espace inter foliaire (cations, molécules d'eau,...).

La figure I.7 représente une classification suivant la structure des minéraux argileux.



**Figure I.7 : Structure des minéraux argileux [Beauchamp, 2005].**

### **Conclusions :**

L'étude minéralogique est orientée sur les argiles. La fraction argileuse dans le sol participe activement dans les réactions des sols traités.

Les argiles du sol ont pour origine les transformations biochimiques ou géochimiques des minéraux primaires qui proviennent de la fragmentation des roches mères.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont 70 % de leurs masses sont des minéraux de silice et d'alumine [Mouroux et al ., 1988 ], dont la structure est feuilletée. Selon la famille de minerai argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelque feuillets, et leur taille est très faible, dont 50% des éléments sont < 2  $\mu\text{m}$  le reste étant inférieur à 5  $\mu\text{m}$  [Homand et al ., 2000 ].

## **Chapitre II : Classification des sols.**

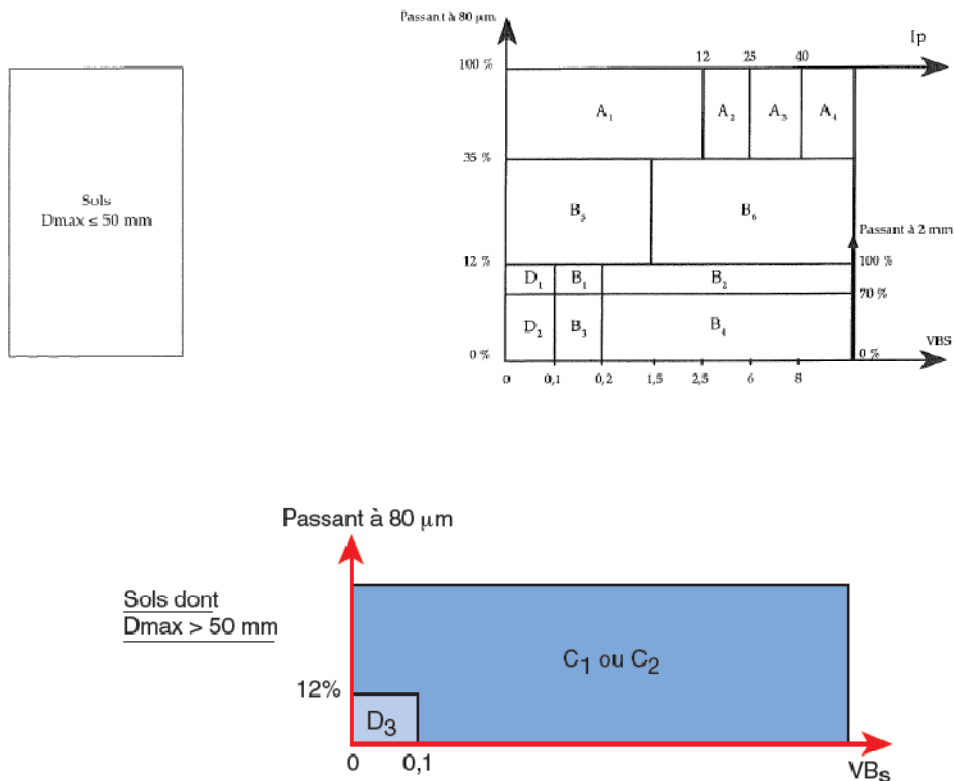


## II.1 : Classification GTR

Pour une classification selon le Guide des Terrassements Routier GTR, 2000, les paramètres d'entrées sont comme illustré dans la Figure II.1. Ils sont essentiellement les caractéristiques physiques du matériau. Ces paramètres sont la granulométrie, l'activité argileuse et la plasticité du matériau.

On pourra ainsi reconnaître les sols fins (argiles et limons), les sols graveleux ou sableux, et les blocs. Sur la base de ces critères le GTR, 2000 (guide des terrassements routiers, réalisation des remblais et des couches de formes, LCPC SETRA 2000) et la norme qui en découle NF-P 11-300 proposent une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme voir Figure II.1 [NF P11-300].

Dans le cas de sols grenus dont le diamètre  $D_{max} > 50\text{mm}$  le pourcentage de tamisât au diamètre de 2mm doit être supérieure à 10% pour envisager leurs traitement  
Les sols fins sont en classe A ou le pourcentage de passant à  $80\mu\text{m}$  est supérieure à 35%.



$C_1$  : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ( $0/50 \geq 60$  à  $80\%$ )

$C_2$  : matériaux anguleux très charpentés ( $0/50 \leq 60$  à  $80\%$ )

|                               |  |   |                               |                |
|-------------------------------|--|---|-------------------------------|----------------|
| <b>Matériaux rocheux</b>      | Roches sédimentaires                         | Roches carbonatées  | Craies                        | R <sub>1</sub> |
|                               |  |   | Calcaires                     | R <sub>2</sub> |
|                               |  | Roches argileuses   | Marnes, argilites, pélites... | R <sub>3</sub> |
|                               |  | Roches siliceuses   | Grès, poudingues, brèches...  | R <sub>4</sub> |
|                               |  | Roches salines  | Sel gemme, gypse              | R <sub>5</sub> |
|                               | Roches magmatiques et métamorphiques         | Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers... |                               | R <sub>6</sub> |
| <b>Matériaux particuliers</b> | Sols organiques et sous-produits industriels |   |                               | F              |

**Figure II.1 : Classification des sols suivant le GTR, 2000 et la norme NF-P 11-300 classification Française.**

## II .2 : Classification USCS

Le Système de Classification Unifié des Sols (ou USCS) est un système de classification des sols utilisés dans les disciplines de la géologie et de l'ingénierie pour décrire la texture et la taille des grains d'un sol. Le système de classification peut être appliqué à la plupart des matériaux non consolidés. Il est représenté par un symbole à deux lettres (Tableau II.1, Tableau II.2, Tableau II.3 et Tableau II.4). Chaque lettre est décrite ci-dessous (à l'exception de Pt):

**Tableau II.1 : Classes de matériaux selon la classification USCS**

| Lettre   | Définition |
|----------|------------|
| <b>G</b> | GRAVIER    |
| <b>S</b> | SABLE      |
| <b>M</b> | LIMON      |
| <b>C</b> | CALCAIRE   |
| <b>O</b> | ORGANIQUE  |

**Tableau II.2 : Sous classes de matériaux selon la classification USCS**

| Lettre | Définition                                       |
|--------|--|
| P      | Mal classé (tailles de particules non uniformes) |
| W      | Bien classé (tailles de particules diversifiée)  |
| H      | Haute plasticité                                 |
| L      | Faible plasticité                                |

**Tableau II.3. : Classification USCS des sols d'après la grosseur des grains**

| Composante de sol       |                    | Symbole        | Grosueur (mm) |
|-------------------------|--------------------|----------------|---------------|
| Blocs                   |                    | aucun          | > 300         |
| Cailloux                |                    | aucun          | [300-75]      |
| Sols à grains grossiers | Gravier            | Grossier       | [75-19]       |
|                         |                    | Fin            | [19-4.75]     |
|                         | Sables             | Grossier       | [4.75-2]      |
|                         |                    | Moyen          | [2-0.425]     |
|                         |                    | Fin            | [0.425-0.075] |
|                         | Sols à grains fins | Silts          |               |
| Argiles                 |                    | C              |               |
| Sols organiques         |                    | O              | sans          |
| Tourbes                 |                    | P <sub>t</sub> | sans          |

**Tableau II.4. : Classification USCS des sols d'après [Robert et al ., 1991]: Introduction à la géotechnique)**

| Catégorie  |   | Symbole | Description   | Identification sur terrain<br>(fraction à grosseur < 75 mm)   |                     |  |                           |          |
|--|---|---------|---|---|---------------------|--|---------------------------|----------|
| Sols à grains grossiers (+ 50 % est retenue sur tamis 200) | Graviers<br>(+ 50 % de la fraction grossière est retenue sur tamis 4) | GW      | Gravier bien étalés, mélange graviers sables, peu ou pas de particules fines  | Gamme granulométrique étendue, nombre élevé de grains de grosseurs intermédiaires                                       |                     |  |                           |          |
|  |   | GP      | Graviers uniformes, mélange graviers-sables, peu ou pas de particules fines   | Grossier prédominante ou gamme granulométrique étendue mais faible représentation de certaines grosseurs intermédiaires |                     |  |                           |          |
|  |   | GM      | Graviers silteux, mélange gravier-sable-silt  | Particules fines non plastiques ou de faible plasticité   |                     |  |                           |          |
|  |   | GC      | Graviers argileux, mélange gravier-sable-argile   | Particules fines plastiques   |                     |  |                           |          |
|  | Sables<br>(+ 5) % de la fraction grossière passe le tamis 4)          | SW      | Sables bien étalés, sables graveleux, peu ou pas de particules fines  | Gamme granulométrique étendue, nombre élevé de grains de grosseurs intermédiaires                                       |                     |  |                           |          |
|  |   | SP      | Sables uniformes, peu ou pas de particules fines  | Grossier prédominante ou gamme granulométrique étendue mais faible représentation de certaines grosseurs intermédiaires |                     |  |                           |          |
|  |   | SM      | Sables silteux, mélange sable-silt  | Particules fines non plastiques ou de faible plasticité   |                     |  |                           |          |
|  |   | SC      | Sables argileux, mélange sable-argile   | Particules fines plastiques   |                     |  |                           |          |
|  |   |         |   |   |                     | Identification de la fraction passant le tamis n° 40 |                           |          |
|  |   |         |   |   |                     | Résistance au broyage à sec                          | Résistance aux vibrations | Tenacité |
| Sols à grains fins (+ 50 % passe le tamis 200)             | Sils et Argiles<br>( $W_L < 50\%$ )                                   | ML      | Sils inorganiques et sables très fins, poussière de roche, sables fins silteux ou argileux, silts argileux peu plastiques | Aucune à légère   | Rapide à lente      | Aucune   |                           |          |
|  |   | CL      | Argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne, argile graveleuse, argiles sableuses, argiles silteuses              | Moyenne à élevée  | Aucune à très lente | Moyenne  |                           |          |
|  |   | OL      | Sils organiques et argiles silteuses organiques de faible plasticité  | Légère à moyenne  | Lente               | Légère   |                           |          |
|  | Sils et Argiles<br>( $W_L > 50\%$ )                                   | MH      | Sils inorganiques, sables fins micasés ou diatomés  | Légère à moyenne  | Lente à aucune      | Légère à moyenne                                     |                           |          |
|  |   | CII     | Argiles inorganiques de plasticité élevée, argiles grasses  | Elevée à très élevée  | Aucune              | Elevée   |                           |          |
|  |   | OH      | Argiles organiques de plasticité moyenne à élevée, silts organiques   | Moyenne à élevée  | Aucune à très lente | Légère à moyenne                                     |                           |          |
| Sols fortement organiques                                  |   | Pt      | Tourbes et autres sols fortement organiques   | D'après couleur, odeur, teneur en matière organique, structure spongieuse, structure fibreuse                           |                     |  |                           |          |

**II.3: Classification Americans**

La classification ASTM (American Society for Testing and Materials) continue d'être utilisée (Tableau II.5).

**Tableau II.5: Classification Américaine des sols AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (from AASHTO M 145 or ASTM D3282)**

| Classification générale                | Sols granulaires (35% ou moins passant au tamis 0.074 mm) |       |           |                                       |       |       |       | Sols à grains fins (plus de 35% passant au tamis 0.074 mm) |     |               |       |       |
|--|---|-------|-----------|---------------------------------------|-------|-------|-------|--|-----|---------------|-------|-------|
|  | A-1   |       | A-3       | A-2                                   |       |       |       | A-4  | A-5 | A-6           | A-7   |       |
| Groupe ou sous-groupe                  | A-1-a   | A-1-b |           | A-2-4                                 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 |  |     |               | A-7-5 | A-7-6 |
| % < 2 mm                               | <50   |       |           |                                       |       |       |       |  |     |               |       |       |
| <0.42 mm                               | <40   | <50   | >50       |                                       |       |       |       |  |     |               |       |       |
| <0.072 mm                              | <15   | <25   | <10       | <35                                   | <35   | <35   | <35   | >35  | >35 | >35           | >35   | >35   |
| W <sub>L</sub> (%)                     |   |       |           | <40                                   | >40   | <40   | >40   | <40  | <40 | <40           | >40   | >40   |
| I <sub>p</sub> (%)                     | <6  | <6    |           | <10                                   | <10   | >10   | >10   | <10  | <10 | >10           | >10   | >10   |
| Indice de groupe                       | de 0  | 0     | 0         | 0                                     | 0     | <4    | <4    | <3   | <12 | <16           | <20   | <20   |
| Type matériaux                         | de Pierre, gravier et sable                               |       | Sable fin | Graviers et sable silteux ou argileux |       |       |       | Sols silteux   |     | Sols argileux |       |       |
| Potentiel comme matériaux de fondation | Excellent à bon   |       |           |                                       |       |       |       | Passable à mauvais   |     |               |       |       |

Le tableau II.6 donne les correspondances classification AASHTO et UCS.

**Tableau II.6 : Relation classification AASHTO et UCS**

| AASHTO  | Description        | UCS    | Dry density (lb/ft <sup>3</sup> ) | CBR   |
|---|--------------------|--------|-----------------------------------|-------|
| Sols à grains grossiers                               |                    |        |                                   |       |
| A-1-a, bien gradué                                    | Gravier            | GW, GP | 125-140                           | 60-80 |
| A-1-b   | Sable gros         | SW     | 120-130                           | 35-60 |
| A-3   | Sable fin          | SP     | 110-130                           | 20-40 |
| A-2 (sols granulaires avec beaucoup de fraction fine) |                    |        |                                   |       |
| A-2-4, gravier  | Silty gravel       | GM     | 130-145                           | 40-80 |
| A-2-5, gravier  | Silty sandy gravel |        |                                   |       |
| A-2-4, sandy  |                    | SM     | 120-135                           | 20-40 |
| A-2-5 sandy   |                    |        |                                   |       |
| A-2-6, gravelly                                       |                    | GC     | 120-140                           | 20-40 |
| A-2-7 gravelly  |                    |        |                                   |       |
| A-2-6 sandy   |                    | SC     | 105-130                           | 10-20 |
| A-2-7 sandy   |                    |        |                                   |       |
| Sols à grains fins                                    |                    |        |                                   |       |
| A-4   |                    | ML, OL | 90-105                            | 4-8   |
|   |                    |        | 100-125                           | 5-15  |
| A-5   |                    | MH     | 80-100                            | 4-8   |
| A-6   |                    | CL     | 100-125                           | 5-15  |
| A-7-5   |                    | CL, OL | 90-125                            | 4-15  |
| A-7-6   |                    | CH, OH | 80-110                            | 3-5   |

NB: lb/ft<sup>3</sup> ≈ 16 kg/m<sup>3</sup>

La classification de la GTR ou de l'ASTM ne tient pas compte de la nature géologique ; pédologique ; minéralogique ou chimique des sols [Cabane, 2004] par exemple une argile peut avoir des structures très variés selon sa microstructure et ces charges électriques résultantes. Les sols sont des milieux très complexes. Certaines substances de sols réagissent mal avec les liants de traitement et peuvent être perturbateurs de prise à certains seuils.

A titre d'exemple et pour valider ce qui vient d'être avancé. Sur le Tableau II.7 nous pouvons constater que des sols classés en A2 susceptibles d'être apte au traitement ne le sont pas car les coefficients de gonflement Gv dépassent les 5%.

**Tableau II.7 : Aptitude de certains sols au traitement [Cabane, 2004 ; GTS ,2000].**

| sol                                 | essais normalisés lors du chantier |                          |           |            |           |
|-------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|-----------|------------|-----------|
|                                     | Type                               | Gv                       | Rc        | Rci/<br>Rc | Rt/E 90 j |
| Gneiss de Tulle                     | A <sub>1</sub>                     | inadapté                 | >90 jours | OK         |           |
| Schiste d'Angers                    | A <sub>2</sub>                     | inadapté                 | >28 jours |            |           |
| Schiste de la Roche-sur-Yon         | A <sub>2</sub><br>B <sub>5</sub>   | inadapté/douteux<br>apte | 7 jours   | OK         | zone 5    |
| Marnes noires de Mont-St-Martin     | A <sub>2</sub>                     | douteux/inadapté         | >28 jours | OK         | zone 3    |
| Argiles bariolées de Mont-St-Martin | A <sub>2</sub>                     | inadapté                 | 28 jours  | < 0,6      | zone 4    |
| Marnes pyriteuses du Mans           | A <sub>2</sub>                     | inadapté                 | 7 jours   | < 0,6      | zone 2 ?  |

### Conclusions:

Les classifications GTR 2000, USCS, ASTM se basent sur la granulométrie, la plasticité et l'état hydrique pour classer les matériaux. Les sols sont généralement qualifiés de fin s'ils contiennent plus de 35% de passant au tamis de 2 $\mu$ m (0.074 mm pour la classification Américaine).

Toutes ces classifications ne tiennent pas compte de la nature géologique ; pédologique ; minéralogique ou chimique des sols [Cabane, 2004] par exemple une argile peut avoir des structures très variés selon sa microstructure et ces charges électriques résultantes.

Les sols sont des milieux très complexes. Certaines substances de sols réagissent mal avec les liants de traitement et peuvent être perturbateurs de prise à certains seuils.

## **Chapitre III : Technologie de traitement des sols fins.**

## Chapitre III : Introduction.

La chaux et le ciment ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse des sols et de modifier leur environnement chimique et leur structure minéralogique. Les traitements les plus couramment utilisés sont le traitement à la chaux et le traitement au ciment.

Si la chaux présente des privilèges dans le traitement des sols fins du fait des coûts moins onéreux, le ciment présente des avantages techniques d'être d'un effet plus rapide et de meilleures résistances mécaniques [Feng, 2001].

### III.1 : Traitement par ajout de chaux :

La chaux est utilisée pour les sols plastiques (argileux) : on rappelle que le guide de terrassement des sols [GTS, 2000] préconise un traitement à la chaux pour l'indice de plasticité supérieure à 20.

La teneur en particules fines ( $<80\mu\text{m}$ ) du sol va permettre d'orienter aussi en grande partie le choix du produit de traitement. En effet, un sol argileux sera plus particulièrement traité à la chaux, alors qu'un sable sera traité au liant hydraulique.

#### III.1.1 Action de la chaux

**1** – la saturation de la capacité d'échange cationique CEC :

La nature de l'argile est modifiée par l'absorption des cations  $\text{Ca}^{2+}$  apporté par la chaux cette action développe des forces électriques qui conduit à une agglomération (grumeaux) de l'argile.

La substitution des cations inter foliaires dépend de la valence et de la masse atomique du cation. Dans le cas des smectites, l'effet immédiat de la substitution du sodium par du calcium est la réduction du potentiel expansif de ces argiles.

**2** – floculation : Les charges négatives portées en surface des particules d'argiles sont responsables de l'établissement d'un champ électrostatique autour d'elles. Ce champ a pour effet de réduire la taille de la double couche d'eau (eau libre et eau liée) entourant des particules argileuses et ainsi de réduire les forces de répulsion entre elles. Celles-ci ont alors tendance à s'agréger : c'est le processus de floculation [Locat et al., 1990]. On observe alors une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol. De plus, il y a la formation de ponts de calcium entre les particules d'argiles. Les floccs ainsi formés sont insensibles au lavage. La floculation améliore la consistance des argiles (limite de plasticité) liaison des particules argileuses. Elle modifie le comportement mécanique du sol et améliore sa fragmentation [Cabane, 2004].

Bell FG, 1996 explique qu'après la réaction d'échange cationique, les particules argileuses se trouvent entourées par une double couche diffuse qui peut être modifiée par l'échange ionique du calcium. Cela altère la densité de la charge électrique autour des particules argileuses qui s'attirent et se regroupent en formant des flocons. Ce processus s'appelle la floculation. Ce phénomène peut changer la texture des particules argileuses aboutissant à la formation des particules de plus grande taille. Il s'ensuit une réduction de la plasticité et une augmentation de la portance du sol argileux. L'agglomération est causée par l'attraction du restant des particules du



sol qui portent encore des charges négatives par celles de la surface chargée positivement. Elle est affectée par l'échange cationique ou la floculation des particules

**3** – la réaction de la chaux avec l'argile donne lieu à un agent cimentant qui bloque le potentiel de gonflement des argiles Gallaway et Buchanan (1951) cité par [Azouz, 2006].

**4** – En milieu basique et saturé en ion calcium, les argiles sont attaquées. Elles libèrent alumine et silice qui réagissent avec le calcium pour former des hydrates calciques similaires à ceux des ciments. Ces hydrates tapissent la surface des particules du sol.

La réaction de la chaux sur les argiles permet donc la consommation des argiles et la formation de nouveaux minéraux aux propriétés liantes à partir d'un pH limite de 12.4 connue sous le nom de « lime fixation point » [Eades et al., 1966 et Ingles et al., 1970]. Cette observation a été faite aussi par [Derriche et al., 1997] sur des smectites : l'addition de 8 % de chaux permet d'acquérir une résistance mécanique importante de 9 MPa, elle ne serait que de 1 MPa avec 4 % de chaux (rupture à 45 j). Cette différence de résistance mécanique se traduit par une nouvelle minéralogie, à savoir l'apparition de C-S-H.

L'apparition des caractéristiques mécaniques résultant de la formation de ces hydrates est progressive. Ainsi, après 28 jours de cure, seulement le tiers des caractéristiques mécaniques escomptables à 1 an sont déjà acquises.

Les réactions obtenues donnent lieu à la formation des produits cimentaires : des silicates de calcium hydratés, des aluminates de calcium hydratés, ou des aluminosilicates de calcium hydratés. Ces réactions se regroupent sous le terme de réactions pouzzolaniques. Ces réactions peuvent durer plusieurs mois, voire des années.

L'Action de la chaux à courts terme des modifications immédiates se produisent directement après que la chaux soit mélangée au sol.

– absorption d'eau par hydratation de la chaux vive, selon la réaction



– évaporation d'une partie de l'eau sous l'effet de la chaleur dégagée par la réaction ci-dessus;

– apport de matière sèche, diminue la teneur en eau du mélange sol + chaux.

On retiendra que, globalement, l'incorporation de 1 % de chaux vive provoque un abaissement de la teneur en eau de 1 point (1 %) [Abdo et al., 2009].

– Aplatissement et déplacement de la courbe Proctor vers des teneurs en eau plus grande et diminution de la densité sèche [GTR, 2000] ; [Tangi, 2010] ; [Roland et al., 2008]. La courbe Proctor devient moins sensible à la teneur en eau. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la forte demande en eau après l'ajout de ces liants en vue de dissocier le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pour produire des ions  $\text{Ca}^{2+}$  nécessaires pour les réactions d'échange cationique et pouzzolanique. La diminution de la densité sèche maximale d'un sol par l'ajout de la chaux s'explique de deux manières :

- (i) l'ajout de la chaux à un sol provoque l'agglomération des particules du sol qui occupent alors de grands volumes,
- (ii) La densité absolue de la chaux est généralement inférieure à celle des sols.

- Augmentation de la limite de plasticité  $w_p$ , et diminution de l'indice de plasticité [Azzouz , 2006] et [Abdo et al., 2009].
- Augmentation de l'IPI [Abdo et al ., 2009].
- l'augmentation de la cohésion [Smaidia , 2000], de la résistance au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 3 après 4j) [Tangi ,2010].

L'Action de la chaux à long terme peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise en œuvre. Dans le cas des sols traités le développement des performances mécaniques évolue lentement [Le Runigo , 2008] cité par [Goual ,2008]. Les réactions secondaires des liants hydrauliques peuvent se produire plusieurs mois après le traitement.

L'apport important d'ions  $\text{OH}^-$  dans le sol entraîne une augmentation du pH du sol jusqu'à une valeur proche du pH d'une solution saturée en portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , c'est-à-dire environ 12,4. Ce pH fort favorise la dissolution de la silice et de l'alumine contenues dans les particules de sol [Smaidia, 200]. Ces particules en solution réagissent avec le calcium pour former des produits cimentaires : des silicates de calcium hydratés, des aluminates de calcium hydratés, ou des aluminosilicates de calcium hydratés. Ces réactions se regroupent sous le terme de réactions pouzzolaniques. Ces réactions entraînent une augmentation de  $R_C$  et de l'indice CBR ces réactions peuvent durer plusieurs mois, voire des années. L'intensité et la vitesse des réactions dépendent du pH.

## III.2 : Traitement par ajout de liants hydrauliques

### III.2.1 : Action des liants hydrauliques

- La minéralogie d'un sol peut être un atout pour sa stabilisation. Les minéraux siliceux et alumineux présents dans un sol peuvent, à un pH supérieur à 12,4 et une température adéquate, réagir avec la chaux grasse libérée lors de l'hydratation du ciment et donne la portlandite cité dans [Szymkiewicz , 2011] , les minéraux aux propriétés liantes se développent directement. La chimie des ciments courants (CEM) est une chimie des oxydes. Elle fait intervenir l'alumine  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , la chaux vive  $\text{CaO}$ , la ferrite  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , les sulfates  $\text{SO}_3$  et la silice  $\text{SiO}_2$ . Les résistances sont principalement acquises par la formation des silicates de calcium hydratés. Ils représentent 60 à 70% du volume de la pâte de ciment hydratée. Le volume solide restant est occupé par de la chaux hydratée (portlandite), des aluminates de calcium hydratés, des trisulfoaluminates de calcium hydratés (étringite primaire).
- A partir de ces hydrates des réactions secondaires peuvent être initiées. Elles mènent soit à une nouvelle phase de développement des performances mécaniques à partir de la chaux hydratée (réactions pouzzolaniques) soit à une détérioration de la structure établie à partir des trisulfoaluminates (formation de monosulfoaluminates de calcium hydratés ou ettringite différée, minéral expansif).

– L'aluminat calcique permet la formation de différentes phases dont des aluminates calciques hydratés ( $C_4AH_{13}$  et  $C_3AH_6$ ), de l'ettringite et du monosulfoaluminat en se combinant avec le soufre (la source du soufre peut être le ciment lui-même, l'eau séléniteuse ou le sol lui-même). C'est la partie de soufre soluble (sulfate  $SO_3$ ) qui est déterminante dans le processus de gonflement mais la corrélation entre le pourcentage de sulfate et le pourcentage de gonflement n'a pas été établie. La nature de sol et aussi importante dans l'amplification ou la réduction du gonflement [Abdo et al., 2009].

– Il y'a deux types d'ettringite une primaire et l'autre secondaire la première est recherchée elle permet à la pâte de ciment de ne pas faire prise directement la deuxième forme peut apparaître après des mois voire des années elle pose des problèmes parce qu'elle est expansif.

Les différents éléments pour la formation de ces phases sont donc apportés par :

– la solubilisation de la silice et l'alumine des minéraux du sol par l'augmentation de pH due à l'introduction des liants ;

– La libération d'ion  $Ca^{2+}$  par les liants utilisés ;

– Les composés soufrés présents dans le sol ou son environnement.

En présence d'eau, ces composés peuvent donc réagir pour former l'ettringite ou la thaumasite.

Les composés soufrés en excès, permettant la formation d'ettringite, peuvent avoir plusieurs origines :

– sulfate : par exemple gypse [Mitchell et al., 1992];

– sulfure et sulfite : par oxydation de la pyrite [Le Roux et al., 1989, Rollings et al., 1999].

[Modmoltin et al., 2008] ont montré qu'une bentonite traitée au ciment est plus résistante qu'une kaolinite traitée pareillement et [Thompson, 1965] a montré qu'une kaolinite ou une montmorillonite étaient plus réactives à la chaux qu'une illite ou une chlorite.

[Croft, 1967; Stavridakis, 2005] montrent qu'au contraire, pour un traitement au ciment, la montmorillonite ne développe qu'une faible résistance, tandis que la kaolinite et l'illite présentent de meilleurs résultats. [Unikowski, 1982] a obtenu les plus faibles résistances sur des mélanges contenant de la montmorillonite. [Le Roux et al., 1969] montrent quant à eux que la pyrite, même en petite quantité (teneur inférieure à 3%) annihile les effets bénéfiques du traitement à la chaux

L'action à court terme du ciment est limitée. Cependant lors de l'utilisation d'un liant hydraulique comportant une forte proportion de chaux, la floculation des argiles peut se produire.

L'indice de plasticité diminue d'autant plus que la quantité de liant est importante Certains auteurs précisent que l'indice de plasticité, dans les sols limoneux, augmente avec la quantité de liant puis diminue à partir d'un certain dosage [Sariosseiri et al., 2009]. Le comportement, lors du compactage d'un sol traité au liant hydraulique, est peu modifié comparé au traitement à la chaux.

Lors de l'ajout du ciment et pendant le malaxage, la poudre de ciment s'humecte au contact du sol humide et forme une pâte qui enrobe les grumeaux. Le compactage conduit à la mise en contact des grumeaux à travers la couche de pâte de ciment qui les enrobent. La prise et le durcissement du ciment entraînent la rigidification de cette pâte qui devient une coque [Smadia ., 2000].

L'action à long terme l'objectif de la stabilisation d'un sol aux liants hydrauliques est de former rapidement les hydrates calciques. Dans le cas du ciment, il est admis qu'après 28 jours la quasi-totalité du ciment a réagi, c'est-à-dire que les caractéristiques sont presque définitives et irréversibles. La résistance augmente avec l'âge et le dosage en ciment [Saussaye et al ., 2010]

### **III.3 : Stabilisation du sol**

L'ajout des liants permet une amélioration à plus long terme des sols. L'utilisation d'un traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques aboutit à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du matériau traité.

La prise du ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui peut évoluer encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains d'argile entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, ceci aboutit à l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel cité par [Haras nationaux, 2004].

Dans le cas du traitement à la chaux, les caractéristiques mécaniques augmentent graduellement sur la durée de l'étude (un an). Alors que dans le cas des ciments, les caractéristiques mécaniques sont acquises dans les premiers mois bien que des augmentations des caractéristiques mécaniques sur un an et plus soient observées [Vecoven, 2005].

### **III.4 : Différent cas de traitement des sols**

#### **III.4.1 Traitement des sols pour remblais et fond de déblai**

Le critère déterminant est IPI indice Portland Immédiat (essai Proctor Normal) avec teneur en eau naturel à partir de cette IPI on doit atteindre un IPI objectif suivant la classification du sol NF P 94-102-1 Juillet 2001 (voir Tableau III.1).

L'aptitude au traitement doit être vérifiée (voir Tableau III.2). On doit aussi avoir  $R_c > 0.5$  à 1 MPa à 28j éprouvettes d'épandages 2 compactée à 95% de OPN valeur après 14j de cure plus 14j d'immersion.

**Tableau III.1 : Objectif IPI à atteindre NF P 94-102-1 Juillet 2001.**

|   | A <sub>1</sub> | A <sub>2</sub> |
|---|----------------|----------------|
| Valeur de l'IPI au-dessous de laquelle un traitement est envisagé | <b>8</b>       | <b>5</b>       |
| Valeur de l'IPI à obtenir après traitement                        | <b>10 à 20</b> | <b>7 à 15</b>  |

### III.4.2. Traitement des sols pour PST

A court terme : il faut obtenir un IPI d'environ 10 à 20 % de plus de ce qui est visé pour les remblais est un CBR, à 4 jours d'imbibition, pour lequel on exige:  $CBR_{4j} \geq IPI$ . Le fait de satisfaire à cette condition constitue une garantie de tenue à l'eau correcte du sol traité formant la PST.

En déblai après excavation le sol est testé à la plaque on devra obtenir plus de 17 MPa pour le module de déformation élastique in situ. Sinon il faut une étude de traitement en laboratoire pour obtenir un  $CBR > 20$  et Tenue à l'eau  $\frac{CBR_{4j}}{IPI} \geq 1$

A long terme : on mesure in situ à la plaque ou à la Dynaplaque le module de déformation, ou on le déduit de mesures de déflexions. Sinon, il faut se référer à des résultats d'essais de laboratoire. En laboratoire, le module peut être évalué, au moins approximativement, à partir de divers essais (CBR ou compression simple, ce dernier sur matériau traité uniquement)  $E_{statique}$  (MPa)  $\approx 5$  CBR pour les sols fins ce résultat est donné par [Abdo, 2009].

Le Tableau III.6 indique les classes de portance au niveau de l'arase de terrassement (AR) : surface de la PST. Ainsi on aura la classe de portance de la plate-forme il faut que le module de déformation élastique in situ soit supérieure à 20MPa.

### III.4.3 Traitement des sols pour couche de forme

Pour une couche de forme, le potentiel d'utilisation du matériau est lié à l'indice portant immédiat (IPI), alors que pour les couches de fondation et de base, la connaissance du comportement mécanique en traction, associé à sa capacité à se déformer sous les chargements (module élastique) est aussi nécessaire. Les résistances en traction demandées à 360 jours sont de l'ordre de quelques MPa, pour un module élastique de 2 à 40 GPa, ce qui par rapport à d'autres matériaux utilisés dans les domaines du Génie Civil (ouvrages d'art par exemple), est faible. La résistance en compression est utilisée comme un indicateur de traficabilité, puisqu'il est admis qu'avec des matériaux traités aux liants hydrauliques, l'ouverture au trafic se fait à une résistance à la compression supérieure à 1MPa. La durabilité de ces matériaux doit être contrôlée aussi sur le plan mécanique, vis à vis de leur sensibilité à l'eau et au gel.

Le Tableau III.2 représente les critères retenus pour l'interprétation de l'essai d'aptitude d'un sol au traitement En remblai ou couche de forme et assise [NF P 94-100 ,1999 et GTS ., 2000].

NB : les éprouvettes de dimensions 5x5 cm sont conservées 7j à 40°C en immersion pour l'essai de gonflement et de traction indirect (voir Tableau III.3).

**Tableau III.2 : Aptitude au traitement NF P94-100.**

|  |          | Gonflement volumétrique Gv |  | Résistance en compression diamétrale Rtb MPa   |
|--|----------|----------------------------|--|--|
|  |          |                            |  |  |
| Traitement avec un liant hydraulique éventuellement associé à la chaux | adapté   | $\leq 5$                   |  | $\geq 0,2$   |
|  | douteux  | $5 \leq Gv \leq 10$        |  | $0,1 \leq Rtb \leq 0,2$  |
|  | inadapté | $\geq 10$                  |  | $\leq 0,1$   |
| Traitement à la chaux seul   | adapté   | $\leq 5$                   |  | Paramètre non considéré pour ce type de traitement du fait de la lenteur de la prise pouzzolanique |
|  | douteux  | $5 \leq Gv \leq 10$        |  |  |
|  | inadapté | $\geq 10$                  |  |  |

**Tableau III.3 : Mode de conservation des éprouvettes pour l'étude de l'aptitude de traitement du sol NF P94-100.**

| Type de traitement   | Mode de conservation   |
|--|--|
| Traitement au liant hydraulique<br>Éventuellement associé à la chaux | 4h ± 15 minutes à 20 ± 20C puis immersion pendant 7 jours ± 4 heures dans de l'eau à 40 ± 20C    |
| Traitement à la chaux seule  | 3 jours ± 4 heures à 20 ± 20C puis immersion pendant 7 jours ± 4 heures dans de l'eau à 40 ± 20C |

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

**A court terme**

- a) Il faut atteindre un IPI minimal de 20 du sol traité a sa mise en œuvre suivant la classification du sol (non traité) NF P 94-102-1 et [GTS, LCPC-SETRA ., 2000].
- b) La teneur en eau à la mise en œuvre du sol TLH (traité au liant hydraulique) doit être supérieure à 90% de la Wopn du sol traité.
- c) Rc doit être supérieure à 1 MPa pour assurer la circulation sur chantier.
- d) Résistance à l'immersion au jeune âge  $\frac{R_{Ci}}{R_{C60}} \geq 0.80$  pour VBS<0.5 et  $\frac{R_{Ci}}{R_{C60}} \geq 0.60$  pour VBS>0.5.

Ou  $R_{C60}$  est la mesure de la résistance à la compression à 60 jours de cure normale à 20°C  
 $R_{Ci}$  est la mesure de la résistance apres 28 jours de cure normale puis 32 jours en immersion totale dans l'eau à 20°C.

Si on utilise la chaux seul il faut vérifier que

$$CBR_{4j} \geq 20 \text{ et } \frac{CBR_{4j}}{IPI} \geq 1$$

Les différentes méthodes de mesures du module élastique sont éditées dans le tableau III.4

**Tableau III.4 : Correspondance entre différentes méthodes de mesures mémento traitement des sols en place édité par Holcim.**

| Comportement sous essieu de 13 t aspect visuel  | IPI     | déflexion (1/100 mm) |               | module EV2* (MPa) (ou dynaplaque) | module de Westergaard K** (daN/cm <sup>3</sup> ) |
|---|---------|----------------------|---------------|-----------------------------------|--|
|   |         | matériau non traité  | sol traité LH |                                   |  |
| Circulation impossible, sol très déformable     | <= 3    | non mesurable        |               | <= 15                             | <= 3   |
| Ornière importante derrière l'essieu            | 3 à 6   | non mesurable        |               | 15 à 30                           | 3 à 5  |
| Pas d'ornière, mais sol déformable              | 6 à 10  | non mesurable        |               | 30 à 50                           | 5 à 6  |
| Pas d'ornière, mais sol peu déformable PF2      | 10 à 20 | < 200                | < 80          | 50 à 120                          | 6 à 7  |
| Pas d'ornière, mais sol très peu déformable PF3 | 20 à 50 | < 90                 | < 60          | 120 à 200 (1)                     | 7 à 15   |
| Pas d'ornière et sol non déformable PF4         | > 50    | < 50                 | < 50          | > 200 (1)                         | > 15   |

**Ordres de grandeur non contractuels** \* Mesuré par essai de plaque de D= 60 cm en 2 chargements.

\*\* Mesuré par essai de plaque de D=75 cm en 1 chargement différent de l'essai précédent. Il y a d'autres unités employées comme K (MPa/m) : 10 MPa/m = 1 daN/cm<sup>3</sup>.

(1) Pour ces valeurs l'essai de plaque n'a pas beaucoup de signification, il faut pratiquer alors l'essai à la dynaplaque II ou l'essai de déflexion.

Par ailleurs, des essais in situ pour la réception de la couche de forme, nécessite les recommandations selon le guide des terrassements routiers GTR :

Pour autoroute et piste d'aérodrome ont doit avoir un IPI > 20, Plateforme PF2 (plateforme2) ou arase AR2 (arase2) en plus des modules suivant : Modules EV2  $\geq$  80 , Le rapport EV2/ EV1 < 2 , déflexion  $\leq$  150.10<sup>-2</sup> mm avec matériaux non traités, déflexion  $\leq$  70.10<sup>-2</sup> mm avec matériaux traités

Ces conditions ont été vérifiées dans le projet Autoroutier Est-Ouest d'Algérie, lot Ouest planche d'essai de CDF (couche de fondation) en 2008. Le matériau traité est le tuf de Tafraoui, le ciment utilisé est le même que celui utilisé dans cette étude (ciment de Chlef), le pourcentage de ciment ajouté est de 3% et les modules obtenue EV1 est de 63.9 à 98.7MPa et EV2 de 112.5 à 155.2 MPa

#### A long terme :

Avoir des performances mécaniques à long terme NF P 94-102-1 (voir Figure III.1) :

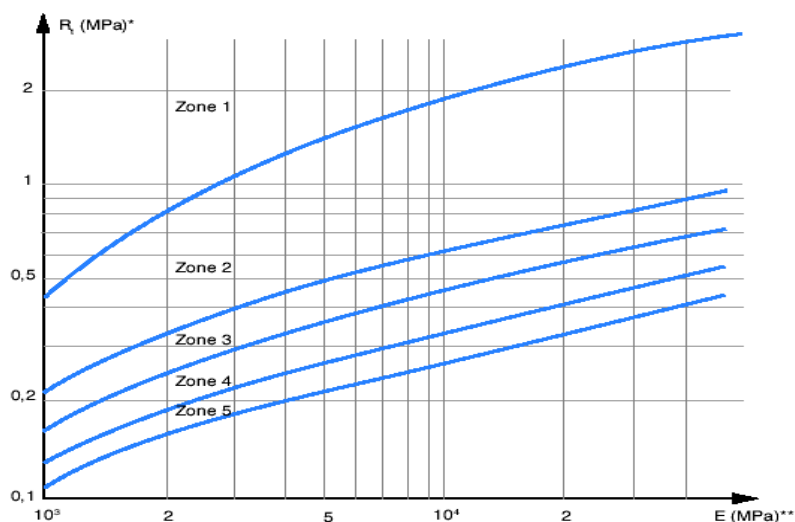
Elles sont définies par les valeurs après 90 jours de conservation et à 180j pour les liants à prise lente:

- Soit une résistance en traction ( $R_t$ ) directe ou en compression diamétrale ( $R_{tb}$ )
- Soit un module en traction  $E_t$  ou  $E_{tb}$ . On admet  $R_t = 0.8 R_{tb}$  et  $E_t = E_{tb}$
- La résistance à la traction,  $R_t$  (en MPa), est obtenue par l'essai de compression diamétrale, grâce à la relation suivante :

$$R_t = 0,8 \times R_{tb} = 0,8 \times (2 \times 10^{-2} \frac{F_r}{\pi \cdot \theta \cdot h})$$

Avec :

- $R_{tb}$  : la résistance à la compression diamétrale en MPa,
- $F_r$  : la force appliquée à la génératrice de l'éprouvette en N,
- $\theta$  : le diamètre de l'éprouvette en centimètres,
- $h$  : la hauteur de l'éprouvette en centimètres



**Figure III.1: Abaque de zone des matériaux de couche de forme traités aux liants hydrauliques (stabilisés) NF P 94-102-1.**

D'après la Figure III.1 on montre ce qui suit :

#### **Classement en Zones 1 à 5**

Ces classements correspondent respectivement aux classes de performances mécaniques attribuées aux matériaux traités dans les abaques ( $R_t$  ;  $E$ ) figurant dans les GTS 2000 (remblais ; couches de forme et couches d'assise de chaussée).

Les niveaux de performance sont croissants de la zone 5 à 1. Un classement en zone 5 ne permet pas de valider une réutilisation du matériau, les performances mécaniques étant alors considérées comme trop faibles.

Les classes mécaniques (Tableau III.10) servent au dimensionnement des ouvrages à réaliser.

Le critère de classement est le module de déformation caractérisant l'ensemble PST + couche de forme éventuelle, assimilée à un massif unique. Ce paramètre sera utilisé dans la modélisation et le dimensionnement suivant l'état hydrique et les conditions d'utilisation.



Pour une couche de forme, il faut parvenir au moins à la classe mécanique 5 (zone 5).

Le Tableau III.5 donne l'épaisseur de la couche de forme présentée dans la réunion des laboratoires départementaux de France 2008 ; [Roland et al ., 2008 ]. Cette méthode découle de la norme NF P 94-102-1.

**Tableau III.5 : Epaisseur de la couche de forme [Roland et al ., 2008 ].**

| Classe mécanique du matériau de CDF | Epaisseur de la couche de forme    |       |       |                                     |       |
|-------------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-------------------------------------|-------|
|                                     | Cas d'une arase AR1 20MPa à 50 MPa |       |       | Cas d'une arase AR2 50MPa à 120 MPa |       |
| Classe 3                            | *                                  | 30 cm | 40 cm | 25 cm                               | 30cm  |
| Classe 4                            | 30 cm                              | 35 cm | 45 cm | 30 cm                               | 35cm  |
| Classe 5                            | 35 cm                              | 50 cm | 55 cm | 35 cm                               | 45 cm |
| Classe de plateforme (PF) obtenue   | PF 2                               | PF3   | PF4   | PF 3                                | PF 4  |

L'arase  $AR_0$  n'est pas acceptable

**Tableau III.6 : Classification de l'arase module a long terme E [Abdo et al ., 2009].**

| Module (MPa)      | 20         | 50         | 120        | 200        |            |
|-------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Classe de l'arase | <b>AR0</b> | <b>AR1</b> | <b>AR2</b> | <b>AR3</b> | <b>AR4</b> |

NB : le module de déformation élastique in situ doit être supérieur à 20MPa.

Le module à long terme ci-dessus peut être assimilé au module à court terme, EV2 mesuré par essais de plaque ou équivalent à la Dynaplaque ou par déflexion, à la condition express que les mesures in situ soient effectuées sur des matériaux dont l'état est analogue (ou très voisin) à leur état à long terme, sous chaussée.

La classification des sols du point de vue portance est donnée aussi par la mesure du CBR (voir Tableau III.7).

**Tableau III.7 : classe de portance (CBR sans imbibition) [Abdo et al ., 2009].**

| Portance   | P0  | P1    | P2     | P3      | P4      | P5   |
|------------|-----|-------|--------|---------|---------|------|
| Indice CBR | < 3 | 3 à 6 | 6 à 10 | 10 à 20 | 20 à 50 | > 50 |

L'ordre des classes de portance des sols en fonction de l'indice CBR est donné aussi par le Tableau III.8 donnée par [Mosbah et al ., 2004].

**Tableau III.8 : classe de portance (CBR sans imbibition) [Mosbah et al ., 2004]**

| Classe de portance      | CBR (%)       |
|-------------------------|---------------|
| S0 portance très faible | CBR < 3       |
| S1 portance faible      | 3 < CBR < 6   |
| S2 portance moyenne     | 6 < CBR < 12  |
| S3 portance élevée      | 12 < CBR < 25 |
| S4 portance très élevée | 25 > CBR      |

#### III.4.4. Utilisation des sols fins traités en assise de chaussée

Les principaux paramètres jugeant l'adéquation d'un matériau pour une utilisation en assise de chaussée sont l'indice portant immédiat (IPI), la résistance en traction ( $R_t$ ) ou ( $R_{tb}$ ) et le module d'élasticité (E). Selon la norme française, l'essai Proctor (Normal et modifié) (NF P 94-093, 1997) et l'essai de traction (NF P 98-113, 1994). En effet, le passage d'un véhicule sur les couches de matériaux entraînent une sollicitation de type charge -décharge. Le matériau doit donc avoir une résistance minimale en traction, et être capable de se déformer sans se casser.

Dans la catégorie des sols fins traitable pour assise de chaussée seul les sols A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> sont concernés avec un VBS inférieure à 5 ;  $G_v < 5\%$  et  $R_{tb} > 0.2$  Mpa à 7jours à 40<sup>0</sup> en immersion [Ingles et al ., 1970] et l'IPI du sol traité doit être au minimum 20 lors de sa mise en œuvre ce critère est valable aussi pour couche de forme [GTS, LCPC-SETRA ., 2007]. La conception des chaussées à faible trafic en limons traités à la chaux et au ciment est définie dans le Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic (SETRA-LCPC/1981).

La classe mécanique selon la norme NF P 98 114-3 et l'épaisseur de la couche de forme du sol traité définissent la catégorie de la plateforme (arase). Le catalogue fourni des types de structure suivant le trafic, la catégorie de la plateforme est la classe mécanique du limon traité en couche de chaussée (LTCC). Le manuel prévoit une amélioration de la couche de forme suivant le tableau III.9 qui va supporter le corps de chaussée.

**Tableau III.9 : Amélioration de la couche de forme [Guide SETRA/LCPC,1981].**

| Portance         | Amélioration nécessaire                         |                   |
|------------------|---|-------------------|
|                  | Epaisseur de la couche de limon traité en place | Nouvelle portance |
| P=P0 CBR ≤ 3     | 35 cm   | P2                |
| P=P1 3 ≤ CBR ≤ 6 | 20 cm   | P2                |

Le manuel prévoit de déclasser les LTCC de deux classes pour une utilisation en couche de chaussée comme le montre le tableau III.10.

**Tableau III.10 : classes de résistance.  $E_t$ ,  $R_t$  des limons traités LTCC (extrait du Manuel de conception [Guide SETRA/LCPC,1981]) Norme P94-102-1.**

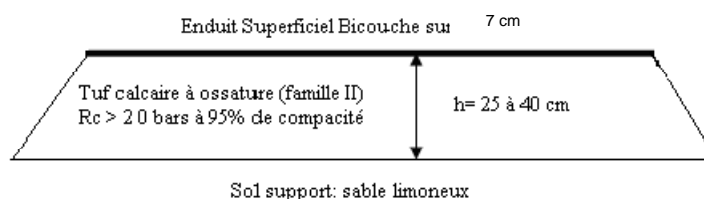
| Classe | GH, SH, CV | LTCC        |
|--------|------------|-------------|
| 1      | Zone 1     |             |
| 2      | Zone 2     |             |
| 3      | Zone 3     | Zone 1      |
| 4      | Zone 4     | Zone 2      |
| 5      | Zone 5     | Zone 3, 4,5 |

Pour une utilisation en assise, il faut parvenir au moins à la classe mécanique 5 (zone 4). On peut utiliser directement la norme P98-114-3 pour classer le matériau en assise de chaussée. Traditionnellement, les essais en laboratoire sont réalisés à des échéances réduites de 28, 60, 90 jours selon le type de liant utilisé. On affecte alors aux résultats, un coefficient de corrélation permettant d'estimer les résistances mécaniques à 360 jours (Tableau III.11), qui est la base du dimensionnement de chaussée.

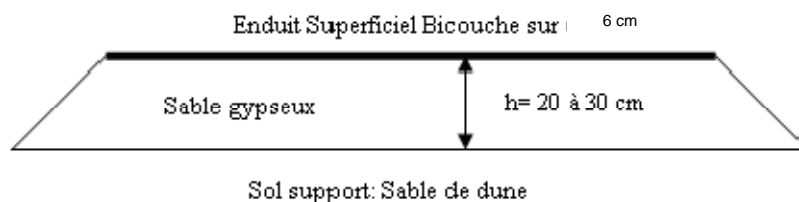
**Tableau III.11 : Echéances et coefficients de corrélation pour l'estimation des performances à 360j (NF P 98-113)**

|   | Age (jours) | $R_t/R_{t360}$ | $E/E_{360}$ |
|---|-------------|----------------|-------------|
| Laitier vitrifié brut ou pré broyé activé | 90          | 0.70           | 0.75        |
| Ciment normalisé (seul)                   | 28          | 0.60           | 0.65        |
| Liant spécial (routier (seul)             | 60          | 0.65           | 0.7         |
| Cendres volantes-chaux (seules)           | 90          | 0.65           | 0.75        |
| Mélange de liants                         | 90          | 0.70           | 0.75        |

Deux exemples de structure de chaussée en tuf calcaire et sable gypseux sont représentés dans la Figure III.2. La RN6 El-Khiter-Bougtoob sud de Saïda (courbe granulométrique contenue dans le fuseau « Beni Abbès ») ; RN16 El-Oued –Tougourt. (Courbe granulométrique Famille III) selon la classification les exemples sont cité par [Ouhachi M., 2007].



a) Profil en travers de la chaussée de la RN6 [Larabi, 1998] cité par [Ouhachi, 2007].



b) Profil en travers de la chaussée de la RN16 [Baslimane, 1994] cité par [Ouhachi , 2007].

**Figure III.2 : exemple de chaussée à faible trafic réalisé en tuf et en sable gypseux en Algérie.**

Les indications des Figures III.2.a et III.2.b sont définies comme suit :

a) Résistance à la compression simple 2 à 3 MPa. Nature du trafic - Trafic journalier moyen annuel de 1500 v/j - Pourcentage de poids lourds 40 à 50 % - Année de construction 1963 - Trafic supporté  $7 \cdot 10^6$  poids lourds en 30 ans de service. Plus de 30 ans après sa construction, la route garde un niveau de service appréciable : mise à part quelques déformations relativement importantes au niveau des bas-fonds et de la sebka, la déflexion reste inférieure à 100/100 mm. On note également la présence de fissures et d'ornières de faibles amplitudes.

b) Résistance à la compression simple varie de 1.0 à 1.5 MPa ; Teneur en eau sous revêtement 4 à 6 % ; Nature du trafic - Trafic journalier moyen 380 v/j - Pourcentage de poids lourds 50 % - Année de construction 1964 - Trafic supporté  $4 \cdot 10^6$  poids lourds. Après plus de 30 ans de service, sans entretien notable, structurellement, l'état général de la RN16 reste satisfaisant après des contrôles faites en 1984 et 2000 :

- En 1984, 96% des déflexions mesurées sont inférieures à 50/100 mm et les 4 % restants dépassent légèrement cette barre.
- En 2000, les déflexions n'ont quasiment pas évolué tandis que les fissures se sont aggravées.

#### III.4.5. Retraitement pour assise de chaussée

Dans le cas du retraitement des couches de chaussée on doit vérifier la faisabilité du retraitement par la détermination des caractéristiques du matériau à retraiter ; et vérification de la granulométrie si la courbe est discontinue (apport de correcteur).

Le dimensionnement se fait comme pour une chaussée neuve ; on reprenant les critères suivant :

- détermination du trafic.
- définition de la portance de la plateforme.
- définition de la classe du matériau traité fonction de  $R_t$  et  $E_{tb}$ .
- détermination de l'épaisseur de la couche retraitée suivant l'abaque de dimensionnement du manuel de conception.

### III.5 : Perturbateur de traitement des sols

De nombreux auteurs ont proposé des seuils de teneur en soufre afin de se prémunir de ces perturbations a priori. Le Tableau III.12 présente une synthèse des différentes valeurs de seuil qu'il est possible de trouver dans la littérature. Les seuils de perturbation les plus faibles sont de l'ordre de 0,05 % de soufre par kilogramme de matière sèche alors que les seuils les plus forts sont de l'ordre de 1 % de soufre par kilogramme de matière sèche. Ils diffèrent d'un auteur à l'autre en fonction du traitement utilisé, du type de sol, et de la forme du soufre. Par exemple, les sols argileux semblent présenter des valeurs seuils plus faibles que les sols limoneux ou marneux. Dans tous les cas, il apparaît qu'une concentration de plus de 1 % de soufre retrouvée dans les sols semble systématiquement problématique pour le traitement à la chaux et / ou liant hydraulique. Sherwood (1962) note que la résistance à la compression simple d'un sable n'est pas affectée par la présence de sulfate (concentrations comprises entre 0,25% et 3%), alors que, dans un sol contenant des particules argileuses, une faible concentration en sulfate (0,2%) peut entraîner une baisse des résistances de l'ordre de 50%.

On constate donc qu'il n'est pas possible de faire émerger un seuil unique. De plus, on peut ajouter que la notion de seuil peut être définie de plusieurs façons : d'une part, comme la concentration à partir de laquelle on détecte une influence mais le sol peut acquérir une certaine performance mécanique ; ou d'autre part, comme la concentration à partir de laquelle les performances mécaniques du matériau sont trop médiocres. Cela rend aussi l'analyse de ces problèmes compliquée, et il est ainsi difficile de faire émerger un seuil unique et équivoque.

Dans leur étude, Baryla et al. (2000) ont effectué des essais afin de mettre en évidence les phénomènes de gonflement liés à la présence d'ettringite. Des essais d'aptitude ont ainsi été réalisés selon la norme NF P 94-100. Les résultats des essais d'aptitude se corrélaient bien avec les teneurs en sulfure et en sulfate. En effet, les zones avec plus de 1 % de soufre total sont considérées comme inaptées au traitement retenu par cet essai.

**Tableau III.12 : Seuil de perturbation du traitement des sols par les composés soufrés [Tangi , 2010] .**

| Références                    | Stabilisants                                | Types de sol          | Minéraux argileux                                 | Forme du composé soufré         | Seuil                               |
|-------------------------------|---|-----------------------|---|---------------------------------|-------------------------------------|
| Sherwood (1962)               | Chaux                                       | % d'argile différent  |   |                                 | <0,25%                              |
| Dunlop et al. (1975)          | Ciment                                      |                       |   |                                 | <0,09%                              |
| Kujala et al. (1986)          | Ciment et gypse                             | Limon                 | Illite et chlorite                                | Gypse                           | <0,15%                              |
| Hunter (1988)                 | Chaux (4,5%)                                | Limon et argiles      | Sepiolite, montmorillonite, kaolinite             | Gypse                           | <1%                                 |
| Raja (1990)                   | Chaux (5%)                                  | Bentonite calcique    |   | Sulfate de Na, K, Mg, Al        | <0,05%                              |
| Perrin (1992)                 | Chaux                                       | Argiles               | Smectite, kaolinite, montmorillonite              |                                 | <0,03%                              |
| Mitchell et Dermatas (1992)   | Chaux                                       | Sable + 30% d'argiles | Kaolinite   | Sulfate de sodium et gypse      | <0,3%                               |
| Rajasekaran (1994)            | Chaux (3%)                                  | Argiles marines       | Montmorillonite, kaolinite, sepiolite             | Sulfate de calcium et de sodium | <0,2%                               |
| Petry (1994)                  | Chaux                                       |                       |   |                                 | <1%                                 |
| Sridhran et al. (1995)        | Chaux (6%)                                  | Black cotton          | Montmorillonite                                   | Sulfate de sodium               | <0,5%                               |
| Rajasekaran et al. (1997)     | Chaux (3%)                                  | Argiles marines       | Montmorillonite, chlorite, kaolinite, vermiculite | Sulfate de Na, K, Mg, Ca        | <0,05%                              |
| McCallister et Tidwell (1997) | Chaux                                       |                       |   |                                 | 0,01% à 0,5% risque faible à modéré |
|                               |   |                       |   |                                 | 0,5% à 1,2% risque modéré à sérieux |
|                               |   |                       |   |                                 | >1,2% risque très sérieux           |
| Wild et al. (1998)            | Chaux (6%)                                  | Kaolinite             |   | Gypse                           | 1%                                  |
| Wild et al. (1999)            | Chaux (6%) + scorie                         | Kaolinite             | Kaolinite, micas                                  | Gypse                           | 1%                                  |
| Baryla et al. (2000)          | Chaux (1%) + Liant hydraulique routier (8%) | Marne (A2)            |   | Pyrite et gypse                 | <0,1% adapté                        |
|                               |   |                       |   |                                 | 0,1 à 1% douteux                    |
|                               |   |                       |   |                                 | >1% inadapté                        |

### III.5.1 : Influence de la matière organique

Les acides organiques perturbent le traitement des sols, [Kuno et al ., 1989], Chen et Wang (2006). Les acides organiques (acide acétique, acides humiques, acides tanniques) empêchent la prise parce que le pH est trop faible pour former les produits cimentaires [Tremblay et al ., 2002]. Au-delà de 3% il y'a risque de perturbation (voir guide pratique Centre de recherche routière) ou NF P94.011.

Les huiles, les hydrocarbonées non miscibles, et le sucrose retardent la prise en enrobant les particules de ciment (ralentissement de l'hydratation), et sans affecter les résistances (Tremblay et al., 2002).

Il a été montré dans une étude de courbe Proctor de [Malkawi et al., 1999], [Holtz et al., 1996] cité par [Touiti, 2009] que l'ajout de matière organique abaissé la courbe avec un déplacement à droite et fait décroître le poids volumique du sol sec 25 % de réduction pour 20 % MO, vu que le poids volumique de la MO varie de 9 à 13 kN/m<sup>3</sup>.

### III.5.2 : Les fertilisants

Les fertilisants sont des substances utilisées en agriculture ou en horticulture pour enrichir un milieu de culture, comme le sol par exemple. Des études ont été réalisées Guichard (2006) sur un limon. Les données de cette étude montrent que les résistances à la traction brésilienne baissent avec l'augmentation des concentrations en nitrates et phosphates.

### III.5.3 : Les chlorures

La présence de chlorure améliore l'efficacité du traitement à la chaux d'argiles [Rajasekaran et al., 1997]. En effet, la résistance à la compression simple d'un échantillon de sol traité à la chaux et au chlorure de sodium est triplée par rapport au sol non traité.

Le tableau III.13 présente une synthèse des différents perturbateurs.

**Tableau III.13 : Les perturbateurs et leurs effets cités par le GTS, (LCPC-SETRA, 2000).**

| Perturbateur             | Effet sur le traitement des sols  |
|--------------------------|---|
| Les matières organiques  | Consommation des produits de traitement permettant l'augmentation du pH au détriment des réactions de cimentation |
| Les sulfates et sulfures | Formation d'espèces cristallines provoquant un gonflement du sol  |
| Les chlorures            | Accélérateurs de prise et formation de phases gonflantes  |
| Les phosphates           | Inhibiteurs ou retardateurs de prise  |
| Les nitrates             | Inhibiteurs ou retardateurs de prise  |

### III.6 : Mise en œuvre des sols traités

#### III.6.1 : Préparation du sol (phase non systématique) :

On scarifie le sol dans le but de :

- Éliminer les gros éléments pouvant entraver le malaxage.
- Aérer ou humidifier le sol selon son état hydrique initial.

#### III.6.2 : Matériel et méthodes utilisées:

Le matériel utilisé est indiqué dans les Photos III.1 et III.3 à III.6



**Photo III.1 : Matériel utilisé : - Ripper. - Herse. – Charrue [CIFATP, 2001].**

#### Cas des (petits) chantiers « rustiques »: ciment en sacs

Aujourd'hui, la livraison d'un liant en vrac constitue la règle. Pour certains chantiers, de petites tailles ou d'accès difficiles, il peut s'avérer nécessaire de livrer le liant en sacs, lesquels doivent évidemment être stockés à l'abri de l'eau.

Cette méthode est devenue exceptionnelle dans les pays développés, où elle ne concerne plus que des petites réalisations, pour lesquelles il n'est pas exigé un dosage du liant nécessairement très précis. L'épandage se fait à la niveleuse



**Photo III.2 : livraison en sac pour petit chantier (difficile d'accès) [Abdo, 2001].**



Pour les chantiers plus importants où la précision du dosage est nécessaire, on utilise des épandeurs à dosage volumétrique asservi à la vitesse très courants, comportent un tambour alvéolaire ou un tapis extracteur dont le débit est lié à la vitesse de translation de l'engin. On notera aussi l'existence, récente, de matériels à largeur d'épandage variable.



**Photo III.3 : épandeur à dosage**[Abdo, 2009].

La quantité de liant à épandre par unité de surface  $Q$  (en  $\text{kg}/\text{m}^2$ ) est donnée par la relation suivante:

$$Q = e \cdot \rho_d \frac{d}{100 - d}$$

Où :  $d$  est le dosage en liant visé (masse de liant sur masse de sol sec, en %),  
 $e$  est l'épaisseur de la couche de sol en place à traiter,  
 $\rho_d$  est la masse volumique sèche au sol en place juste avant traitement (en  $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

**Malaxeurs à outils fixes :** Ces matériels sont utilisés essentiellement pour :

- des traitements relativement « grossiers » de sols pour corps de remblais ;
- des prétraitements à la chaux de sols argileux très humides.

Les différents types d'engins adaptés à ces opérations sont les suivants :

Charrues à disques : jusqu'à 20cm de profondeur

Charrues à socs : jusqu'à 50cm de profondeur

- **Bouteurs et niveleuses :** Un malaxage sommaire est parfois effectué avec ce genre d'engin. L'emploi d'une lame munie de dents donne un meilleur résultat que celui d'une lame simple.

**Malaxeurs à outils animés (pulvimalaxeurs) :** Schématiquement, un pulvimalaxeur est constitué d'un ensemble tracteur monté sur roues et d'un malaxeur constitué d'un rotor à axe horizontal perpendiculaire au sens d'avancement de l'engin, tournant à l'intérieur d'une chambre de confinement.



**Photo III.4 : Malaxeurs à outils animés (pulvimalaxeurs) [Abdo, 2009].**

#### **Autres matériels à outils animés**

Ce sont essentiellement les roto bêches, matériels tractés, dont la profondeur de malaxage se situe entre 25 et 35 cm. Ces matériels conviennent plus particulièrement pour le traitement des sols très cohésifs et humides, ainsi que pour les chantiers exigus (élargissement par exemple).



**Photo III.5 : les roto bêches, matériels tractés[Abdo, 2009].**

#### **Centrales de malaxage**

Les sols non ou peu cohésifs se prêtent aisément au passage en centrale. Par contre, les sols possédant une argilosité élevée posent problème car ils sont collants. On admet généralement que les sols répondant aux spécifications ci-après peuvent être traités en centrale sans qu'il soit nécessaire d'apporter des modifications à la centrale:

$$D_{\max} \leq 50 \text{ mm} \quad I_p \leq 12 \text{ ou } VBS \leq 2,5.$$

Des sols plus plastiques peuvent être traités en centrale:

- soit après prétraitement en place à la chaux;
- soit à condition de procéder à divers aménagements de la centrale.

Par ailleurs, dès que la teneur en fines est notable (plus de 5 % environ) et/ou l'argilosité sensible, il est très fortement recommandé de choisir une centrale à dosage pondéral, car les écoulements sont toujours quelque peu irréguliers en volume.

### III.6.3 : Types d'installations de malaxage

**A. Installations mobiles** : La grande centrale mobile constitue un premier type de matériel. Elle contient tous les accessoires nécessaires au traitement des sols et est montée sur un châssis pouvant être tracté par un camion. Le montage et le démontage s'effectuent assez rapidement car tout est pliable et rotatif.



A)

B)

**Photo III.6 :A) installations mobiles (malaxeur intégré)  
B) installations constituées d'éléments séparés**[Abdo, 2009]

### B. Installations fixes

Il s'agit d'une approche industrielle du traitement des sols. Les installations fixes de traitement s'attachent spécifiquement à faire des sols traités un produit aux caractéristiques bien définies dont la variabilité est sous contrôle.

Dans ces installations, les terres sont criblées, éventuellement broyées et malaxées avec le produit de traitement.

La production des terres traitées peut également être combinée à d'autres activités comme la production de matériaux de recyclage.

### Matériels de réglage

Les niveleuses sont employées pour :

- le pré-réglage sur tous les types de chantiers ;
- le réglage final sur les chantiers courants (qui représentent la majorité des cas).

Ces machines sont très fréquemment guidées électroniquement, par fil et capteurs ou par référence laser.

Sur les grands chantiers (autoroutes, pistes d'aviation) où les tolérances de nivellement sont très serrées, le réglage final est généralement effectué à l'auto grade, guidé sur fil ou, de plus en plus souvent électroniquement. Les raboteuses sont également employées, surtout pour des surfaces moins importantes ; elles sont guidées par laser ou par GPS différentiel.

### Conclusions:

Les sols plastique sont traité à la chaux si  $I_p > 20$  suivant la GTR 2000. Les réactions de la chaux sont des réactions exothermiques et permettent d'assécher le sol. On aura floculation du sol traité et amélioration de ces caractéristiques de plasticité et de compactage.

On obtient après traitement un aplatissement et déplacement de la courbe Proctor vers des teneurs en eau plus grande et diminution de la densité sèche [GTR, 2000] ; [Tangi , 2010] ; [Roland et al ., 2008]. La courbe Proctor devient moins sensible à la teneur en eau. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la forte demande en eau après l'ajout de ces liants en vue de dissocier le  $\text{Ca(OH)}_2$  pour produire des ions  $\text{Ca}^{2+}$  nécessaires pour les réactions d'échange cationique et pouzzolanique.

Le traitement au ciment est destiné aux sols limoneux ; il améliore la portance du sol traité. La quasi totalité des résistances est obtenue à 28 jours. Nous obtenons une amélioration de l'IPI pour une utilisation en remblai ou en PST. Par ailleurs nous aurons une amélioration de la résistance à la compression et à la traction et augmentation du module élastique pour une utilisation en couche de forme ou de chaussée.

Le matériel de mise en œuvre des sols traités à connu un progrès significative nous citerons par exemple pulvimalaxeurs qui pulvérise et malaxe le sol à l'avancement. Cette avancé dans le matériel permet de métrisé la technique de mise en œuvre.

**Chapitre IV : Aspect expérimentaux des sols traités aux liants hydrauliques.**

### IV.1 : Effets du compactage sur la stabilisation des sols

Le compactage est la densification mécanique qui réduit la porosité des sols (pré chargement) pour changer leurs caractéristiques de portance afin de les rendre moins déformable sous le passage des charges. Quand l'énergie de compactage augmente la densité augmente et par suite la résistance du sol. Il réduit la perméabilité des sols compactés. il peut réduire voir éliminer les risques de tassements.

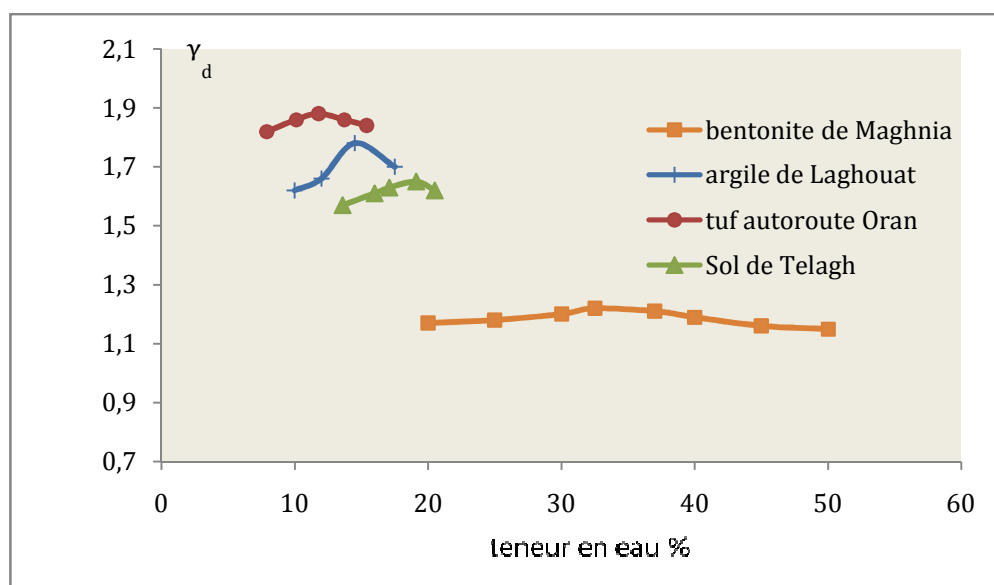
Le compactage est fonction de quatre paramètres :

-La masse volumique du sol sec ;

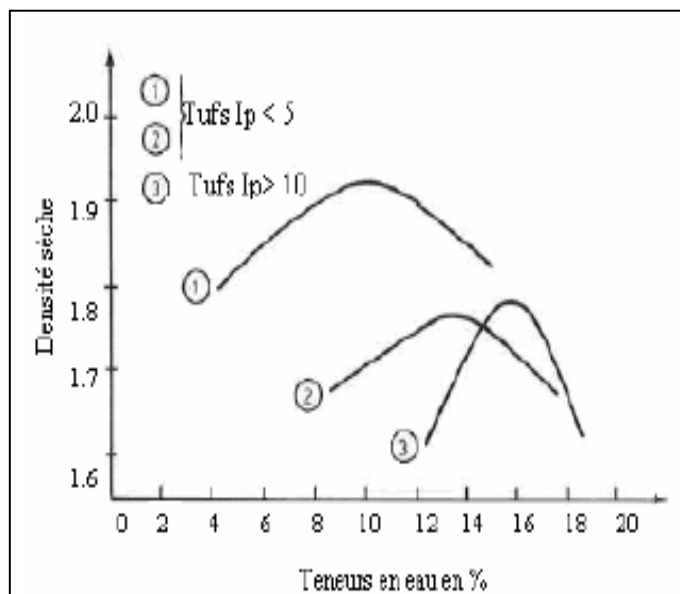
-La teneur en eau (W) ;

-L'énergie et le mode de compactage le meilleur compactage est le compactage dynamique en comparaison avec le statique ou le vibro-statique [Bahar et al., 2009], sur chantier on réalise une planche d'essai pour déterminer le nombre de passe, la fréquence (suivant la fréquence propre du sol, amplitude des vibrations) pour cela il faudra utiliser plusieurs combinaisons [CITIC-CRCC, 2008] en relation avec les résultats de l'essai Proctor réalisé au laboratoire. Les vérifications du compactage sont réalisées sur chantier par les essais de plaque, gamma densimètre, vérification topographiques (épaisseur de la couche foisonnée par rapport à la couche compactée).

-Le type de sol : L'influence de la nature du sol à des conséquences sur la densité sèche et sur l'allure de la courbe de compactage sur la Figure IV.1 nous pouvons constater des différences très importantes dans le comportement des sols vis à vis du compactage suivant la nature du sol.



a) exemple de courbe de compactage suivant la nature du sol Ikhlef 2011 UDL Sidi Bel Abbès. [Ikhlef, 2011].



b) Courbes Proctor suivant l'Ip (Colombier 1988)

**Figure IV.1 : Courbes Proctor suivant la nature du sol et l'Ip.**

On remarque sur le (Tableau IV.1) que la nature du sol à une influence importance sur la courbe de compactage.

**Tableau IV.1 : influence de la nature du sol sur la densité sèche et sur l'allure de la courbe de compactage.**

|                      | $\gamma_{dopn}$ | W %  | Courbe      |
|----------------------|-----------------|------|-------------|
| Bentonite de Maghnia | 1.22            | 34   | Très Etalée |
| Argile de Laghout    | 1.78            | 14.5 | En cloche   |
| Tuf autoroute Oran   | 1.88            | 12.1 | Peut Etalée |
| Sol de Telagh        | 1.65            | 19   | En cloche   |

La bentonite à un comportement vis-à-vis du compactage très différent des autres argiles .Le pourcentage de passant à  $80\mu$  dépasse les 80% et son  $I_p$  est 93, sa densité sèche est faible par rapport au tuf et à l'argile elle est moins sensible à la teneur en eau.

➤ Seed et al cité par [Azouz, 2006] ; [Hachichi et al .,1999] ; [Gueddouda,2005] ont tous conclu que le gonflement final est plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour les échantillons reconstitués par compactage dynamique donc le type de compactage à une influence sur ces caractéristiques mécaniques.

➤ la granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité.

Le comportement du sol dépend de la teneur en argile cela à été mis en évidence par [Martin et al , 1957], [Muondo-Ondoa , 1979], [Daskalova ,1980] et [Istvan ,1990] qui ont travaillé sur des sols reconstitués de sable et d'argile à différent pourcentage ils ont conclu que les caractéristiques  $\gamma_{dopm}$  augmentent avec le pourcentage d'argile (voir Figure V.11). Les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques [Vénuat , 1980] améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage.

selon Petry et Berger cité par [Dadouch , 2011] se sont intéressés, non seulement, à l'effet de la teneur en eau de compactage, mais aussi à l'effet de la densité sèche sur la résistance à la compression simple atteinte après 28 jours de cure sur trois sols argileux plastiques différents ( $W_L=79\%$ ,  $50\%$  et  $39\%$  et  $I_p = 52\%$ ,  $28\%$  et  $22\%$ ) traités à leur PFC (point fixe chaux) respectif ( $10\%$ ,  $6\%$  et  $5\%$  de chaux). Leurs résultats indiquent que la résistance à la compression simple est maximale lorsque les sols présentent une densité sèche maximale, et donc, lorsqu'ils sont compactés à leur optimum Proctor. Leurs résultats (dans le cas des sols 2 et 3) montrent aussi, par opposition à ceux de Perret [Perret, 1977], (voir Figure IV.3) qu'un compactage du côté humide semble être plus pénalisant en termes de résistance qu'un compactage du côté sec, bien que les densités sèches du côté humide soient plus fortes que celles du côté sec. Ces mêmes résultats on les retrouve dans l'étude de A. Verhasselt cité par [Morel, 1984] sur deux limons le premier traité à  $1.5\%$  de chaux et  $7\%$  de ciment et le deuxième traité  $1.5\%$  de chaux et  $6\%$  les résistances maximales sont du coté sec par rapport a  $W_{OPM}$  (voir Figure IV.2). Ces différence sont probablement dut à la méthode de préparation des échantillons à leurs microstructures et en fonction du pourcentage de liant ajouté.

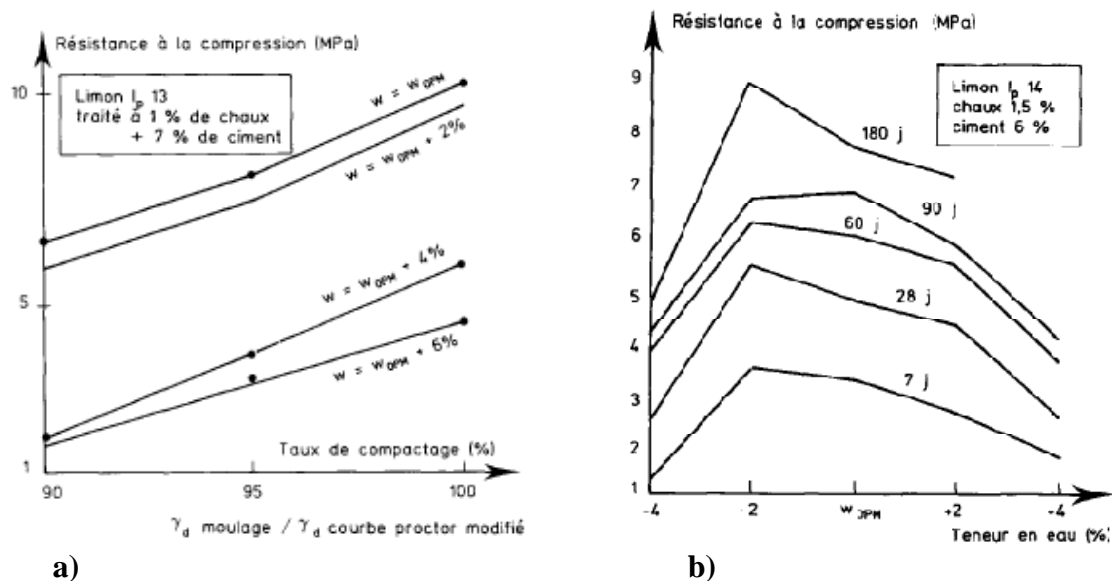
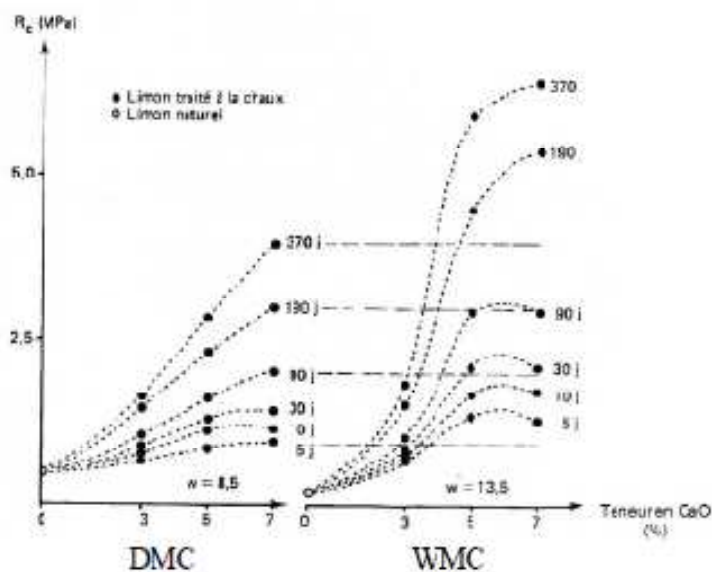


Figure IV.2 :a) résistance à la compression à 180 jours en fonction du taux de compactage pour différents teneurs en eau A. Verhasselt [Morel, 1984].

b) Influence de la teneur en eau de compactage. Résistance à la compression simple en fonction de la teneur en eau, et différent âges





**Figure IV.3 : Effet de la teneur en eau de compactage (densité maximale à gauche, c'est-à-dire  $W = 8,5 \%$  et teneur en eau maximale à droite, c'est-à-dire  $W = 13,5 \%$ ), du temps de cure (précisé à droite des courbes) et de la teneur en chaux sur la résistance à la compression simple d'un limon [Perret, 1977].**

Des travaux de recherche sur des argiles compactées ont montré que du côté sec de l'Optimum, la structure des sols est indépendante de la méthode de compactage [Seed et al., 1959]; [Juang et al, 1986]; [Holtz et al., 1996]. Par contre, du côté humide, la méthode de compactage a un effet important sur la structure du sol, sur sa résistance et sur sa compressibilité [Prapaharan et al., 1991]. Ainsi, au cours du compactage, les produits fins s'arrangent mieux grâce à leur action de lubrifiant, ce qui entraîne l'augmentation de la masse volumique sèche [Phan T.S.H, 1993]. Des résultats similaires sont montrés par plusieurs chercheurs sur l'augmentation de la densité en fonction de l'énergie de compactage [Costet et al., 1981, Arquie, 1972; Cabot et al, 1993; Delage, 2001; Ouhachi, 2007; Sivrikaya et al., 2008].

Tangi, 2010 a traité le sable de Bouer traité une fois à 6% de CEM I et l'autre à 6% de CEM II la teneur en eau à l'optimum Proctor diminue à une valeur d'environ 10% et la masse sèche augmente à  $1.83 \text{ Mg.m}^{-3}$  lorsque on passe du sable au sable traité au ciment (Figure IV.4).

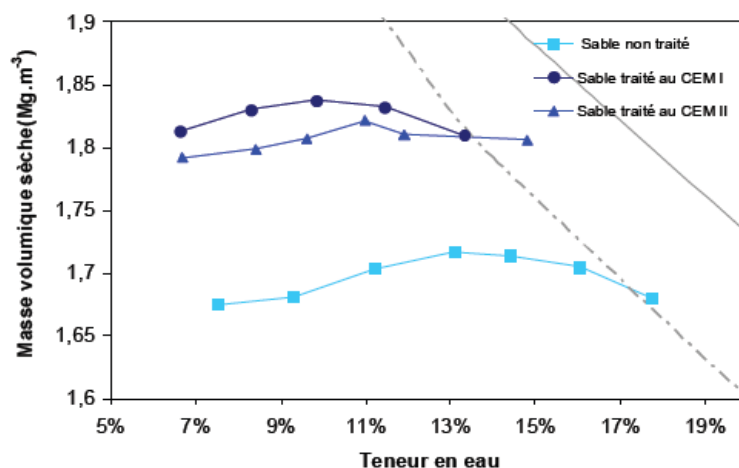


Figure IV.4 : Courbe Proctor du Sable de Bouër traité au ciment.

✚ Dans le même cadre de cette étude [Tangi, 2010] à traité le limon du Val d'Europe (1.5% chaux+6% CEM I et 1.5% chaux+6% CEM II) Après traitement, quel que soit le ciment utilisé, la teneur en eau à l'optimum Proctor à augmenté à 21 % et la masse volumique à diminuer à 1,67 Mg.m-3 (Figure IV.5).

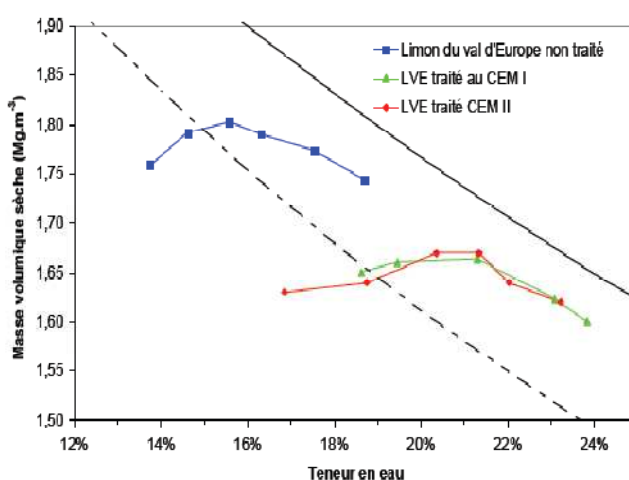


Figure IV.5 : Courbe Proctor du limon du Val d'Europe traité et non traité.

Le comportement, lors du compactage d'un sol traité au liant hydraulique, est peu modifié comparé au traitement à la chaux. L'optimum de teneur en eau est décalé vers les teneurs en eau plus fortes et la masse volumique sèche est équivalente ou légèrement plus faible, lorsque l'on traite un sol au liant hydraulique. La Figure IV.6 montre le comportement du sol traité à 1% de chaux plus 5% de ciment présenté lors de la Réunion des laboratoires départementaux de France par [Roland et al ., 2008].

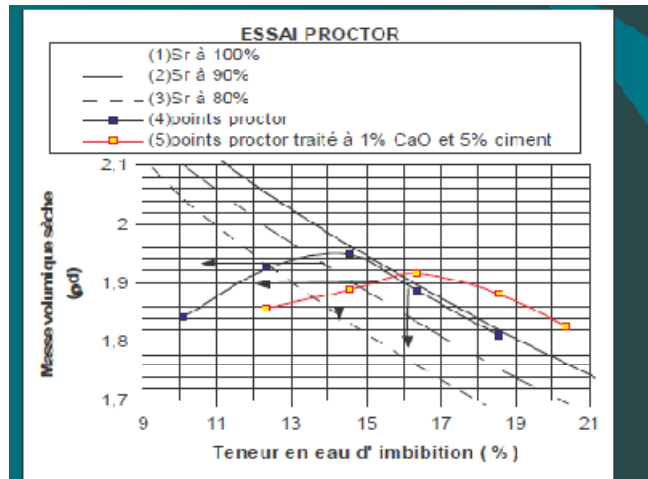


Figure IV.6 : Evolution de la courbe Proctor d'un sol traité à 1% de chaux et 5% de ciment [Roland et al ., 2008].

Dans le cas de l'étude du déblai de l'autoroute Est Ouest Algérie [LTPO,1998] classé en  $A_{2m}$  qui a été traité à la chaux à 1 ; 2 ; 3 ; 4% à partir des courbes Proctor obtenues nous remarquons un déplacement des courbes vers la droite et une diminution de la densité à partir d'un dosage en chaux de 3%. ces résultats confirme ceux obtenus par [Roland et al ., 2008; GTS, 2000 ;Cabane, 2004] .

✚ Dans la figure IV.7 [Osula, 1996] à donner les résultats de l'évolution de la teneur en eau optimale d'un sol argileux traité soit à la chaux, soit au liant hydraulique en fonction du taux de liant ajouté.

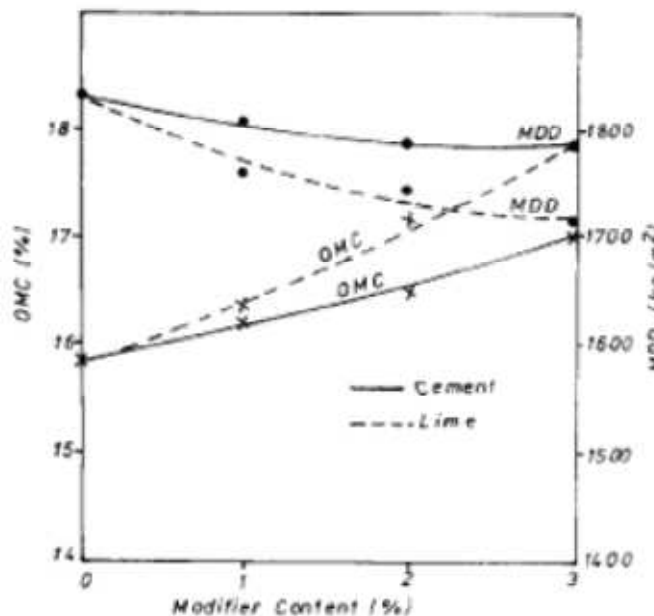
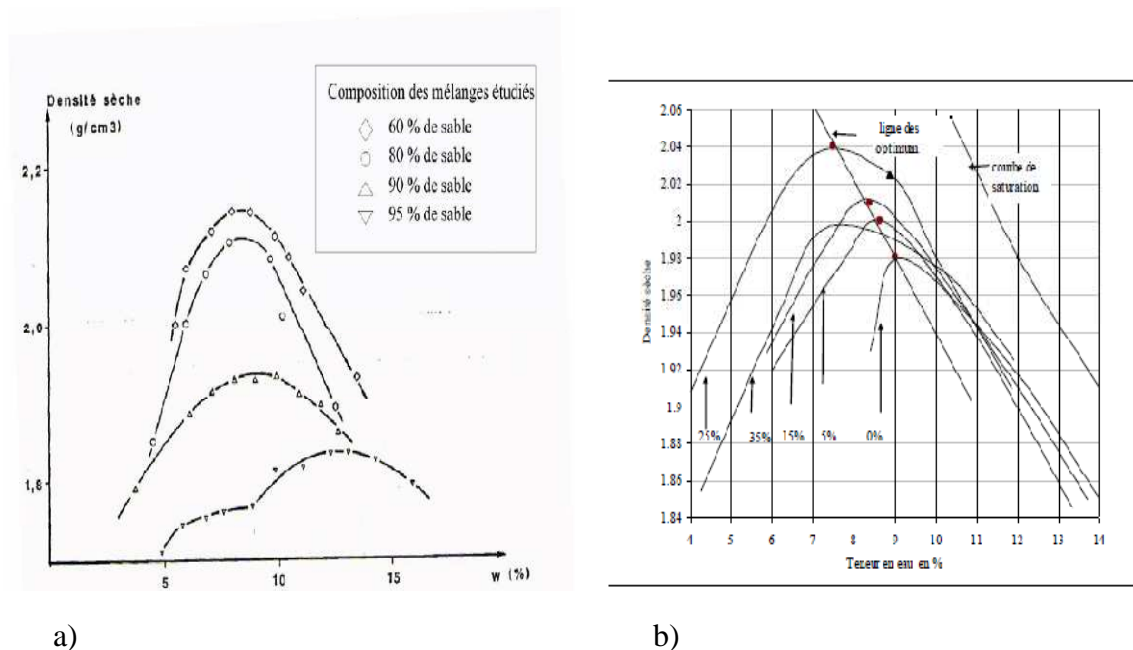


Figure IV.7 : Évolution de la teneur en eau optimale (OMC) et de la masse volumique sèche optimale (MDD) [Osula, 1996].

✚ Dans la Figure IV.8 [Istivan, 1990] cité par [Cabane, 2004] donne l'évolution de la courbe Proctor en fonction du mélange sable argile. [Ouhachi, 2007] donne l'évolution de la même courbe avec un mélange de sable et de tuf.



**Figure IV.8 : a) Influence de la teneur en eau sur la densité de différents mélanges de sables et d'argiles selon le protocole du Proctor modifié [Istivan, 1990]. b) Influence de l'ajout de sable sur les courbes Proctor modifié stabilisation du tuf calcaire de Bechar par ajout de sable de dune [Ouhachi, 2007].**

Les observations qu'en peut faire sur La figure IV.8 montrent l'évolution de la densité sèche. Deux observations peuvent être faites :

- La densité sèche maximale s'accroît avec la teneur en argile quand la teneur en sable augmente, le sol devient plus sensible à la teneur en eau optimale, c'est-à-dire qu'une variation de la teneur en eau autour de l'optimum provoque une diminution importante de la densité.
- Dans le même sens que les argiles sont des correcteurs granulométrique, les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques [Vénuat, 1980] améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage et de l'essai de portance immédiat

## IV.2 : Effets du traitement au liant sur les limites d'Atterberg et VBS

Plusieurs études ont permis d'observer les changements causés par l'ajout d'un liant, cependant les conclusions sur les limites de liquidité et les limites de plasticité ne sont pas compatibles [Osula, 1996 ; Al Rawas et al., 2005]. En effet, le changement des limites de consistances en présence de liants est communément dû à l'effet de floculation et d'agrégation des particules après avoir ajouté des additifs chimiques [Brandl, 1981].

Rahman (1987) a trouvé que les limites de plasticité et de liquidité de la latérite augmentent avec la teneur en chaux, l'augmentation de limite de plasticité est néanmoins plus lente que celle de la limite de liquidité. Il a aussi indiqué que l'indice de plasticité diminue au fur et à mesure que la teneur en chaux accroît. L'effet de la chaux sur les limites d'Atterberg a été exploré par Douglas 1991, ses résultats montrent que la limite de liquidité diminue et la limite de plasticité augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux.

La relation entre l'indice de plasticité et le temps de durcissement de sol traité à la chaux éteinte a été étudiée, et l'indice de plasticité diminue beaucoup après le durcissement [Lin et al, 2007].

Il est clair que les modifications des limites dépendent de la quantité d'argiles, de limons et de sables. Le traitement à la chaux peut diminuer la teneur en eau des sols plastiques, neutraliser et flocculer les argiles. Il s'ensuit une diminution de l'indice de plasticité ( $I_p$ ), une augmentation de la limite de plasticité et de liquidité selon l'étude de Dupraz et al ., 2004.

Plusieurs auteurs [Osula , 1996; Al-Rawas et al, 2005; Rahman, 1987] ont étudié l'influence du ciment sur les limites d'Atterberg. [Osula , 1996 ; Al-Rawas et al ., 2005] ont trouvé que la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent avec la teneur en ciment, mais la limite de plasticité augmente. Rahman 1987, a indiqué que la limite de liquidité augmente avec la teneur en mixture (ciment et chaux), et cela contredit les résultats de [Osula, 1996 ; Al-Rawas et al .,2005].

Afès. et al ., 2000 , ont étudié l'argile de Mila qui à été traité à 3% et à 6% de chaux au terme de cette étude l'argile à été reclassé en limon peut plastique par traitement à 3% de chaux ils ont montrés que le traitement pouvait être arrêté à 3% puisqu'a 6% on ne gagne rien en terme de diminution de plasticité on rappelle qu'a 0%  $I_p = 23$  et  $VBS = 10$  alors qu'a 3%  $I_p = 13$  et  $VBS = 5.6$ .

L'ajout de la chaux ou du ciment à un sol argileux s'accompagne d'une diminution de la limite de liquidité ( $W_L$ ), d'une augmentation de la limite de plasticité ( $W_P$ ) et par conséquent d'une diminution de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) [Abdulkader ,2002 ; Akoto et al ., 1981] ; Bell ,1996 ; Attoh-Okine , 1990 ; Osula , 1996 ].

Par contre pour un sol limoneux, on observe les phénomènes contraires pour la limite de liquidité et celle de plasticité [Brandle, 1981 et Ho C et al ., 1963] ont montré une augmentation de la limite de plasticité d'une montmorillonite avec la quantité de chaux jusqu'à une valeur optimale qu'ils qualifient de point de rétention. Pour des quantités de chaux plus élevées, ont observé une stabilisation de la limite de plasticité.

La limite de plasticité de la montmorillonite augmente avec l'ajout de la chaux jusqu'à 4% puis commence à décroître [BELL, 1996 et BELL ,1994]. Avec la kaolinite, l'indice de plasticité diminue à partir de 2% de chaux. La limite de liquidité augmente jusqu'à l'ajout de 2% de chaux pour la kaolinite. Cette dernière continue de croître jusqu'à l'ajout de 8% pour la montmorillonite.

Au regard de ces résultats de la littérature, on conclut que la chaux influence plus la consistance du sol que le ciment. La limite de liquidité croît ou décroît selon les cas de figure. Les variations de la limite de plasticité sont beaucoup tributaires de la minéralogie de l'argile et du temps de cure [San L H, 2000].

La résistance diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité. C'est ce qui est montré par une étude [Walker, 1995] d'un sol constitué d'un mélange d'argile et de sable de rivière avec 5 ; 6.7;10% de ciment. Cette étude conclut à des recommandations qui sont résumées dans le Tableau IV.2. Il conclut aussi à l'augmentation de  $\gamma_{sec}$  et de la résistance pour les dosages de 10%.

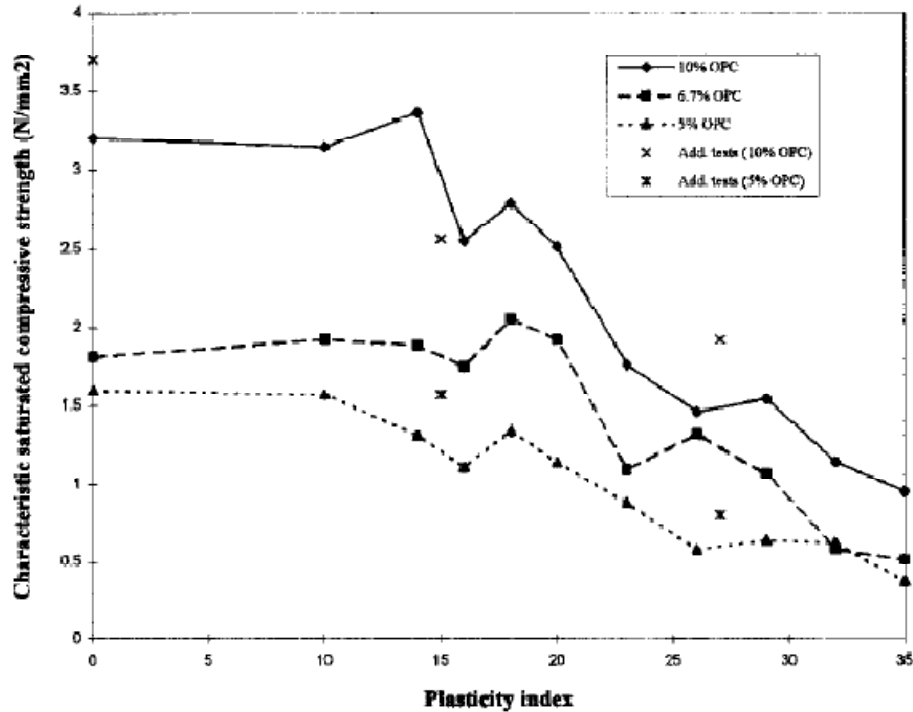


Figure IV.9 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'indice de plasticité [Walker, 1995].

Tableau IV.2 : Dosage recommandé en ciment suivant  $I_p$  d'après [Walker, 1995].

| $I_p$ | Volume recommandé  |                    |                    |
|-------|--------------------|--------------------|--------------------|
|       | 1N/mm <sup>2</sup> | 2N/mm <sup>2</sup> | 3N/mm <sup>2</sup> |
| <15   | 5%                 | 7%                 | 10%                |
| 15-20 | 5%                 | 10%                |                    |
| 20-25 | 6.5%               |                    |                    |
| 25-30 | 8.5%               |                    |                    |
| 30-35 | 10%                |                    |                    |
| >35   |                    |                    |                    |

Bigot, 2000 donne dans le Tableau IV.3 la susceptibilité au gonflement des sols suivant l'Ip.

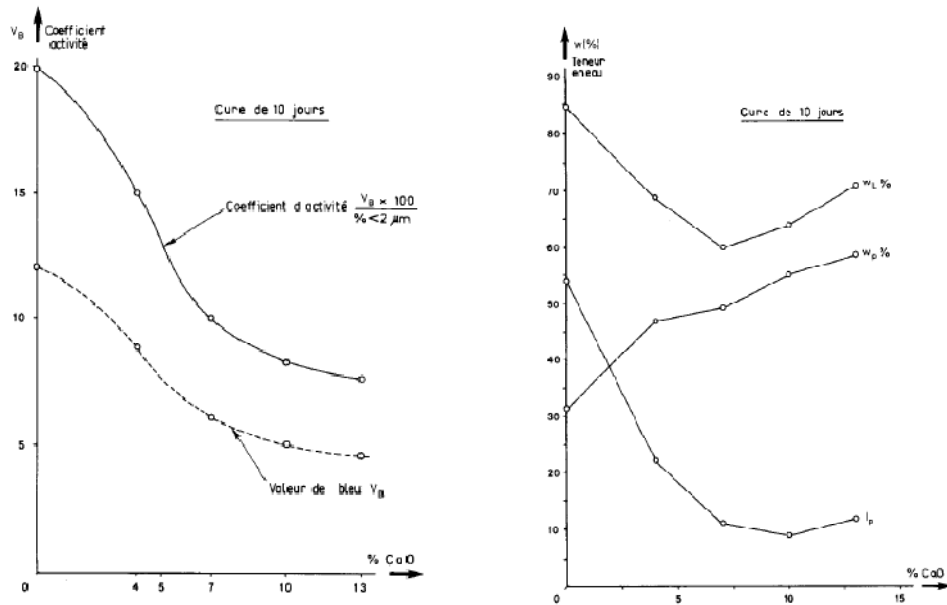
**Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des paramètres d'identification des sols susceptibles de variation de volume d'après [Bigot, 2000].**

| Paramètres d'identification |  |                    | Susceptibilité de variation de volume du sol |
|-----------------------------|--|--------------------|--|
| Indice de plasticité (%)    | Pourcentage de passant au tamis de 80 µm | Valeur de bleu VBS |  |
| >30%                        | >90%                                     | >6                 | forte  |
| 15<Ip<30                    | >50%                                     | 2<VBS<6            | moyenne                                      |
| <15                         | <50%                                     | <2                 | faible                                       |

**Tableau IV.4 : Classification des sols en fonction de la valeur du bleu de méthylène cité par [Mellal., 2009]**

| Valeur au bleu        | sensibilité | Note |
|-----------------------|-------------|------|
| $V_{bs} < 2.5$        | faible      | 1    |
| $2.5 \leq V_{BS} < 6$ | Moyenne     | 2    |
| $6 \leq V_{bs} < 8$   | Forte       | 3    |
| $V_{bs} > 8$          | Très forte  | 4    |

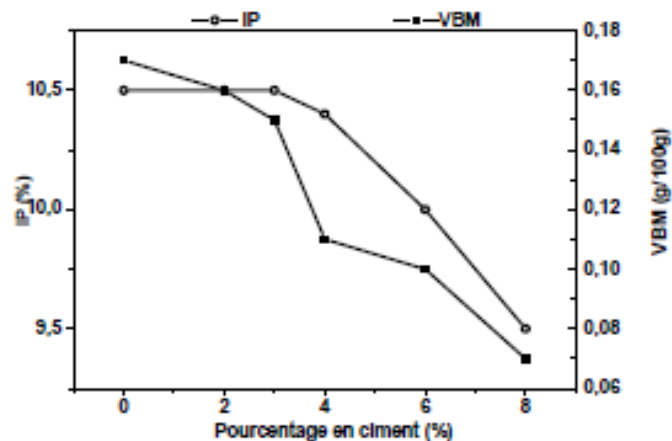
Delfaut, 1990 a étudié en laboratoire une argile très plastique ( $I_p = 54$ ), classée en  $A_4$ , si l'on retient le critère des limites d'Atterberg, Les figures IV.10 montrent l'évolution des limites d'Atterberg et de la valeur de bleu de méthylène au terme de dix jours. On constate que l'évolution  $W_L$  en fonction du % CaO présente un minimum autour de 7 % de CaO, ce qui n'est pas le cas de l'évolution  $W_P$  en fonction du % CaO qui est continûment croissante entre 0 et 13 % de CaO. L'indice de plasticité chute de 54 à 10 entre 0 et 7 % de chaux vive et reste sensiblement constant entre 7 et 13% de chaux vive. Le taux de chute important de la plasticité prouve l'action déterminante de la chaux vive dans le traitement de l'argile plastique. Il en est de même pour la courbe VB en fonction % CaO pour laquelle l'indicateur de la plasticité qu'est l'absorption du bleu de méthylène dans ce type d'essai passe d'une valeur de 12 à 4,5 pour 13 % de CaO. On notera qu'à 5 % de CaO, valeur retenue pour la confection d'éprouvettes à des fins d'écrasement, l'argile est classée en  $A_2$



**Figure IV.10 : Variation de la plasticité de l'argile en fonction du pourcentage de chaux vive [Delfaut ,1990].**

Une étude sur un sol latéritique du Burkina Faso traité au ciment étudié par [Younoussa, 2008] les résultats obtenus sur la plasticité sont représentés sur la Figure IV.11 ou nous observons des diminutions du VBS et de l'Ip. La fraction argileuse diminue avec ajout de ciment. L'indice de plasticité et la valeur au bleu de méthylène diminuent avec l'ajout du ciment.

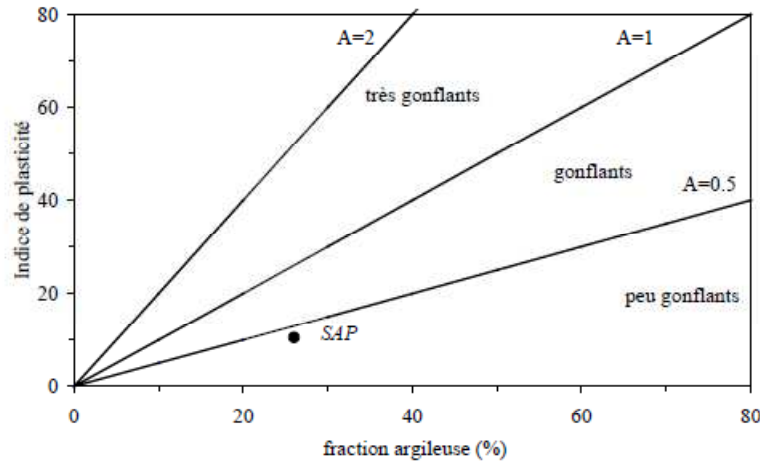
L'ensemble de ces résultats s'explique en grande partie par la réaction d'échange cationique entre l'échantillon brut et les cations  $Ca^{+2}$  libérés durant l'hydratation du ciment. La réaction pouzzolanique impliquant la fraction argileuse est aussi responsable de la réduction de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène notamment pour des pourcentages de ciment  $\geq 6\%$ .



**Figure IV.11 : Effet du traitement sur la plasticité par [Younoussa , 2008]**



D'autres auteurs [Djedid et al ., 2001] considère la relation entre l'indice de plasticité et le pourcentage de fraction argileuse globale, pour la détermination du potentiel gonflant des sols (voir Figure IV.12) .



**Figure IV.12 : Pouvoir gonflant en fonction de l'Ip [Djedid et al ., 2001]**

### IV.3 : Effets du traitement sur le CBR

La valeur de l'indice CBR, qui est le paramètre le plus utilisé pour le dimensionnement des structures de chaussées en Afrique, est déterminée sur des éprouvettes compactées à 95% de l'optimum Proctor modifié après 4 jours d'imbibition. Plusieurs études ont été consacrées à sa prévision à partir de paramètres d'identification simples (granulométrie, limites d'Atterberg,...). De Graft-Johnson et al ., 1969 après une étude des sols latéritiques du Ghana, ont proposé de calculer l'indice CBR en utilisant la relation suivante

$$CBR = 35 \left( \frac{R_{2mm}}{WL \log I_p} \right) - 8$$

où  $R_{2mm}$  est le refus au tamis 2mm,  $W_L$  la limite de liquidité et  $I_p$  l'indice de plasticité.

De même, l'étude de Lyon Associates [Bagarre, 1990], qui couvrait plusieurs pays d'Afrique, a proposé la relation suivante :

$$CBR = 72.5 \log \left( \frac{\gamma_{dOPM}}{I_p} \right) - 7.5 \quad \text{Avec } R^2=0.68$$

Dans laquelle  $\gamma_{dOPM}$  est la densité sèche à l'optimum Proctor modifié,  $I_p$  est l'indice de plasticité et  $r$  le coefficient de corrélation.

Un autre programme concernant le Cameroun, la Centrafrique, le Congo (Brazzaville), le Burkina Faso, le Togo et le Zaïre (Congo Kinshasa) fut initié par le CEBTP pour établir des relations entre l'indice CBR et les paramètres usuels d'identification [Bagarre, 1990]. De fortes dispersions des résultats furent constatées lors de l'analyse d'une formule de corrélation intuitive entre plusieurs paramètres :

$$CBR = \frac{R_{2mm} \gamma_{dOPM}}{f^2 I_p}$$

où  $R_{2mm}$  est le refus au tamis de 2mm,  $\gamma_{dOPM}$  est la densité sèche à l'optimum Proctor modifié,  $f$  est le pourcentage de fines et  $I_p$  l'indice de plasticité.

Fall, 1993 a noté dans ses travaux que les diverses tentatives de corrélation se sont toujours heurtées à la méconnaissance du paramètre de portance (ICBR) qui semble généralement indépendant des caractéristiques d'identification. Il note de plus que ces études intègrent une quantité de données de provenance très diverses, ce qui peut sembler hasardeux du fait que les différents sols peuvent être de natures très différentes.

Le Guide for Mechanistic-Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures NCHRP ; 2001(National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board National Research Council) donne les corrélations entre les valeurs des CBR et les propriétés des sols.

Le manuel a été élaboré par AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials ) en collaboration avec la Federal Highway Administration et était menée dans le cadre du Programme National Cooperative Highway Research, qui est administré par le Transportation Research Board du Conseil national de recherches.

Le travail se base sur la classification USCS

Les formules proposées sont (1) et (2)

Pour  $I_p > 0$  un indice de plasticité pondéré (WIP) a été utilisé dont,

$$WIP = \text{Passant à } 200 \times \text{l'indice de plasticité} = P_{200} \cdot I_p$$

Pour les sols non plastiques dont  $WIP=0$  on utilise la relation (1)

$$CBR = 28.09 (D_{60})^{0.358} \quad (1) \text{ (voir Figure IV.13)}$$

Pour les sols plastiques dont  $WIP > 0$  on utilise la relation (2)

$$CBR = \frac{75}{1+0.728(WIP)} \quad (2) \text{ (voir Figure IV.14)}$$

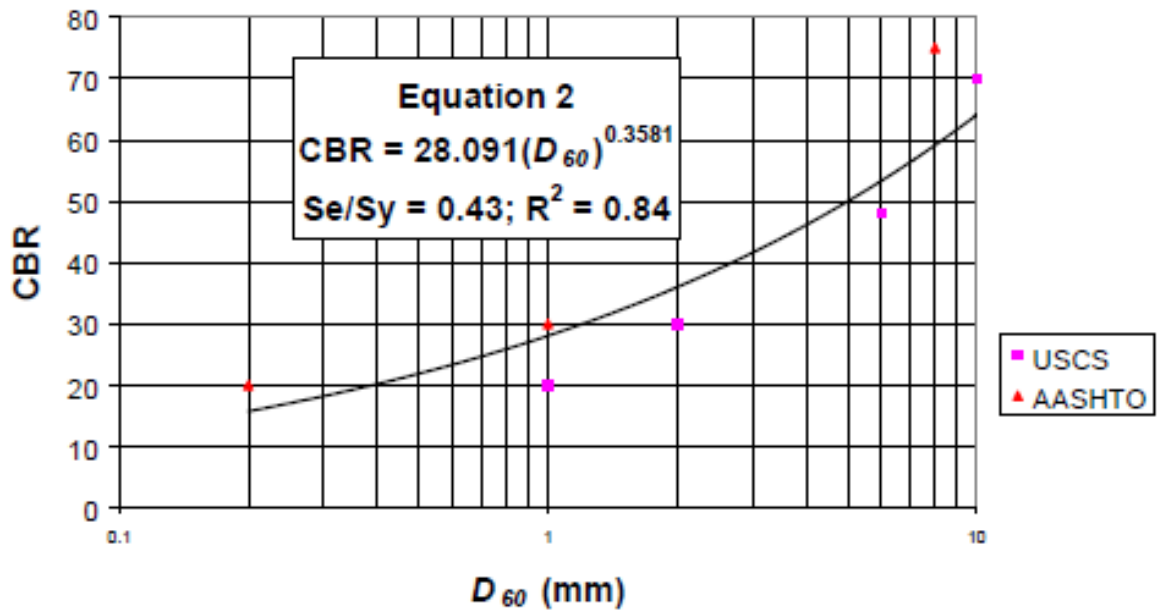


Figure IV.13: CBR corrélations pour matériaux grenus. [Guide NCHPR, 2001]

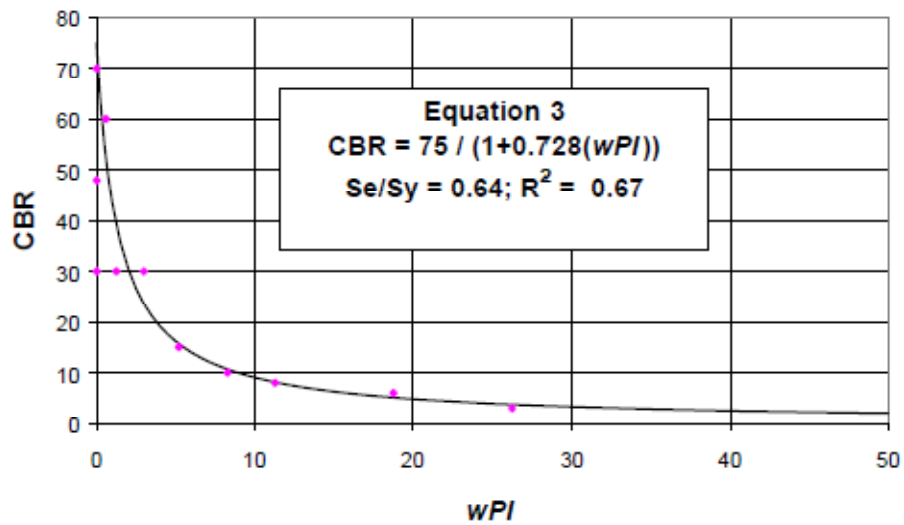


Figure IV.14: CBR Corrélations pour matériaux plastique. [Guide NCHPR, 2001]

**Tableau IV.5: Valeur des CBR pour sols donnée (USCS)[Yoder et Witzak ; 1975]**

| Major Division                       |                              | Letter                 | Name   | Value as Foundation When Not Subject to Frost Action | Value as Base Directly under Wearing Surface | Potential Frost Action | Compressibility and Expansion | Drainage Characteristics       | Compaction Equipment  | Unit Dry Weight (pcf) | Field CBR | Subgrade Modulus k (pci) |
|--------------------------------------|------------------------------|------------------------|--|--|--|------------------------|-------------------------------|--------------------------------|---|-----------------------|-----------|--------------------------|
| 1                                    | 2                            | 3                      | 4  | 5  | 6  | 7                      | 8                             | 9                              | 10  | 11                    | 12        | 13                       |
| Coarse-grained soils                 | Gravel and gravelly soils    | GW                     | Gravel or sandy gravel, well graded                      | Excellent  | Good   | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment, steel-wheeled roller  | 125-140               | 60-80     | 300 or more              |
|                                      |                              | GP                     | Gravel or sandy gravel, poorly graded                    | Good to excellent                                    | Poor to fair                                 | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment, steel-wheeled roller  | 120-130               | 35-60     | 300 or more              |
|                                      |                              | GU                     | Gravel or sandy gravel, uniformly graded                 | Good   | Poor   | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment                        | 115-125               | 25-50     | 300 or more              |
|                                      |                              | GM                     | Silty gravel or silty sandy gravel                       | Good to excellent                                    | Fair to good                                 | Slight to medium       | Very slight                   | Fair to poor                   | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller, close control of moisture | 130-145               | 40-80     | 300 or more              |
|                                      |                              | GC                     | Clayey gravel or clayey sandy gravel                     | Good   | Poor   | Slight to medium       | Slight                        | Poor to practically impervious | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 120-140               | 20-40     | 200-300                  |
|                                      | Sand and sandy soils         | SW                     | Sand or gravelly sand, well graded                       | Good   | Poor   | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment                        | 110-130               | 20-40     | 200-300                  |
|                                      |                              | SP                     | Sand or gravelly sand, poorly graded                     | Fair to good   | Poor to not suitable                         | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment                        | 105-120               | 15-25     | 200-300                  |
|                                      |                              | SU                     | Sand or gravelly sand, uniformly graded                  | Fair to good   | Not suitable                                 | None to very slight    | Almost none                   | Excellent                      | Crawler-type tractor, rubber-tired equipment                        | 100-115               | 10-20     | 200-300                  |
|                                      |                              | SM                     | Silty sand or silty gravelly sand                        | Good   | Poor   | Slight to high         | Very slight                   | Fair to poor                   | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller, close control of moisture | 120-135               | 20-40     | 200-300                  |
|                                      |                              | SC                     | Clayey sand or clayey gravelly sand                      | Fair to good   | Not suitable                                 | Slight to high         | Slight to medium              | Poor to practically impervious | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 105-130               | 10-20     | 200-300                  |
| Fine-grained soils                   | Low compressibility LL < 50  | ML                     | Silt, sandy silts, gravelly silts, or diatomaceous soils | Fair to poor   | Not suitable                                 | Medium to very high    | Slight to medium              | Fair to poor                   | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller, close control of moisture | 100-125               | 5-15      | 100-200                  |
|                                      |                              | CL                     | Lean clays, sandy clays, or gravelly clays               | Fair to poor   | Not suitable                                 | Medium to high         | Medium                        | Practically impervious         | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 100-125               | 5-15      | 100-200                  |
|                                      |                              | OL                     | Organic silts or lean organic clays                      | Poor   | Not suitable                                 | Medium to high         | Medium to high                | Poor                           | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 90-105                | 4-8       | 100-200                  |
|                                      | High Compressibility LL > 50 | MH                     | Micaceous clays or diatomaceous soils                    | Poor   | Not suitable                                 | Medium to very high    | High                          | Fair to poor                   | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 80-100                | 4-8       | 100-200                  |
|                                      |                              | CH                     | Fat clays  | Poor to very poor                                    | Not suitable                                 | Medium                 | High                          | Practically impervious         | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 90-110                | 3-5       | 50-100                   |
|                                      |                              | OH                     | Fat organic clays  | Poor to very poor                                    | Not suitable                                 | Medium                 | High                          | Practically impervious         | Rubber-tired equipment, sheepfoot roller                            | 80-105                | 3-5       | 50-100                   |
| Peat and other fibrous organic soils | P <sub>i</sub>               | Peat, humus, and other | Not suitable   | Not suitable   | Slight                                       | Very high              | Fair to poor                  | Compaction not practical       |   |                       |           |                          |

**Tableau IV.6: Propriétés pour Matériaux Classified by [USCS and AASHTO]**

| Symbol | $D_{60}$ range (mm) | $D_{60}$ used (mm) | PI range | PI used (%) | $P_{200}$ range (%) | $P_{200}$ used (%) | Calculated WPI | CBR range | CBR used |
|--------|---------------------|--------------------|----------|-------------|---------------------|--------------------|----------------|-----------|----------|
| A-1-a  | >2                  | 8                  | 0-6      | 0           | 0-15                | 5                  | 0              | 60-80     | 75       |
| A-1-b  | 0.45-2              | 1                  | 0-6      | 0           | 0-25                | 5                  | 0              | 30-60     | 30       |
| A-3    | 0.07-0.4            | 0.2                | 0        | 0           | 0-10                | 5                  | 0              | 15-35     | 20       |
| GW     | 8-20                | 10                 | 0        | 0           | 0-5                 | 3                  | 0              | 60-80     | 70       |
| GP     | 6-15                | 6                  | 0        | 0           | 0-5                 | 3                  | 0              | 35-60     | 48       |
| GM     | -                   | -                  | 0-6      | 4           | 12-20               | 15                 | 0.6            | 40-80     | 60       |
| GC     | -                   | -                  | 7-20     | 13          | 12-35               | 23                 | 3              | 20-40     | 30       |
| SW     | 1-10                | 2                  | 0        | 0           | 0-5                 | 3                  | 0              | 20-40     | 30       |
| SP     | 0.07-6              | 1                  | 0        | 0           | 0-5                 | 3                  | 0              | 15-25     | 20       |
| SM     | -                   | -                  | 0-8      | 5           | 12-40               | 25                 | 1.3            | 20-40     | 30       |
| SC     | -                   | -                  | 7-20     | 14          | 12-49               | 37                 | 5.2            | 10-20     | 15       |
| ML     | -                   | -                  | <20      | 11          | 51-95               | 75                 | 8.3            | 5-15      | 10       |
| CL     | -                   | -                  | 7-22     | 15          | 51-95               | 75                 | 11.3           | 5-15      | 8        |
| MH     | -                   | -                  | 15-40    | 25          | 51-95               | 75                 | 18.8           | 4-8       | 5        |
| CH     | -                   | -                  | 22-50    | 35          | 51-95               | 75                 | 26.3           | 3-5       | 3        |

**Tableau IV.7 : valeur des CBR calculés avec la relation 2 [USCS and AASHTO]**

| USCS Symbol | $D_{60}$ used (mm) | PI used (%) | $P_{200}$ used (%) | Calculated WPI | Calculated CBR |
|-------------|--------------------|-------------|--------------------|----------------|----------------|
| GW          | 10                 | 0           | 3                  | 0              | 64.1           |
| GP          | 6                  | 0           | 3                  | 0              | 53.3           |
| GM          | -                  | 4           | 15                 | 0.6            | 52.2           |
| GC          | -                  | 13          | 23                 | 3              | 19.5           |
| SW          | 2                  | 0           | 3                  | 0              | 36.0           |
| SP          | 1                  | 0           | 3                  | 0              | 28.10          |
| SM          | -                  | 5           | 25                 | 1.3            | 39.3           |
| SC          | -                  | 14          | 37                 | 5.2            | 15.7           |
| ML          | -                  | 11          | 75                 | 8.3            | 10.7           |
| CL          | -                  | 15          | 75                 | 11.3           | 7.7            |
| MH          | -                  | 25          | 75                 | 18.3           | 5.10           |
| CH          | -                  | 35          | 75                 | 26.3           | 3.5            |

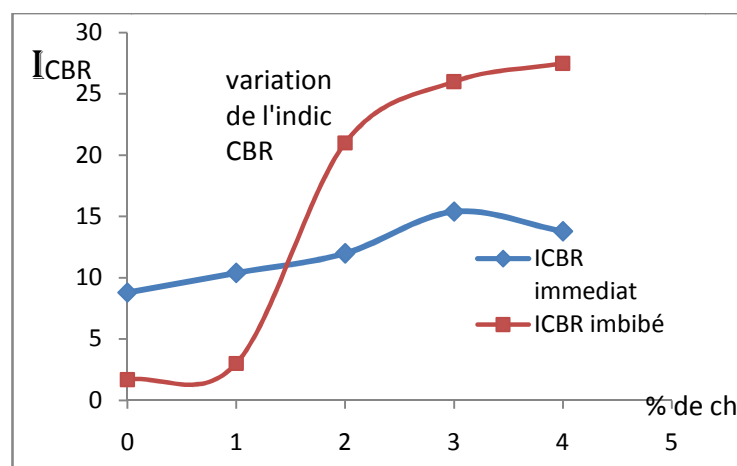
**Tableau IV.8 : CBR Calculé avec la relation (1) Comparé aux valeurs recommandées**

| USCS Symbol | Calculated CBR from corrélations | recommended CBR |
|-------------|----------------------------------|-----------------|
| GW          | 64.1                             | 60-80           |
| GP          | 53.3                             | 35-60           |
| GM          | 52.2                             | 30-80           |
| GC          | 19.5                             | 15-40           |
| SW          | 36.0                             | 20-40           |
| SP          | 28.10                            | 15-30           |
| SM          | 39.3                             | 20-40           |
| SC          | 15.7                             | 10-20           |
| ML          | 10.7                             | 8-16            |
| CL          | 7.7                              | 5-15            |
| MH          | 5.10                             | 2-8             |
| CH          | 3.5                              | 1-5             |

✚ Dans le cadre du projet Autoroutier Est-Ouest d'Algérie Lot Ouest, Section N°1 du tronçon Oued Fodda-Khemis Miliana sur environ 27km, l'objet de l'étude été la recherche sur la possibilité de la réutilisation des déblais en remblai après traitements ou amélioration à la chaux ou au tuf des sols en place (cette étude a été élaboré en 1998 par le LTPO Oran) .Les sols étudiés sont des argileuse limoneuse à marneuse.

L'ensemble des résultats obtenus des essais montre que ces sols sont des sols fins (plus de 50% de passant à 80 $\mu$ m) sensible à l'eau de plasticité élevée de faible portance (CBR immédiat variant de 6 à 7 et CBR imbibé de 0.8 à 2).ces sols ont été classés en A<sub>2m</sub> suivant la classification GTR.

Les dosages utilisés pour le traitement à la chaux sont 1% ; 2 ; 3 ; 4. Les résultats obtenus sont représentés sur la Figure IV.15.



**Figure IV.15 : Autoroutier Est-Ouest d'Algérie Lot Ouest, Section N°1 du tronçon Oued Fodda-Khemis Miliana amélioration à la chaux du sol en place variation du CBR [LTPO ,1998].**

Les résultats les plus intéressants du point de vue portance sont observés pour le sol traité à 3% de chaux ou on obtient un CBR immédiat de 15.4 alors que l'imbibé atteint 26 (dépassant la valeur de 20 pour une PST partie supérieure de terrassement) soit une augmentation de 57% au-delà de ce dosage (3%) la variation du CBR imbibé est faible on aura atteint un pH de 12 (lime point). La cure étant de 4j d'imbibition on aura un début de prise pozzolanique ou les silicates et les aluminates apparaissent pour former des ponts. Ce résultat est en concordance avec une étude faite sur un tuf de la région de Laghouat traité à la chaux et au ciment [Goual, 2008].

L'indice de portance CBR imbibé montre que l'ajout de chaux au sol lui donne une meilleure rigidité à partir d'un dosage de 3% (la tenue à l'eau donne de bons résultats).

A court terme :

La norme NF P 94-102-1 exige un  $IPI \geq 15$  (IPI indice portant immédiat) lors de la mise en œuvre et un  $CBR_{4j} \geq 20$  pour une utilisation en couche de forme.

Le dosage retenu au terme de cette étude est de 3% qui donne un  $CBR_{4j}=26$  et  $CBR_{4h}=15.40$

$\frac{CBR_{4j}}{IPI} = \frac{26}{15.40} \geq 1$  objectif atteint pour sol A<sub>2m</sub> suivant la GTR. Le sol ainsi traité à 3% de chaux peut être utilisé en couche de remblais.

A long terme :

On doit se situer dans la zone 5 (voir Figure III.1)

Les recommandations LCPC/SETRA préconisent, dans le cas d'un remblai, un dosage minimal en chaux permettant d'obtenir un indice CBR immédiat au moins égale à 10. Et dans le cas d'une couche de forme le dosage en chaux à retenir est celui permettant d'obtenir un indice CBR après imbibition au moins égale à 25.

✚ Le LTPO (laboratoire des travaux publics d'Oran) a mené une autre étude de réalisation de remblai de reconstitution sous le bâtiment de dessalement de la station de déminéralisation des eaux à Brédéah Oran .

Le matériau à l'état naturel présente un  $I_p=11.8\%$  ; une teneur en  $CaCo_3=73.0\%$  ; un indice CBR imbibé à 4j : 26.0 et le CBR immédiat 48.0. Le matériau est un encroutement calcaire il peut être classé en B5 suivant la GTR. Les résistances à la compression sont de l'ordre de  $2.8\text{kg/cm}^2$  (à 24h ciment utilisé CPA 325)

Le matériau a été traité à 2% de ciment il présente un  $I_p=9.5\%$  ; une teneur en  $CaCo_3=90.0\%$  ; un indice CBR imbibé à 4j : 111.0 il a été multiplié par 4 et le CBR immédiat 48.0.

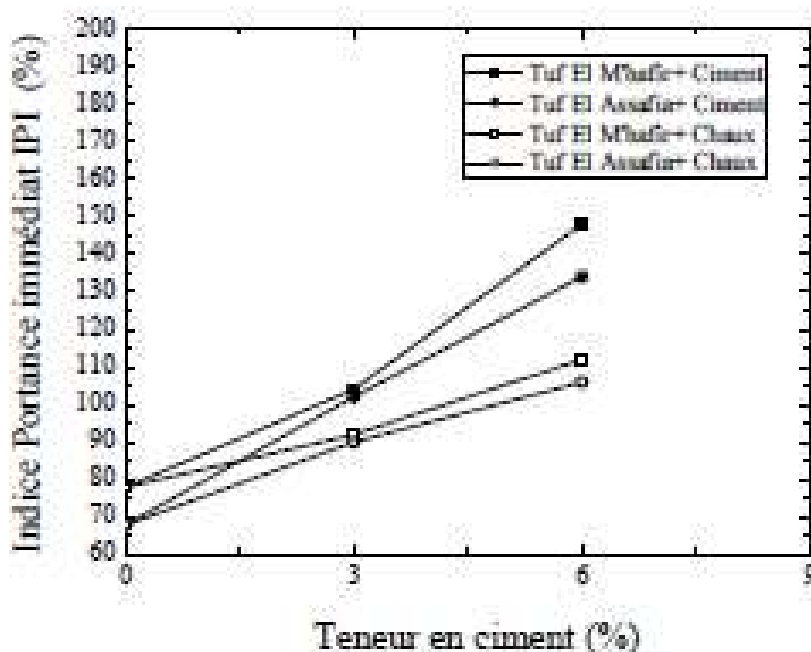
Les résistances à la compression sont de l'ordre de  $5.71\text{kg/cm}^2$  (à 24h). la résistance a été multiplié par deux ( $R_c 2.79\text{kg/cm}^2$  sol naturel).

L'étude n'a pas été suivie dans le temps pour permettre d'autres conclusions

✚ Une étude sur deux tufs de la région de Laghouat [Goual, 2008] à donnée les résultats suivant Tableau IV.9 et Figure IV.16. le traitement des deux tufs à été fait pour 3% et 6% de ciment et de chaux. L'ajout de ciment au tuf montre une amélioration de l'indice portant immédiat.

**Tableau IV.9 : Résultats des essais Proctor modifié et CBR des tufs M'hafir et El Assafia sans traitement [Goual., 2008].**

| Essai          | Proctor modifié |                                | IPI   | CBR               |           |                 |       |
|----------------|-----------------|--------------------------------|-------|-------------------|-----------|-----------------|-------|
|                | $W_{OPM}$ (%)   | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) |       | 4 jours immersion |           |                 |       |
|                |                 |                                |       | $W_i$ (%)         | $W_f$ (%) | $\gamma_d(t/3)$ | I.CBR |
| Tuf El M'hafir | 11,20           | 1,98                           | 78,00 | 11,72             | 13,70     | 1,94            | 53,00 |
| Tuf El Assafia | 11,50           | 1,96                           | 68,00 | 12,37             | 14,27     | 1,90            | 52,00 |



**Figure IV.16 : Evolution de l'indice portant immédiat en fonction du dosage en ciment ou en chaux [Goual , 2008].**

La condition à la tenue à l'eau n'est pas vérifiée  $\frac{CBR_{Aj}}{IPI} \geq 1$  pour les deux tufs sans traitement.

✚ Ouhachi, 2007 à fait une étude de la valorisation des tufs en technique routière saharienne avec des mélange de tuf avec sable de dune à différent pourcentage (Tableau IV.10). La densité et l'indice CBR augmentent pour un mélange à 25% de sable de dune pour atteindre respectivement  $\gamma_d=2$  et  $I_{CBR}=45.38$ . Les spécifications préconisent que  $I_{CBR}$  après 4 jours d'immersion doit être supérieure à 40 pour couche de base ou fondation (voir Tableau IV.11).



**Tableau IV.10 : Caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents mélanges [Ouhachi, 2007]**

|  |      |       |       |       |       |       |       |
|--|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Taux d'incorporation de sable              | 100% | 0%    | 5%    | 15%   | 25%   | 35%   | TRS*  |
| Densité sèche optimale (t/m <sup>3</sup> ) | 1.74 | 1.98  | 2     | 2,01  | 2.04  | 2.0   | >1.70 |
| Teneur en eau optimale (%)                 | 9    | 9.5   | 9%    | 8.5   | 7.5   | 7.45  | /     |
| Teneur en fines (%)                        | 0    | 40    | 38    | 35    | 30    | 25    | <30   |
| Equivalent de sable (%)                    | 81.2 | 4.83  | 6     | 12    | 23.78 | 26.50 | /     |
| Valeur au bleu                             | 0.1  | 0.75  | 0.74  | 0.,73 | 0.70  | 0.68  | /     |
| Indice de plasticité (%)                   | /    | 16.20 | 15.40 | 13.70 | 12.00 |       | <13   |
| I <sub>cbt</sub> (%) à 98 % compacité      | <10  | 34    | 33.28 | 32.44 | 54    | 45.38 | >40   |
| R <sub>c</sub> en MPa à 98 % compacité     | ≈ 0  | 2.35  | 2.620 | 0.25  | 2.336 | 1.568 | >20   |

\* Seuils imposés par la Technique Routière Saharienne (TRS).

**Tableau IV.11 : Spécification sur Indice CBR [Ouhachi, 2007]**

| caractéristiques           | couche | Algérie Alloul                   | Argentine | Afrique du Sud                  |
|----------------------------|--------|----------------------------------|-----------|---------------------------------|
| Indice CBR après immersion | F      | 40-100 Zone II et III            | >40       | 60-100<br>En fonction du trafic |
|                            | B      | 30-90 Zone IV (dépend du trafic) | >80       |                                 |

Dans l'étude des latérites graveleuses faites par [Younoussa, 2008] il cite le Guide pratique du dimensionnement des routes pour les pays tropicaux [CEBTP, 1984] qui donne les spécifications sur le CBR (voir Tableau IV.12).

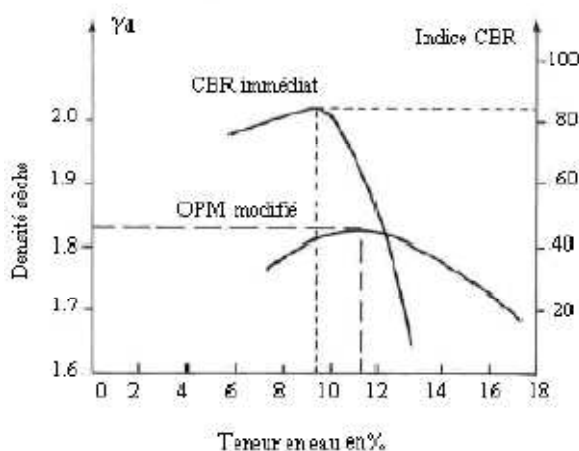
**Tableau IV.12 : Extrait guide pratique [CEBTP, 1984] sur le CBR.**

|   |                     |                |
|---|---------------------|----------------|
| CBR- après 4 jours d'imbibition pour 100% OPM | Couche de fondation | Couche de base |
|   | 80 minimums         |                |
| pour 97% OPM                                  | 30 minimums         |                |

Dans cette étude nous trouvons des indications générale sur le comportement des tufs suite aux études à partir des résultats des travaux de synthèses de Colombier et Horta [Colombier, 1988], [Horta, 1979]. Les indices CBR max sont généralement atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale Proctor (Figure IV.17). Les valeurs des indices varient entre 10 et 90.

L'indice CBR après immersion chute plus ou moins par rapport à l'indice immédiat en fonction de la présence d'argile.

Les valeurs des indices après immersion varient entre 30 et 100.



**Figure IV.17 : Exemple de courbes Proctor/CBR sur les tufs [colombier, 1998].**

Roland et al ., 2008 lors de la Réunion des laboratoires départementaux de France ont fait une présentation sur le traitement des sols pour couche de remblai et de forme. Sur la partie évolution de l'IPI et de l'indice CBR imbibé nous avons pris un extrait de la figure présentée dans cette communication (voir Figure IV.18).

Nous remarquons une augmentation de l'IPI et du CBR du sol traité mes l'évolution du CBR et plus importante elle est représenté par une courbe en cloche (sol traité à 1% de chaux et 5% de ciment).

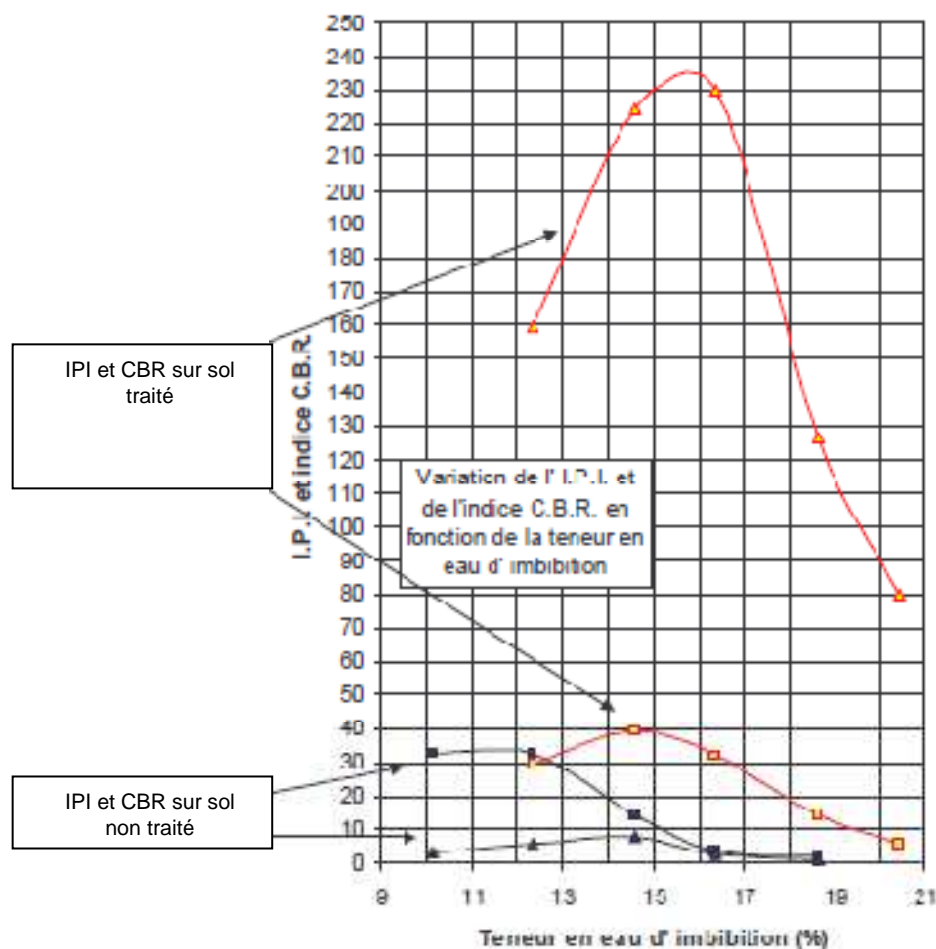


Figure IV.18 : Evolution de l'indice CBR [Roland et al., 2008].

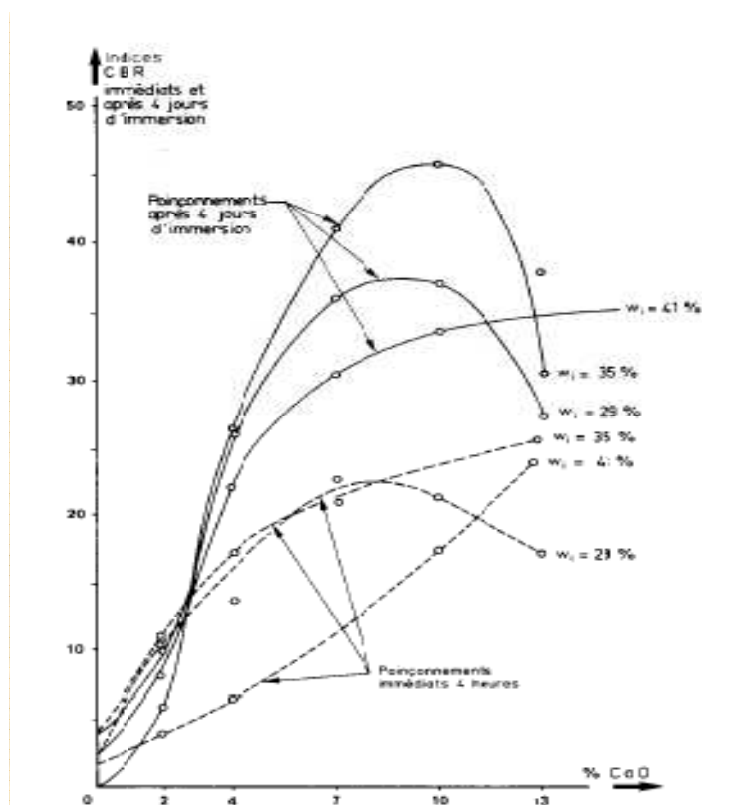
Delfaut., 1990 montre dans étude de couche de remblai que l'ajout de 5% de chaux fait diminuer la plasticité et le sol est classé en A<sub>2</sub>. Pour une couche de forme voir couche de chaussée à faible trafic 5% de chaux plus 6% de ciment CLK 45. L'étude conclut à l'acceptation du sol traité au delà de 6% L'effet est limité.

La Figure IV.19 représente l'évolution de l'indice portant CBR en fonction du dosage en chaux vive pour trois teneurs en eau de départ (toujours 29, 35 et 41 %).

L'examen des courbes et leur position respective permettent de dégager les idées suivantes :

- l'indice portant maximal est obtenu après immersion des moules pour la teneur en eau initiale de 35 % ( $ICBR = 46$ ) et pour un dosage de 10 % de CaO ;
- l'indice portant après immersion est plus faible que celui par poinçonnement immédiat pour des dosages compris entre 0 et 3 % ;
- certaines courbes présentent des optimums, notamment pour les teneurs en eau à 29 et 35 % : il est compréhensible qu'à partir d'un certain dosage la progression de l'indice portant s'inverse, le matériau étant trop sec ;

En pratique, pour garantir sur le chantier une maniabilité suffisante du sol pendant et après le malaxage et une certaine portance, les résultats de laboratoire indiquent qu'il faut un dosage minimal de 5 %, valeur qui correspond à des indices portants immédiats, lus sur les courbes, de 8 à 20 selon les teneurs en eau extrêmes du matériau en place (29 % à 41 %).



**Figure IV.19 : Tendance évolutive des indices portants CBR immédiats et après quatre jours d'imbibition en fonction du dosage en chaux vive pour trois teneurs en eau initiales de l'argile avant traitement ( $W_i=29\%$  ;  $35\%$  ;  $41\%$ ) [Delfaut, 1990]**

#### IV.4 : Effets du traitement sur la résistance à la compression

La résistance à la compression et à la traction d'un sol est une caractéristique très importante et un point délicat pour de nombreux universitaires et ingénieurs.. Pour la kaolinite, la polynite et le quartz, les variations de la résistance en compression en fonction du temps du durcissement et de la teneur en chaux ont été abordées par [Bell , 1996]. La résistance en compression de la latérite a été étudiée par certains auteurs [ Attoh-Okine, 1995 ; Zhu et al .,2005] ont recherché l'évolution de la résistance à la compression des sédiments marins pour différents pourcentages du ciment. Tran (2009) a montré que le pourcentage approprié de la chaux est de 2.5% selon l'évolution du pH. Il a mené beaucoup d'essais afin de mesurer la résistance en traction, la résistance en compression et le module d'élasticité des sédiments marins à différents dosages de ciment et de chaux.

Les sols traités au ciment ont des résistances à la compression supérieure au sol naturel Ajorloo 2010 cité par [Szymkiewicz , 2011] donne des ordres de grandeur entre les phases sol ; sol ciment et béton (voir Figure IV.20).

Généralement, un béton utilisé en construction est constitué de ciment, d'eau et de granulats. Ces derniers sont inertes (c'est-à-dire non réactifs à l'eau et au ciment), et ne sont présents que pour être agglomérés par le ciment et ainsi former une pierre artificielle (Baroghel-Bouny 1994). Le sol, lui n'est pas forcément inerte, et surtout, sa qualité n'est pas contrôlée mais au contraire imposées. Il est de plus hétérogène.

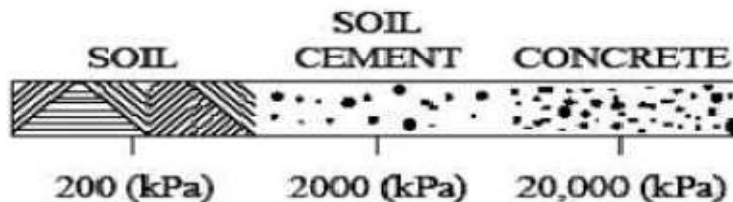


Figure IV.20 : Résistances typiques du sol, du sol ciment et du béton [Ayorloo, 2010].

#### IV.4.1 Influence de la nature de l'argile sur la résistance à la compression:

Les processus d'hydratation se déroulant au sein d'un matériau traité aux liants hydrauliques sont supposés identiques à ceux qui se déroulent au sein d'une matrice cimentaire, les proportions d'hydrates restant toutefois très différentes. L'augmentation de la résistance à la compression simple notée  $R_c$ , de différents minéraux considérés individuellement, constituants essentiels des sols montmorillonite, kaolinite, quartz traités à la chaux [Bell, 1996] cité par [Tangi, 2010] Figure IV.21. Les résultats montrent une augmentation  $R_c$  en fonction du % de chaux et du temps de cure.

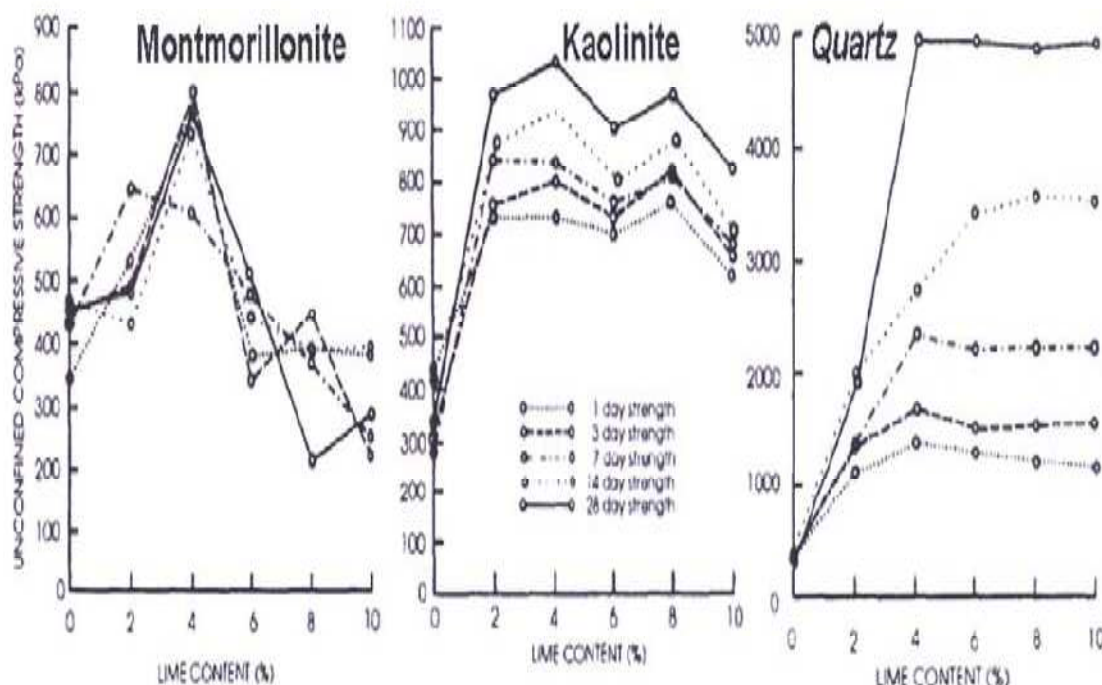


Figure IV.21 : Influence de la nature du minéral, de la quantité de chaux et du temps sur la résistance à la compression simple [Bell, 1996].

Les résistances atteintes par la montmorillonite sont plus faibles que celles atteintes par le quartz et la kaolinite. Les mêmes résultats ont été obtenus par [Croft , 1967 et Molard et al. ,1987] pour un traitement au liant hydraulique.

Ben Amor et al. (1997) proposent une explication aux phénomènes observés. La quantité d'eau utilisée pour l'hydratation du ciment est moins importante dans le cas de la montmorillonite que dans le cas de la kaolinite. Ceci expliquerait la mauvaise stabilisation de la montmorillonite par le ciment. Cette perturbation de l'hydratation du ciment pourrait être due à la capacité de la montmorillonite à capter les ions  $\text{Ca}^{2+}$ . En effet, la montmorillonite peut absorber plus d'ions  $\text{Ca}^{2+}$  que la kaolinite et que le liant hydraulique n'en apporte. La montmorillonite fixe donc les ions  $\text{Ca}^{2+}$ . Les ions ainsi captés ne sont plus disponibles pour assurer la cristallisation des composés d'hydratation du liant hydraulique.

En 1969, Le Roux signale que les silicates apparus au cours du traitement sont de type silicates de calcium hydratés, ce qui confère d'excellentes caractéristiques mécaniques à l'argile essentiellement composée de kaolinite traitée à 5 % de chaux. De plus, il observe dans le cas des montmorillonites traitées à la chaux, la formation d'aluminate de calcium hydraté. Ces phases sont abondantes et bien cristallisées, mais les performances mécaniques de ces phases cimentaires sont inférieures à celles formées par la kaolinite traitée à la chaux [Le Roux et al ., 1969].

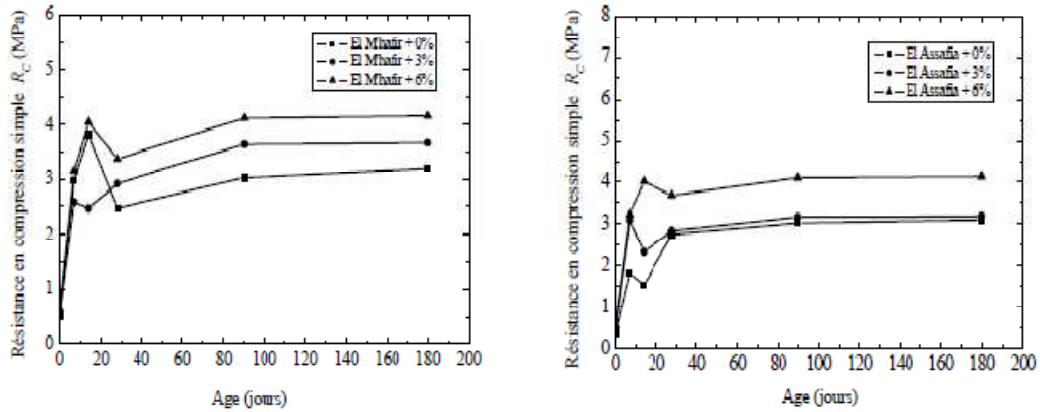
Xing et al., 2009 montrent qu'il existe une relation entre le développement des résistances à la compression simple  $R_c$  d'un sol traité aux liants et la formation des silicates et des aluminates de calcium hydratés. En effet plus le développement de ces hydrates est important, plus  $R_c$  est élevée. Il est donc nécessaire de suivre les concentrations des éléments majeurs des liants hydrauliques, Ca, Si, Al, Fe et S, dans les sols traités.

Lucile et al ., 2010 montrent sur une étude de traitement des limons de Loucelles au liant hydraulique que la résistance augmente jusqu'à 180j suite à la dissolution de la Si (+142% à 28j) puis sa consommation pour former des silicates de calcium hydraté (-31% à 180J). On peut voir à travers cette étude que le comportement du sol traité dépend de la nature du sol et du liant mais aussi des interactions en présence d'eau pour former d'autres minéraux qui peuvent avoir des propriétés liantes.

L'augmentation de la résistance  $R_c$  est corrélable à la formation de silicates ce qui a été mis en évidence dans l'étude de Traitement du limon de Loucelles aux liants hydrauliques

#### **IV.4.2 Influence de la nature du sol du dosage en liants et du temps de cure sur la résistance :**

Goual et al ., 2008 montrent que la résistance augmente en fonction du dosage et du temps de cure mais à partir de 28j les variations de résistance sont faibles (voir Figure IV.22) contrairement à l'étude de [Cabane, 2004] Figure VI.24 et [Tangi, 2010] Figure IV.24 qui montre une augmentation des résistances au delà de 28jours.



(a) Tuf El M'hafir

(b) Tuf El Assafia

Figure IV.22 : a) et b) Influence du temps de cure sur les tufs d'El M'hafir et de Assafia traité à 3 et 6% de ciment [Goual, 2008] .

Les résultats de résistance à la compression simple des limons de référence traitement à 1% de chaux + 5% de ciment [Cabane, 2004] (voir Figure IV.23) montrent l'augmentation des résistances au delà de 28j et sur une année.

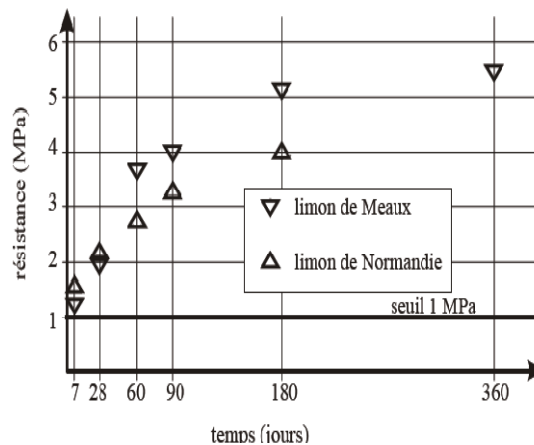
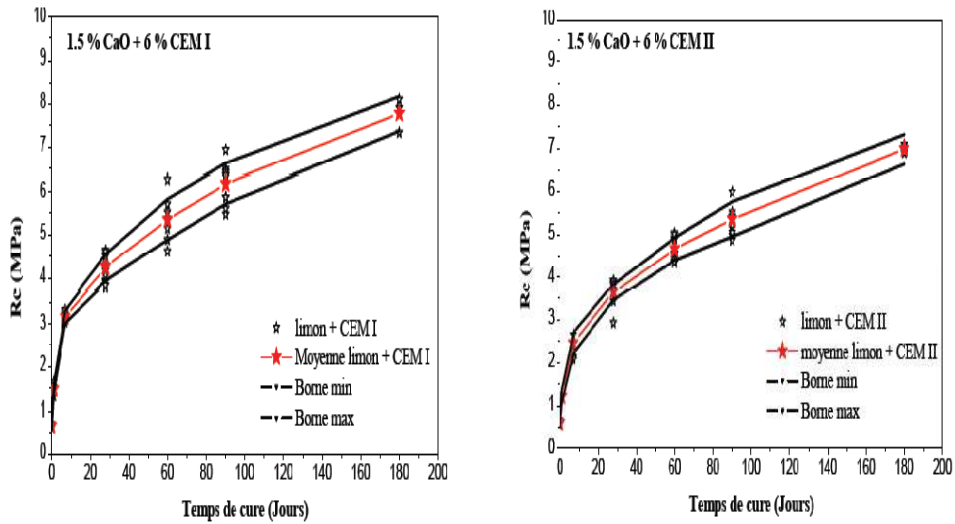


Figure IV-23 : Résistance en compression simple des limons de référence [Cabane, 2004].

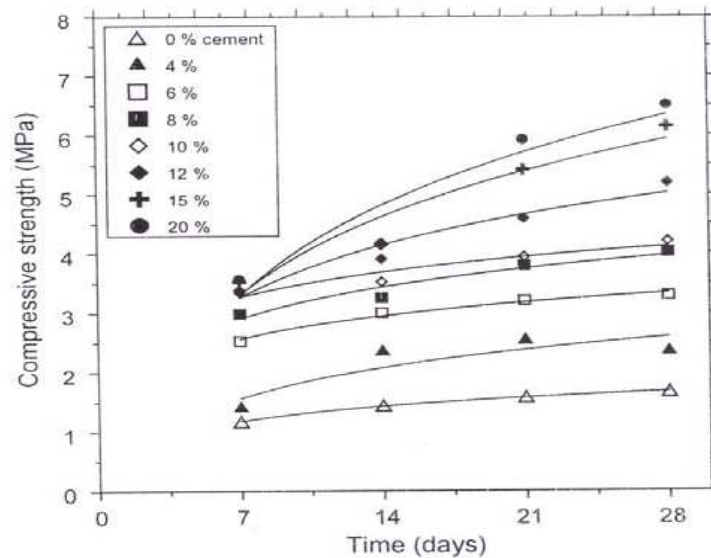
Tangi, 2010 a traité le Limon du Val d'Europe traité à la chaux et au liant hydraulique les résultats des écrasements sont reportés sur la Figure IV.24 on constate une augmentation des résistances au delà de 28j de cure cela rejoint les résultats de [Cabane, 2004].



**Figure IV.24 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon du Val d'Europe traité à la chaux et au liant hydraulique de type CEM I e CEM II avec le temps de cure [Tangi, 2010].**

Le traitement d'un sol au liant hydraulique conduit à une augmentation de la résistance à la compression simple du sol quelque soit la nature du ciment utilisé c'est un des résultats de l'étude de [Tangi, 2010]

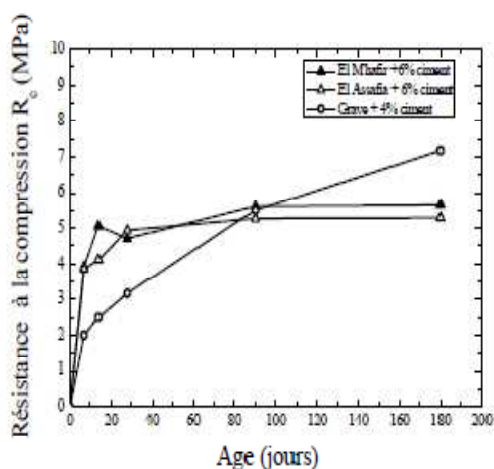
Bahar et al ., 2004 ont étudié l'évolution de la résistance à la compression simple d'un sable argileux traité à différents pourcentage de liant hydraulique de type CEMI en fonction du temps, la résistance du sol traité à 20% de liant est supérieure à 6 fois celle du sol non traité (voir Figure IV.25).



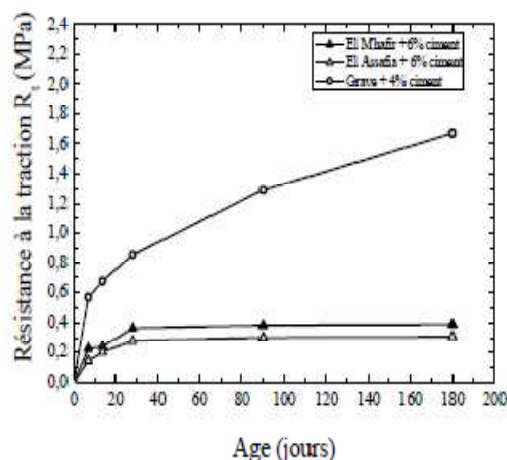
**Figure IV.25 : Évolution de la résistance à la compression simple d'un sable argileux traité à différents pourcentage de liant hydraulique en fonction du temps, [Bahar et al ., 2009].**



Les résultats de [Goual, 2008] montre une comparaison intéressante entre le tuf traité à 6% de ciment et la grave traité à 4% de ciment comme le montrent les Figures IV.26 et IV.27. On remarque une faiblesse au niveau de la résistance à la traction des tufs traité.



**Figure IV.26 : Résistance à la compression**  
Tuf traité à 6% de ciment et grave traité à 4% de ciment. [Goual, 2008]

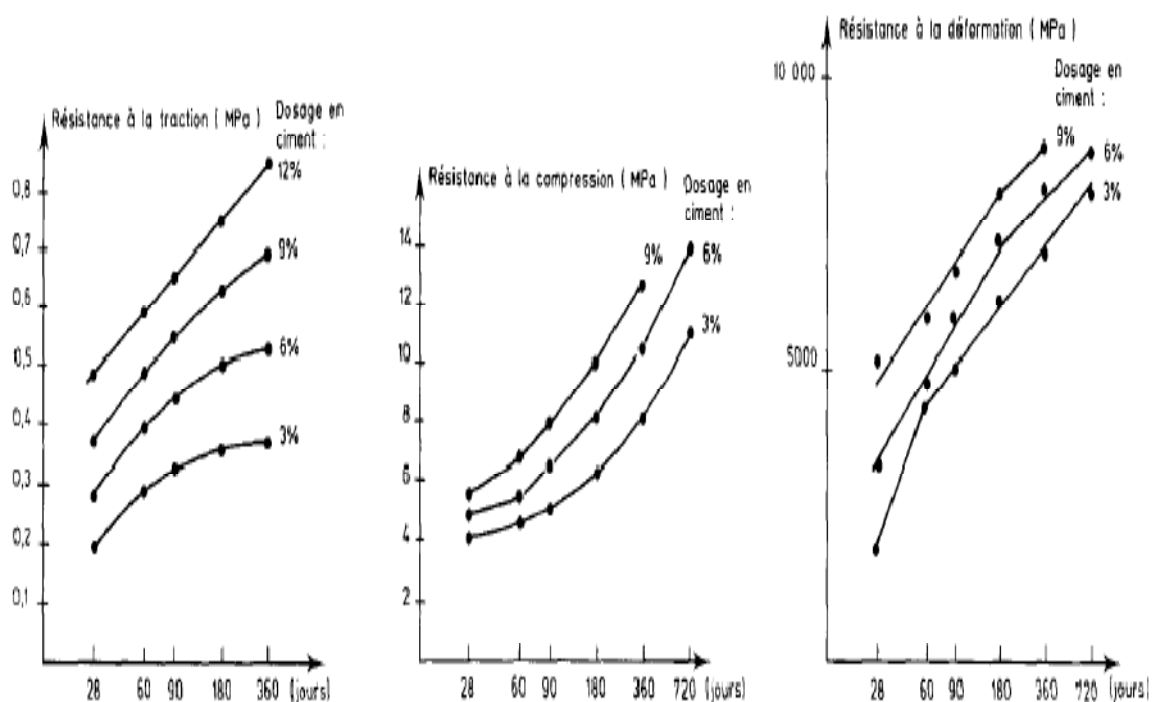


**Figure IV.27 : Résistance à la traction**  
Tuf traité à 6% de ciment et grave traité à 4% de ciment [Goual, 2008]

La forme des courbes d'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction du temps dépend peu du dosage en ciment comme le montrent les courbes données par [Morel, 1984] Figure IV.27.

Les accroissements suivants de résistances à la compression simple, consécutifs à l'augmentation de 1 % du dosage en ciment (pour des dosages en chaux compris entre 0 et 3 % et des dosages en ciment compris entre 3 et 9 %) ont pu être constatés [Morel, 1984] comme suite :

Des accroissements de résistance de 11 à 17% pour un limon ayant un  $I_p$  de 7%. Alors que pour un limon ayant un  $I_p$  de 13 ces augmentations sont de 8 à 20% et de 7 à 25 % pour un limon ayant un  $I_p$  de 26 selon l'âge considéré et le dosage en chaux (voir Figure 29).



**Figure IV.28 : Caractéristiques mécaniques en fonction de l'âge pour différents dosages en ciment sur des limons [Morel, 1984].**

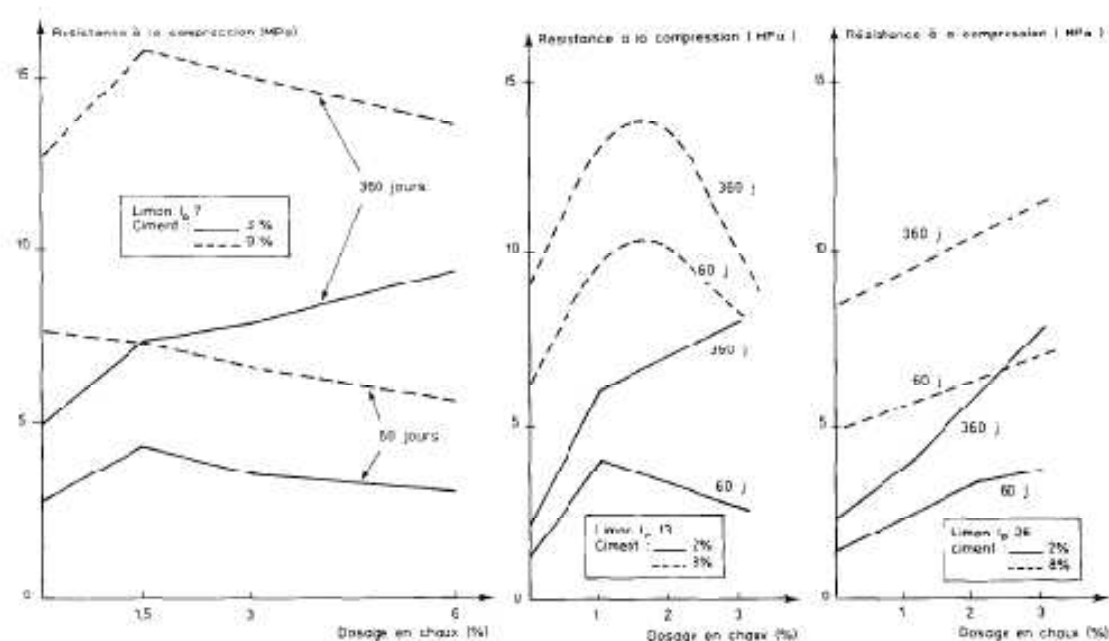
Morel 1984 donne l'évolution de la résistance de limons traités à différents pourcentage en chaux et ciment Figure IV.29 nous remarquons que les résistances augmentent avec l'augmentation du dosage en ciment et de l'âge.

L'incorporation de chaux vive aux sols fins, opération qui se fait préalablement au traitement au ciment, a essentiellement pour objet de changer les propriétés rhéologiques du sol pour :

- en faciliter la manutention,
- améliorer les conditions de traficabilité des engins de chantier (ce point est particulièrement important pour la circulation des épandeurs de ciment),
- favoriser le malaxage avec le ciment et atteindre une finesse de mouture satisfaisante pour assurer l'homogénéité du mélange limon — chaux — ciment.

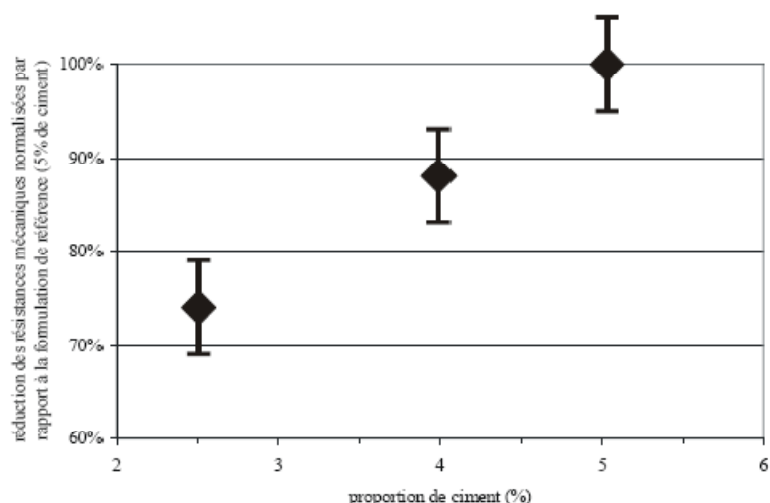
Ces effets sont généralement produits par des dosages en chaux relativement faibles (de l'ordre de 1 %).

De plus, pour des conditions de dosage en ciment moyen et de teneur en eau et densité sèche voisines des caractéristiques Proctor, cette quantité minimale de chaux a toujours un effet bénéfique sur les résistances mécaniques.



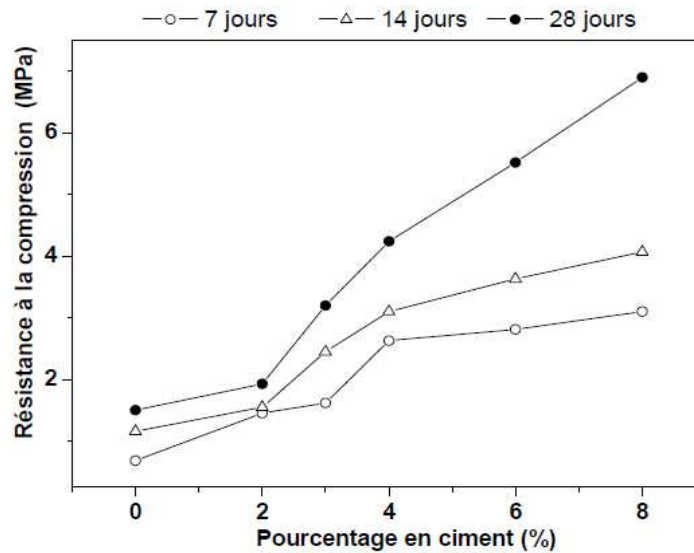
**Figure IV.29 : résistance à la compression simple en fonction du dosage en chaux ; en ciment pour 60 et 360j et des limons différents. [Morel, 1984].**

Les résistances mécaniques montrent dans le cas du limon de Meaux une diminution des caractéristiques mécaniques (Figure IV.30). Les résistances diminuent de 25 % suite à la réduction de 50 % de la quantité de ciment.



**Figure IV.30 : Evolution des résistances mécaniques en compression simple à 7 jours, en fonction du dosage en ciment [Cabane, 2004].**

L'étude des graveleux latéritiques traité au ciment [Younoussa, 2008], donne des augmentations observées (Figure IV.31) pour les résistances est principalement attribuée à la formation de la tobermorite dont la cristallisation ultérieure dépend du temps de cure. Elle est en outre due à la formation de faibles quantités de calcite et de la portlandite qui ont un effet négatif sur les propriétés mécaniques.



**Figure IV.31 : Variation de la résistance à la compression simple avec la quantité de ciment et le temps de cure [Younoussa, 2008].**

#### IV.4.3 : influence de l'eau sur les résistances dans différents études

La tenue à l'eau peut être apprécié par deux essai l'essai CBR et l'essai de compression simple avec comme conditions à vérifier suivant le GTS .

- 1-  $\frac{CBR_{4j}}{IPI} \geq 1$  ou bien
- 2-  $\frac{R_{ci}}{R_{c60}} \geq 0.80$  pour  $VBS < 0.5$  et  $\frac{R_{ci}}{R_{c60}} \geq 0.60$  pour  $VBS > 0.5$ .

Le résultat de la tenue à l'eau après immersion des limons de Meaux et de Normandie (1% de chaux+5% de ciment) [Cabane, 2004] sont données dans le Tableau IV.13. Ces valeurs sont acceptables pour couche de forme.

**Tableau IV.13 : Résistance à l'immersion (1% de chaux+5% de ciment) [Cabane, 2004].**

| Sol                | $R_c$ 60j (MPa) | $R_{ci}$ 60j (MPa) | $\frac{R_{ci}}{R_c}$ 60j |
|--------------------|-----------------|--------------------|--------------------------|
| Limon de Meaux     | 3,6             | 2,6                | 0,72                     |
| Limon de Normandie | 2,6             | 2,1                | 0,82                     |

Baryla *et al.*, 2000 décrivent le chantier de l'autoroute A28 reliant Alençon à Tours par Le Mans. Les matériaux utilisés pour réaliser la couche de forme sont les matériaux naturels du site. Sur

une des sections, une marne provenant d'un déblai voisin a été utilisée. L'étude du traitement de cette marne a été conduite de façon classique en laboratoire selon les préconisations françaises du GTS, avec un dosage de 1 % de chaux vive et 8 % de liant hydraulique routier Tableau IV.18. Le sol traité présente une très faible tenue à l'eau puisque le rapport  $\frac{R_{ci}}{R_{c60}}$  est inférieure à 0.80

**Tableau IV.14 : Résultats de l'étude de traitement, [Baryla et al ., 2000].**

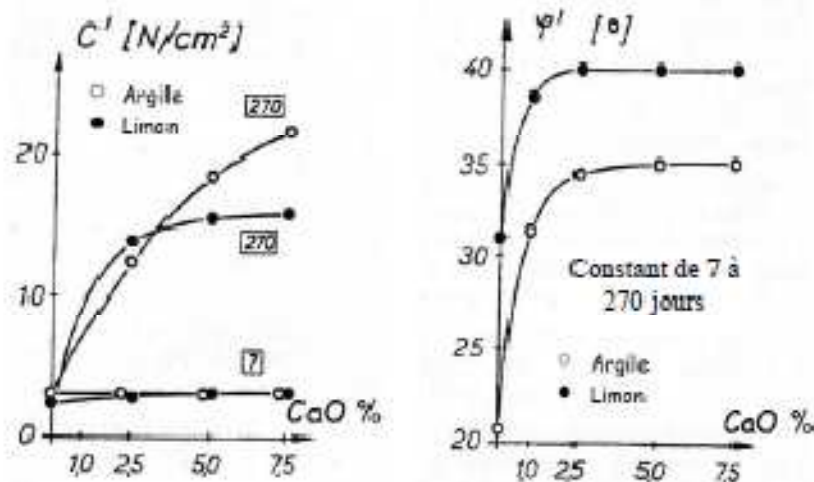
| Teneur en eau de compactage | Taux de compactage par rapport à la densité à l'OPM (%) | Temps de cure (jours) | Nature des essais | Résistance moyenne (MPa) | Rapport $R_{ci}/R_{c60}$ |
|-----------------------------|---|-----------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|
| W <sub>OPM</sub>            | 95  | 7                     | R <sub>c</sub>    | 1,6                      |                          |
|                             |   | 28                    |                   | 2,49                     |                          |
|                             |   | 60                    |                   | 2,9                      |                          |
|                             |   | 90                    |                   | 3,03                     |                          |
|                             |   | 28 + 32j d'immersion  | R <sub>ci</sub>   | 0,47                     | 0,16                     |
|                             |   | 28                    | R <sub>tb</sub>   | 0,38                     |                          |
|                             |   | 90                    |                   | 0,43                     |                          |

#### IV.5 : Effets du traitement sur la résistance au cisaillement

L'essai est destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol, c'est-à-dire la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi'$  et la résistance au cisaillement  $\tau_{max}$  au moment de rupture.

Plusieurs auteurs [Wissa et al ., 1965 ; Brandl, 1981; Balasubramaniam et al, 2005] ont montré que l'ajout de chaux à un sol compacté mène à une modification de sa résistance au cisaillement.

Les travaux de Brandl, 1981 sur un limon ( $W_L = 26,6\%$  et  $I_p = 5,2\%$ ) et une argile ( $W_L = 57,5\%$  et  $I_p = 32,3\%$ ) et de [Balasubramaniam et al ., 1989] sur une argile traitée à différents teneurs en chaux ( $W_L = 104\%$  et  $I_p = 63\%$ ) confirment que la cohésion et l'angle de frottement interne  $\varphi$ , et la cohésion effective,  $c$  augmentent (Figure IV.32 et Tableau IV.15).



**Figure IV.32 : Influence du temps de cure (indiqué dans les carrés) et de la quantité de chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement d'après [ Brandl, 1981].**

**Tableau IV.15 : Influence de la teneur en chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement d'une argile après 2 mois de cure d'après [Balasubramaniam et al ., 1989].**

| Teneur en chaux (%) | c (kPa) | $\phi$ (°) |
|---------------------|---------|------------|
| 0                   | 0       | 24.3       |
| 2.5                 | 137     | 29.1       |
| 5.0                 | 167     | 38.0       |
| 7.5                 | 252     | 36.6       |
| 10.0                | 228     | 35.3       |

L'ampleur de l'augmentation de l'angle de frottement interne dépend de la nature du sol, mais aussi de la quantité de chaux ajoutée. Toutefois, à partir d'une certaine quantité de chaux, ce paramètre n'évolue plus. L'angle de frottement interne ne dépend pas, en revanche, du temps de cure. L'amélioration de ce paramètre est donc plutôt attribuée au processus de floculation/agrégation, plutôt qu'à la formation ou la cristallisation des produits cimentaires au cours du temps par ex. [Brandl , 1981 ; Balasubramaniam et al ., 1989]. La stabilité de l'angle de frottement interne observée à partir de l'ajout d'une certaine quantité de chaux est généralement reliée au PFC du sol et donc à la fin du phénomène de réorganisation induit par la floculation/agrégation. L'amélioration de la cohésion effective dépend, quant à elle, de la teneur en chaux mais aussi du temps de cure. L'augmentation de ce paramètre est associée, comme pour l'augmentation de la résistance à la compression simple, à la cimentation du sol, et donc, à la formation croissante de composés cimentaires ou à la meilleure cristallisation des composés au cours du temps.

Une étude sur deux tufs de Laghouat [Goual, 2008] montre que la cohésion augmente et l'angle de frottement augmente avec l'âge elle passe de 2 à 6 MPa pour la cohésion et 38 à 42° pour l'angle de frottement entre 7 et 28 jours.

Smadia , 2000 a étudié la bentonite de Meghnia et l'argile de Laghout avec des essais de cisaillement avec sept combinaison de pourcentages des mélanges (chaux + ciment) .

L'action de la chaux et du ciment est aussi similaire pour les deux argiles sur la résistance au cisaillement ; on constate une augmentation pour les pourcentages 2% et 6%.mais pour le cas de Bentonite on constate une réduction de la résistance pour le pourcentage de 12% chaux et 12% de ciment par rapport au pourcentage 6% de chaux ou 6%de ciment; cela veut dire lorsqu'on est en présence des pourcentages élevés, la résistance au cisaillement diminue.

A faible pourcentage de chaux ou de ciment (6%), les paramètres mécaniques de cisaillement sont meilleurs que ceux de (12%).

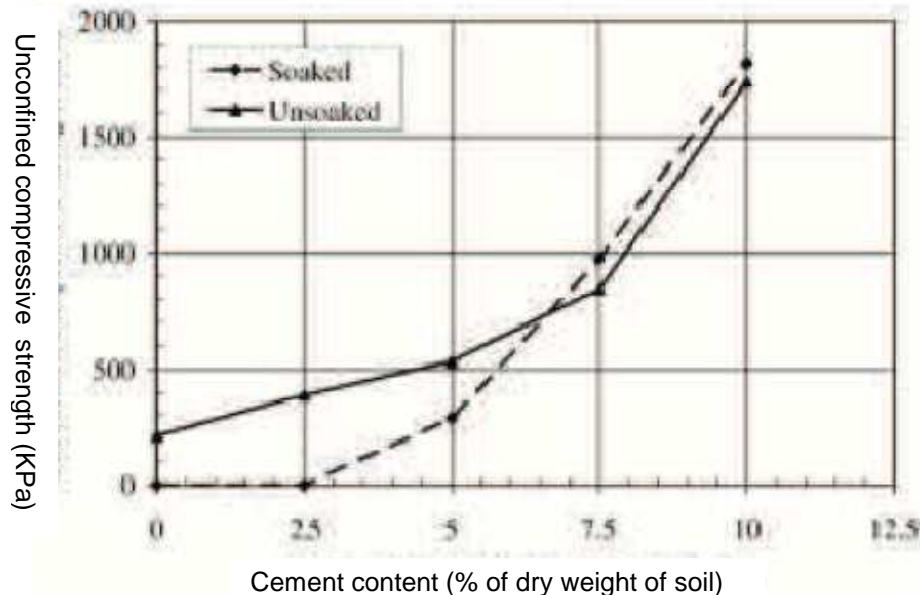
Locat et al. 1986 ; Perret 1977 ont étudiés la mesure des ondes acoustiques pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des sols argileux intacts et stabilisés. Leurs résultats indiquent une bonne corrélation entre les propriétés élastiques dynamiques déduites de la vitesse des ondes de cisaillement et les propriétés mécaniques statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux, Les résultats confirment aussi que le module de cisaillement dynamique maximum est proportionnel à la résistance au cisaillement non drainée, et cela indépendamment du type de sol.

La structure d'un sol argileux traité à la chaux favorise plus la transmission des ondes de cisaillement que le même sol argileux intact ayant la même résistance au cisaillement, la cause de cette différence étant associée à l'énergie de compactage et aux minéraux néoformés reliés au traitement. L'étude met en évidence la relation entre la résistance au cisaillement et la vitesse des ondes mesurées.

#### IV.6 : Effet de l'ajout de liant sur le module élastique

Sariosseiri et al ., 2009 ont obtenue sur l'étude de trois sols de l'état de Washington sur l'allure des courbes entre sol traité et non traité. Ils font les à savoir que la rupture des sols traité ce fait à des déformations inférieures (les sols traités deviennent plus fragile).cette étude montre aussi que la résistance maximal dépend de la nature du sol à ce sujet l'étude cite les résultats de [Kasama et al ., 2007] sur les différences de résistances moyennes pour différents sols passant de 0.4 à 10 MPa.

Le traitement au liant hydraulique augmente aussi le module d'élasticité par ex. [ Sariosseiri et al ., 2009]. La Figure IV.33 représente les modules d'élasticité à 30% de la force de rupture en fonction du dosage de liant d'un sol fin traité au liant hydraulique de type CEM I, immergé ou non, et à 7 jours de cure. Le module d'élasticité augmente avec le pourcentage de liant, que l'éprouvettes soient immergées ou non. Pour les éprouvettes conservées sans immersion, il augmente de l'ordre de 1,4 fois, lorsque l'on augmente le pourcentage de liant jusqu'à 10%.

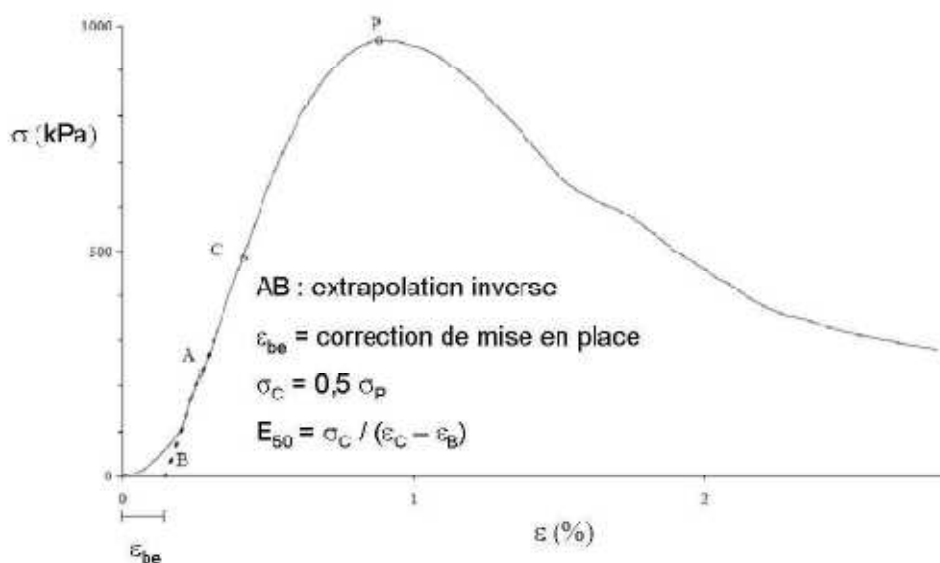


**Figure IV.33** Evolution du module d'élasticité à 30% de la force de rupture, à 7 jours de temps de cure, d'un sol fin traité au CEM I, immergé ou non, en fonction du dosage en liant, [Sariosseiri et al .,2009].

D'après Jegandan et al. 2010 le module  $E_{50}$  est compris entre 55 et 160 fois la RC pour des résistances inférieures à 2,5 MPa et ne dépasse pas une limite supérieure égale à 500 MPa quand la résistance est supérieure à 2,5 MPa.

### Détermination du module $E_{50}$ et de la déformation à la rupture :

Nous avons choisi  $E_{50}$  afin de caractériser la rigidité du matériau. Sur la Figure IV.34, d'après Swedish Ministry of Transport 2002, on peut voir la façon de déterminer ce module. La contrainte maximale est déterminée, puis la contrainte maximale divisée par deux. Le module est ensuite déterminé en suivant la ligne de plus longue pente passant par **B**.



**Figure IV.34: Module  $E_{50}$  d'après Swedish Ministry of Transport 2002.**

Les études de [Balasubramamiam et al ., 1989 ; Balasubramamiam et al .,2005]qui ont travaillé sur une argile très plastique traitée à la chaux ( $W_L = 104 \%$  et  $I_p = 63 \%$ ) ont permis de montrer que la cimentation des sols conduit aussi à une modification des courbes contraintes-déformations (Figure IV.35). En effet, le mode de rupture est modifié suite à l'ajout de chaux. On passe ainsi d'un mode de rupture ductile pour de faibles dosages et de courts temps de cure à un mode de rupture fragile avec l'augmentation de ces deux paramètres. Le module élastique augmente aussi avec ceux-ci.



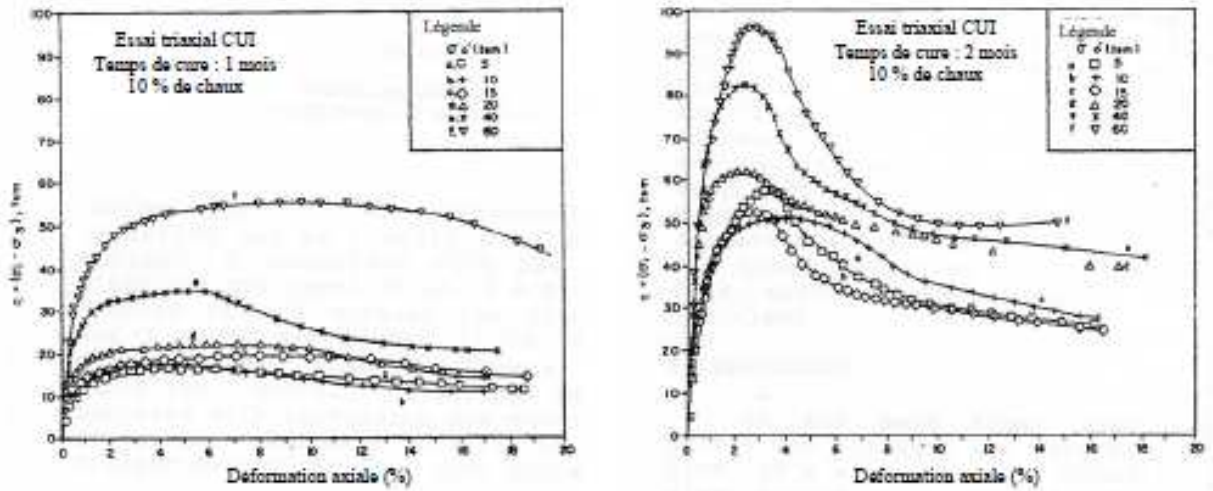


Figure IV.35 : Relation contrainte-déformation d'une argile traitée à 10 % de chaux et soumise à 1 ou 2 mois de cure d'après [Balasubramamiam et al., 1989].

#### IV.7 : Variations des résistances à la compression simple en fonction des paramètres $\gamma_d, W, C$

La Figure IV.36 représente les variations des résistances à sept jours dans des conditions de conservation normale des éprouvettes. La résistance atteinte au point médian est de 1 MPa ; l'influence du ciment à la teneur en eau de l'Optimum Proctor Normal est plutôt négative au-delà de 7 % et il est préférable d'accroître la teneur en eau à des valeurs supérieures à 30 % pour augmenter les résistances.

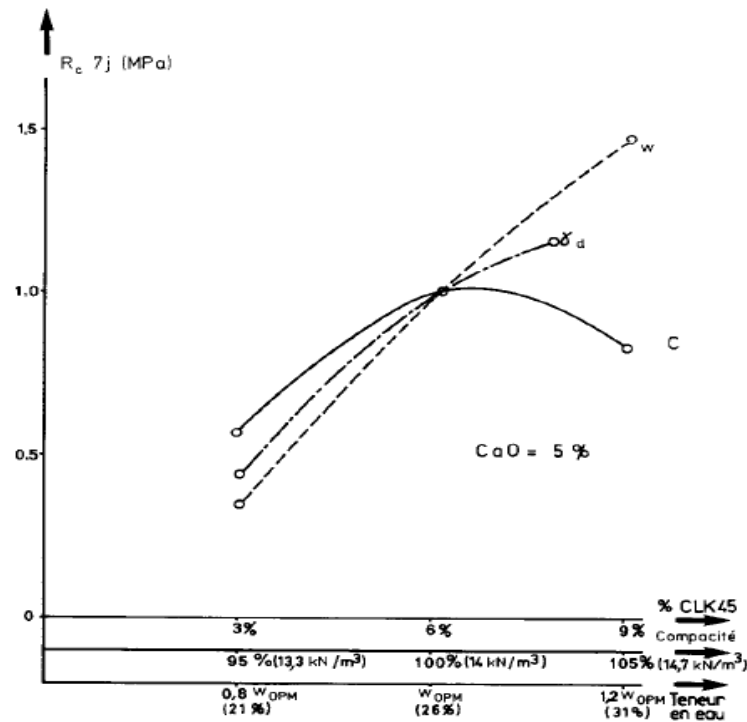
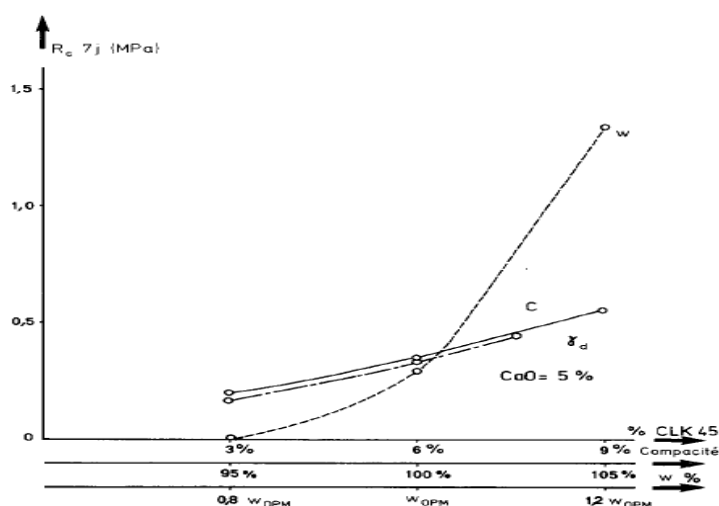


Figure IV.36 : Variations de  $R_c$  en fonction de  $\gamma_d, W$  et  $C$  pour une mise en conservation des éprouvettes de sept jours [Delfaut, 1990].

On impose généralement une résistance à la compression supérieure à 1 MPa ; ce seuil serait atteint ici, par exemple pour une compacité de 98% de l'Optimum Proctor Normal, une teneur en eau du matériau traité au-delà de 28 % et des dosages en chaux vive de 5 % et en ciment de 6 %. [Delfaut, 1990].

La Figure IV.37 représente les variations des résistances à sept jours avec immersion des éprouvettes immédiatement après confection. Les résistances à la compression sont faibles et ne dépassent pas 0.5 MPa sauf pour les éprouvettes confectionnées à des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau  $W_{OPM}$



**Figure IV.37 : Variations de  $R_c$  en fonction de  $\gamma_d$ ,  $W$  et  $C$  pour une immersion immédiate des éprouvettes après leur confection et un écrasement à sept jours [Delfaut, 1990].**

### Conclusions :

L'allure de la courbe de compactage dépend de la nature du sol nous avons montré que la courbe de la bentonite de Maghnia est complètement différentes du tuf d'Oran et de l'argile de Laghouat [LTPO, 2011]. Ces courbes dépendent aussi de l'IP (Colombier 1988). Les courbes Proctor pour les sols traités à la chaux deviennent moins sensible à la variation de la teneur en eau.

La chaux influence plus la consistance du sol que le ciment. La limite de liquidité croît ou décroît selon les cas de figure. Les variations de la limite de plasticité sont beaucoup tributaires de la minéralogie de l'argile et du temps de cure [San L H, 2000].

Il est clair que les modifications des limites dépendent de la quantité d'argiles, de limons et de sables. Le traitement à la chaux peut diminuer la teneur en eau des sols plastiques, neutraliser et flocculer les argiles. Il s'ensuit une diminution de l'indice de plasticité ( $I_p$ ), une augmentation de la limite de plasticité et de liquidité selon l'étude de Dupraz et al., 2004.

L'indice CBR imbibé du sol traité augmente par rapport à l'indice CBR immédiat voir Figure IV.15 : Autoroute Est-Ouest d'Algérie Lot Ouest, Section N°1 du tronçon Oued Fodda-Khemis Miliana amélioration à la chaux du sol en place variation du CBR [LTPO ,1998].

Les résistances à la compression simple des sols traités augmentent en fonction du dosage de liant ajouté [Cabane, 2004] ;[Goual,2008] ;[Bahar et al ;2009] [Tangi,2010].ces augmentations sont dut aux processus d'hydratation se déroulant au sein d'un matériau traité aux liants hydrauliques sont supposés identiques à ceux qui se déroulent au sein d'une matrice cimentaire, les proportions d'hydrates restant toutefois très différentes.

## **Chapitre V : Dimensionnement des structures de chaussées.**

## V.1 : Historique de dimensionnement des chaussées :

Le dimensionnement des chaussées souples procédait d'une démarche empirique, menée par analogie avec les structures déjà construites. Pour les chaussées en matériaux non liés, il était fait usage dans certains cas de la méthode CBR (Californian Bearing Ratio) imaginée par Porter (1930) aux Etats-Unis en corrélant les résultats de l'observation de la tenue de chaussées en Californie avec la nature des sols, le trafic et l'épaisseur.

Pour les chaussées en béton la conception s'inspirait des règles américaines faisant appel à des calculs de résistance des matériaux par la méthode de Westergaard (1927) pour les dalles de béton.

De L'hortet présentait en 1948 cité dans le [Guide SETRA/LCPC, 1994] une explication rationnelle du comportement des chaussées en mettant en parallèle les données expérimentales de la méthode CBR et les résultats de calcul du problème de Boussinesq [Boussinesq,1885].

Les travaux théoriques de Burmister (1943) sur le calcul des contraintes et déformations d'un massif multicouche élastique semi-infini sous une charge circulaire verticale.

En 1959, Jeuffroy et Bachelez publiaient une série d'abaques correspondant au fonctionnement de structures tri couches élastiques selon une méthode proche de celle de Burmister [Burmister,1943].

Une position de synthèse était formalisée en 1964 dans un document [De Leger ,1964] intitulé Recommandation pour le dimensionnement des chaussées d'autoroute et des chaussées à trafic lourd et dans la note de commentaire l'accompagnant. Ces documents comportaient déjà bon nombre des notions qui servent encore aujourd'hui au dimensionnement comme : un facteur d'équivalence des essieux (tiré alors de l'essai AASHO) ou la prise en compte de la rigidité des matériaux de chaussée à travers des coefficients d'équivalence d'épaisseur rattachés aux résultats de la théorie de l'élasticité.

Devant la complexité des problèmes observés, les méthodes de dimensionnement développées sont basées sur des règles empiriques tirées de l'observation du comportement en service des structures de chaussée ou de sections expérimentales. Ces méthodes présentent des limites qui sont d'autant plus visibles que de nouveaux types de structures et des matériaux plus performants se développent et que le trafic est en constante augmentation. Un développement de méthodes de dimensionnement plus rationnelles apparaît donc nécessaire. Cette nécessité a conduit au développement et à l'application dès les années 1970 de la méthode rationnelle française [LCP, 1994] et, plus récemment, le développement, aux Etats-Unis, de la méthode du guide de dimensionnement AASHTO 2002 [Di Benedetto et al ., 2005].

L'incapacité des chaussées souples traditionnelles à résister au trafic lourd croissant a conduit à l'élaboration de matériaux de chaussée liés ayant une rigidité et une résistance plus élevées. Outre l'amélioration des techniques bitumineuses, se sont développées dans les années soixante les structures en matériaux traités aux liants hydrauliques, qualifiées de "semi-rigides". Faute de pouvoir utiliser pour ces structures un savoir-faire qui n'existait pas, il fallut imaginer de nouvelles méthodes d'étude [Guide SETRA/LCPC, 1994].

Une autre idée importante se fit jour à la même époque, à savoir celle d'une standardisation des matériaux, afin de limiter dans des proportions raisonnables les variations de leurs propriétés

mécaniques. Ceci s'est concrétisé à partir de 1968 par la publication, par la Direction des routes françaises, d'une série de directives et recommandations précisant les formulations, les caractéristiques mécaniques minimales à atteindre ainsi que les méthodes de mise en œuvre. Parallèlement, la connaissance sur le fonctionnement des chaussées était éclairée par les progrès accomplis en matière d'auscultation avec le développement de nouveaux appareillages.

L'utilisation de l'informatique pour la résolution numérique du problème des multicouches allait lever les limitations sur le nombre de couches et permettre une analyse plus précise, complète et systématique des contraintes et déformations dans les structures de chaussée.

Ainsi, le logiciel ALIZÉ développé par le LCPC fut utilisé pour les calculs de vérification de l'ordre de grandeur des déformations en traction des couches liées. La démarche « rationnelle » de la mécanique de structure a été dégagée progressivement et introduite dans l'élaboration du guide technique de Conception et dimensionnement des structures de chaussées 1994. La méthode utilisée est basée sur les essais de fatigue pour les divers mélanges. Ces modèles de fatigue et d'orniérage sont inclus dans le logiciel ALIZÉ-LCPC. Ils sont empiriques (courbes de Wöhler) et appliqués uniquement au niveau des points conduisant aux déformations maximales dans les différentes couches composant la chaussée. Des travaux de recherche sont menés pour approfondir la compréhension des phénomènes réels [Achimatos L, 2003].

Les études se poursuivent selon cette démarche de dimensionnement dite rationnelle, en particulier pour s'affranchir des limites des modèles élastiques continus encore à la base des calculs effectués en pratique. Il s'agit de tirer parti des apports des méthodes de calcul numérique comme celle des éléments finis afin de mieux appréhender les effets des discontinuités géométriques (joints, fissures) et de la non-linéarité de comportement des matériaux. Ces approches sont cependant encore pour une large part du domaine de la recherche et ne sont utilisées en pratique que pour certains cas particuliers.

Pour la phase de dimensionnement proprement dite, la méthode française relève d'une démarche combinant les apports de la mécanique rationnelle et des éléments expérimentaux.

Les différentes structures de chaussée à traiter pour le dimensionnement sont données par le tableau V.1.

**Tableau V.1 : Principales structures types de chaussée [Diakhate, 2007]**

| Structures types      | Nature des couches                         |                           |   | Commentaires  |
|-----------------------|--|---------------------------|---|---|
|                       | Surface                                    | Base                      | Fondation   |   |
| Souples               | Bitumineuse                                | Graves Non Traitées (GNT) |   | Epaisseur totale de la structure comprise entre 300 et 600 mm   |
| Bitumineuses épaisses | Matériaux bitumineux                       |                           |   | Epaisseur des couches d'assise comprise entre 150 et 400 mm   |
| Semi-rigides          | Bitumineuse                                | MTLH                      |   | Epaisseur des couches d'assise comprise entre 200 et 500 mm   |
| Rigides               | Béton de ciment (150 à 400 mm d'épaisseur) |                           | - soit en MTLH<br>- soit en GNT<br>- soit bitumineuse | Couche de forme en MTLH<br>Dispositions particulières (dalle goudonnées ou non, béton armé continu, etc.) afin d'assurer une continuité mécanique au franchissement d'une fissure due au retrait du béton |
| Mixtes                | Matériaux bitumineux                       |                           | MTLH  | Rapport de 0,5 entre l'épaisseur de matériaux bitumineux et celle de la structure de chaussée   |
| Inverses              | Bitumineuse                                | GNT                       | MTLH  | Epaisseur de la GNT (environ 120 mm)  |

## V.2 : Méthodes de dimensionnements

La réalisation des différents types de chaussées passe d'abord par un dimensionnement adéquat. Pour cela différentes méthodes ont été proposées suivant deux approches.

✚ L'approche empirique qui établit des relations entre la durée de vie et les propriétés mécaniques des matériaux. Ces méthodes se basent sur l'observation du comportement de chaussées expérimentales ou réelles, elles se fondent généralement sur une approche statistique de régression multiple et visent à établir des relations de causes à effets sans requérir toutefois, la parfaite compréhension des principes physiques impliqués. Les méthodes utilisées sont celle du CEBTP. A coté de cette méthode on a aussi la méthode des indices de groupe, la méthode du CBR et celle du Transport and Road Research Laboratory (TRRL) et la méthode du SETRA/LCPC et de AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

✚ L'approche théorique ou rationnelle qui établit un modèle représentant le mieux possible le comportement mécanique du corps de chaussée basée sur la rhéologie du matériau. On distingue dans cette approche : le modèle de Boussinesq, le modèle du Bicouche, le modèle de Hogg, le modèle de Westergaard et le modèle multicouche de Burmister. Les méthodes actuelles combinent la mécanique rationnelle et les éléments expérimentaux c'est les méthodes semi empirique.

### V.2.1 : Méthodes empiriques

Elles sont basées sur l'observation, ces approches renferment les méthodes CBR, et TRRL. Ces méthodes donnent les épaisseurs des couches en fonction du sol de plate forme et du type de trafic.

#### V.2 .1.1 : Méthode CBR

C'est une méthode qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de 90 à 100% de l'optimum Proctor modifié. la détermination de l'épaisseur du corps de chaussée est par la formule de Peltier (1953, 1956) :

Pour un trafic en voiture particulière :  $TMJA \times 365 \times 1.5t < 100000$  t/ans

$$e(cm) = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{I_{CBR} + 5}$$

$e$ : épaisseur équivalente

$P$  : charge par roue 6.5t (essieu 13t).

$I_{CBR}$  : indice CBR (sol support)

### V.2.1.2: Method TRRL (Transportation Road Research Laboratory)

Pour un trafic en voiture particulière:  $TMJA \times 365 \times 1.5t \geq 100000$  t/ans

$$e(cm) = \frac{100 + \sqrt{P \left( 75 + 50 \log \left[ \frac{N}{10} \right] \right)}}{I_{CBR} + 5}$$

$N$ : nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 kg à vide qui circulent sur la chaussée.

Log: logarithme décimal

Pour prendre en compte l'augmentation de l'agressivité des véhicules et du trafic, des rapports ont servi de base à l'établissement du catalogue de dimensionnement des routes du transportation Road Research Laboratory (TRRL). Les structures envisagées sont souples, semi-rigides ou rigides. Pour chaque type de structure, la lecture d'un graphe donne directement l'épaisseur des couches en fonction du trafic (exprime en million d'essieux équivalent) et du type de matériaux.

Cependant, même si la méthode anglaise de dimensionnement est très simple d'utilisation, elle ne permet pas le dimensionnement de cas non standard faisant intervenir de nouveaux matériaux ou conditions particulières de chargement. Achimatos et al ., 2003 ont remarqué que dans la méthode anglaise, le comportement en fatigue des couches liées n'est pas considéré comme le critère dimensionnant.

### V.2.1.3 : Guide du CEBTP 1982 (pour pays tropicaux)

Le guide présente des tableaux des différentes structures possibles et les épaisseurs des couches à mettre en œuvre, compte tenu des trafics et de la nature des sols du projet. Les sols sont divisés en cinq classes qui correspondent à une répartition assez constante des divers types de sols rencontrés en fonction du CBR.

#### Classes de trafic :

Hypothèses du catalogue

- Le trafic est défini par son intensité sur une durée de vie de 15 ans
- une composition de 30% en PL.

Ainsi cinq classes de trafic sont définies en PL et en véhicule toute catégorie - trafic cumulé de poids lourds (véhicule définie comme ayant un poids total en charge supérieure à 3T).

- trafic journalier toutes catégories de véhicules confondues.

### V.2.1.4 : Méthode de catalogue des structures SETRA/LCPC 1977

En fonction du trafic cumulée et de la classe de portance de la plateforme on choisit la structure de chaussée (catalogue de structure)

Le catalogue se compose :

- d'une notice générale décrivant les paramètres d'entrée et les hypothèses de dimensionnement,



- de fiches donnant les principales caractéristiques des matériaux utilisés (GNT, SL, GC, SB). ,
- d'un jeu de planches de structure donnant les coupes types en fonction de la plate-forme et du trafic retenu.

Les sols support sont définis en quatre classes (Sj) suivant le CBR.

Le trafic Tj est identifié par cinq classes de trafic PL cumulé sur de 20ans.

#### **V.2.1.5 : Méthode du Catalogue des Structures Algérien :**

Cette méthode découle du règlement algérien B60 – B61, elle consiste à déterminer la classe du trafic des poids lourds à la 20<sup>ème</sup> année et de la classification du sol support. Une grille combinant ces deux paramètres permet au projecteur de trouver le type de chaussée qu'il désire suivant la disponibilité des matériaux de la région.

#### **V.2.1.6 : Méthode A.A.S.H.O :**

Cette méthode empirique est basée sur des observations du comportement, sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes qui permet de préciser les différents facteurs :

- L'état de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps.
- L'équivalence entre les différentes couches de matériaux.
- L'équivalence entre les différents types de charge par essai.
- L'influence des charges et de leur répétition.

#### **V.2.1.7 : Méthode de l'ASPHALT INSTITUTE :**

Basée sur les résultats obtenus des essais «AASHO » on prend en considération le trafic composite par échelle de facteur d'équivalence et utilise un indice de structure tenant compte de la nature des diverses couches. L'épaisseur sera déterminée en utilisant l'abaque de l'asphalte institute.

### **V.2.2 : Méthodes semi empirique**

#### **V.2.2.1 : Méthode française de dimensionnement :**

Dimensionnement des structures de chaussées neuves NF P 98-086.

**Trafic :** Le trafic est exprimé en nombre d'essieu standard. Sont définis comme poids lourds, les véhicules de charge utile supérieure ou égale à 5 tonnes. La détermination des trafics routiers pour le dimensionnement des structures de chaussées fait l'objet de la norme NFP 98-082.

**Plateforme :** Définie suivant CBR ou essai de plaque et classé en arase.

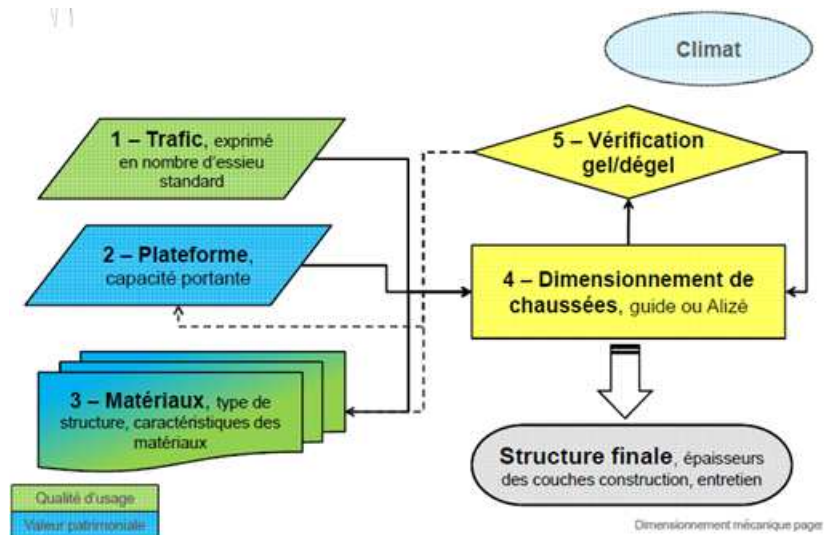


Figure V.1 : Schéma synoptique de dimensionnement NF P 98-086.

### Hypothèses retenues pour le dimensionnement des chaussées

#### 1) Durée de service :

Il s'agit de la période, exprimée en années, consécutive à la réalisation de la chaussée pendant laquelle les deux conditions ci-après sont vérifiées :

La probabilité de rupture par fatigue des éléments du corps de chaussée est inférieure au coefficient de risque retenu,

La déformation permanente de surface des matériaux non liés reste inférieure au seuil admissible.

#### 2) Coefficient de risque :

Ce chiffre correspond à la probabilité acceptée de rupture des éléments du corps de chaussée les plus sollicités au terme de la durée de service.

#### 3) Agressivité du trafic :

Les hypothèses retenues sont regroupées dans le tableau, où est indiqué, le coefficient de risque en fonction du trafic PL, les durées de service par vocation de voie, et les coefficients d'agressivité retenus.

#### 4) Le taux de croissance :

Le taux de croissance annuel du trafic PL.

### V.2.2.2: Dimensionnement de la couche de forme .

Le dimensionnement de la plateforme à été donnée au Tableau III.5

#### Portance de la plateforme :

Garantir une portance à court terme, supérieure à 50MPa, (voir Tableau V.2) nécessaire à l'obtention de la qualité de compactage ou de densification des matériaux du corps de chaussée, mais également à long terme. Le tableau donnant la correspondance avec les valeurs de CBR est donné dans le Tableau III.5 : classe d'arase GTR

**Tableau V.2 : Portance de la plateforme.**

| Classe  | PF1     | PF2                        | PF3                         | PF4          |
|---|---------|----------------------------|-----------------------------|--------------|
| <b>Portance EV2 (GTR)</b>                     | >20 MPa | >50 MPa                    | >120 MPa                    | >200 MPa     |
| <b>Déflexion pour Cdf traitée en mm (GTS)</b> |         | 1,2(chaux)<br>0,8 (ciment) | 0,8 (chaux)<br>0,6 (ciment) | 0,5 (ciment) |

**V.2.2.3 : Méthode SETRA-LCPC/1981 utilisation des sols fins traités en assise de chaussée**

La conception des chaussées à faible trafic en limons traités à la chaux et au ciment est définie dans le Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic (SETRA-LCPC/1981). Ce manuel fixe les conditions d'utilisation de ces matériaux selon les critères suivants. Critère de déformabilité de la plateforme (avoir une plateforme minimale P2 voir Tableau présenté en III.9).

Le sol est classé en fonction de Et, Rt (voir Figure III.2). Le manuel de conception (SETRA-LCPC/1981) définit trois classes de résistance pour les limons-chaux-ciment en fonction de leur résistance à la traction directe Rt et de leur module de déformation Et mesurés à 180 jours. Il est à souligner que ces matériaux sont déclassés de deux classes par rapport à une grave traitée ou un sable traité ayant les mêmes caractéristiques mécaniques (Rt, Et).

Le dimensionnement est effectué en lisant sur l'abaque l'épaisseur "h" qui dépend du trafic cumulé "N" PL/J et de la couche de surface choisie ; et de la classe du matériau traité. En prenant les hypothèses suivantes : durée de service 20 ans. Les trafics concernés sont données dans le tableau V.3.

Les classes de trafics sont définies par le trafic moyen journalier des poids lourds (charge utile supérieure à 5T) qui circule sur la chaussée.

Cet effet est très largement fonction de la charge par essieu des véhicules : un essieu chargé à 13 tonnes est en moyenne 4 à 5 fois plus agressif qu'un essieu chargé à 10 tonnes.

**Tableau V.3 : classe de trafic pour chaussée à faible trafic selon le Guide SETRA-LCPC/1981**

| T6        | T5         | T4         | T3-         |
|-----------|------------|------------|-------------|
| 0-10 PL/j | 10-25 PL/j | 25-50 PL/j | 50-100 PL/j |

Les trafics T3+ (100-150) ; T2 (150-300); T1 (300-750) ; T0 (750-2000) ne sont pas concernés

**V.2.2.4 : La méthode algérienne de dimensionnement**

Pour la modélisation des structures types, il est fait appel au modèle multicouche élastique et linéaire de Burmister.

Les modules et coefficients de Poisson (E,  $\nu$ ), correspondant aux différents types de matériaux figurant dans les fiches techniques de dimensionnement, ont été obtenus en laboratoire sur des matériaux représentatifs.

### **Détermination du type de réseau**

Les études initiées par les services du Ministère des Travaux Publics ont abouti en 1996 à la décomposition du réseau routier national de l'Algérie comme suit:

Le réseau principal noté RP

Le réseau secondaire noté RS

Mais seul le réseau principal RP est pris en considération dans le catalogue Algérien. Ce réseau principal se décompose en deux niveaux:

1. réseau principal de niveau 1 (RP1);
2. réseau principal de niveau 2 (RP2).

Réseau principal 1 (RP1), il comporte des liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour

1. liaisons reliant deux chefs lieu de Wilaya
2. liaisons présentant un intérêt économique et ou stratégique .Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN).

Réseau principal 2 (RP2):

Il est constitué de liaisons supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules /jours. Ce réseau est composé de routes nationales (RN), de Chemins de Wilaya (CW) et de liaisons reliant L'Algérie aux pays riverains.

### **Les Hypothèses retenues pour le dimensionnement des chaussées**

Les données de base pour dimensionnement des structures de chaussées sont:

1- la durée de vie: est en étroite relation avec la stratégie d'investissement retenue par le maître de l'ouvrage. Elles correspondent à un investissement initial moyen à élever et des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction du niveau de réseau principal considéré. Pour le réseau RP1 elle est de 20 à 25 ans et pour le réseau RP2 elle est de 15 ans.

2- Le risque de calcul: La probabilité d'apparition de dégradation avant une période donnée de x années soit inférieure à une valeur fixée. Les niveaux de risque choisis sont en fait en étroite relation avec les options retenues par le maître de l'ouvrage en matière de niveau de service et de stratégie d'investissement et d'entretien. Les risques de calcul (r %) adoptés dans le dimensionnement des structures, qui sont fonction de la classe de trafic et du niveau de réseau principal et de la structure.

3- le trafic : Exprimé en classe de trafic (7 classe de trafic).

Classes de trafic ( $TPL_i$ ) est déterminée à partir du trafic PL/j/sens compté en moyenne journalière annuelle (MJA), sur la voie la plus chargée, à l'année de mise en service suivant le niveau de réseau (RP 1 ou RP2).

### **Calcul du trafic cumulé de PL (TCi)**

Le TCi est le trafic cumulé de PL sur la période considérée pour le dimensionnement (durée de vie). Il est donné par la formule suivante :

A partir d'une progression géométrique  $i$

$$TC_i = TPL_i \times 365 \times n \times \left( \frac{(1 + i)^n - 1}{i} \right)$$

A partir d'une progression arithmétique

$$TC_i = TPL_i \times 365 \times n \times \left( 1 + \frac{(n-1) \times \tau}{2} \right)$$

où:

$i$  = taux d'accroissement géométrique, (pris égal à 0,04 dans le calcul de dimensionnement), ce taux de 4 % résulte d'une enquête nationale de trafic réalisée dans le cadre de l'étude du schéma directeur routier national.

$\tau$  = taux de croissance linéaire annuelle du trafic à la mise en service.

$n$  = durée de vie considérée.

#### **Calcul du trafic cumulé équivalent (TCEi)**

Le TCEi est le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement, il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée.

NB : L'essieu de référence standard en Algérie est l'essieu isolé à roues jumelées de 130 kN (13 tonnes). C'est l'essieu maximum légal.

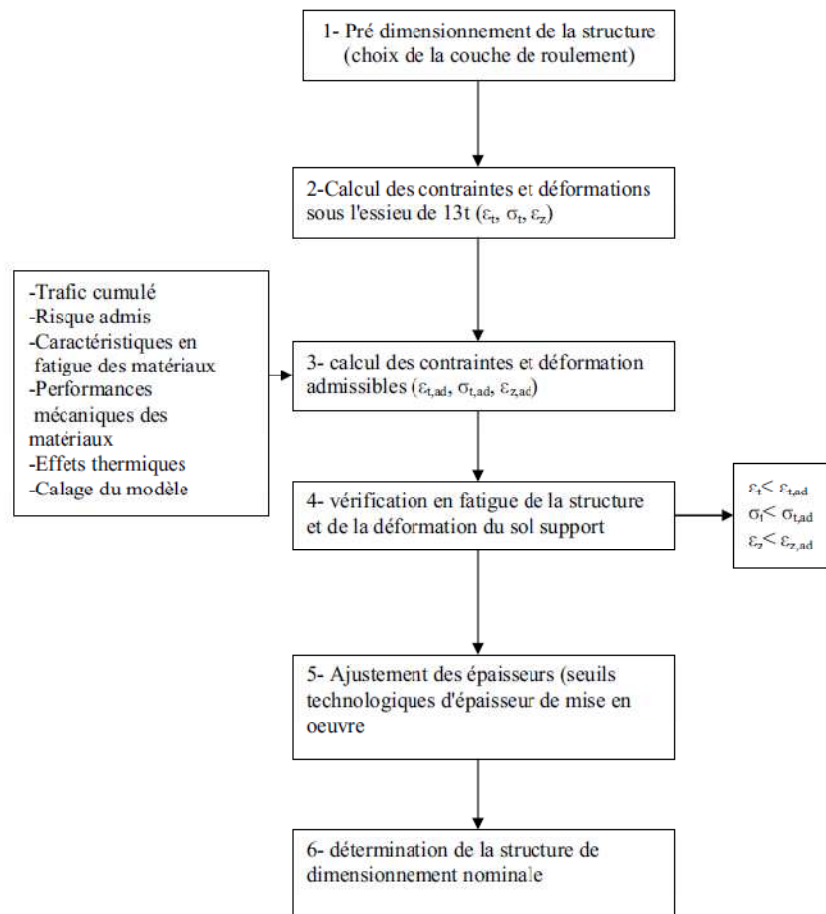
$$TCEi = TCi \times A$$

$A$  : Coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes donné en fonction du type matériaux de structure et du niveau de réseau.

4- Le sol support : est définie par sa classe de portance à long terme suivant le module de Young  $E$ . Le guide définit cinq classes ( $S_0, S_1, S_2, S_3, S_4$ )

5- Les caractéristiques des matériaux.

La démarche de dimensionnement est résumée dans le schéma synoptique de la figure V.3.



**Figure V.2 : Schéma synoptique de dimensionnement Normes Algériennes cité par [Bnsmaine, 2011].**

Les matériaux sont définis dans des fiches de structure en fonction du réseau routier (RP1 ou RP2). Les caractéristiques mécaniques en fatigue sont données par des abaques suivant le matériau traité.

Elles sont définies comme suit :

$E$  : Module complexe du matériau bitumineux.

$\sigma_6$  : Contrainte de flexion limite à  $10^6$  cycles donnée par l'essai de fatigue

$-\frac{1}{b}$  : Pente de la droite de fatigue.

$S_N$  ou  $\delta_N$  : écart-type dispersion sur la loi de fatigue.

$S_h$  ou  $\delta_h$  : écart-type dispersion sur les épaisseurs (en cm).

$\mu$  : coefficient de poisson.

$k_d$  : facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique (dalles en béton).

$k_c$  : facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement observé sur chaussées.

### Calcul des déformations admissibles sur le sol support $\epsilon_{zad}$

La déformation verticale  $\epsilon_{zad}$  calculée par le modèle Alizé III, devra être limitée à une valeur admissible  $\epsilon_{zad}$  qui est donnée par une relation empirique déduite à partir d'une étude statistique de comportement des chaussées algériennes. Cette formule est la suivante :

$$\epsilon_{zad} = 22 \times 10^{-3} \cdot (TCEi)^{-0.235}$$

Pour chaque classe de trafic (TCEi), il correspond une valeur de  $\epsilon_{zad}$

La vérification  $\epsilon_z < \epsilon_{zad}$  sera surtout à faire dans le cas des chaussées à matériaux non traités, car c'est le critère prépondérant dans le calcul de dimensionnement.

Dans le cas des chaussées traitées au bitume et aux liants hydrauliques, la pression sur le sol support sera tellement faible que le critère  $\epsilon_z < \epsilon_{zad}$  sera pratiquement toujours vérifié.

### Calcul des sollicitations admissibles pour matériau traité au bitume

Le calcul de la déformation admissible de traction  $\epsilon_{tad}$  à la base des couches bitumineuses est donné par la relation suivante :

$$\sigma_{tad} = \epsilon_6(10^0C, 25Hz) \cdot kne \cdot k\theta \cdot kr \cdot kc$$

où

$\epsilon_6(10^0C, 25Hz)$  : déformation limite détenue au bout de 106 cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10° C et 25Hz (essai de fatigue).

kne : facteur lié au nombre cumulé d'essieux équivalents supporté par la chaussée

k $\theta$  : facteur lié à la température

kr : facteur lié au risque et aux dispersions.

kc : facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement observé sur chaussées.

$\epsilon_{tad}$  peut s'écrire de la façon suivante :

$$\epsilon_{tad} = \epsilon_6(10^0C, 25Hz) \cdot \left(\frac{TCEi}{10^6}\right) \cdot \sqrt{\frac{E(10^0C)}{E(\theta eq)}} \cdot 10^{-tb\delta} \cdot kc$$

Avec:

TCEi: trafic en nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée

b : pente de la droite de fatigue (b<0)

E (10°C) : Module complexe du matériau bitumineux à 10° C

E (8eq) : Module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée

$\delta$  : Dispersion

$$\delta = \sqrt{\delta_N^2 + \left(\frac{c}{b}\right)^2 \times \delta_h^2}$$

avec:

$\delta_N$  : écart-type dispersion sur la loi de fatigue

$\delta_h$  : écart-type dispersion sur les épaisseurs (en cm)

c : coefficient égal à 0,02

t : fractile de la loi normale réduite centrée et est directement liée au niveau de du risque adopté (r%) en fonction du niveau de trafic et de la catégorie de route.

### Calcul des sollicitations admissibles pour matériau traité aux hydrauliques

Le calcul de la contrainte admissible de traction  $\sigma_{tad}$  à la base des couches traitées aux liants hydrauliques est donné par la relation suivante :

$$\sigma_{tad} = \sigma_6 \cdot k_{ne} \cdot k_r \cdot k_d \cdot k_c$$

où.

$\sigma_6$  : Contrainte de flexion limite à  $10^6$  cycles donnée par l'essai de fatigue

kne, kr, kc : idem matériaux traités au bitume

kd : facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique (dalles en béton).

$\sigma_{tad}$  peut s'écrire de la façon suivante :

$$\varepsilon_{tad}(\text{bars}) = \sigma_6 \cdot \left( \frac{TCEi}{10^6} \right)^b \cdot 10^{-tb\delta} \cdot k_d \cdot k_c$$

Le tableau V.4 donne les vérifications à faire suivant que le matériau est traité au bitume ; au liant hydraulique ou non traité.

**Tableau V.4 : Vérification en fatigue des structures et de la déformation et contraintes [Guide du CTTP ,2001 et SETRA/LCPC ,1994]**

| MTB  | MTLH   | MNT                                 |
|--|--|-------------------------------------|
| $\varepsilon_t < \varepsilon_{tad}$ et $\varepsilon_z < \varepsilon_{zad}$ | $\sigma_t < \sigma_{tad}$ et $\varepsilon_z < \varepsilon_{zad}$ | $\varepsilon_z < \varepsilon_{zad}$ |

### V.2.2.5 : Méthode AASHTO dimensionnement du guide AASHTO.

D'après [Achimatos et al ., 2003], la méthode Américaine de dimensionnement des chaussées AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) est basée sur une analyse empirique des résultats des essais de l'AASHTO Road test réalisés a la fin des années 1950 sur plus de 500 sections tests de chaussées. La dernière version du guide de dimensionnement date de fin 2004, mais la version de 1993 reste encore la plus utilisée.

#### Classe de trafic

Dans ce catalogue, cinq classes de trafic T1 à T5, sont définies. Ces classes conduisent aux trafics cumulés d'essieux de référence de dimensionnement .L'essieu de référence est l' essieu simple à roues jumelées de 8,2t (essieu maximum légal).

#### Classe de sol

Dans le domaine de dimensionnement des chaussées, le sol support est caractérisé par sa capacité portante (module de rupture du matériau).

#### Le risque de calcul : Fiabilité

La fiabilité correspond à la probabilité de rupture de la chaussée, à l'issue de la durée de vie de service. Cette probabilité est fonction du niveau de service visé. Cette probabilité est fonction du niveau de service visé par l'administration routière. La notion de fiabilité est introduite dans la



méthode de l'AASHTO afin de tenir compte de l'importance de la dispersion des facteurs clés de dimensionnement des chaussées.

#### **V.2.2.6 : Méthode de l'Asphalt dimensionnement du guide Procédures de conception**

L'objectif de la méthode de l'Asphalt Institute de conception des chaussées souples consiste à limiter les déformations horizontales en traction à la base du revêtement en enrobé (source de fissuration par fatigue) et les déformations verticales en compression au sommet du sol support (source d'orniérage et de déformation permanente). Pour assurer cet objectif, l'Asphalt Institute a fixé des critères limites pour les deux sources de dégradations. La fissuration par fatigue est ainsi limitée à 25% de la surface de la chaussée et l'orniérage est limité à 13 mm durant la période de design.

La procédure de conception de l'Asphalt Institute suit les étapes suivantes :

1. Détermination des différents intrants :

- Le trafic cumulé durant la période de design exprimé en trafic prévu est exprimé en nombre total de passages d'essieux équivalent à un essieu de 8,2 tonnes ;
- Le module résilient  $M_r$  du sol support;
- Le choix du type de revêtement et de fondation; plusieurs structures de chaussées souples peuvent être adoptées, chaussées souples pleines profondeurs, chaussées avec un revêtement en enrobé et une couche de fondation en enrobé posé à froid, chaussées avec un revêtement en enrobé et une fondation granulaire.

2. Calcul des épaisseurs des couches de chaussée qui correspondent aux intrants prédéterminés.

Les graphiques de conception, disponibles dans le manuel de 1991 de l'Asphalt Institute, permettent de déterminer pour chaque condition spécifique décrite par les intrants : l'épaisseur totale du revêtement en béton bitumineux lorsque la chaussée ne comporte pas d'autre couche, et aussi l'épaisseur minimale du revêtement bitumineux nécessaire pour ces mêmes conditions. Si on prévoit d'utiliser d'autres matériaux pour les couches de fondation et de sous fondation, on substitue les épaisseurs correspondantes comme suit:

- 2 cm de fondation granulaire pour remplacer chaque centimètre de béton bitumineux. Soit un rapport de substitution de 2 : 1.
- 2,7 cm de matériaux de sous-fondation pour remplacer chaque centimètre de béton bitumineux. Soit un rapport de substitution de 2,7 : 1.

3. Prévoir si possible une conception pour une construction par étapes successives.

4. Effectuer une analyse économique des diverses options de design et choix de la meilleure option.

### **V.3 : Les méthodes rationnelles.**

#### **V.3.1 : Approche théorique**

##### **Contraintes et déformations des sols**

La loi de comportement d'un matériau définit la relation entre l'état de contrainte et l'état de déformation. Pour les sols qui sont des matériaux non homogènes et non isotropes, il est constaté un comportement non élastique et non linéaire. En effet :

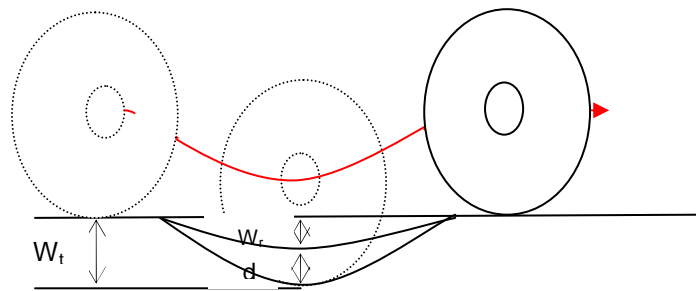
Lors des essais de chargement / déchargement (essais à la plaque), il est noté une absence d'élasticité se traduisant par une courbe de décharge située sous la courbe de chargement due à une dissipation d'énergie au moment du cycle charger- décharger.

Au passage d'une charge roulante sur une route (voir Figure V.3 ) [Frédéric, 2014], il est observé une déformation (affaissement total  $W_t$ ) en partie réversible ( $d$ ) et en partie irréversible .

Ces déformations dépendent des charges, du sol (nature , teneur en eau et compacité) et de la structure de la chaussée(cours de route procédés généraux de construction) .

La déflexion est définie par l'expression suivante :

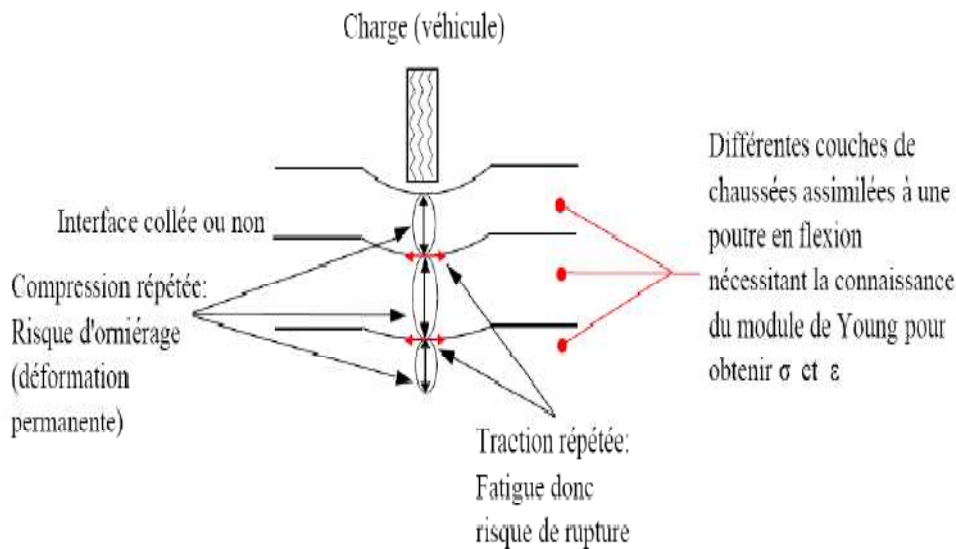
$$\text{Déflexion} \quad d = W_t - W_r$$



**Figure V.3 : schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage de charge [Frédéric, 2014].**

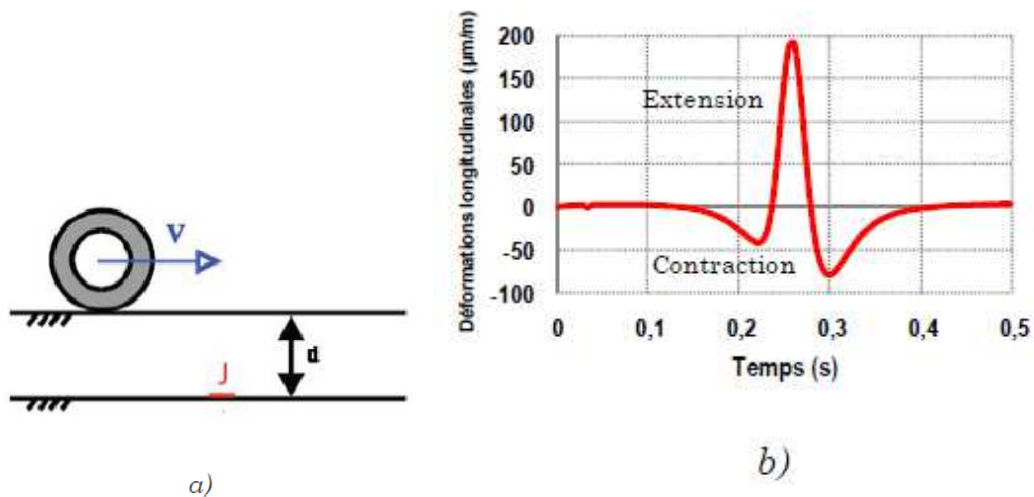
Dans la répétition des charges et tant qu'elles sont inférieures à une valeur critique pour le sol, la partie élastique reste presque constante alors que la partie plastique pour le sol augmente de manière proportionnelle au logarithme du nombre de cycle de charge. Lors du passage de charge sur un sol traité la partie plastique augmente proportionnellement au nombre de cycle de charge. Des efforts de tractions naissent à la partie inférieure des couches traitées. Les nouvelles méthodes de calcul tiennent compte de ces contraintes de tractions (essai de fatigue). Ces contraintes génèrent des efforts de traction (voir Figure V.4) à la base des couches liées, qui créent des micros dégradations qui s'accumulent et peuvent entraîner, la ruine du matériau. Il s'agit du phénomène de fatigue qui s'observe pour de nombreux matériaux. Une fissure peut également apparaître et se propager dans la chaussée [Di Benedetto et al ., 2005].

La partie réversible des déformations permet de définir un module d'élasticité ( $E$ ) caractérisant le sol ainsi qu'un coefficient de poisson ( $\nu$ ) pour les déformations latérales. la figure résume l'effet du passage de la charge sur la chaussée.



**Figure V.4 : Effet d'une charge sur la chaussée [DI Benedetto et al ., 2005]**

Ces phénomènes sont montrée aussi par [Ambassa, 2013] qui à étudier le passage d'une charge, roulant a une vitesse constante  $V$ , le point  $J$  de la chaussée est sollicité . Ce point est situe a une profondeur  $d$  par rapport a la surface. Le signal correspondant a la déformation longitudinale (dans la direction de roulement) au point  $J$  est présente dans la figure V.5-a [Ambassa , 2013] . A l'approche de la charge, le point de mesure  $J$  est soumis a une contraction puis a une extension quand la charge est suffisamment proche. De plus, les phases d'extension et de contraction sont asymétriques avec une amplitude de contraction plus faible lorsque la charge s'éloigne. Cette asymétrie est due a la viscoélasticité du matériau. La figure 5-b montre également que l'amplitude de déformation longitudinale résultante en extension est beaucoup plus grande que celle en contraction. Puisque la résistance de l'enrobe bitumineux en traction est beaucoup plus faible que celle en compression, la dégradation se fait donc principalement dans la phase de traction par flexion. Quand il s'agit des couches collées, cette traction par flexion devient plus importante a la base de la chaussée et peut déclencher l'amorçage de la fissure.



**Figure V.5 : a) Schéma du passage d'une charge roulante et le point de mesure, b) Déformation longitudinale résultante à la base de la couche de chaussée [Ambassa, 2013].**

Les déformations pour la partie réversible s'expriment par  $\varepsilon = \sigma / E$

Pour l'évaluation des sollicitations dans les couches d'assises, il s'avère souvent suffisant d'avoir une description approchée du comportement mécanique du sol support. La rigidité beaucoup plus élevée des couches d'assises (surtout pour les matériaux liés) et leurs épaisseurs font que la diffusion des contraintes dues au trafic conduit à de sollicitations faibles au niveau du sol et par suite de considérer ce dernier comme un modèle élastique linéaire. Le principe consistera pour le sol à limiter l'amplitude du cumul des déformations verticales sous la répétition des charges roulantes (cas des chaussées souples et bitumineuses épaisses).

#### Portance et déformabilité des sols :

La capacité portante d'un terrain c'est l'aptitude qu'a celui-ci à supporter des charges permanentes ou des surcharges. L'essai de poinçonnement (CBR) est aujourd'hui universellement employé en géotechnique routière pour apprécier la résistance des sols au cisaillement (sols fins surtout) pour un état de compactage et de teneur en eau donné.

Différentes tentations ont été effectuées pour établir des formules empiriques liant la portance à la déformabilité et dont certaines sont présentées ci-après cité par [Catalogue des structures types de chaussées neuves SETRA, LCPC, 1977] :

- Formule de G. Jeuffroy  $E = 6,5 \text{ CBR}^{0,65}$  (MPa)
- Formule de C. Régis  $E = 8,5 \text{ CBR}^{0,825}$  (MPa)
- Formule du LCPC  $E = 5 \text{ CBR}$  (MPa)

### V.3.2 : Les modèles de la mécanique des chaussées

Le dimensionnement de toute structure de chaussée consiste à évaluer le niveau de sollicitation et ensuite de le confronter aux paramètres limites des différents matériaux de la chaussée.

Les modèles de la mécanique des chaussées permettent d'expliquer le fonctionnement et le comportement des divers types de structures routières à partir d'une schématisation simple des structures et des charges appliquées. Ils permettent aussi d'évaluer le niveau de sollicitation d'une structure de chaussée. Les modèles doivent donc représenter le plus possible le fonctionnement des structures étudiées.

Par souci de simplicité, la plupart des méthodes de calcul de la réponse mécanique de la chaussée sont basées sur des hypothèses simplificatrices:

- charge idéalisée, Les véhicules exercent sur la chaussée une contrainte verticale; la charge maximale de référence sur un essieu standard est donnée dans le tableau V.5 et la plateforme est caractérisée par sa portance.
- comportement linéaire élastique des matériaux;
- couches constituées de matériaux homogènes et isotropes.

**Tableau V.5 : Méthodes de dimensionnement : types d'essieu standard et performance du support [Diakhate , 2007] .**

| Méthode                      | Française<br>LCPC/SETRA   | Américaine<br>AASHTO                                      | Anglaise<br>DMRB                        | Hollandaise                                      | Shell<br>SPDM                           | Européenne<br>95/53/CE                   |
|------------------------------|---|---|---|--|---|--|
| Trafic : essieu standard     | Essieu simple à roues jumelées de 130 kN                        | Essieu simple à roues jumelées de 18 kip (82 kN)          | Essieu simple à roues jumelées de 80 kN | Essieu simple à roues jumelées de 100 kN         | Essieu simple à roues jumelées de 80 kN | Essieu simple à roues jumelées de 110 kN |
| Performance de la plateforme | 3 niveaux :<br>PF2 (50 MPa),<br>PF3 (120 MPa),<br>PF4 (200 MPa) | Valeur du module élastique entre 1 et 40 kpsi (7-276 MPa) | $CRR_{\text{min}}=15\%$                 | 3 niveaux :<br>50 MPa,<br>100 MPa,<br>ou 150 MPa | Non disponible                          | Non disponible                           |

#### V.3.2.1 : Modèle de Boussinesq.

Boussinesq considère le sol comme un massif élastique, semi infini. Il suppose en plus que le corps de chaussée n'est pas trop différent du sol naturel, on peut considérer que la pression se répartit de la même manière que dans un sol support. La charge  $q$  du pneumatique appliquée à la chaussée génère une contrainte en fonction de la profondeur. Le but est de rechercher à quelle profondeur du sol support la contrainte verticale a été suffisamment diffusée pour ne pas dépasser la contrainte admissible. Le rôle de la chaussée est de répartir la pression exercée par le pneumatique pour l'amener à un niveau compatible avec ce qui peut être supporté par le sol-support [Quang Dat Tran , 2004]

La pression  $q_0$  (d'environ 0.2 – 0.7 MPa), exercée par les pneus ne peut pas être soutenue en totalité par la couche support en sol naturel. Le rôle des couches de chaussées est de réduire cette pression compte tenu de leur rigidité.

Pour une charge circulaire de rayon  $a$  et de pression  $q_0$ , la contrainte  $\sigma_z$  à l'aplomb du cercle est maximum. A la profondeur  $z$ , elle a la valeur :



La détermination de la fonction  $f$  suppose que l'on dispose de modèles bicouches .

### V.3.2.2 : Modèle d'Odemark

La méthode de la hauteur équivalente a été développée par Odemark. Le principe de la méthode consiste à transformer un système de plusieurs couches avec des modules différents en un système équivalent homogène où toutes les couches ont un même module et, ainsi, pouvoir appliquer les théories classiques d'élasticité au système et les équations de Boussinesq.

Le principe d'Odemark cité par [Alejandro ,2010] méthode de l'Hauteur équivalente (MET) suit la règle de transformation pour un système à deux couches figure V.7

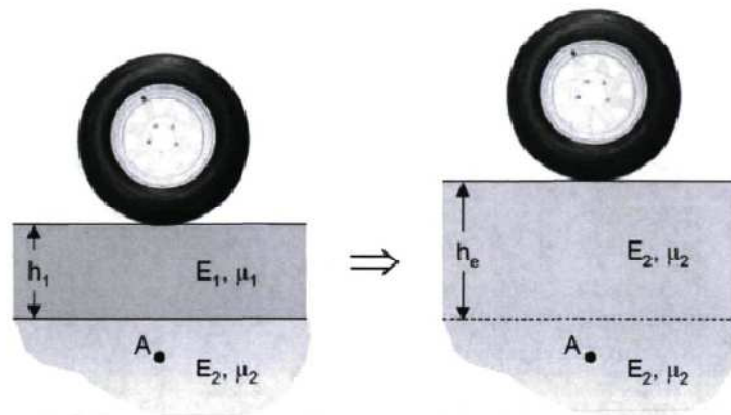


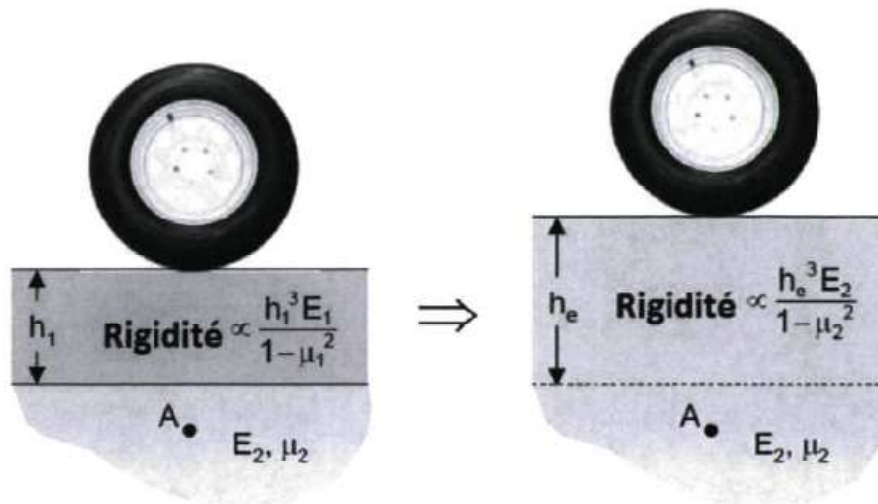
Figure V.7 : Transformation d'Odemark [Alejandro, 2010]

Dans le cas du système à plus de deux couches, une fois la couche de surface est transformée en une couche équivalente à la deuxième, la même procédure est reprise pour transformer la nouvelle couche obtenue (somme des deux premières couches) en une couche équivalente à la troisième et ainsi de suite.

Pour garder la même rigidité que la couche initiale lors de la transformation, il est nécessaire que l'expression  $I \cdot E / (1 - \mu^2)$  demeure constante. Dans cette expression, I représente le moment d'inertie égal à  $(b \cdot h^3) / 12$  où b représente la largeur de l'élément considéré et h représente son épaisseur. Ceci amène à écrire :

$$h_e = f h_1 \left( \frac{E_1}{E_2} \right) \left( \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Où  $h_e$  représente la hauteur équivalente (Voir Figure V.8).



**Figure V.8 : Équivalence des rigidités d'Odemark [Alejandro, 2010].**

Dans le but d'obtenir une meilleure concordance avec la théorie d'élasticité, un facteur de correction «f» est introduit et l'équation précédente devient

$$h_e = f h_1 \left( \frac{E_1}{E_2} \right) \left( \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

où les valeurs de «f» sont respectivement

f= 0.9 pour un système bicouche

f= 0.8 pour un système multicouche

f= 1.0 pour la première interface d'un système multicouche

f= 1.1 pour la première interface si  $a > h$  où  $a$  = rayon de la plaque de chargement

Il existe des limitations au niveau de l'utilisation de la méthode des épaisseurs équivalentes. L'une d'entre elles concerne le module E qui doit décroître avec la profondeur. Une autre limitation est que l'épaisseur équivalente d'une couche devrait être, de préférence, supérieure au rayon de plaque de chargement.

### **Application des modèles de calcul étudiés concernant le fonctionnement mécanique des chaussées routières**

Pour mettre en évidence les différences significatives qui apparaissent entre les critères de dimensionnement adoptés au calcul des chaussées routières souples et mixtes, on va présenter en ce qui suit, à base de modèles bicouche et tri couche, le module de travail des deux types de chaussées routières sous l'action des sollicitations du trafic figure V.9 et V.10 [Teodor, 2011] .



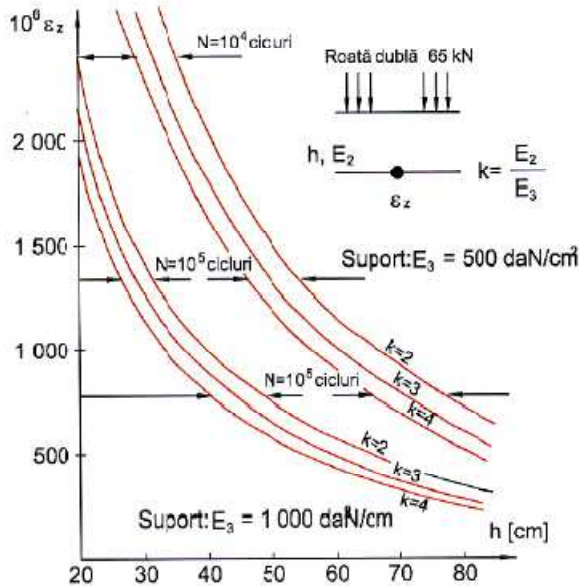


Figure V.9 : Variation de  $\varepsilon_z$  selon le coefficient  $k$  et l'épaisseur de la couche de granulat naturel ( $h$ ) [Teodor, 2011]

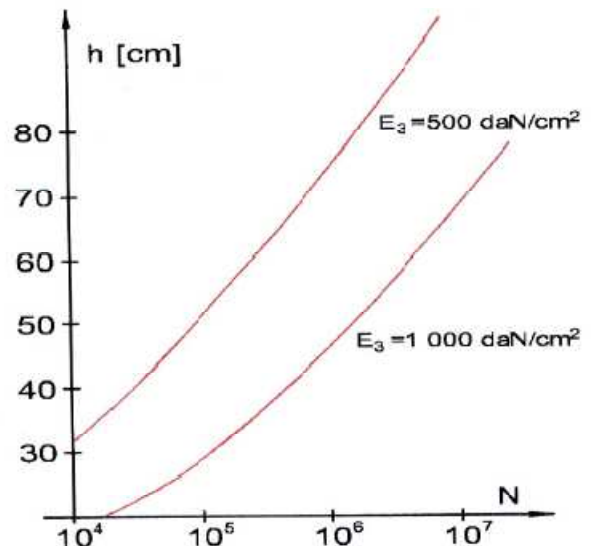


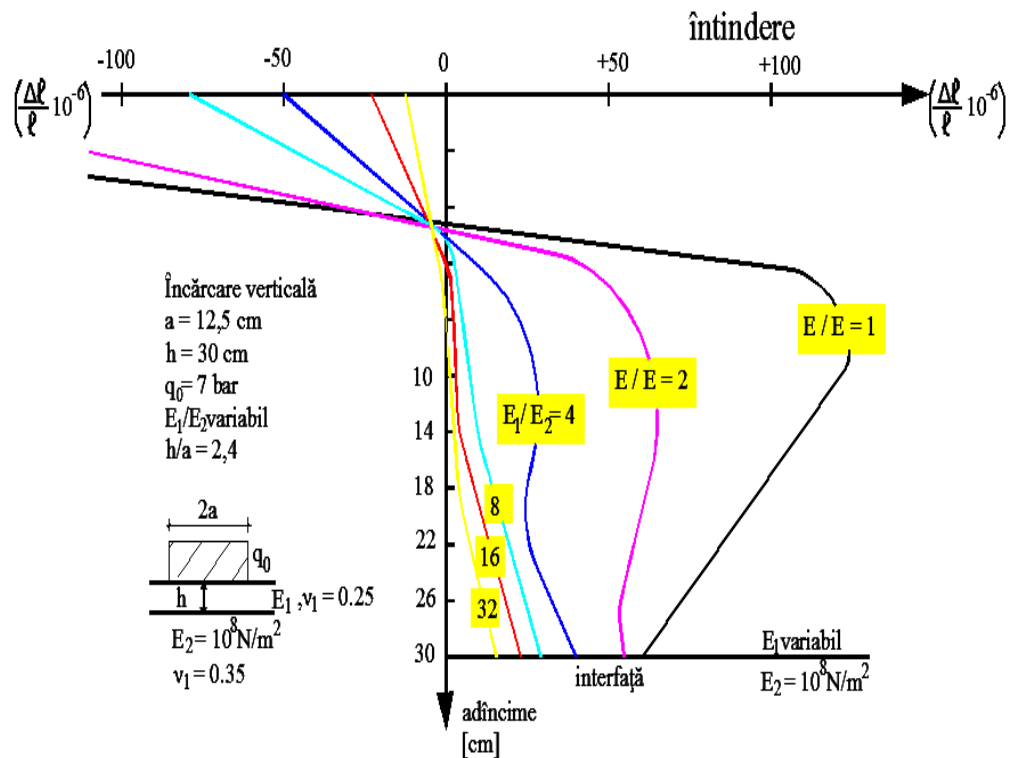
Figure V.10: Variation de l'épaisseur de la couche en granulat naturels ( $h$ ) selon le nombre de cycle  $N$  [Teodor, 2011]

La figure V.9 présente la variation de la déformation relative  $\varepsilon_z$  du terrain de fondation selon la valeur du coefficient  $k$  et l'épaisseur de la couche en granulat naturels  $h$ , pour deux types de terrain de fondation différenciés par les valeurs du module de déformation  $E_3$ .

La Figure V.10 présente la variation de l'épaisseur de la couche en granulats naturels selon le nombre de cycles. On constate l'influence très significative du sol de fondation sur l'épaisseur de la couche routière en granulats naturels et on peut retenir que dans les conditions où le sol de fondation est de bonne qualité ( $E_3=1000 \text{ daN/cm}^2$ ). Une chaussée avec des couches en granulats naturels avec des épaisseurs significative peut supporter un trafic très important cité par [Teodor, 2011]

Les sollicitations du trafic produisent à la base des revêtements bitumineux des tractions horizontales répétées (figure V.11) qui peuvent conduire à leur dégradation par fatigue [Doan, T.H., 1977] cité par [Paul Teodor, 2011]. En principe, la fatigue se manifeste par la réduction dans le temps du module de rigidité des enrobés bitumineux, grâce aux sollicitations répétées.

Ça peut résulter dans l'augmentation des déformations de traction qui, dans les conditions du dépassement des déformations admissibles, conduit premièrement à la fissuration du revêtement bitumineux et puis à des défauts plus graves, du type faïençage.



**Figure V.11: Répartition des déformations dans un bicouche, selon la profondeur, pour des rapports différents  $E_1/E_2$  [Teodor , 2011].**

### V.3.2.3 : Modèle de Hogg

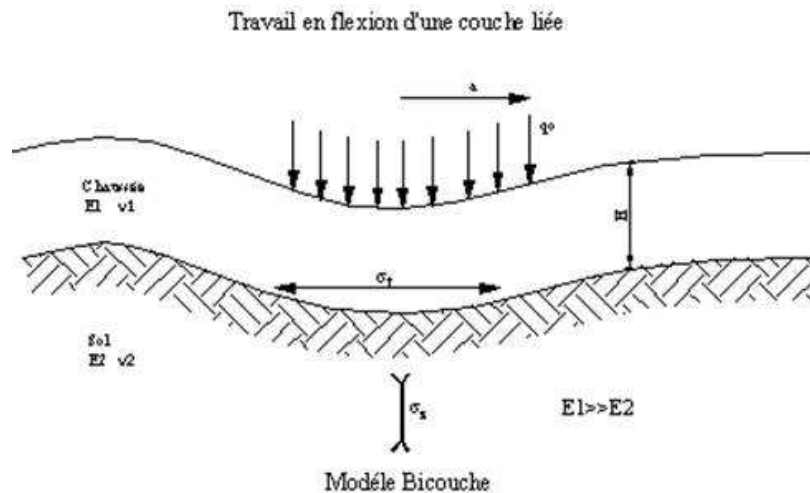
Dans le cas d'une faible contrainte sur le support; il peut être coûteux de réaliser la répartition des pressions par l'intermédiaire du corps granulaire ou bien le dimensionnement pour un corps de chaussée granulaire peut mener à une épaisseur forte. Pour l'éviter, les matériaux peuvent être traités aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés. Le liant, avec son aptitude d'augmenter le module, modifie donc son comportement mécanique.

La couche de chaussée fléchit sous la charge et s'accompagne de contrainte de traction par flexion à la base de la chaussée. Lorsqu'on est en présence de matériaux traités aux liants hydrauliques, des contraintes de traction apparaissent à la base de la couche traitée. Le modèle de Boussinesq ne se prête plus du fait de la nécessité de la vérification de la traction à la base. On fait alors recours à la méthode du bicouche dans laquelle la vérification du travail en flexion de la couche liée est prépondérante comme montré dans la figure V12.

Il faut ainsi satisfaire pour le dimensionnement deux critères qui conditionnent son comportement dans le temps:

$$\sigma_z \leq \sigma_{zad} \quad \text{et}$$

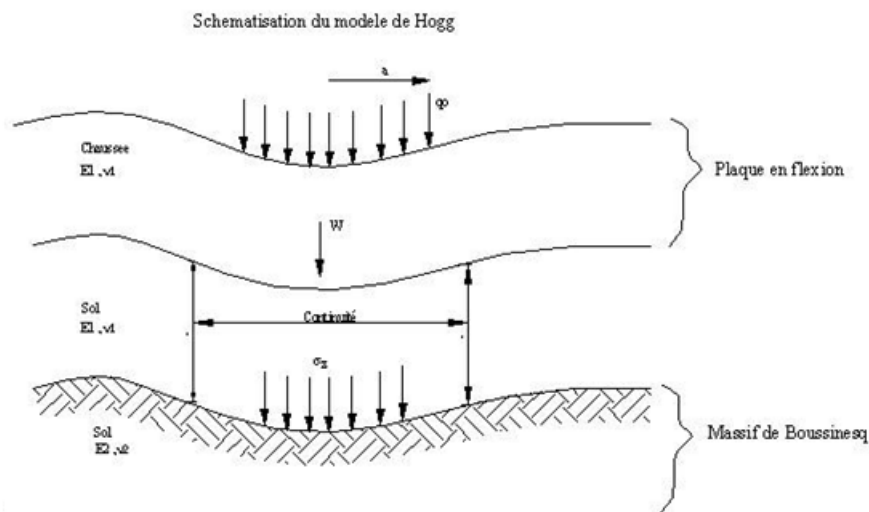
$$\sigma_t \leq \sigma_{tad} \quad \text{qui est une condition nécessaire et suffisante en effet } \sigma_t \leq \sigma_{tad} \rightarrow \sigma_z \leq \sigma_{zad}$$



**Figure V.12: Modèle bicouche [Thiaw,2005]**

Le modèle bicouche génère des contraintes verticales et des déplacements qui sont difficiles à résoudre. Pour les déterminer, Hogg assimile la chaussée à une plaque mince (voir Figure V.13) et utilise les hypothèses simplificatrices de Navier:

- le plan moyen est confondu avec la fibre neutre.
  - les sections planes restent planes pendant la déformation
  - les contraintes suivant une direction transversale peuvent être négligées
- Les déplacements verticaux satisfont à l'équation de Lagrange.



**Figure V.13 : modèle de Hogg [Hogg.A.H.A, 1938]**

Hogg, pour déterminer les contraintes et déplacements dans les chaussées, assimile ces dernières à une plaque mince qui satisfait à l'équation de Lagrange :

$$D * D^2W = P$$

Ou W est la déflexion

$$D_i = \frac{E_i * H_i^3}{12(1 - \mu_i^2)}$$

$D$  : est un facteur de rigidité flexionnelle.

$$P = \sigma_z - q_0$$

$p$  : la somme des pressions.

$$D^2 W = \frac{\sigma_z - q_0}{D}$$

La deuxième relation est obtenue en assimilant les déplacements verticaux de la fibre neutre de la plaque aux déplacements verticaux du massif (dus aux contraintes sur le massif selon Boussinesq). De plus le glissement de la chaussée sur son support est supposé parfait.

Pour  $P = \pi \cdot q_0 \cdot a^2$  : charge par roue, la contrainte de traction à la base de la chaussée est donnée par la formule de Hogg :

$$\sigma_t = \frac{P}{H^2} \frac{1 + \mu}{2\pi} F\left(\frac{E_1}{E_2} \frac{H^3}{a^3}\right)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{H^2} \frac{1 + \mu}{2} q_0 a^2 \cdot F\left(\frac{E_1}{E_2} \frac{H^3}{a^3}\right)$$

On note  $D$  le facteur de rigidité et :  $D = \frac{1 + \mu}{2\pi} F\left(\frac{E_1}{E_2} \frac{H^3}{a^3}\right)$

Le facteur de rigidité relative :  $\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}$

#### V.3.2.4: Modèle de Westergaard

La chaussée est modélisée par une plaque mince (hypothèse des déformations planes);

- La dalle repose sur un massif homogène; l'interaction entre la dalle et le support est représentée par la proportionnalité entre la déflexion verticale du support et sa réaction verticale (notion de module de réaction). Le sol support est assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point ( $w$ ) est proportionnel à la pression verticale  $p$  en ce point. Cela revient à admettre que la dalle peut librement glisser sur le support. Cette hypothèse, dite de Westergaard, s'écrit

$$P = k w$$

Avec :  $P$  = contrainte verticale sur le sol

$w$  = déplacement vertical de la plaque

$k$  = coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction.

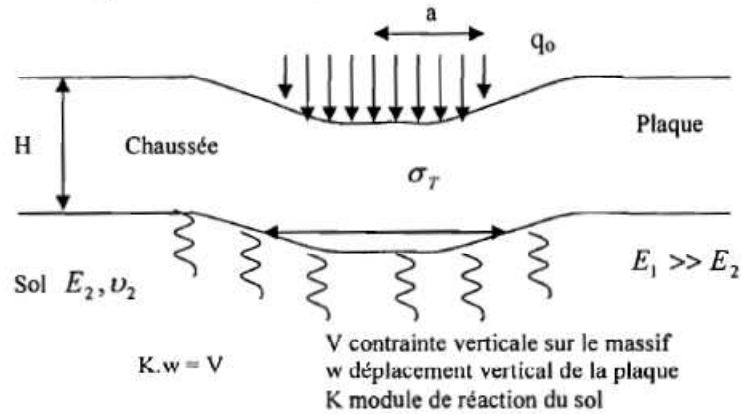


Figure V.14 : Diffusion de la contrainte selon [ Westergaard , 1927].

Si  $P$  désigne la charge appliquée et  $a$  le rayon de chargement, la contrainte de traction à la base de la chaussée peut être mise sous la forme :

$$\sigma_t = \frac{P}{H^2} \times F\left(\frac{I}{a}\right)$$

$$I = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot H^3}{12(1-\mu^2)k}} ; I \text{ est le rayon de rigidité.}$$

$$D_i = \frac{E_i \times H_i^3}{12(1 - \mu_i^2)}$$

Notons  $D$  la rigidité à la flexion de la plaque, nous avons :

Ou  $H$  est l'épaisseur de la plaque,

$E_1, \mu_1$  sont le module d'Young et le coefficient de Poisson de matériau de plaque.

$F$  est une fonction croissante de  $I$ .

En appliquant l'équation de Lagrange pour la plaque, nous obtenons :

$$D\Delta^2 w + kw = p$$

Ou  $p$  ( $q_0$ ) est la pression de la charge et  $k$  est le module de réaction de la fondation.

S'il existe une symétrie de révolution, le problème est résolu analytiquement en effectuant sur la variable  $r$  (distance au centre de charge) une transformation permettant de manipuler des grandeurs sans dimension [Peyronne et al ., 1991].

$$r = Ix \text{ Avec } I = \sqrt[4]{\frac{D}{k}}$$

En effectuant sur les variables une transformation de Henkel, on trouve alors la solution du problème [Peyronne et al . ; 1991] :

$$w(x) = \frac{P \cdot a}{kI} \int_0^{+\infty} \frac{m}{m^4 + 1} J_1\left(m \frac{a}{I}\right) J_0(mx) dm$$

$J_0$  et  $J_1$  désignent les fonctions de Bessel d'ordre 0 et 1.

Si ce n'est pas le cas, Westergaad a proposé en 1929 une solution explicite du problème, en terme de déflexions et de contraintes maximales, pour trois positions de charges (charge au centre, charge au bord, charge au coin). Ces formules de contraintes ont été revues par Westergaad en 1949, puis ont donné lieu à un certain nombre d'études visant à les valider et à les améliorer, notamment par [Eisenmann, 1986] et [Ioannides et al., 1986]. Si  $Q$  représente la charge appliquée, les formules de Westergaad révisées par [Eisenmann, 1986] sont les suivantes:

$$\sigma_{centre} = \frac{0.275Q}{H^2} (1 + \nu_1) \left[ \log\left(\frac{E_1 H^3}{K b^4}\right) - 0.436 \right]$$

$$\sigma_{bord} = \frac{0.529Q}{H^2} (1 + 0.54\nu_1) \left[ \log\left(\frac{E_1 H^3}{K b^4}\right) + \log\left(\frac{b}{1 - \nu_1^2}\right) - 2.484 \right]$$

$$\sigma_{coin} = \frac{3Q}{H^2} \left[ 1 - \left( \frac{12(1 - \nu_1^2)k}{E_1 H^3} \right) (a\sqrt{2})^{1.22} \right]$$

Pour  $a > 1.724H$   $b = \sqrt{1.6a^2 + H^2} - 0.675H$

Pour  $a < 1.724H$   $b = a$

Sur la détermination du module de réaction  $k$ , [Horvath, 1983] propose de le déterminer comme le ratio entre le module de fondation et sa hauteur [Salasca, 1998].

Ce modèle est à la base de la conception des chaussées rigides.

L'abaque suivant permet d'estimer le module de réaction du support en fonction de l'indice CBR du sol.

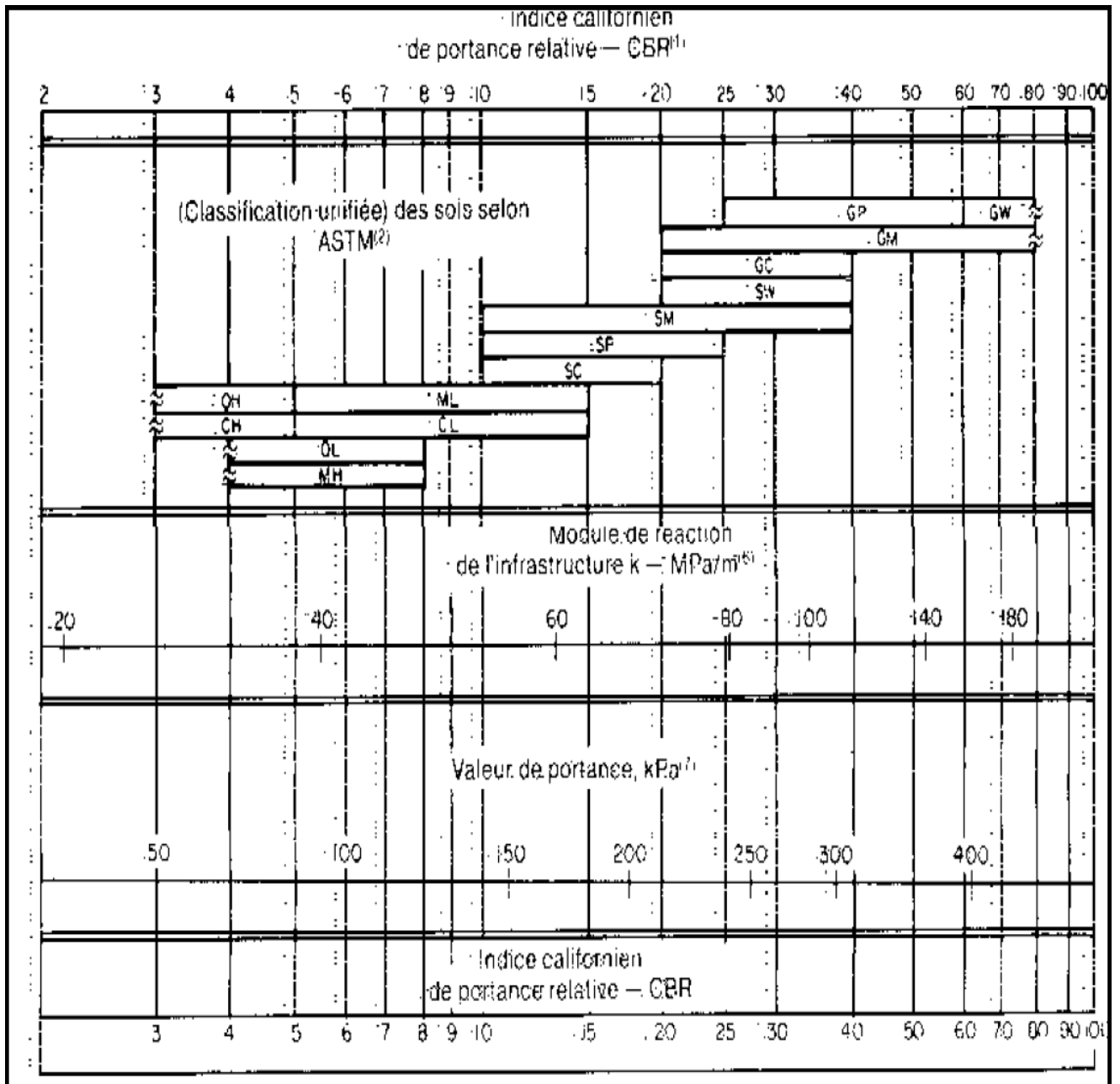
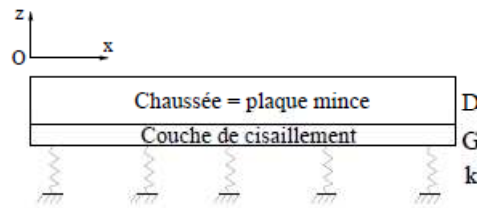


Figure V.15: Abaque donnant la relation entre CBR et le module 'k' [Robert G et al ;1994]

### V.3.2.5: Modèle monocouche de chaussée de Pasternak (1954)

Le modèle de fondation de Pasternak [Pasternak, 1954] améliore le modèle de Westergaad pour la modélisation du sol. Ainsi, le massif de sol est toujours considéré comme un assemblage de ressorts, mais une couche de cisaillement est introduite entre la couche de chaussée et la fondation



**Figure V .16: Le modèle monocouche de Pasternak (1954)**

Cette couche est constituée de ressorts verticaux incompressibles, qui ne se déforment qu'en cisaillement, de module de cisaillement  $G$ . Cette partie ajoutée a pour fonction de ne prendre en compte que le cisaillement à l'interface chaussée-sol

La détermination du module de réaction  $k$  et du module de cisaillement  $G$  a été recherchée par certains travaux. [Kerr, 1985] aboutit à la même expression que Westergaad pour  $k$ .  $G$  est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E_1 H}{6(1 + \mu_1)}$$

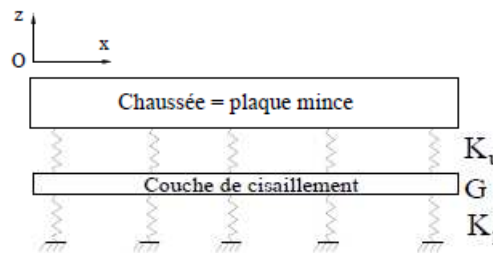
Avec  $E_1$  et  $\mu_1$  le module d'Young et le coefficient de Poisson de la chaussée. Cependant, Kerr recommande pour les cas usuels de réaliser un calage de la solution analytique avec des points de mesures expérimentaux, pour un résultat fiable.

Aussi, ce modèle présente encore les inconvénients du modèle de Westergaad à savoir :

- Les ressorts ont la même rigidité et travaillent indépendamment les uns et les autres.
- La déflexion en un point donné ne dépend que de la contrainte en ce point sans qu'il y ait d'effet exercé par la fondation environnante.
- Il ne peut pas représenter un complexe de type multicouche de chaussée.

### V.3.2.6 : Modèle monocouche de chaussée de Kerr (1964)

Le modèle de fondation de Kerr [Kerr, 1964] est une suite plus sophistiquée du modèle de Pasternak. Le massif de sol est un assemblage de ressorts avec une couche de cisaillement, dans lequel est introduit un assemblage de ressorts entre la couche de chaussée et la couche de cisaillement.



**Figure V.17 : Le modèle de fondation de Kerr [Kerr, 1964]**



En comparant les déflexions, les pressions et moments obtenus pour les trois types de chargements (charge uniformément répartie, forces concentrées aux bords d'une bande infinie, moments sur ces bords) au moyen de plusieurs modèles de fondation (Winkler, Kerr, Pasternak et fondation Boussinesq), Kneifati a montré que le modèle de Kerr permet d'obtenir des résultats proches de ceux déterminés par le massif de Boussinesq.

$K_u$ ,  $K_l$  et  $G$  ont, suivant leur méthode, pour expression :

$$K_u = \frac{E_1(1 - \mu_1)}{H_1(1 - \mu_1 - 2\mu_1^2)}$$

$$K_l = \frac{E_2\gamma(1 - \mu_2)(\sin h\gamma H_2 \cos \gamma H_2 + \gamma H_2)}{2(1 - \mu_2 - 2\mu_2^2) \sin h^2 \gamma H_2}$$

$$G = \frac{E_2(\sin h\gamma H_2 \cos \gamma H_2 - \gamma H_2)}{4\gamma(1 - \mu_2) \sin h^2 \gamma H_2}$$

Où  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $\mu_1$ ,  $\mu_2$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  sont successivement les modules d'Young, coefficients de Poisson, épaisseurs des couches de fondation et  $\gamma$  est une constante gouvernant le profil de déflexion verticale.

Reste l'inconvénient majeur suivant :

- Ce modèle ne peut pas présenter un complexe de type multicouche de chaussée.

### V.3.2.7 : Modèles multicouches (Burmister)

Après avoir étudié les bicouches et su apprécier le rôle de l'épaisseur, l'influence du rapport de module entre couche et l'influence du rayon de chargement. Burmister a développé le cas de modèle à  $n$  couches. Il s'agit là d'un modèle assez puissant puisque :

Toutes les couches sont assimilées aux solides élastique-linéaires, homogènes, isotropes, caractérisés par un module d'élasticité  $E_i$  et un coefficient de Poisson  $\mu_i$ , de dimensions infinies en plan et d'épaisseur  $h_i$ ;

– les interfaces entre les couches sont soit collées, soit glissantes, et la même structure peut avoir des interfaces avec ou sans frottement;

Les cas de charges multiples (couplées, essieux doubles ou triples, remorques) peuvent être traités en supplémentant les effets des charges élémentaires ;

Pour évaluer les contraintes et les déplacements dans les couches, Burmister a utilisé la théorie de l'élasticité et l'hypothèse de la symétrie de révolution du chargement qui a beaucoup facilité les calculs.

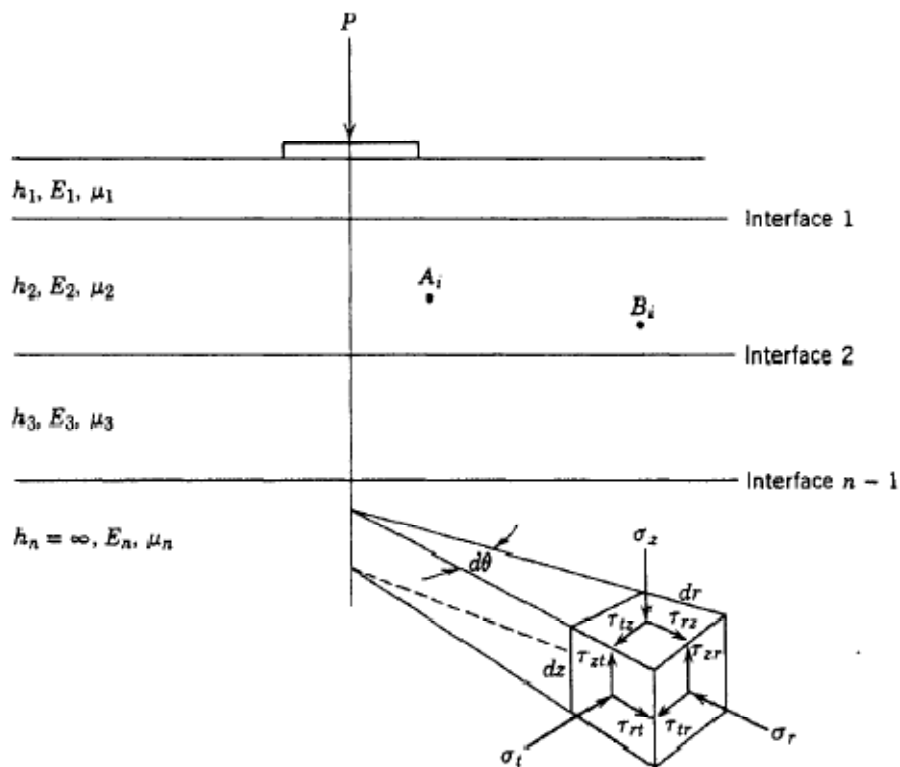


Figure V.18 : Diffusion de la contrainte selon Busmister [Agal T,2005].

Les transformations de Hankel ont facilité la résolution des équations du problème d'élasticité, en coordonnées cylindriques. Les formules sont généralisées pour n couches. Ce qui devient fastidieux car pour un point donné il faut  $4n$  fonctions en ce point et on déduit les valeurs des contraintes  $(\sigma_{z,i})$  et des déformations  $(w)$ , c'est avec le développement de l'outil informatique que ce modèle est maintenant plus accessible et est le plus utilisé. Les logiciels de calcul permettant de résoudre ce modèle sont: Alizé3 du LCPC, Ecoroute de l'ENPC, Bistro de Shell et de Chevron. Ce modèle reste le plus utilisé.

Une solution classique de l'équilibre des milieux homogènes, isotropes et élastiques, soumis à des charges de révolution axisymétrique se réduit à la recherche de fonctions de tension (ou de Love)  $\Phi$  qui satisfont l'équation différentielle suivante (Huang, 1993):

$$\nabla^4 \Phi = 0$$

Pour un système dont la distribution des contraintes est symétrique par rapport à l'axe de chargement, l'opérateur  $\nabla^4$  est égal à:

$$\nabla^4 = \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)^2$$

Les équations de l'équilibre élastique sont satisfaites par les équations suivantes :

$$\text{Contraintes} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2 - \mu) \nabla^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \\ \sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} \right] \\ \sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \Phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} \right] \\ \sigma_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1 - \mu) \nabla^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \end{array} \right.$$

$$\text{Déplacement radial} \quad u = -\frac{1 + \mu}{E} \left( \frac{\partial^2}{\partial r \partial z} \right)$$

$$\text{Déplacement vertical} \quad w = \frac{1 + \mu}{E} \left[ (1 - 2\mu) \nabla^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} \right]$$

Pour une structure composée de n couches, on recherche n fonctions définies, dans chacune des couches i par  $\nabla^4 \Phi_i = 0$  et par les conditions à la limite (conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussée).

La fonction de tension pour la couche i qui vérifie l'équation  $\nabla^4 \Phi_i = 0$  est de la forme suivante:

$$\Phi_i = \frac{H^3 J_0(mp)}{m^2} [A_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} + C_i m \lambda e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-(\lambda - \lambda_{i-1})}]$$

Avec :  $P = r/H$

$$\lambda = z/H$$

Z = la distance entre la surface supérieure de la dernière couche.

$J_0(mp)$  = la fonction de Bessel de première espèce d'indice zéro.

m = constante d'intégration.

r = distance radiale.

z = profondeur du point de mesure.

Les coefficients  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$ ,  $D_i$  sont des coefficients d'intégration qui seront déterminés en écrivant les conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussées.

Les méthodes présentées ci-dessus sont résumées dans le tableau V.6.

**Tableau V.6 : Résumé des méthodes rationnelles [Bensmaine, 2011]**

| LES DIFFERENTS MODELES DE CALCUL      |  |   |   |  |  |  |
|---------------------------------------|--|---|---|--|--|--|
| MODELES ANALITIQUES DE TYPE ELASTIQUE |  |   |   | MODELES BASE SUR UN MODULE DE REACTION   | MODELE DE CALCUL AUX ELEMENTS FINIS  |  |
|                                       | Boussinesq (1885)  | Hogg (1938)   | Burmister (1943)  | Jeufroy (1955)   | Westergaard (1929)   |  |
| <b>HYPOTHESES</b>                     | 1) Massif élastique linéaire isotrope homogène (deux paramètres: E et $\nu$ )<br>2) Charge est forme de disque de rayon r exerçant une pression uniforme $q_0$<br>$\sigma_z = q_0 \times \left[ 1 - \frac{(z/r)^3}{(1 + (z/r)^2)^{3/2}} \right]$ | 1) La chaussée est une plaque mince posée sur un massif Boussinesq (quatre paramètres $E_1, \nu_1$ et $E_2, \nu_2$ )<br>2) Charge est un disque de rayon exerçant une pression uniforme $q_0$ | 1) La chaussée est une structure multicouche élastique linéaire (non comme des plaques)<br>Les interfaces entre couches peuvent être collées ou décollées<br>Les couches sont infinies en plan, et reposent sur un sol infini de Boussinesq<br>2) La charge comme un disque de rayon r exerçant une pression uniforme $q_0$ | 1) La chaussée est une structure composée d'une plaque mince sur un modèle de Burmister (combinaison de modèle de Hogg et de modèle de Burmister)<br>2) Le sol est un massif semi infini<br>3) La charge comme un disque de rayon r exerçant une pression uniforme $q_0$ | 1) La chaussée est une plaque mince posée sur un assemblage de ressorts (trois paramètres E, $\nu$ , et K)<br>2) La charge constitue d'un disque de rayon r exerçant une pression uniforme $q_0$ | Lois de comportement plus ou moins complexes élasto-plastiques, visco-plastiques appliquées sur des maillages à la géométrie <exacte>. |
| <b>SCHEMAS</b>                        |  |   |   |  |  |  |

#### V.4 : Critère de dimensionnement en fatigue des structures routières

##### V.4.1 Définition du critère de dimensionnement pour les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques

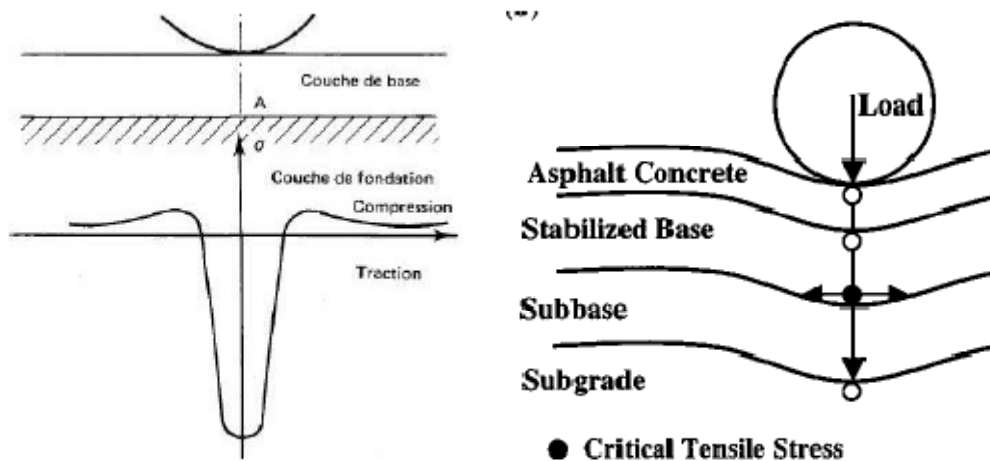
Le dimensionnement est basé sur un critère de résistance en fatigue des matériaux traités, dont la détermination se fait par des essais de fatigue en flexion, sur éprouvettes trapézoïdales. Cependant à l'heure actuelle, pour des raisons pratiques, ces essais de fatigue sont rarement réalisés, et les paramètres de fatigue sont généralement déterminés par de corrélations empiriques, à partir de la résistance en traction sous chargement monotone.

L'étude bibliographique montre, que l'endurance des sols traités est variable et que par conséquence, elle n'est pas directement corrélée à la résistance en monotone. De plus les sols traités pour lesquels des résultats ont été trouvés dans la littérature sont en grande majorité des sols fins classés A au sens du GTR or cette classe ne représente qu'une fraction des sols naturels exploitables pour des structures routières et ferroviaires. Enfin les produits et techniques de traitement évoluent, notamment les liants hydrauliques routiers. Toutes ces remarques mettent en évidence le manque de recul sur le comportement en fatigue des sols traités.

Il est donc primordial de mieux appréhender cette notion de fatigue pour les sols traités en réalisant des essais de fatigue sur différents sols traités

Les chaussées sont des structures multicouches, mises en œuvre sur le sol support (Figure V.19). La couche de forme fait la transition entre le sol support et le corps de chaussée. Elle a pour rôle du point de vue mécanique d'homogénéiser les performances dispersées des sols constituant le sol support. Les couches d'assise sont constituées de la couche de fondation et de la couche de base. Ces couches répartissent les charges verticales sur la plate-forme. Enfin la couche de surface est composée de la couche de roulement, en contact direct avec les agressions du trafic et du climat, et éventuellement d'une couche de liaison avec l'assise.

Dans le but de caractériser le comportement en fatigue d'une structure de chaussée, il est nécessaire de connaître les états de contraintes dans la structure et le mode de rupture des différentes couches. Le fonctionnement mécanique d'une structure de chaussée sous chargement routier a été étudié par Dac Chi [Dac Chi, N. ; 1981]. L'assise de chaussée a été assimilée à un bicouche et l'évolution des contraintes à la base de la première couche sous passage d'une charge roulante est donnée par la Figure V.19. Le point A est soumis à une contrainte de traction longitudinale importante au passage de la roue, précédée et suivie par un peu de compression. La couche de chaussée travaille donc en flexion avec des contraintes importantes en traction à sa base. Dac Chi [Dac Chi, 1981] conclut que, la résistance en compression des matériaux traités aux liants hydrauliques étant de l'ordre de cinq à dix fois supérieure à la résistance en traction, le mode de rupture se fait généralement par traction. Dans les chaussées souples contenant des matériaux traités la contrainte de traction critique se trouve à la base de la couche stabilisée [Sobhan, et al ., 2003.]. Cette contrainte de traction maximale, à la base des couches, est celle qui est retenue par le Guide de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide SETRA/LCPC ,1994] comme critère pour le dimensionnement en fatigue des couches d'assises traitées aux liants hydrauliques.



**Figure V.19 : a) Ligne d'influence de la contrainte longitudinale au point A [Dac Chi, N. ; 1981] b) Localisation de la contrainte et de la déformation critique dans les chaussées souples [Sobhan, K. and M. Mashnad; 2003].**

## V.4.2 : Application des modèles rationnelles :

### V.4.2.1. : La méthode française de dimensionnement (SETRA LCPC 1994)

Les principes exposés dans ce document se rapportent à la conception des structures de chaussées routières .la méthode de dimensionnement s'applique aux différents catégories de routes, depuis les chaussées à faible trafic jusqu'aux structures autoroutières. le document explicite les étapes de la démarche du dimensionnement conduisant à la détermination des épaisseurs des différentes couches de la structure de chaussée pour la stratégie d'investissement et d'entretien ,et en fonction des objectifs de service et du trafic.il précise de quelle manière les paramètres de calcul sont rattachés aux propriétés physiques et mécaniques des matériaux, pour les différents techniques de chaussée.

Dans la démarche adoptée, la détermination des épaisseurs des différentes couches de chaussée ainsi que leurs caractéristiques mécaniques des matériaux relève, soit d'une approche expérimentale empirique, soit de calculs de vérification (méthode rationnelle). Par opposition aux modèles empiriques, ces méthodes rationnelles font appel à l'utilisation combinée de modèles mécaniques et de données expérimentales

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes.

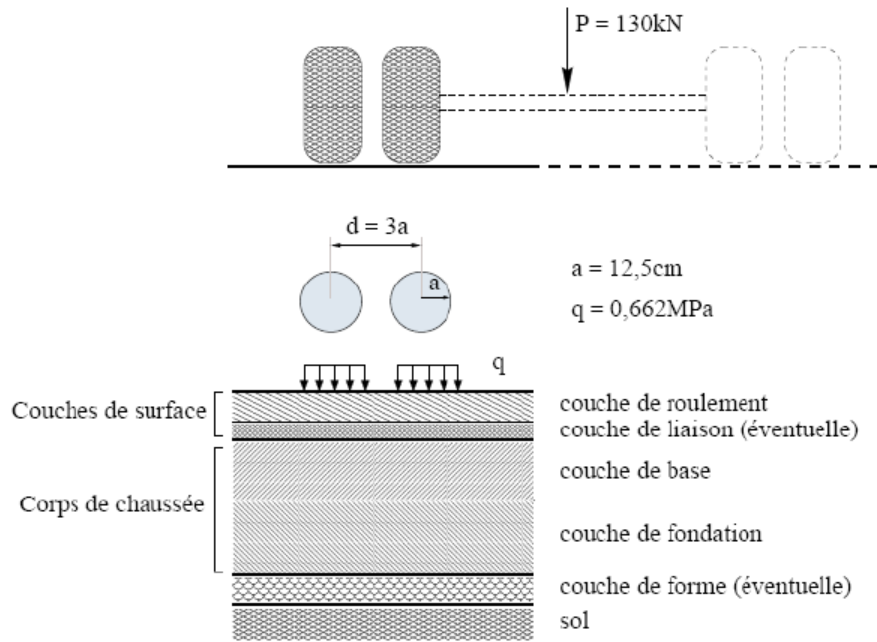
Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 KN (voir Figure V.20) la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives). Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol. Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi analytique de Burmister, est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation, et de trafic cumulé devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate- forme donnée.

La structure convient si les sollicitations induits par le passage de l'essieu de référence reste inférieur aux sollicitations admissibles pour chaque couche .Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux lies, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand nombre de cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non lies, expliquant l'apparition de déformation permanente (LCPC-SETRA, 1994).

Le logiciel ALIZE-LCPC permet d'intégrer ces données en calculons les sollicitations internes causées par le trafic dans les structures de chaussées en se basant sur la solution statique multicouche élastique linéaire isotrope de Burmister. Ce logiciel offre de plus une aide complète au dimensionnement, conformément à la méthode rationnelle LCPC-SETRA. Sa mise au point a permis l'élaboration du guide de dimensionnement des chaussées (SETRA-LCPC 1994).



**Figure V.20 : Massif multicouche et charge de référence (LCPC-SETRA, 1994)**

Effet des charges multi-essieux (LCPC-SETRA, 1994) :

En ce qui concerne les multi-essieux, la méthode française de dimensionnement des chaussées (LCPC-SETRA, 1994) considère pour le calcul, un dommage pour lequel les charges multi-essieux sont ramenées à une charge de référence par un coefficient d'agressivité CA.

$$CA = k \cdot Nb. \text{essieux} \cdot \left(\frac{P}{P_0}\right)^\alpha$$

Où P est la charge de l'essieu simple; P<sub>0</sub>, la charge de l'essieu de référence (P<sub>0</sub> = 130 kN); k, le coefficient qui permet de tenir compte du type d'essieu; α, coefficient qui dépend du matériau (à défaut des résultats expérimentaux, α=5 pour les chaussées bitumineuses). Le coefficient d'agressivité CA ne prend en compte que la charge par essieu.

### Code de calcul (Éléments finis)

Il permet la résolution de problèmes linéaires ou non-linéaires par la méthode des éléments finis. L'analyse du comportement mécanique de la structure se fait en trois phases :

- phase pré-processeur : il s'agit dans cette étape de définir le modèle mathématique représentatif du modèle physique de la structure, en précisant les options de calcul (2D, 3D, etc.), la discrétisation des différentes parties de la structure (nœuds, types d'éléments, etc.), les modèles mécaniques à associer au maillage (modèle de comportement et propriétés mécaniques associées) et le système à résoudre (conditions aux limites, chargement, etc.) ;
- phase calcul : résolution du problème discrétisé (calcul et assemblage des matrices de rigidités élémentaires, résolution du système linéaire ou non-linéaire, etc.) ;
- phase post-processeur : analyse et traitement des résultats (déplacements, contraintes, déformations, etc.).

### V.4.2.2 : Calcul des contraintes limites admissibles dans une structure

Les limites admissibles correspondent soit à une contrainte soit à une déformation selon l'assise considérée.

#### V.4.2.2.1: contrainte admissible pour sol support et matériaux non traités

Pour la plate forme et la couche de fondation généralement en matériaux granulaires non liées, les limites sont caractérisées par les contraintes  $\sigma_{Zad}$  et déformation  $\varepsilon_{Zad}$  verticales admissibles. Elles sont obtenues à partir des formules:

$$\sigma_{Zad} = \frac{0,3 * CBR}{1 + 0,7 * \log N} \quad \text{en bars (Kerkoven et Dormon)}$$

(N étant le trafic cumulé sur les deux sens et le CBR étant l'indice portant californien)

$$\varepsilon_{Zad} = 2,8.10^2 * N^{-0,25} \quad \text{en mm (Loi de tassement de Shell).}$$

Méthode française GTR 2000 et SETRA/LCPC

Effet des chargements répétés :

Tassements cumulés : Orniérage

Usure des granulats (Attrition) :

Solution : Limiter les déformations verticales :

$$\varepsilon_z < 0.012.(NE)^{-0.222} \quad > T4$$

$$\varepsilon_z < 0.016.(NE)^{-0.222} \quad < T3$$

$$\text{avec } \varepsilon_{Zad} = A * (NE)^{-0,222}$$

$\varepsilon_{Zad}$  est la déformation verticale admissible à la surface du sol support

#### V.4.2.2.2 : Contrainte admissible pour matériaux liés

Phénomène de fatigue : La fatigue d'un matériau est le dommage généré par la répétition d'un grand nombre de chargement dont l'amplitude est inférieure à la résistance à la rupture instantanée du matériau [Peyronne, C., Caroff, G. et Gilbert, C ; 1991]. Les matériaux routiers doivent résister à des sollicitations répétées dues au passage répété des véhicules.

La résistance en fatigue est classiquement représentée par une courbe de fatigue appelée aussi courbe de Wöhler (voir Figure V.24). Cette courbe fait correspondre une durée de vie à la sollicitation exercée, qui peut être une contrainte ou une déformation imposée. La courbe de Wöhler peut être représentée souvent par une droite en échelle logarithmique.

#### V.4.2.2.3: Contraintes admissibles pour matériaux traités au liant hydraulique

Pour ces genres de matériaux, la limite admissible est caractérisée par la contrainte de traction par flexion  $\sigma_{tad}$  à la base de la couche traitée. Elle s'exprime par la relation :

$$\sigma_{tad} = \sigma_6 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b k_r k_d k_c k_s$$

$\sigma_{tad}$  est la contrainte de traction admissible à la base des couches traitées aux liants hydrauliques.

$\sigma_6$  est contrainte de flexion pour  $10^6$  cycles de charge provoquant la rupture.



$NE$  est le trafic de dimensionnement. Nombre équivalents d'essieux de référence correspondants au trafic PL cumulée sur la durée initiale du calcul retenue.

Avec :  $kr$  : coefficient fonction du risque de calcul retenu ;  $kd$  : coefficient prenant en compte les discontinuités de la structure ;  $ks$  coefficient fonction de la portance du sol support compte des hétérogénéités locales ;  $kc$  coefficient de calage, destiné à ajuster les résultats de calcul au comportement observé sur des chaussées réelles de même type donné en fonction du type de matériau.

Le dimensionnement nécessite donc de déterminer la loi de fatigue du matériau, qui s'exprime par une relation simplifiée de la forme :

$$\sigma_6 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \quad \text{Loi de fatigue du matériau}$$

$b$  est la pente de la loi de fatigue des matériaux ;

$kr$  est le coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu  $kr = 10^{-t.b.\delta}$  ;

$\delta$  est l'écart type sur les épaisseurs en cm avec

$$\delta = \sqrt{\delta_N^2 + \left( \frac{c}{b} \right)^2 \times \delta_h^2}$$

$\delta_N$  est la dispersion de la fatigue ;

$\delta_H$  est la dispersion des épaisseurs ;

$C$  est le coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée,  $c$  est de l'ordre de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$  ;

$$\sigma_6 = (1 - 6\beta) \times \sigma_0$$

$\sigma_0$  est la contrainte de flexion pour un cycle.

$\beta$  est la pente de la courbe de fatigue semi-logarithmique ;

$b$  est la pente de la droite de fatigue bilogarithmique dans le domaine  $10^5$ - $10^6$  cycles avec :

$$b = 0.5 \times \log \frac{1 - 5\beta}{1 - 7\beta}$$

#### V.4.2.2.4 : Contraintes admissibles matériaux traités aux liants hydrocarbonés

La limite admissible pour les matériaux traités au bitume est l'élongation par traction à leur base  $\varepsilon_{tad}$ . Elle est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{t adm} = \varepsilon_6 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b k_r k_c k_s$$

$\varepsilon_{t adm}$  est l'allongement admissible à la base des couches bitumineuses.

$\varepsilon_6$  est déformation pour  $10^6$  cycles de charge provoquant la rupture.

$kr$  est le coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu  $kr = 10^{-t.b.\delta}$  ;

Ces termes ont été définis dans la méthode algérienne

#### V.4.2.2.5 : contraintes admissible Matériau traité au liant hydraulique d'après SETRA/LCPC :

La démarche de dimensionnement, telle qu'elle est définie dans les guides et normes en vigueur en France [Guide SETRA/LCPC ,1994 ; NF-P98-233-1 ; 1994] consiste donc à comparer la contrainte de traction maximale produite dans la structure, par le passage d'un essieu de référence, avec une contrainte admissible, définie à partir d'une loi de fatigue du matériau.

La loi de fatigue comporte deux paramètres :

$\sigma_6$ : Contrainte conduisant à la rupture en traction par flexion pour un million de cycles de chargement ;

b : exposant de la loi de fatigue

Le paramètre le plus important de cette loi de fatigue est la contrainte  $\sigma_6$ , conduisant à la rupture à un million de cycles. Cette valeur a été choisie car 1 million de cycles représente à peu près le nombre de sollicitations pour une chaussée à trafic moyen, pour une durée de vie de 10 ans. Pour l'exposant b, une valeur forfaitaire, fonction du type de matériau considéré, est souvent adoptée. Pour les graves traitées au ciment ou aux liants hydrauliques routiers, la valeur de b préconisée dans le guide de dimensionnement des structures de chaussées est  $b = -1/15$ .

Deux méthodes permettent de déterminer la loi de fatigue. La première méthode est empirique : elle consiste à déterminer la contrainte de rupture  $\sigma_6$  à partir d'une corrélation avec la résistance en traction simple à 360 jours, et à considérer une valeur forfaitaire pour l'exposant b. La seconde méthode vise à déterminer directement les paramètres  $\sigma_6$  et b par le biais d'un essai de fatigue en traction par flexion.

Pour couches bitumineuses le [Guide SETRA/LCPC ,1994 ; NF-P98-233-1] donne la relation suivante

Pour les enrobés : déformation horizontale bas de couches

$$\text{Loi du type } \varepsilon_{tad} = k \varepsilon_6 (N/10^6)^{\frac{-1}{b}} \text{ avec } -1/b \text{ de l'ordre de } 5$$

Pour les matériaux liés aux liants hydrauliques

\_ contrainte horizontale bas de couches

$$\sigma_{tad} = k \sigma_6 (N/10^6)^{\frac{-1}{b}} \text{ Avec } -1/b \text{ autour de } 12-13$$

Les expressions reliant déformation (ou contrainte) admissible, nombre de cycles équivalents NE et risque de calcul, r, sont données le tableau V.7.

**Tableau V.7 : Matériaux traités au liant hydraulique performance Guide SETRA/LCPC, 1994 cité par [Ambassa, 2005]**

| MATERIAU                            | % LIANT  | MODULE<br>Mpa     | $\sigma_6$     | PENTE<br>FATIGUE |
|-------------------------------------|----------|-------------------|----------------|------------------|
| G. CIMENT                           | 3 à 4 %  | 23 000            | 0.75           | 1/15             |
| G. Liant routier                    | 3 à 5%   |                   |                |                  |
| G. CV Lignite                       | 3.5 à 4% |                   |                |                  |
| G. Laitier-Chaux                    | 8 à 20%  | 15 000            | 0.60           | 1/12.5           |
| G. Pouzz. chaux                     | 15 à 25% | 15 000            |                |                  |
| G. CV Houille<br>Chaux              | 15 à 25% | 30 000            | 1.40           | 1/16             |
| Béton Compacté                      | 5 à 12%  | 28 000            | 1.85           | 1/15             |
| Béton vibrés                        | 15%      | 35 000            | 2.15           | 1/16             |
| SABLES Laitier<br>et Pouzz. Chaux   |          | 3 700 à<br>12 500 | 0.17<br>à 0.65 | 1/10             |
| Sables Ciment,<br>CV, Liant Routier |          | 5 000 à<br>17 200 | 0.20<br>à 0.75 | 1/12             |

### Relation entre sollicitations admissibles et risque de calcul

Un risque de  $x$  % sur une période de  $p$  années pris pour le dimensionnement de la chaussée, c'est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces  $p$  années des désordres qui impliqueraient des travaux de renforcement assimilables à une reconstruction de la chaussée, en l'absence de toute intervention d'entretien structurel dans l'intervalle

La variabilité des caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussée étant considérée comme maintenue dans des limites relativement étroites pour les matériaux élaborés et mis en œuvre conformément aux normes et directives, les seuls facteurs pris en considération pour rendre compte de la variabilité de l'apparition et du développement des dégradations des chaussées sont les dispersions sur :

- les résultats d'essais en fatigue,
- l'épaisseur des couches lors de l'exécution.

La courbe de fatigue tirée des essais de laboratoire est définie pour une probabilité de rupture de 50 %. Les résultats des essais, exprimés en  $\log N$  (logarithme décimal du nombre de cycles à la rupture) sont distribués suivant une loi normale avec un écart-type noté  $\delta N$ .

L'épaisseur des couches est considérée comme étant distribuée également selon une loi normale, d'écart-type noté  $\delta h$ .

Considérons ainsi le cas d'une chaussée devant être conçue pour une durée initiale de calcul pendant laquelle le trafic cumulé attendu, exprimé en nombre équivalent d'essieux de référence, est égal à  $NE$ . Calculer cette chaussée pour un risque  $r$  sur cette période, c'est la dimensionner pour que la probabilité de rupture pour  $NE$  cycles soit au plus égale à  $r$ . La Figure V.21 illustre la manière dont se déduit la valeur de la sollicitation admissible pour un trafic cumulé  $NE$  et un risque  $r$  donnés.

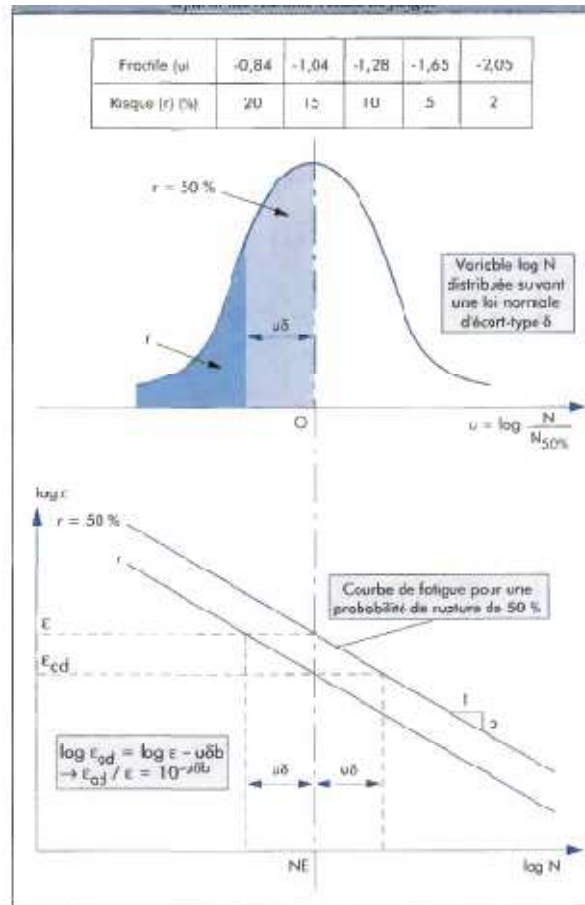


Figure V 21: Détermination de la déformation admissible  $\varepsilon_{adm}$  à partir des résultats d'essais de fatigue Guide SETRA/LCPC, 1994 cité par [Ambassa,2005]

#### V.4.2.2.6 : Contraintes admissible Matériau traités aux liants hydrauliques Méthode Empirique.

Cette méthode est basée sur la valeur de la résistance à la traction simple [NF-EN-13286-40 ,2003] à 360 jours. L'essai de traction indirecte (essai brésilien) [NF-EN-13286-42 ,2003] peut également convenir, dans ce cas la résistance à la traction est supposée égale à 80% de la résistance par traction indirecte, à défaut d'une relation propre au matériau. A partir des valeurs de résistance à la traction à 360 jours la contrainte  $\sigma_6$  [Guide SETRA/LCPC, 1994] se calcule à l'aide de l'équation :

$$\sigma_6 = \alpha \left( \frac{\sigma_6}{R_t} \right) \times R_{t360}$$

Avec :  $R_{t360}$  : résistance à la traction à 360 jours  $\frac{\sigma_6}{R_t}$ : rapport donné par le Tableau V.8, fonction du type de matériau ;  $\alpha$  : coefficient de sécurité : 0,7 pour les graves et 0,75 pour les sables.

**Tableau V.8: Valeurs des caractéristiques en fatigue des différents matériaux traités aux liants hydrauliques normalisés [Preteseille,2014].**

|        | Matériau   | $R_f/R_t$ | $\sigma_6/R_f$ | $\sigma_6/R_t$ | $-1/\beta$ |
|--------|--|-----------|----------------|----------------|------------|
| GRAVES | Grave-ciment normalisée  | 1,8       | 0,525          | 0,95           | 12,6       |
|        | Grave-laitier granulée   |           |                |                |            |
|        | Grave-laitier prébroyée (activée à la chaux)                                     | 2         | 0,48           | 0,96           | 11,5       |
|        | Grave-laitier prébroyée (activation calcique ou sulfatique)                      | 2         | 0,50           | 1              | 12,0       |
|        | Grave-cendres volantes silico-alumineuses-chaux                                  | 1,8       | 0,53           | 0,95           | 12,8       |
|        | Bétons compactés et graves hydrauliques à haute performance                      | 1,8       | 0,53           | 0,95           | 12,6       |
| SABLES | Sable-laitier ou pouzzolanes-chaux   | 2         | 0,42           | 0,85           | 10,4       |
|        | Sable-ciment ou cendres volante-chaux, ou cendres hydrauliques, ou liant spécial | 2         | 0,46           | 0,93           | 11,2       |

Le Tableau V.8 donne également des coefficients liant la résistance à la flexion sur éprouvette trapézoïdale  $R_f$ , la résistance en traction directe  $R_t$  et la contrainte admissible  $\sigma_6$  ainsi qu'une valeur liée à la pente de la droite de fatigue ( $\beta$ ). Néanmoins il est précisé que pour le même liant des variations significatives de ces valeurs avec la nature des granulats et selon la formulation peuvent être observées.

#### V.4.2.3 : Méthode expérimentale de détermination des contraintes admissible

L'essai de fatigue en laboratoire permet de déterminer la déformation  $\varepsilon_6$  conduisant à la rupture d'une éprouvette par fatigue sous certaines conditions d'essais (fréquence, température, etc.) pour  $10^6$  cycles de chargements.

Une déformation admissible  $\varepsilon_{ad}$  est calculée à partir de cette valeur de  $\varepsilon_6$ . Elle tient compte du décalage existant entre les conditions d'essais de laboratoire et la réalité (chargement, température, etc.) à travers un certain nombre de coefficients correctifs. Cette valeur de  $\varepsilon_{ad}$  est ensuite comparée aux valeurs calculées à l'aide de la modélisation. Le dimensionnement des couches bitumineuses est considéré comme correct, lorsque  $\varepsilon_{calculé} < \varepsilon_{ad}$  est satisfaite dans chaque couche, sinon, il faut augmenter les épaisseurs ou reconsidérer les matériaux choisis.

Mode de sollicitation

L'essai de fatigue doit solliciter l'éprouvette avec une amplitude de contrainte constante en traction. Deux modes de sollicitation pouvaient être envisagés : la traction par flexion ou la traction directe. Il existe différents types d'essais de flexion : la flexion deux, trois et quatre points, la flexion circulaire, la flexion rotative. La fréquence de sollicitation est de l'ordre de 10 Hz dans une structure routière

La fréquence de sollicitation retenue dans l'essai normalisé est de 50 Hz. Deux raisons ont conduit à choisir cette fréquence : la première était d'ordre purement technique, le réseau électrique ayant une fréquence de 50 Hz, il n'était donc pas nécessaire d'utiliser un modulateur,

qui aurait augmenté (à l'époque) le coût de l'installation. La seconde raison était la réduction de la durée d'essai à 5h30 pour 1 million de cycles de chargement, ce qui permettait de réaliser facilement l'essai sur une journée.

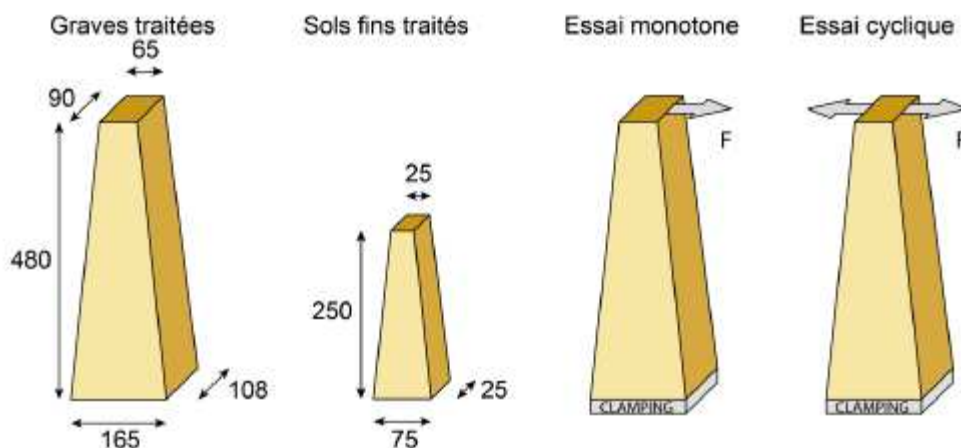
#### V.4.2.3.1 : Essai de fatigue normalisé

Les travaux présentés ci-dessus ont conduit au développement d'un essai de fatigue normalisé en 1994 [NF-P98-232-4, 1994, NF-P98-233-1, 1994] Il s'agit d'un essai de flexion deux points à force imposée, avec une sollicitation sinusoïdale, réalisé à une fréquence de 50 Hz, et un niveau de contraintes permettant d'obtenir une rupture pour environ  $10^6$  cycles.

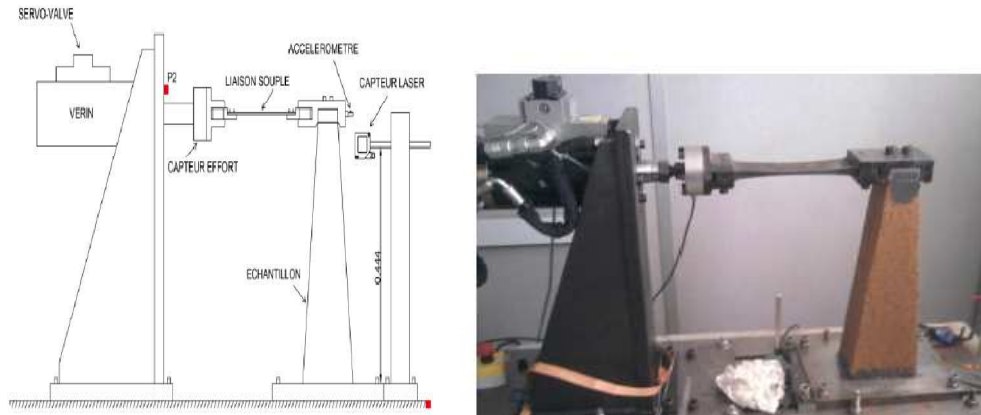
La norme propose deux tailles d'éprouvettes, l'une pour les graves traitées, et l'autre, plus petite, pour les sables et sols fins traités (Figure V.22). Les dimensions des éprouvettes pour les graves traitées diffèrent légèrement de la conclusion de l'étude de Dac Chi. Dans cette configuration la contrainte maximale est localisée à une hauteur de 223 mm, la plage I est de 153 mm et le rapport de la contrainte à la base est de 0.889.

L'étude du comportement en fatigue comprend deux types d'essais : des essais monotones, permettant de déterminer la résistance à la flexion  $R_f$  (Figure V.22) et des essais cycliques, avec une sollicitation de forme sinusoïdale, à contrainte moyenne nulle (Figure V.22).

La procédure d'essai consiste à réaliser trois essais monotones à une rampe de force de 15 N/s pour déterminer la résistance en flexion deux points  $R_f$  et le module élastique  $E$ . Ensuite 13 éprouvettes sont sollicitées de manière cyclique avec un signal sinusoïdal à 50 Hz. Ce signal est centré sur zéro. L'amplitude de l'effort imposée est variable, elle est ajustée pour obtenir des ruptures entre  $10^5$  et  $10^7$  cycles. La rupture est considérée quand l'éprouvette s'est rompue et qu'il n'est plus possible d'appliquer la consigne. Le rapport  $S$  pour obtenir ce nombre de cycle correspond suivant les sols à une amplitude comprise entre 50 à 70% de la résistance sous chargement monotone.

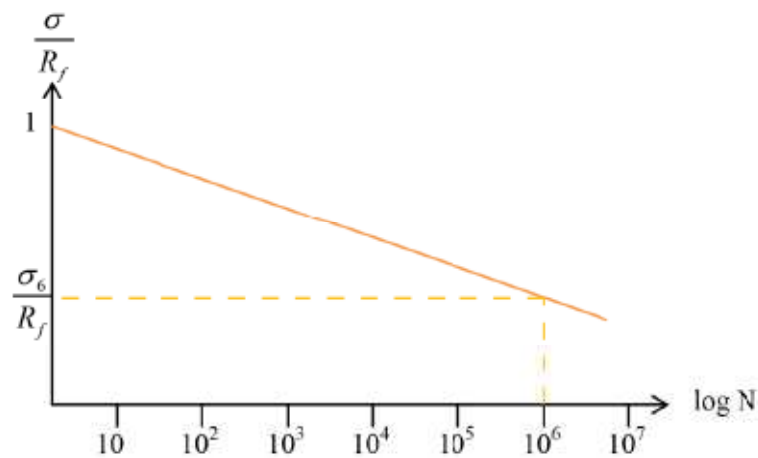


**Figure V.22: Dimension des éprouvettes pour les graves et sols fins traités ; Schémas des essais monotones et cycliques [Preteseille,2014].**



**Figure V.23 : Schéma de principe du banc d'essai de flexion sur éprouvette trapézoïdale**  
[Preteuille,2014].

La contrainte  $\sigma_6$  est obtenue en traçant la droite de fatigue (voir Figure V.24). Cette droite permet également de déterminer l'endurance  $e$  qui est le rapport entre la contrainte  $\sigma_6$  et la résistance à la flexion monotone  $R_f$ . La pente de la droite de fatigue est nommée  $\beta$ . Seules les éprouvettes ayant une rupture à plus de 3 cm de la base et 5 cm du sommet sont prises en considération pour la détermination des paramètres de fatigue.



**Figure V.24: Droite de fatigue de Wöhler** [Preteuille,2014].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 + \beta \log N$$

$$\sigma_6 = e \frac{\sum_{i=1}^3 R_{fi}}{3}$$

$$e = \frac{\sigma_6}{R_f}$$

Cet essai permet également de déterminer les modules sécants à 10% et 90% de la durée de vie exprimés en mégapascals

$$E_{10} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{10}}$$

$$E_{90} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{90}}$$

$\varepsilon_{10}$  et  $\varepsilon_{90}$  sont respectivement les amplitudes de déformation d'une éprouvette à 10% et 90% de sa durée de vie. Ces amplitudes de déformation permettent également de déterminer le taux de variation de la déformation maximale  $\lambda$ . Celui-ci est calculé entre 10% et 90% de la durée de vie.

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{90} - \varepsilon_{10}}{\varepsilon_{10}}$$

Les performances en fatigue retranscrites par la notion d'endurance sont très variables pour les sols traités. Le Tableau V.9 rassemble des résultats de performance en fatigue, et en particulier d'endurance obtenus pour 22 cas de sols différents, comprenant à la fois des graves, des sables et des sols fins, tirés de quatre études [Bhattacharya, P.G. and B.B. Pandey, , 1986, Dac Chi, N. and J. Mulders ; 1984,, Swanson, T.E. and M.R. Thompson, 1967 ; Symons, I.F., 1967].



**Tableau V.9 : Synthèse des résultats d'études en fatigue en flexion sur des sols traités issue de la littérature [Preteseille, 2014].**

| Auteur  | N°               | Désignation           | Sol   | Traitement  | Cure (équivalence)         | Essai                                    | Variable | Valeur                         | $\sigma_{10}$ (MPa)                            | R       | R²    | Sn   | Endurance |      |      |
|---------|------------------|-----------------------|-------|-------------|----------------------------|--|----------|--------------------------------|--|---------|-------|------|-----------|------|------|
| SWANSON | 1                | Champaign county till | A1    | 3% L        | 48h à 49°C<br>(30j à 21°C) | Flexion 4P                               | -        | -                              | 0,33   | -0,58   | -     | -    | 0,69      |      |      |
|         | 2                | Bryce B               | A3    | 5% L        | 24h à 49°C<br>(30j à 21°C) |  |          |                                | 0,62   | -0,82   | -     | -    | -         | -    | 0,59 |
|         | 3                | Sable B               | A2    | 3% L        |                            |  |          |                                | 0,57   | -0,84   | -     | -    | -         | -    | 0,55 |
|         | 4                | Illinoian till        | A1    |             |                            |  |          |                                | 0,51   | -0,85   | -     | -    | 0,46      |      |      |
|         | 5                |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=1 876  | 1,05*   | -     | 0,76 | -         | 0,28 |      |
|         | 6                | Laterite              | A1-A2 | 5% L        | 3j à 50°C<br>(4j à 30,5°C) | Flexion 3P                               | Densité  |                                | d=1 941  | 1,34*   | -     | 0,77 | -         | 0,36 |      |
|         | 7                |                       |       |             |                            |  |          |                                |  | d=1 991 | 1,43* | -    | 0,79      | -    | 0,44 |
|         | 8                |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=96% OP/M; wOP/M; 90j; immersion cure         | 0,95    | -     | -    | 0,85      | 0,53 |      |
|         | 9                |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=100% OP/M; wOP/M+2%; 90j; normal             | 1,06    | -     | -    | 1,02      | 0,55 |      |
|         | 10               |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=100% OP/M; wOP/M; 90j; normal                | 1,29    | -     | -    | 0,7       | 0,40 |      |
| 11      | Limons de Rouen  | A1                    |       | 20°C        | Flexion 2P                 | Teneur en eau; Temps de cure; Immersion; |          | d=96% OP/M; wOP/M; 90j; normal | 1,03   | -       | -     | 0,65 | 0,40      |      |      |
| 12      |                  |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=96% OP/M; wOP/M; 360j; normal                | 1,87    | -     | -    | 0,66**    | 0,49 |      |
| 13      |                  |                       |       | 1% L + 7% C |                            |  |          |                                | d=96% OP/M; wOP/M; 90j; immersion cure + essai | 0,95    | -     | -    | 0,76      | 0,36 |      |
| 14      |                  |                       |       |             |                            |  |          |                                | d=96% OP/M; wOP/M; 360j; immersion cure        | 1,4     | -     | -    | 0,56**    | 0,59 |      |
| 15      | Argile d'autun   | A2                    |       | 90j à 20°C  |                            |  |          |                                | -  | 0,61    | -     | -    | 0,61      | 0,26 |      |
| 16      |                  |                       |       |             |                            |  |          | 90j                            | 1,86   | -       | -     | 0,52 | 0,46      |      |      |
| 17      | Limons de Lille  | A1                    |       | 20°C        |                            |  |          | 360j                           | 2,26   | -       | -     | 0,73 | 0,46      |      |      |
| 18      |                  |                       |       |             |                            |  |          | 90j                            | 1,39   | -       | -     | 0,87 | 0,50      |      |      |
| 19      | Arène granitique | B5                    |       |             |                            |  |          | 360j                           | 2,09   | -       | -     | 0,65 | 0,47      |      |      |
| SYMONS  | 20               |                       |       |             |                            |  |          |                                | 6% C   | 0,74    | -     | -    | 0,38      |      |      |
|         | 21               | Argile limoneuse      | A3    | Variable    | 7j à 25°C                  |  |          |                                | 10% C  | 1,03    | -     | -    | 0,46      |      |      |
|         | 22               |                       |       |             |                            |  |          |                                | 14% C  | 1,28    | -     | -    | 0,41      |      |      |

### **Conclusions:**

Le dimensionnement est basé sur la classification du réseau routier, l'indice CBR pour classer le sol support, sur le trafic poids lourd cumulée et sur les caractéristiques des matériaux de la chaussée.

Les catalogues permettent aux projeteurs de faire des choix de structure suivant ces données.

Le dimensionnement des sols traités est caractérisé par les paramètres en fatigue du sol traité. Le catalogue Algérien de dimensionnement CTTP donne les caractéristiques des matériaux standards en fatigue pour calculer les contraintes limites. Le modèle de Burmistere est utilisé pour évaluer les contraintes aux limites des couches sous charge.

## **Partie II : Etude Expérimentale.**

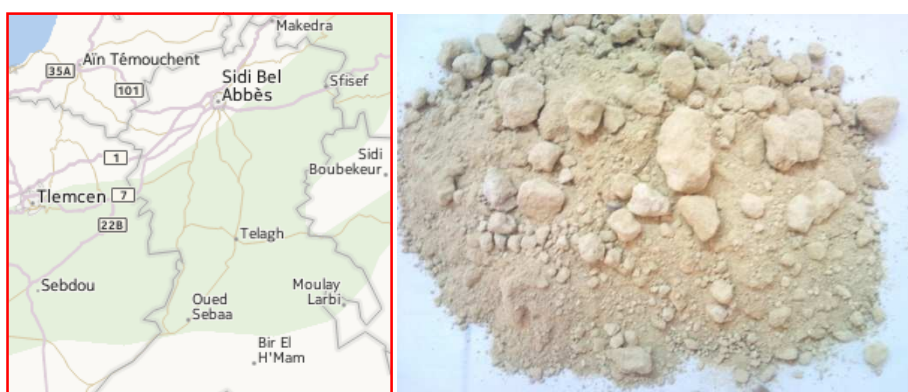
## **Chapitre VI : Matériaux et procédures expérimentale.**

## Introduction

Des essais mécaniques en été réalisés dans les laboratoires de génie civil de l'université de Sidi Bel Abbès ; conjointement avec le laboratoire du LTPO (laboratoire des Tavaux publics de l'Ouest d'Oran) et le LNHC (laboratoire National de l'habitat et de la construction). Après identification et classement du sol nous avons procédé à des essais mécaniques (résistance à la compression et résistance au cisaillement) sur sol naturel et stabilisé chimiquement à 2, 3, 4%,5% et 6% de ciment nous avons réalisé aussi des traitements mixte 5% de ciment+1% de chaux pour pouvoir comparer nos résultats aux études récente [Roland et al ., 2008] ; [Cabane, 2004] utilisant le même dosage. Des traitements à la chaux on aussi été réalisé à 1%,3%, et 5% pour l'évaluation de la courbe Proctor.

### VI.1: Matériaux utilisés

Le choix du sol susceptible de subir un traitement, tant en ce qui concerne sa nature que son état hydrique, ne permet pas de proposer une formulation générale. La recherche de la meilleure solution (technico-économique) entre produits de traitement et matériaux à traiter pour une application donnée (Remblai, Plan supérieur de Terrassement, couche de forme) implique de procéder à des études préalables, qui comportent d'une part une étude de reconnaissances géologiques et géotechniques, afin de connaître le matériau et d'autre part, une étude de formulation du couple sol-liants en laboratoire, en fonction des performances recherchées pour la couche considérée. Le matériau que nous avons choisi dans cette étude est de faible cohésion sa tendance est limoneuse. Le matériau de a été prélevé d'un site situé à 50 km de l'Ouest de la ville de Sidi Bel Abbès (Guetna) (voir Figure VI.1) et à une profondeur d'environ 65 cm. Le matériau remanié a été excavé, rempli dans des sacs en plastique et transporté au laboratoire. Les essais d'identification pour classer ce matériau ont été réalisés.



**Figure VI.1 : plan de situation de la région de Telagh et matériau d'étude.**

**VI.2 : Caractéristiques géotechniques du sol de Telagh :**

Différentes normes sont utilisées et sont présentées dans le tableau VI.1

**Tableau VI.1 : Normes utilisées**

|  |   |
|--|---|
| <b>Assises chaussées</b>   | <b>NF P 98-114-3</b> Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités aux liants hydrauliques Partie 3 : Sols traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à la chaux.  |
| <b>Classification</b>  | <b>NF-P 11-300</b> classification des sols et GTR. Exécution des terrassements. "Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et couche de forme.   |
| <b>Aptitude au traitement</b>  | <b>NF-P 94-100</b> Reconnaissance et essais. Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Essai d'évaluation de l'aptitude d'un sol au traitement.   |
| <b>Sols Reconnaissance et essais</b>   | <b>NF P 94-102-1</b> Sol traité au liant hydraulique, éventuellement associé à la chaux, pour utilisation en couche de forme  |
| <b>Plasticité, <math>W_L</math> % , <math>I_p</math> %</b>   | <b>NF P 94-051 (Mars, 93)</b> reconnaissance et essais. "Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle - limite de plasticité au rouleau", 15p.   |
| <b>Granulométrie</b><br><br><b>(%) &lt; 80 <math>\mu\text{m}</math></b><br><br>$C_c = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60}$<br><br>$C_u = d_{60} / d_{10}$<br><br><b>(%) &lt; 2 <math>\mu\text{m}</math></b> | <b>XP P 94-041 (Décembre 95)</b><br>- pour la fraction de sol dont les grains sont > 80 $\mu\text{m}$ : par <b>tamissage</b> sur une série de tamis de maille décroissante ;<br>- pour la fraction de sol dont les grains sont < 80 $\mu\text{m}$ : par un <b>essai de sédimentation</b> (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide).<br><br><b>NF-P 94-056</b><br><br><b>NF P 94-057 (Mai, 92)</b> |
| <b>Caractéristiques à l'OPN</b><br><br>$W_{opn}$ (%)<br><br>$\gamma_{dmax} / \gamma_w$   | <b>NF P 94-093 (Décembre, 93)</b> détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal et modifié   |
| <b>CBR</b><br><br><b>IPI</b>   | <b>NF-P 94-078</b> Reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion- Indice CBR immédiat- Indice Portant Immédiat.  |
| <b>Densité des grains <math>\gamma_s</math></b>  | <b>NF P 94-054 (Octobre, 91)</b> la présente norme à pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des particules solides de sol.  |
| <b>Teneur en eau naturelle :</b><br>$W_{nat}$ (%)  | <b>NF P 94-050 (Octobre, 91)</b> mesure des teneurs en eau pondérale  |
| <b>Valeur du Bleu (VBS)</b>  | <b>NF-P 94-068</b> Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau  |

|                              |   |
|------------------------------|---|
|                              | rocheux. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.  |
| <b>Activité des argiles</b>  | <b>NF P94-011</b>   |
| <b>Propriétés chimiques</b>  |   |
| Silice (%)                   | <b>NA.237-1990</b>  |
| Chaux                        | <b>NA 2789 M5.17 ISO 10693 :1995</b>  |
| Matières organiques          | <b>NA 2511 NF P 94-055:1993 (teneur en matières organiques par calcination CMOC : Rapport de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon, détruites par calcination, sur la masse sèche des particules solides avant calcination de la fraction du matériau passant au tamis de 2 mm.</b> |
| Oxyde de fer                 | <b>NA 237-1990</b>  |
| Oxyde d'Alumine              | <b>NA 237-1190 M5.19</b>  |
| CaCO <sub>3</sub> (%)        | <b>NF P 94-048 (Octobre, 96) teneur massique en carbonate d'un matériau : Par convention, la teneur massique en carbonate d'un matériau est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec.</b>   |
| Confection des éprouvettes   | <b>NF-P 98-230-2</b>  |
| Compressions des éprouvettes | <b>BS 1924-1953</b> Méthode Anglaise d'essai des sols ciment.   |
| Essai de cisaillement        | <b>NF P 94071-1</b>   |

**VI.2.1 : Teneur en eau :**

Les teneurs en eau naturelles ont été réalisées au mois de d'avril 2011 les résultats sont reportés dans le Tableau VI.2.

**Tableau VI.2 : Teneur en eau naturel du sol de Telagh.**

| Echantillon N°         | I     | II    | III   |
|------------------------|-------|-------|-------|
| <i>W<sub>nat</sub></i> | 14.83 | 14.90 | 14.86 |

D'après ces résultats le sol de Telagh dans son état naturel est sec à moyennement humide (voir classification des sols GTR, 2000)

On note que la teneur en eau naturelle est comparée à la teneur en eau à l'optimum selon les intervalles suivant :

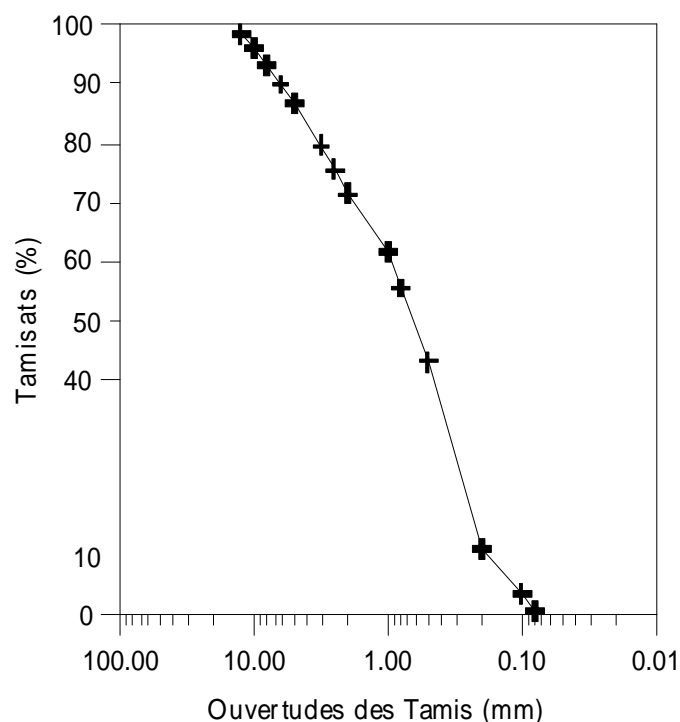
$0.9 W_{\text{opn}} \leq W_{\text{nat}} \leq 1.10 W_{\text{opn}}$  sol moyennement humide.

$0.7W_{\text{opn}} \leq W_{\text{nat}} \leq 0.9W_{\text{opn}}$  sol sec.

Après la mesure de la teneur en eau naturel qui est de 14.82 nous avons choisis des teneurs en eau qui encadrent  $W_{\text{nat}}$  soit 12 ; 14 ; 16 ; 18 ; 20% c'est-à-dire que la première teneur en eau est inférieure à la teneur en eau naturel.

### VI.2.2 : Analyse granulométrique

Le résultat de l'analyse granulométrique (réalisé selon NFP 94- 041 et NFP94- 057), sont représentés dans la figure VI.2.



**Figure VI.2. : Courbe granulométrique du sol de Telagh.**

Le passant à  $80\mu\text{m}$  est supérieure à 56% notre sol peut être classé en sol fin selon la GTR 2000 et le pourcentage des éléments  $< 2\mu$  est inférieure à 10% la fraction argileuse est faible dans le sol de Telagh. On rappelle que Homand et Al, 2000 cité par Smaidia , 2000 que le sol est argileux si 50% des éléments sont inférieurs à  $2\mu\text{m}$ .

Le calcul des coefficients d'uniformité, ( $C_u = 5,35 < 6$ ) et de courbure ( $C_c = 0,65 < 1$ ) montre une granulométrie serrée.



**VI.2.3 : propriété physique et chimique du sol de Telagh**

Le tableau VI.3 résume les propriétés physique et chimique du sol de Telagh

**Tableau VI.3 : Propriétés du sol de Telagh.**

|   |             |
|---|-------------|
| <b>Plasticité</b>   |             |
| $W_L$ %   | 33,00       |
| $W_p$ %   | 21,49       |
| IP %  | 11,97       |
| <b>Granulométrie</b>  |             |
| < 80 $\mu\text{m}$ (%)  | 56,80       |
| < 2 $\mu\text{m}$ (%)   | 4,00        |
| $C_c = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60}$                        | 37,94       |
| $C_u = d_{60} / d_{10}$                                       | 0,84        |
| <b>Caractéristiques OPN</b>                                   |             |
| $W_{opn}$ (%)   | 16,40       |
| $\gamma_a$  | 1,68        |
| <b>Grain densité <math>\gamma_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b> |             |
| VBS   | 1,23        |
| Surface spécifique (cm <sup>2</sup> /g)                       | 25,75       |
| <b>Teneur en en eau naturel (%)</b>                           |             |
|   | 14,86       |
| <b>Composition chimique</b>                                   |             |
|   | Valeurs (%) |
| Silice (SiO <sub>2</sub> ) (%)                                | 38,86       |
| Chaux (Ca O) (%)  | 27,01       |
| Matières organiques (%)                                       | 1,35        |
| Oxyde de fer (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ) (%)            | 1,36        |
| Alumine (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ) (%)                 | nul         |
| CaCo <sub>3</sub> (%)   | 52          |

Le sol étudié est non plasticité ( $I_p < 12$ ) NF P94-051. Suivant l'abaque de plasticité de Casagrande le sol est défini dans le domaine des sols faiblement argileux peu plastique (Voir Figure VII.3) Diagramme de plasticité de Casagrande cas du sol étudié.

### Propriétés chimiques du sol de Telagh

L'étude chimique n'a révélé aucune trace d'agents perturbateurs (Tableau VI.3). Le pourcentage de matière organique mesuré est faible, de l'ordre de 1.35 % et ne peut être perturbateur de prise. On rappelle que au-delà de 3% il y'a risque de perturbation (voir guide pratique Centre de recherche routière recommandations R74/04 2003) ou NF P94.011.

### VI.3 : Propriétés physiques et chimiques du ciment utilisé

Les tableaux VI.4 et VI.5 donnent respectivement les caractéristiques physiques mécaniques et chimiques du ciment utilisé dans cette étude. Les résultats sont communiqués par l'usine de fabrication de ciment de Chlef. Le ciment est de classe CEMI 32.5.

**Tableau VI.4 : Les caractéristiques physiques et chimiques du ciment utilisé pour le traitement.**

| caractéristiques physiques              | Valeurs     |
|---|-------------|
| Surface spécifique (cm <sup>2</sup> /g) | 3500        |
| Consistance (%)                         | 19          |
| Début de prise (h, mn)                  | 2:13        |
| Expansion à chaud sur pate (mm)         | 1,51        |
| Caractéristiques chimiques              | Valeurs (%) |
| Insoluble INS (%)                       | 0,97        |
| Perte au feu (%)                        | 5,14        |
| CaO libre (%)                           | 0,70        |
| SiO <sub>2</sub>                        | 20,71       |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>          | 3,47        |
| CaO                                     | 62,07       |
| MgO                                     | 1,12        |
| SO <sub>3</sub>                         | 1,66        |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>          | 5,29        |

D'autres caractéristiques spécifiques au ciment utilisé, sont notées afin de comparer nos résultats obtenus sur des échantillons traités au ciment et à la chaux. Le tableau VI.5 regroupe les résistances à la compression et à la flexion des échantillons sans traitement.

**Tableau VI.5 : Les caractéristiques mécaniques du ciment utilisé pour le traitement.**

| Caractéristiques mécaniques | Valeurs |
|-----------------------------|---------|
| Compression 2 jours (MPa)   | 16,62   |
| Compression 7 jours (MPa)   | 34,97   |
| Compression 28 jours (MPa)  | 44 ,89  |
| Flexion 2 jours (MPa)       | 3,32    |
| Flexion 7 jours (MPa)       | 5,40    |
| Flexion 28 jours (MPa)      | 6,17    |

**VI.4 : Propriétés physiques et chimiques de la chaux utilisée :**

La chaux utilisée est une chaux vive fournie par l'usine d'Oum Djrane Wilaya de Saida

**Tableau VI.6 : Analyse chimique de la chaux utilisée.**

|   | chaux | silice           | magnésie | L'oxyde de Fer   | L'alumine                      | Les sulfates    | sulfates        | L'oxyde de potassium |                   |                 | carbonates        |
|---|-------|------------------|----------|------------------|--------------------------------|-----------------|-----------------|----------------------|-------------------|-----------------|-------------------|
|   | CaO   | SiO <sub>2</sub> | MgO      | FeO <sub>3</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | SO <sub>4</sub> | SO <sub>3</sub> | K <sub>2</sub> O     | Na <sub>2</sub> O | CO <sub>2</sub> | CaCO <sub>3</sub> |
| % | 72.5  | 1.40             | 0.36     | 0.20             | 0.24                           | 0.24            | 0.5             | 0.00                 | 0.4-0.5           | < 5             | < 10              |

Sa granulométrie est représentée dans le tableau VI.7.

**Tableau VI.7 : Granulométrie de la chaux utilisée.**

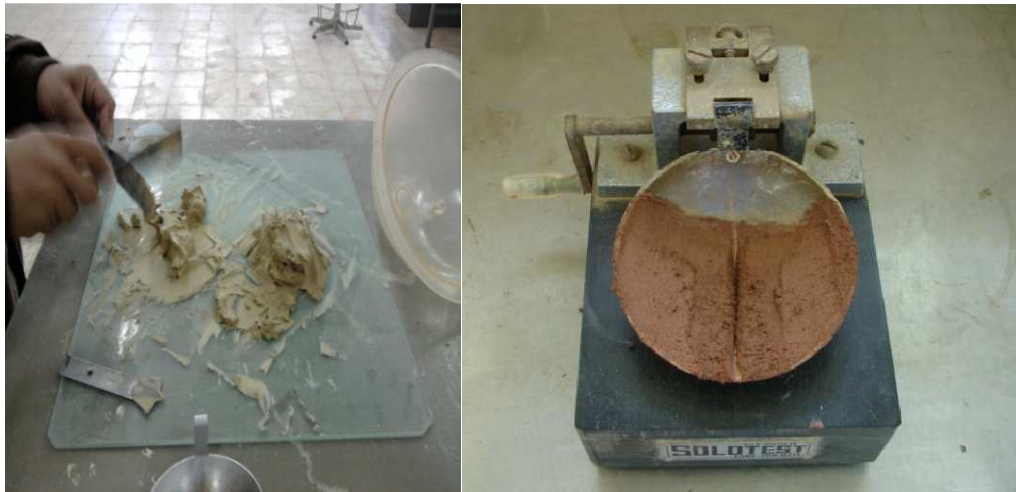
| Passant au tamis | %   |
|------------------|-----|
| 2 mm             | 100 |
| 200 µm           | 100 |
| 80 µm            | 92  |

**VI.5 : Protocole des essais****VI.5.1 : Essais des limites d'Atterberg**

Le matériau est mis à l'étuve à 60°C pendant 24 h avant début des essais. Les limites d'Atterberg sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 400 µm. Le sol est ensuite mixé pendant 15 mn en utilisant l'eau distillé. Le mélange est réalisé pour différent pourcentage en ciment et chaux.

### Limite de liquidité

On utilise l'appareil de Casagrande (Photo VI.3). Il est constitué d'une coupelle en bronze, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé à un socle en bois bakélinisé. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10 mm sur le socle, chaque choc entraînant la fermeture progressive d'une rainure pratiquée dans l'échantillon de sol. Par définition,  $W_L$  est la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1 cm de longueur en 25 chocs.



**Photo VI.3 : détermination des limites de liquidité.**

### Limite de plasticité

Le principe consiste à réaliser manuellement des cylindres avec le sol sur une surface propre, lisse et sèche. Par définition,  $W_P$  est la teneur en eau du cylindre qui se brise lorsque son diamètre atteint 3 mm.



**Photo VI.4 : détermination des limites de plasticité.**

### VI.5.2 : Essai VBS

Cet essai simple qui repose sur la détermination de la surface spécifique des fines. Ce paramètre est pertinent pour apprécier leur comportement puisqu'il varie de moins de 0,3 m<sup>2</sup>/g pour des fines inertes à plus de 40 m<sup>2</sup>/g pour la montmorillonite. La grande surface spécifique des argiles s'explique par leur structure cristalline en feuillet qui est à l'origine de leur affinité particulière avec l'eau [Rat, 1990], [Dupain et al., 2000].

Nous avons effectué l'essai sur un prélèvement de la fraction inférieure à 5 mm du sol étudié. Un échantillon sec de masse  $m_e$  (en gramme) est mis à tremper dans 500 ml d'eau déminéralisée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à  $700 \pm 100$  tr/min pendant au moins 5 minutes. Le dosage consiste à injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test à la tache permet de repérer l'instant de cette saturation. On prélève pour cela une goutte dans la solution que l'on dépose sur un papier filtre. Une tache centrale de couleur bleue se forme et s'entoure rapidement d'une auréole. Si cette dernière est colorée, le test est positif et l'essai est terminé (Photo VI.5). Dans le cas contraire (auréole incolore), l'essai se poursuit par un ajout supplémentaire d'une quantité connue de bleu de méthylène.

La solution de bleu de méthylène est dosée à 10 g/l et les volumes sont introduits successivement dans la suspension à l'aide d'une pipette de 1 ml. Si on note  $V$  le volume de bleu de méthylène nécessaire pour que le test de la tache soit positif, alors la valeur au bleu du sol est  $VBS = V/m_e$  exprimée en g de bleu pour 100 g de matériau.

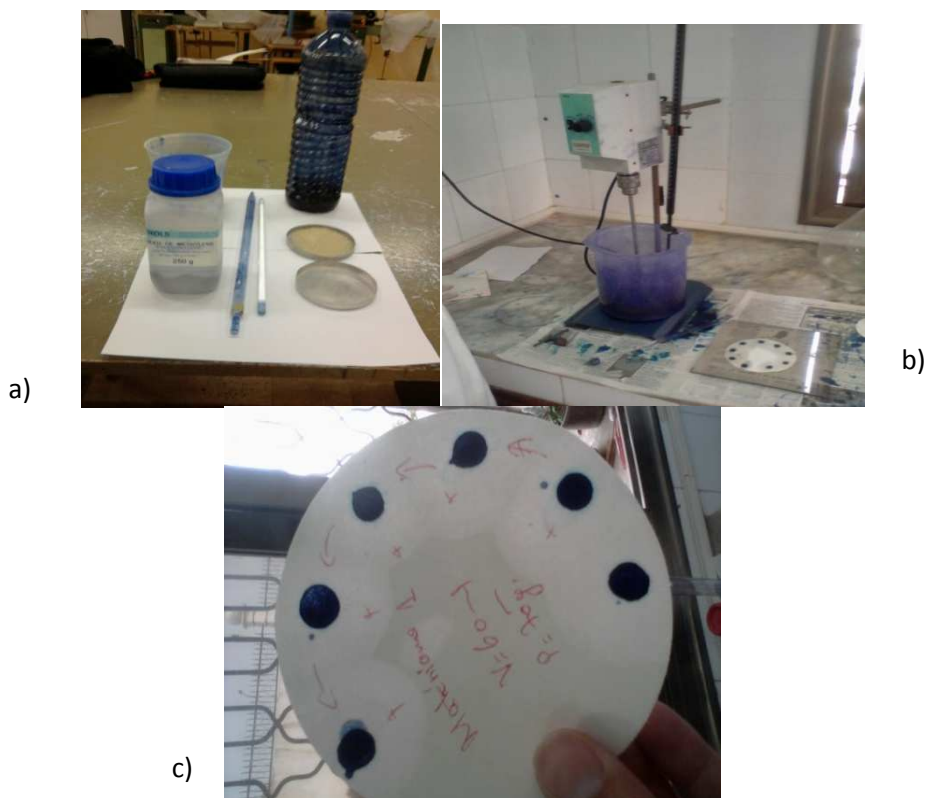


Photo VI.5 : test de l'essai au bleu VBS.

### VI.5.3 : Essai Proctor

L'essai consiste à compacter suivant un processus bien précis un sol en plusieurs couches dans un moule puis à mesurer sa teneur en eau  $w$  (%) et sa densité sèche  $\gamma_d$ . Pour cet essai, on utilise un moule en acier appelé « moule CBR », placé sur une embase et muni d'une hausse (Photo VI.6). Un disque d'espacement est disposé au fond du moule. Les différentes pièces étant assemblées, le matériau, préalablement malaxé avec une certaine quantité d'eau, est introduit dans le moule en 3 fois. Entre chaque ajout, on procède à un compactage de la couche avec une dame (56 coups par couche). A la fin de l'essai, la hausse est retirée et on arase la surface du moule. Connaissant sa masse et son volume, on peut déterminer la masse volumique humide  $\gamma_h$  du matériau compacté. La teneur en eau, obtenue par étuvage à 105°C, permet ensuite de calculer  $\gamma_d$  sèches. Les conditions d'essai sont reportées dans le Tableau VI.8.

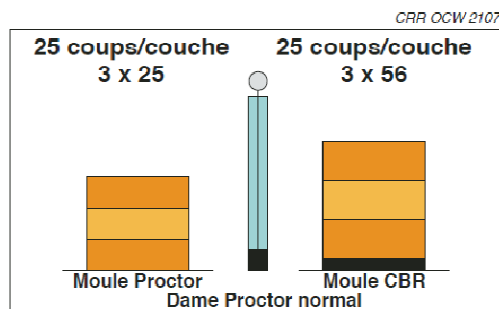


Photo VI.6 : Appareillage pour essai Proctor Normal et Modifié.

Tableau VI.8 : Conditions d'essais dans le moule Proctor ou CBR.

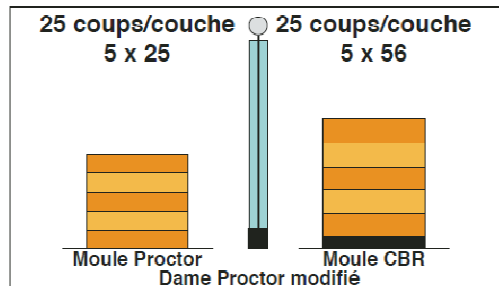
#### Proctor normal

| Caractéristiques de l'essai | Moule Proctor | Moule CBR |
|-----------------------------|---------------|-----------|
| Masse de la dame            | 2490 g        | 2490 g    |
| Diamètre de la dame         | 51 mm         | 51 mm     |
| Hauteur de chute            | 305 mm        | 305 mm    |
| Nombre de couches           | 3             | 3         |
| Nombre de coups par couche  | 25            | 56        |
| Masse par couche            | 650 g         | 1700 g    |



#### Proctor modifié

| Caractéristiques de l'essai | Moule Proctor | Moule CBR |
|-----------------------------|---------------|-----------|
| Masse de la dame            | 4535 g        | 4535 g    |
| Diamètre de la dame         | 51 mm         | 51 mm     |
| Hauteur de chute            | 457 mm        | 457 mm    |
| Nombre de couches           | 5             | 5         |
| Nombre de coups par couche  | 25            | 56        |
| Masse par couche            | 400 g         | 1050 g    |



#### VI.5.4 : Détermination de l'IPI et CBR et CBR imbibé

L'Indice CBR immédiat et après immersion sont des grandeurs utilisées pour caractériser un sol ou un matériau élaboré, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée ; ils sont réalisés avec application des surcharge qui représente le poids de la chaussée ;

L'indice portant immédiat IPI est une grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré, à supporter la circulation des engins de chantiers. Il est réalisé sans surcharge.

Pour la détermination de IPI l'essai de poinçonnement est effectué immédiatement après l'essai Proctor. Pour préparer l'échantillon, on retourne le moule CBR, on retire le disque d'espacement (ce qui permet d'obtenir une surface plane) et on replace l'ensemble sur l'embase. Le poinçon est monté sur un anneau dynamométrique de 50 kN, préalablement étalonné. La précision de la mesure de la force est de 21 N. Un comparateur au 100<sup>e</sup> de millimètre disposé entre le piston et le moule permet de connaître la valeur de l'enfoncement (Figure VI.7). Une fois l'échantillon correctement centré sur le plateau de la presse, le poinçon est mis en contact avec le matériau afin de régler le comparateur à zéro. Ensuite, le plateau de la presse est actionné à la vitesse constante de 1,27 mm/min et on relève les forces qui correspondent aux valeurs d'enfoncement de 2,5 mm et 5 mm.

$$I_{\text{CBR}} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{13,5}$$

$$I_{\text{CBR}} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{20}$$

Pour le sol de Telagh l'essai CBR à été réalisé sur des éprouvettes compactées en cinq couches avec l'énergie Proctor normale aux teneurs en eau initiales de 12 ; 14 ; 16 ; 18 ; 20%.



**Photo VI.7: essai CBR et CBR imbibé.**

### VI.5.5 : Essai de compression :

Les éprouvettes sont confectionnées dans des moules de référence ouvrants cylindriques de 5.08cm de diamètre et hauteurs de 10.4 cm .La valeur de l'élanement du moule 2 correspond à la classe du sol A<sub>1</sub> (Tableau VI.9) .Un jeu de deux pistons (presse hydraulique Marshall), permet d'assurer le compactage statique double afin d'obtenir un compactage le plus homogène possible effet et de donner le volume constant de 206cm<sup>3</sup>, par délimitation de la hauteur à 10cm.

**Tableau VI.9 : modalités de confection d'éprouvettes en fonction du sol et du type d'essai**  
[GTS, LCPC-SETRA ,2007].

| Type de sol                      | Type d'essai                               | Elanement | Masses volumiques sèches d'étude ( $\rho_{ds}$ ) et teneurs en eau d'étude ( $w_o$ ) | Mode de compactage    |
|----------------------------------|--|-----------|--|-----------------------|
| A <sub>1</sub> et A <sub>2</sub> | Résistance en compression simple           | 2         | $\rho_{ds} = 98,5\%$ de l'OPN<br>$w_o = \text{OPN}$                                  | statique double effet |
|                                  | Résistance en traction indirecte et module | 1         | $\rho_{ds} = 96\%$ de l'OPN<br>$w_o = \text{OPN}$                                    |                       |

### Préparation des échantillons :

L'échantillon de sol est constitué de passant à 5mm le sol est mélangé avec le ciment sec jusqu'à avoir un mélange visuellement homogène. On utilise un malaxeur à mortier d'une capacité 5 litres, qui assure le mélange à l'aide d'une pale en acier inoxydable qui suit un mouvement planétaire, (Figure VI.8). La vitesse de rotation choisie était fixée aux deux tiers des possibilités de l'appareil, soit 230 tours/min ; sa puissance maximum est de 300W.

Le mélange sol-ciment est gâché mécaniquement à la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor normal. Le temps de malaxage est pris égale à 7 mn au delà de 10mn il n'y a pas d'augmentation de résistance et en deca la résistance diminue suivant une étude de [Terashi et al ., 1977; Nakamura et al., 1982] cité par [Szymkiewicz , 2011]. Les quantités respectives des différents matériaux (sol, liant et/ou chaux, eau) sont pesées en fonction de la formulation étudiée. Le sol est introduit en premier dans le bol du malaxeur (Photo VI.8) qui est ensuite mis en fonctionnement. Le liant et/ou la chaux sont rajoutés, puis l'eau. A partir du moment où la totalité de l'eau a été incorporée, le malaxage est maintenu pendant 4 minutes.



**Photo VI.8 : Malaxeur à mortier**



Les éprouvettes sont moulées immédiatement après malaxage à la densité sèche Proctor normal. Le poids de matériaux nécessaire par éprouvette est calculé de manière à donner la densité sèche requise dans le volume de  $206 \text{ cm}^3$ .

Les éprouvettes ont été conservées en cure endogène ; c'est-à-dire que les éprouvettes sont conservées dans des sacs étanches jusqu'à la date d'essai. La Figure VI.9 montre la confection des éprouvettes.

La cure correspond à la protection d'un matériau cimentaire pendant la phase de prise et de durcissement. Les conditions de cure font référence à la température, à l'humidité et au temps écoulé depuis la préparation du matériau.

Nous avons utilisé la presse Marshal pour la confection des éprouvettes (voir Photo VI.9).



**Photo VI.9 : Préparation des éprouvettes.**

### **Essai de compression simple :**

Pour réaliser ces essais, nous nous sommes inspirée de la norme Anglaise « mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques : méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques »

Les éprouvettes ont été écrasées à 7 jours et à 14 jours sans immersion le tiers des éprouvettes était immergé à 7 jours après être retirées des sacs pour être écrasé à 14 jours afin d'évaluer leurs tenues à l'eau (suivant la norme Anglaise BS 1924- 1953).

Le dernier critère du rapport compression-immersion peut être largement abaissé si les risques de contact eau sol-ciment sont faibles.

Pour chaque teneur en ciment on note la compression simple en  $\text{kg/cm}^2$  à 7 jours  $r$  ; puis après 14 jours  $R$ . les autres éprouvettes sont conservées 14 jour dont les 7 derniers dans l'eau on note alors la résistance  $R'$ . Le rapport compression immersion  $R'/R$  permet d'apprécier la tenue du sol traité à l'eau.

Pour le suivi des résistances nous avons réalisé des écrasements à 28j, 90j, et 180 pour mesurer l'évolution de la résistance à la compression simple dans le temps.

## Mesure de la force et de la déformation dans l'essai de compression

Les déplacements sont mesurés à l'aide de comparateur de 0.01mm de précision associés à l'anneau dynamométrique de 10 KN de capacité. Pour l'écrasement on a utilisé une presse Wykeham. La vitesse d'écrasement est de 1.52 mm/minute. L'essai est arrêté lorsque la force mesurée par le capteur a diminué d'au moins 10 % par rapport à la plus grande force mesurée.

### VI.5.6 : Essai de cisaillement

Afin d'étudier la stabilité de la couche de forme du sol traité, il est intéressant de voir le comportement au cisaillement du matériau traité au ciment. Cependant, des essais de cisaillement ont été réalisés.

#### VI.5.6.1 : Confections des éprouvettes

Pour le matériau de base, en prenant une poudre sèche tamisée à 5 mm avec la teneur en eau optimale et en faisant un mélange de l'ensemble jusqu'à une homogénéisation complète. Pour la confection des échantillons avec différents dosages, on a procédé de la façon suivante : On mélangeant tout d'abord le matériau avec les différents dosages (2%, 4% et 6%) jusqu'à une homogénéisation, ensuite on rajoute la quantité d'eau, obtenue à l'optimum Proctor. Les échantillons de sol mélangés seront compactés statiquement et placés ensuite dans la boîte de cisaillement de dimension 60x60 mm. L'essai adopté pour le cisaillement est un essai consolidé non drainé, CU, avec une vitesse de cisaillement de 0,5mm/min. Le mode opératoire détaillé est illustré comme suit :

- a. Préparer un poids de l'échantillon correspondant
- b. Préparer la quantité de ciment correspondante aux pourcentages choisis et la quantité d'eau nécessaire
- c. Verser la quantité de ciment au sable limoneux, petit à petit et rajouter l'eau qui correspond (a)
- d. Bien mélanger (b)
- e. Préparer les éprouvettes mélangées
- f. Placer la trousse au milieu du moule et compresser (c)

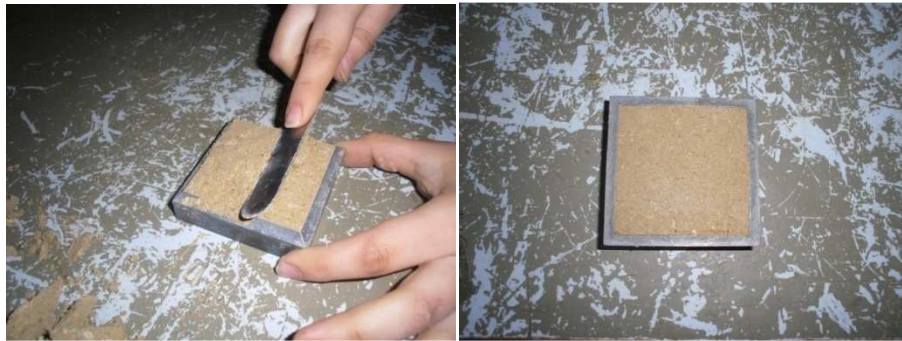


**F**

#### **f. Placer la trousse au milieu et compresser**

- g. Enlever la trouve de la presse
- h. Conserver deux petits bouts de l'échantillon compressé et les mettre à l'étuve

- i. A l'aide d'une spatule enlever l'échantillon qui est en dehors de la trousse et araser avec soin la surface du matériau puis le peser pour déterminer la teneur en eau initiale



**i. Araser la surface du matériau**

**Photo VI : 10 : Préparation et confection des éprouvettes**

#### **VI.5.6.2 : Déroulement de l'essai de cisaillement:**

Des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont été réalisés sur notre limon à l'optimum Proctor à différents traitements de dosages en chaux et ciment. L'objectif de cette essai dans un premier temps, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement pour notre limon, qui sont l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion C, et en second on s'est intéressé de voir l'effet de l'ajout des agents chimiques chaux et ciment sur ses paramètres mécaniques.

Le dispositif est constitué comme suit:

- La boîte de CASAGRANDE ou boîte de cisaillement (Photo VI.11)
- Le piston et la demi-boîte inférieure possèdent des orifices pour la mise en eau des pierres poreuses.
- Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N.
- Les poids : ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier de bâti.
- Le dispositif de cisaillement qui permet de cisailier le sol à vitesse constante, il est constitué d'un anneau dynamométrique, d'un chariot sur lequel, on vient placer la boîte de CASAGRANDE
- Pierres poreuses : Elles permettent de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes.

On procède de la manière suivante :

- a. Solidariser les deux demi boîtes et vérifier que le piston coulisse bien dans la demi boîte
- b. Mettre en place une plaque support dans le fond de la demi- boîte inférieure (Photo VI.12)

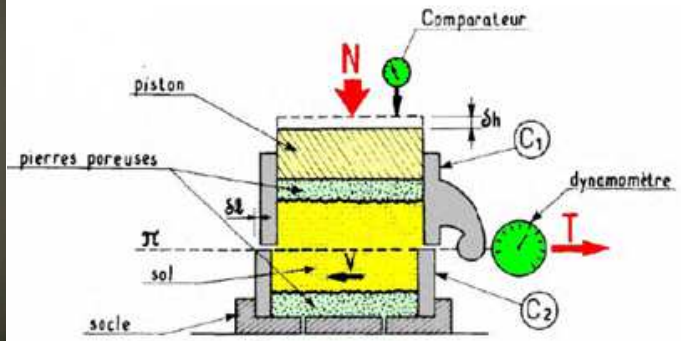


Photo VI.11 : Dispositif sur cisaillement



Photo VI.12. Mettre en place la plaque support

- c. Placer la première pierre poreuse
- d. Remplir la boîte avec notre mélange compacté à l'aide d'une damne (Figure VI.13)

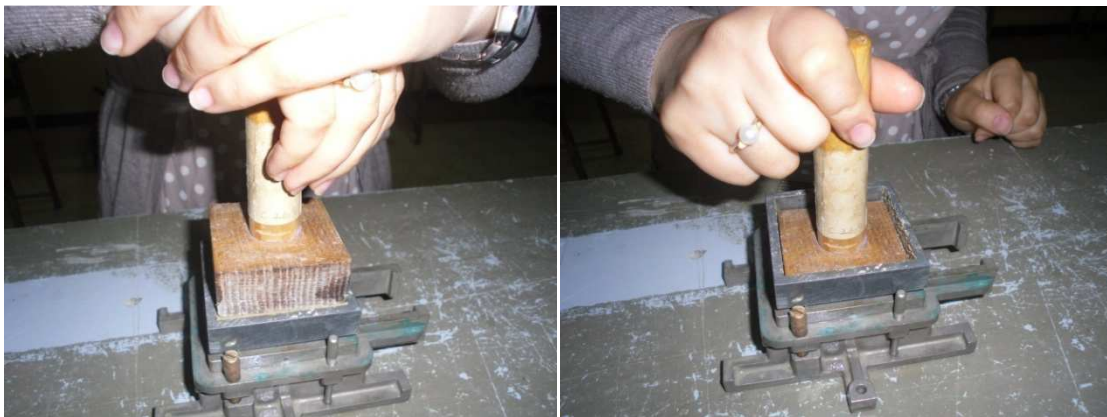


Photo VI.13 : Remplir la boîte avec le mélange

- e. Placer la deuxième pierre poreuse et le piston
- f. Déterminer la hauteur
- g. Ramener à sa position initiale l'embase, placer et immobiliser la boîte sur le bâti de cisaillement

- h. Remplissage de la cellule avec de l'eau du robinet (Figure VII.31)



**Photo VI.14 : Remplir la cellule avec de l'eau**

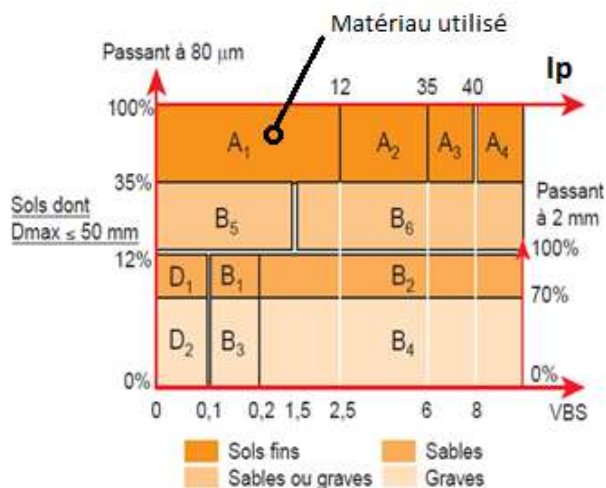
- i. Visser l'anneau dynamométrique à la demi-boîte supérieure. Annuler le jeu. Arrêter de tourner dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement. Resserrer le contre écrou.
- j. Placer l'étrier de chargement sur le piston. Régler l'horizontalité du bras de levier
- k. Mettre les différents comparateurs (déplacement horizontal, vertical et de force) à zéro
- l. Fixer la vitesse de cisaillement à 0,5 mm/mn
- m. Charger le plateau et noter le tassement éventuel de consolidation.
- n. L'échantillon est prêt pour l'essai de cisaillement.

Après 24h de consolidation, on passe à l'étape de cisaillement (essai de cisaillement consolidé non drainé) :

- a. Retirer les deux vis de la boîte, actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers.
- b. La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées
- c. Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul. Sortir l'éprouvette de la boîte, mesurer la teneur en eau finale et examiner les plans de rupture

#### **VI.6 : Classification du matériau de base:**

On utilisant les caractéristiques géotechniques du limon de Telagh qui sont résumées dans le Tableau VI.3 et la courbe granulométrique (Figure VI.2) on peut classer notre sol comme suit :



**Figure VI.15 : classification du sol de Telagh (NF P 11-300)**

- 1- Selon la classification LCPC, notre matériau est considéré comme un matériau limoneux argileux de faible plasticité (CL), (voir Figure VII.3).
- 2- La classification du matériau selon la norme [NF P 11-300] "Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières", du point de vue granulométrique : ( $D_{max} \leq 50$  mm et % des passant à  $80 \mu\text{m} > 35\%$ ) permet de mettre le matériau dans la rubrique des sols fins, notée classe A. La sous classe peut être déterminée en fonction de la valeur au bleu de méthylène :  $VBS = 1.23$  (NF P 94-068) et du caractère plastique : les limites d'Atterberg (NF P 94-051). Effectivement, la valeur au bleu nous permet d'identifier notre matériau comme sous classe  $A_{1m}$  (Figure VI.15).
- 3- Le sol est classé en  $A_4$  (sol limoneux) suivant la classification américaine AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) voir Tableaux II.2 ;II.3 ;II.4 et II.5: classification Américaine des sols (première partie étude bibliographique) qui correspond à la Classe ML limon inorganique sable très fin de faible plasticité suivant la classification USCS ( Unified Soil Classification System ).

NB : Toutes les classifications ne tiennent pas compte de la géochimie des sols.

### VI.7 : Choix du traitement du sol de Telagh.

La résistance dépend du liant utilisé et des combinaisons des dosages choisi la nature du sol oriente le choix de la combinaison c'est ainsi que les sols limoneux s'apprentent mieux au traitement au ciment alors que les sols argileux doivent être traité à la chaux.

Après traitement le sol peut être reclassé vers un sol de caractéristiques meilleures sa microstructure va changer ainsi que ces résistances à la compression (modification de  $R_c$  et de  $E$ ) et caractéristiques de cisaillement  $c$  et  $\varphi$ .

Au vue de la classification du sol en  $A_{1m}$  nous avons optez pour un traitement chimique à 2 ; 3 ; 4 ; 5 et 6% ciment et 5% de ciment +1% de chaux pour améliorer les caractéristiques mécanique du sol.

Le choix du traitement des sols limoneux au ciment et le résultat de plusieurs études comparatives de l'utilisation de différents agents de traitement cendre volante chaux ciment et leurs combinaisons a donné des résultats plus bénéfique du point de vue de la résistance en utilisant le ciment [ Hossain et al ., 2007].

Le GTS, 2000 conseille un traitement à la chaux seule pour un indice de plasticité supérieur à 20 qui correspond aux sols A3 et A4.

Dans le cas de cette étude l'additif choisi est le ciment Portland artificiel (CEM I 32.5) de l'usine de fabrication de Chlef dont les caractéristiques sont données dans le Tableau VI.5. Un deuxième traitement mixte chaux-ciment à été utilisé pour un dosage de 5% de ciment et 1% de chaux.

## **Chapitre VII : Présentation et Interprétation des Résultats.**



### VII.1 : Evolution de la limite de liquidité $W_L$

L'action immédiate du ciment est limitée. Cependant lors de l'utilisation d'un liant hydraulique comportant une forte proportion de chaux (sol de Telagh 27.01%), la floculation des argiles peut se produire [Vénuat, 1980]. On remarque dans le tableau VII.1 une destruction de l'entité argileuse par la diminution du VBS.

La diminution de VBS est accompagnée d'une diminution de la plasticité d'autant plus que la quantité de liant est importante. Certains auteurs précisent que l'indice de plasticité, dans les sols limoneux, augmente avec la quantité de liant puis diminue à partir d'un certain dosage [Sariosseiri et al., 2009]. Nous remarquons une diminution de  $I_p$  marqué de 40% en passant du dosage de 2% à 3%.

**Tableau VII.1 : consistance du sol traité.**

| matériaux        | $W_L$ | $W_p$ | $I_p$ | VBS  |
|------------------|-------|-------|-------|------|
| Sol non traité   | 33.00 | 21.03 | 11.97 | 1.23 |
| Sol+2% de ciment | 32.18 | 21.77 | 10.41 | 0.72 |
| Sol+3% de ciment | 29.88 | 23.07 | 6.81  | 0.63 |
| Sol+4% de ciment | 29.34 | 23.93 | 5.41  | 0.59 |
| Sol+5% Ci+1%Ch   | 29,20 | 23,98 | 5.22  | 0.45 |
| Sol+6% de ciment | 29,10 | 24,00 | 5.10  | 0.40 |

Les différents résultats des limites d'Aterberg pour sol naturel et traité avec les différents pourcentages en ciment sont représentés dans le Tableau VII.1 et les Figures VII.1 et VII.2 on remarque une forte diminution de la limite de liquidité qui passe de 33% pour le sol naturel à 29,10% pour un traitement de 6% de ciment. Ce résultat est en parfaite accord avec les résultats trouvés par différents chercheurs [Davidson et al., 1960] ; [Lund et al., 1965] et [Newbauer et al., 1972] sur des mélanges de sol de sable et de chaux.

Al Rawas et al., 2005 donnent la même tendance pour des sols traité avec du ciment. Des tendances similaires de la limite de liquidité sont faites par d'autres chercheurs [Manasseh et al., 2008] et [Harichache et al., 2011] sur les matériaux traités à la chaux et à la pouzzolane, et [Turker et al., 2006] ; [Degirmenci et al., 2007] et [Reyes et al., 2007] sur les matériaux traités avec des cendres volantes.

La conséquence de la réduction de la plasticité du sol, avec une quantité croissante de ciment est attribuée au processus d'échange de cations entre le sol et les stabilisants, [Al Rawas et al., 2005]. D'autres auteurs [Thompson, 1965 et Bell, 1993] ont expliqué que l'échange de cations, la floculation des particules d'argile et des processus de frittage de réaction sont les principaux mécanismes responsables de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols traités avec de la chaux. En revanche, une augmentation de la limite de liquidité avec l'augmentation du pourcentage de ciment est représentée par [Yong et al., 2007]. Nous pouvons dire que cette différence dépend de la nature du sol: à savoir une augmentation peut se produire pour les sols argileux kaoliniques et une diminution peut se produire pour l'argile montmorillonite [Attoh-Okine, 1995].

### VII.2 : Evolution de la limite de plasticité $W_{pL}$ :

En ce qui concerne la limite de plasticité  $W_p$ , les échantillons traités ont montré une augmentation de la limite de plasticité avec l'augmentation de la quantité de ciment (Figure VII.1). Cette limite a augmenté de 21,03% pour sol naturel à 24,00% pour un traitement à 6% de ciment. Les mêmes tendances ont été observées par [Bell, 1996] sur les matériaux traités à la chaux, [Okagbue et al., 2000]. Des résultats similaires ont également été observés par [Turker et al., 2006]; [Muntohar et al., 2003], [Basha et al., 2003] et [Harichache et al., 2011], nous pouvons expliquer cette augmentation par la floculation des particules d'argile. [Goswami et al., 2005] ont montré que l'addition de cendres volantes pour des sols à faible concentration en calcium entraîne une augmentation de la limite de plasticité, cela est dû au remplacement des fines particules par des particules plus grosses [Harichache et al., 2011]. Toutefois, certains auteurs ont montré une diminution de la limite de plasticité, lorsque le matériau est traité avec un mélange de chaux-pozzolane avec une teneur élevée en chaux (> 10% de chaux) [Harichache et al., 2011].

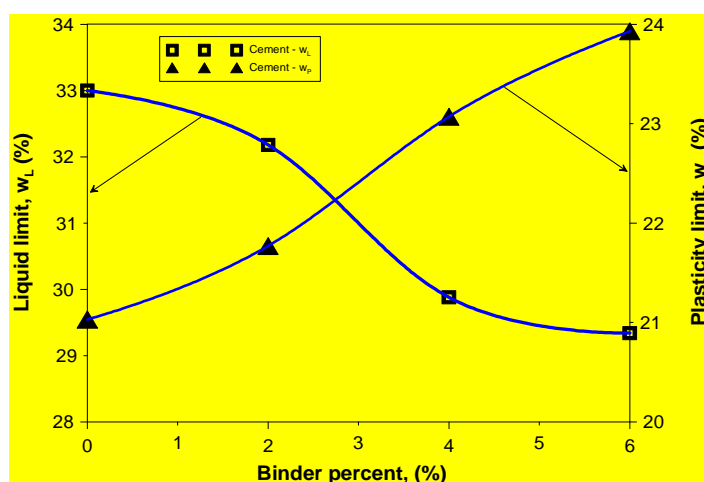


Figure VII.1 : variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du dosage en ciment du sol de Telagh.

### VII.3 : Evolution de l'indice de plasticité $I_p$ :

La variation de l'indice de plasticité est montrée dans la Figure VII.2. Il enregistre une diminution quand le pourcentage en ciment augmente. Ceci montre une amélioration des caractéristiques du sol. Les mêmes tendances ont été observées dans différentes études [Okagbue et al., 2000]; [Parsons et al., 2005].

D'après Magnan, 1997 cité par [Pierre-Yves, 2008] notre sol est peu plastique (voir Tableau VII.2). D'après les classifications de ce tableau on passe d'un sol naturel peu plastique  $I_p=11.97$  à un sol non plastique  $I_p=5.10$  pour 6% de ciment.

**Tableau VII.2 : plasticité des sols Magnan ,1997**

| Indice de plasticité | Degré de plasticité  |
|----------------------|--|
| $0 < I_p < 5$        | Sol non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs) |
| $5 < I_p < 30$       | Sol peu plastique  |
| $30 < I_p < 50$      | Sol plastique  |
| $I_p > 50$           | Sol très plastique   |

L'activité  $A_c$ , définie par Skempton (1948) comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses (notée ici  $d_{2\mu m}$ , teneur en particules de dimensions inférieures à  $2 \mu m$ ) :

$$A_c = \frac{I_p}{d_{2\mu m}}$$

La valeur de  $A_c$  trouvé pour le sol de Telagh est de l'ordre de 0.03 (très faible) d'après la classification de Skempton le sol se rapproche d'un quartz (l'activité du quartz est zéro).

Le potentiel de gonflement est faible  $I_p < 10$  après traitement suivant la classification donnée par Tableau IV.3 Valeurs indicatives des paramètres d'identification des sols susceptibles de variation de volume d'après [Gérard, 2000] (première partie étude bibliographique). On peut aussi se référer à la Figure IV.12 dans la même partie bibliographique IV.2 Effets du traitement sur les limites d'Atterberg et VBS pour classer notre sol en sol non gonflant d'après [Djedid et al ., 2001].

#### VII.4 : Evolution de la valeur du VBS :

Le test du bleu de Methylene norme AFNOR NF P 94-68, identifie la réactivité de la fraction argileuse ( $< 2$  microns) par la mesure de la capacité des fines à absorber le bleu de Methylene. La Figure VII.2 montre une diminution de la valeur du bleu de 1.23 à 0.40 (g/100g) avec une augmentation du pourcentage de ciment ajouté.

La quantité du bleu absorbé est en fait directement liée à la surface spécifique totale des particules du sol ( $S_{st}$ ), Gaillabaud et cinot (1982) cité par [Gueddouda, 2005] propose l'expression suivante :

$$S_{st} = 21 \text{ VB } (0/2 \mu m) \text{ m}^2/\text{g}$$

Notre sol possède une surface spécifique de l'ordre de  $S_{st} = 25,83 \text{ m}^2/\text{g}$  on peut caractériser cette surface de faible. Cette surface diminue avec l'ajout de ciment pour atteindre  $8,4 \text{ m}^2/\text{g}$  à 6% de ciment.

La sensibilité du sol de Telagh à l'eau est faible suite aux résultats du VBS  $< 2.5$  et devient encore plus insensible après traitement (sol sableux limoneux) selon la classification citée par [Melal ,2009] voir étude bibliographique Première partie (Tableau IV.4) et la classification de la GTR 2000 .

L'argile contenue dans le sol est peu active  $A_{CB} = VBS/C_2$  inférieure à 3 (NF P94-011).  $C_2$  étant la teneur en particules de dimensions inférieures à  $2\mu m$  estimée selon la norme NF P 94-057.

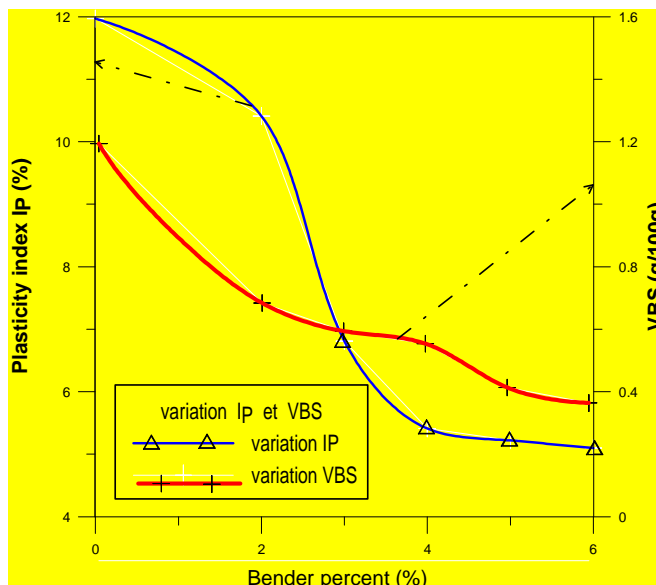


Figure VII.2 : influence du ciment sur l'Ip et le VBS.

Tableau VII.3: classification des sols suivant la valeur du bleu [GTR 2000]

| $V_{Bs}$ (g/100 g) | Appréciation du sol / type de sol  |
|--------------------|--|
| 0,1                | Le sol est insensible à l'eau  |
| 0,2                | Seuil à partir duquel apparaît la sensibilité à l'eau                                      |
| 1,5                | Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux                          |
| 2,5                | Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne |
| 6                  | Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux                                      |
| 8                  | Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux                                 |

### VII.5 : Evolution de la classification du sol :

Les différents résultats d'essais sur les limites d'Atterberg, du matériau naturel et traité sont représentés dans le diagramme de plasticité de Casagrande (Figure VII.3). Selon ce diagramme, le matériau non traité est associé à la classe de matériaux dits argileux limoneux de faible plasticité (CL). Après l'ajout des différents pourcentages de ciment, le matériau présente un changement de classe et vient se positionner au dessous de la ligne A. Par conséquent, le sol de classe CL s'est transformé en un sol de classe composée CL-ML (Limon de faible plasticité). Ces changements de classes sont affectés par la floculation du matériau lorsqu'il est stabilisé au ciment. En outre, les changements des caractéristiques de plasticité du matériau traité, permettent donc son emploi dans des travaux routiers (couche de forme ou remblai).

Même après traitement nous avons constaté que le matériau reste toujours dans la même famille du groupe ( $A_{1m}$ ) selon le guide GTR 2000, malgré la diminution considérable dans la valeur au bleu et de l'indice de plasticité, des résultats similaires ont été trouvés par [Harichache et al., 2011].

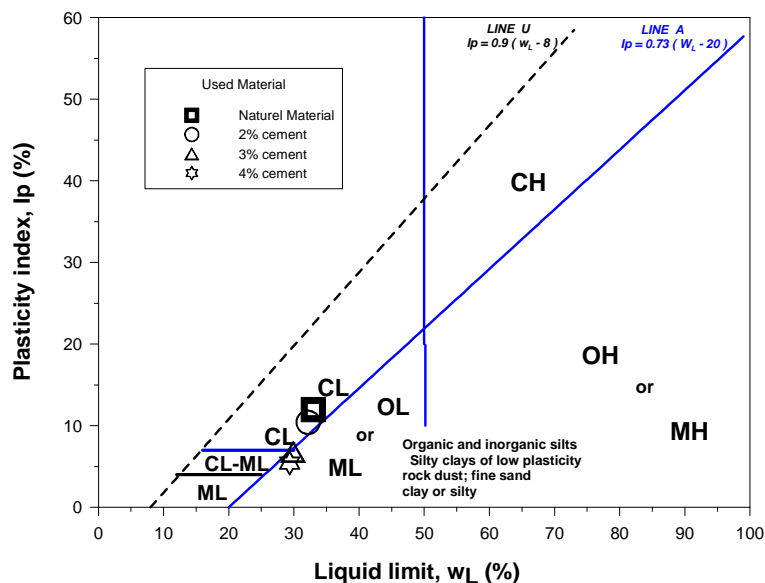


Figure VII.3 : Diagramme de plasticité de Casagrande cas du sol étudié.

### VII.6 : Evolution des propriétés de l'optimum Proctor

L'action immédiate du ciment est la correction de la courbe granulométrique du sol traité améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage et de l'essai de portance immédiat [Vénuat, 1980] cité par [Cabane, 2004]. L'allure générale des courbes Proctor pour sol naturel ou traité est peu modifiée comparé aux sols traité à la chaux ce même résultats a été signalé par [Cabane, 2004]

Le mélange de ciment du sol est homogénéisé pendant environ 10 min. [Morel, 1984] a montré que les résistances mécaniques sont peu affectées par le délai de compactage (temps entre l'incorporation du ciment et le compactage) lorsque celui-ci reste inférieur à 3 heures mais au delà les densités sèche Proctor diminuent.

Nous avons réalisé deux types de traitement chimique (au ciment et à la chaux suivant les pourcentages sus cités) pour cela deux séries d'essais ont été effectués.

La première série d'essais, utilisant des moules Proctor standard et la deuxième série, utilisant des moules CBR. Pour les deux séries, on a appliquée, deux énergies de compactage (25 coups et 56 coups (voir Tableau VI.8).

Pour la première série des essais Proctor Normal sur 3 couches à 0, 2, 4, et 6% de ciment ont été réalisés et un essai Proctor modifié sur 5 couches à la même énergie à 0% de ciment à été réalisé.

Les teneurs en eau initiales utilisées variant de 12 à 20%. Les résultats sont représentés dans la Figure VII.4 ou on constate que la densité sèche maximale (OPN) diminue légèrement après traitement suivi d'un léger déplacement des teneurs en eau du coté humide.

On peut dire que le comportement, lors du compactage d'un sol traité au liant hydraulique, est peu modifié comparé au traitement à la chaux. On cite les travaux de [Osula, 1996] qui montrent que l'optimum de teneur en eau est décalé vers les teneurs en eau plus fortes et la masse volumique sèche est équivalente ou légèrement plus faible, lorsque l'on traite un sol au liant hydraulique.

Concernant la deuxième série d'essais notre objectif est de voir l'influence de l'énergie de compactage sur les propriétés à l'optimum Proctor pour cela nous avons utilisé des moules CBR, pour un compactage à 56 coups.

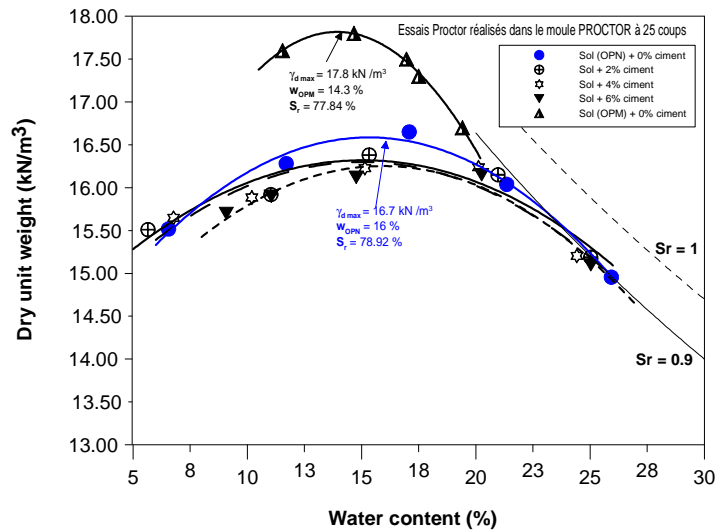


Figure VII.4 : Influence du ciment sur l'Optimum Proctor Normal.

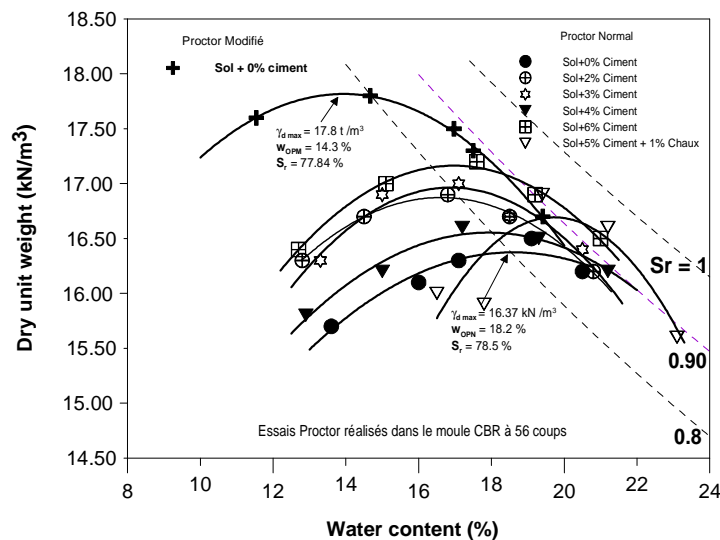


Figure VII.5 : Essais Proctor normale et modifié (moule CBR) sur sol de Telagh sidi Bel Abbas traité au ciment et à la Chaux.

On constate sur la figure VII.5 que la densité sèche augmente de façon significative du côté sec de l'optimum et reste sensiblement égales du côté humide de l'optimum pour les différents

pourcentages imposés de ciment. Ceci nous conduit à dire que la densité sèche maximale augmente avec l'accroissement du pourcentage de ciment dans un moule CBR. En revanche, la teneur en eau optimale correspondante diminue lorsque l'ajout du ciment est important.

Tangi , 2010 montre les mêmes résultats sur un sable de Bouër, une diminution de la teneur en eau optimale et une augmentation de la masse volumique sèche. Le même auteur montre un résultat différent à savoir une augmentation de la teneur en eau à l'optimum Proctor et une diminution de la masse volumique dans le cas de l'étude du limon du Val d'Europe traité au ciment. L'ajout d'un liant au sein du sol provoque une modification de sa teneur en eau. Cet effet est plus sensible avec la chaux qu'avec les liants hydrauliques.

Pour le dosage de 1% de chaux+5% de ciment on constate un déplacement de la courbe vers la droite et une augmentation de la densité sèche.

Le traitement au ciment modifie les propriétés optimales d'un matériau en donnant une augmentation ou une diminution de densité sèche et vis versa pour la teneur en eau optimale. Dans certains cas, ce type de traitement est inefficace, et de nombreux cas d'échecs du traitement des sols ont été rapportés, les échecs étant très souvent le résultat de la présence dans le sol d'éléments perturbateurs [Tangi, 2010].

Le rôle du ciment améliore les caractéristiques de compactage en remplissant les vides (correcteur granulométrique)

Le sol de Telagh peut être qualifié de dense lorsque la densité est comprise dans l'intervalle :  
 $1.6 \leq \gamma_d \leq 1.8$

Par ailleurs, la Figure VII.6 montre qu'à partir d'un dosage en ciment de 3% on constate une chute de  $\gamma_{dopM}$ . On peut dire du point de vue arrangements des grains de sol que l'augmentation du pourcentage de ciment ajouté fait augmenter  $\gamma_{dopM}$ . on aura donc le meilleur arrangement des grains à partir de 5% de ciment.

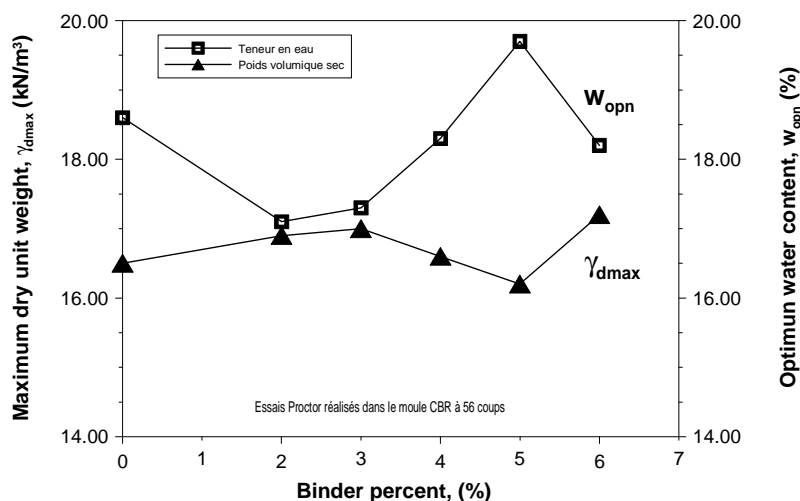


Figure VII.6 : variation de la densité sèche à l'OPN en fonction du dosage en liant.

Le comportement du sol dépend de la teneur en argile cela a été mis en évidence par [Martin et al., 1957], [Muondo-Ondoa,1979], [Daskalova,1980] et [Itsvan,1990] qui ont travaillé sur des sols reconstitués de sable et d'argile à différents pourcentages il ont conclu que les caractéristiques (variation de  $\gamma_{dopN}$  et  $w_{opN}$ ) augmentent avec le pourcentage d'argile.

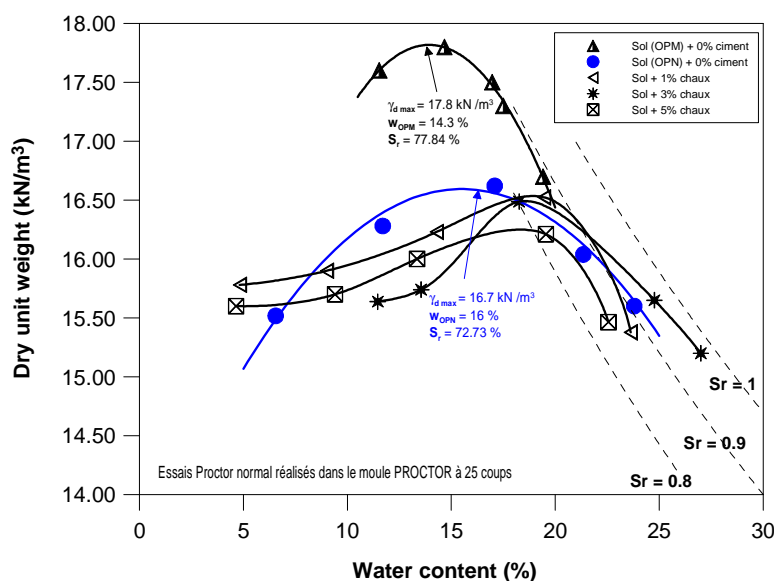
Les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques [Vénuat, 1980] améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage.

L'ajout de 1% de chaux suffit à faire déplacer la courbe vers la droite et abaisse le  $\gamma_{dopN}$  cela a été mis en évidence par plusieurs auteurs [Cabane, 2004] ; [Smaïdia, 2000] ; [Azzouz, 2006]

Nous avons obtenus sur le sol de Telagh en utilisant un moule CBR une augmentation de la densité sèche du côté sec de l'optimum Proctor pour les différents pourcentages de ciment ajoutés cela dans le sens des résultats obtenus par [Tangi B., 2010] sur le sable de Bauer au contraire en utilisant un moule Proctor une légère diminution de la densité sèche a été observée.

Une troisième série d'essais est effectuée utilisant des moules Proctor, pour un compactage standard (25 coups). Dans cette troisième série, on a réalisé des essais de compactage pour un sol traité à différents dosages de chaux allant de 0 à 5% de chaux.

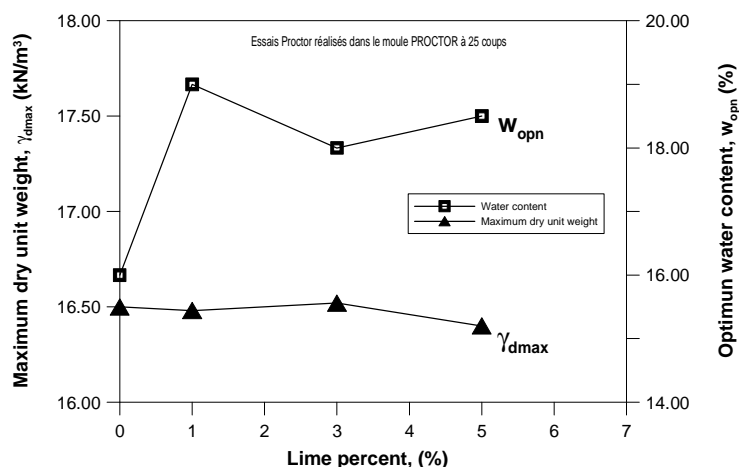
On constate sur la Figure VII.7 un déplacement et abaissement des courbes vers la droite (vers des teneurs en eau plus grande) ce résultat rejoint toutes les conclusions faites par les différents chercheurs [Cabane, 2004] ; [Tangi, 2010] ; [Dadouch, 2011]



**Figure VII.7 : Influence immédiate de la chaux sur l'Optimum Proctor Normal dans le moule Proctor.**



La figure VII.8 donne l'évolution de la densité maximale sèche en correspondance avec la teneur en eau à l'OPN pour les différents pourcentages de chaux.



**Figure VII.8 : Evolution de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale immédiate en fonction du % de chaux dans le moule Proctor.**

#### VII.6.1 : Influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques de compactage.

Les degrés de saturation correspondants aux points OPN et OPM sont respectivement 70.45%, 78.5% Figure VII.9. Pour ce type de matériau (sol de Telagh), on constate qu'il y a une très faible amélioration de la densité sèche maximale  $\gamma_d/\gamma_w$  lorsqu'on change la taille du moule. Autrement dit, pour une énergie de compactage de **590 kJ/m<sup>3</sup>** (moule Proctor) à **530 kJ/m<sup>3</sup>** (moule CBR), on n'obtient pas une densité conséquente et on note une augmentation de la teneur en eau optimale. En revanche, lorsque l'énergie de compactage augmente (Proctor modifié), la teneur en eau optimale ( $W_{opn}$ ) diminue considérablement jusqu'à 4% et une différence de densité sèche maximale de 1,1 kN/m<sup>3</sup> est marquée qui n'est pas significative, vu la tolérance de mesure précisée par la norme [NF P 94-093] de 1 kN/m<sup>3</sup>. Ceci est expliqué par le fait que si l'on augmente l'énergie de compactage, le sol a tendance à être plus orienté du côté sec de l'Optimum. Le traitement chimique serait adéquat avec l'énergie de compactage OPN. Les bénéfices les plus marqués étaient trouvés dans les portances du sol traité.

Il faut retenir des travaux de recherches cités dans la partie recherche bibliographique que l'essai Proctor modifié n'est pas très approprié pour ce type de matériau. Ceci montre que le traitement mécanique (augmentation de l'énergie) n'est pas une solution technico-économique. Il serait donc admissible de procéder à un traitement chimique du matériau étudié (ajout de quelques pourcent de ciment) et le compacter à l'OPN.

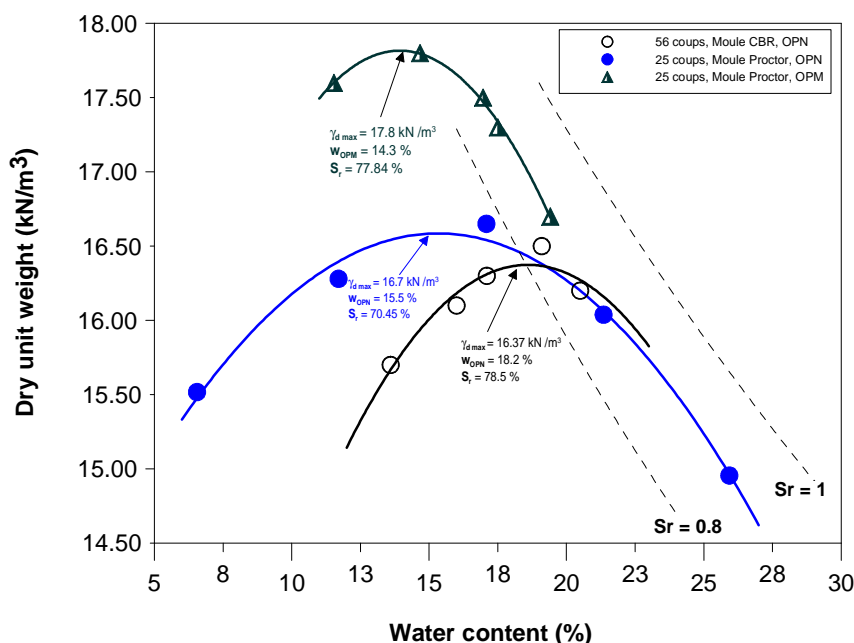


Figure VII.9 : Courbe de compactage à différentes énergies de compactage du sol étudié.

### VII.6.2 : Influence du traitement chimique sur l'IPI et du CBR.

La portance d'un sol est la caractéristique qui définit sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées. La portance dépend de la nature du sol, de la teneur en eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa densité en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage.

L'essai CBR immédiat et l'IPI permettent de déterminer la portance d'éprouvettes confectionnées selon le protocole de compactage Proctor Modifié. Le CBR imbibé permet de déterminer la portance après 4 jours d'immersion dans l'eau à 20°C. Il permet également de vérifier l'exactitude des paramètres Proctor et de mesurer le gonflement vertical du matériau compacté après immersion à l'eau par l'essai de poinçonnement. Pour chaque formulation, une éprouvette est préparée dans des moules CBR en suivant le protocole de compactage de l'essai Proctor Modifié selon la norme NF P94-093. Lors de la préparation des mélanges, les quantités d'eau ajoutées sont calculées en fonction des valeurs obtenues par les essais de compactage.

Les portances IPI sont supérieures à 20 (Tableau VII.4) sauf pour le traitement de 5% Ciment+1% Chaux on note une baisse de l'indice portant d'une valeur de 12.79. On juge que la circulation des engins sur le sol naturel ce fait sont déformation à la teneur en eau naturel qui est de 14,86 %.

Le sol traité dans notre étude correspond parfaitement à une utilisation en couche de forme car il vérifie la condition : IPI supérieure à 20 et  $w > 90\%$  OPN (NFP 94-102-1)

Selon les valeurs de l'IPI obtenues sur le sol naturel et traité de Telagh, la plateforme est PF2 (voir Tableau III.4) et le module EV2 à obtenir sur le terrain est compris entre 50 à 120 MPa.

**Tableau VII.4 : Indice portant immédiat IPI valeur mesuré sur l’OPN (NF P 94-102-1)**

|                    | IPI   |
|--------------------|-------|
| Sol naturel        | 31,8  |
| 2% Ciment          | 22,10 |
| 3% Ciment          | 18,73 |
| 4% Ciment          | 20,82 |
| 5% Ciment+1% Chaux | 12,79 |
| 6% Ciment          | 23,56 |

Le comportement du sol à court terme est donné par l’indice CBR immédiat. Nous avons obtenu dans (Tableau VII.5 et figure VII.10) des valeurs supérieures à 20 (sol A<sub>1m</sub>) à l’OPN selon la norme NF P 94-102-1 le sol de Telagh peut être utilisé en couche de forme sans déformation. Les chutes des portances sont plus marquées quand on dépasse les teneurs en eau optimales. A partir des teneurs en eau qui dépasse les 20% les portances sont nulles.

L’ajout de chaux au ciment à fait chuter les portances du sol comparativement au traitement au ciment seul.

Au vue de ces résultats du tableau VII.5 la classe de portance du sol est de P3 à P4 (voir première partie étude bibliographie Tableau III.7 ).On peut qualifier notre matériau de peu déformable (voir Tableau III.4 et Tableau III.8 ) cité par [Mosbah et al ., 2004] qui donne une portance moyenne pour  $6 < I_{CBR} < 12$  à l’OPN .

Le CBR donnée par la classification UCS et AASHTO est entre 5 à 15 pour sol non traité (voir Tableau II.6 : relation classification AASHTO et UCS) en conformité avec nos résultats de laboratoire et notre classification.

**Tableau VII.5 : CBR immédiat sur sol naturel et traité.**

| sol naturel |                  | 2% Ciment |                  | 3% de Ciment |                  | 4% de Ciment |                  | 5% de Ciment+1% Chaux |                  | 6% de Ciment |                  |
|-------------|------------------|-----------|------------------|--------------|------------------|--------------|------------------|-----------------------|------------------|--------------|------------------|
| w%          | I <sub>CBR</sub> | w%        | I <sub>CBR</sub> | w%           | I <sub>CBR</sub> | w%           | I <sub>CBR</sub> | w%                    | I <sub>CBR</sub> | w%           | I <sub>CBR</sub> |
| 13,6        | 27,6             | 12,8      | 29,96            | 13,3         | 29,5             | 12,9         | 29,59            | 12,2                  | 27,5             | 12,88        | 29,33            |
| 16          | 25,6             | 14,6      | 22,47            | 15           | 24,2             | 15           | 24,84            | 14,3                  | 23,78            | 14,43        | 27,18            |
| 17,1        | 18,4             | 16,8      | 19,1             | 17,1         | 20               | 17,2         | 20,07            | 16,9                  | 19,85            | 17,09        | 20,35            |
| 19,1        | 7,5              | 18,5      | 7,78             | 18,5         | 6,52             | 19,3         | 13,3             | 18,7                  | 12,7             | 19,2         | 14,2             |
| 20,5        | 0,9              | 20,8      | 1,1              | 20,5         | 1                | 21,2         | 1,66             | 20,3                  | 1,8              | 22,2         | 2                |

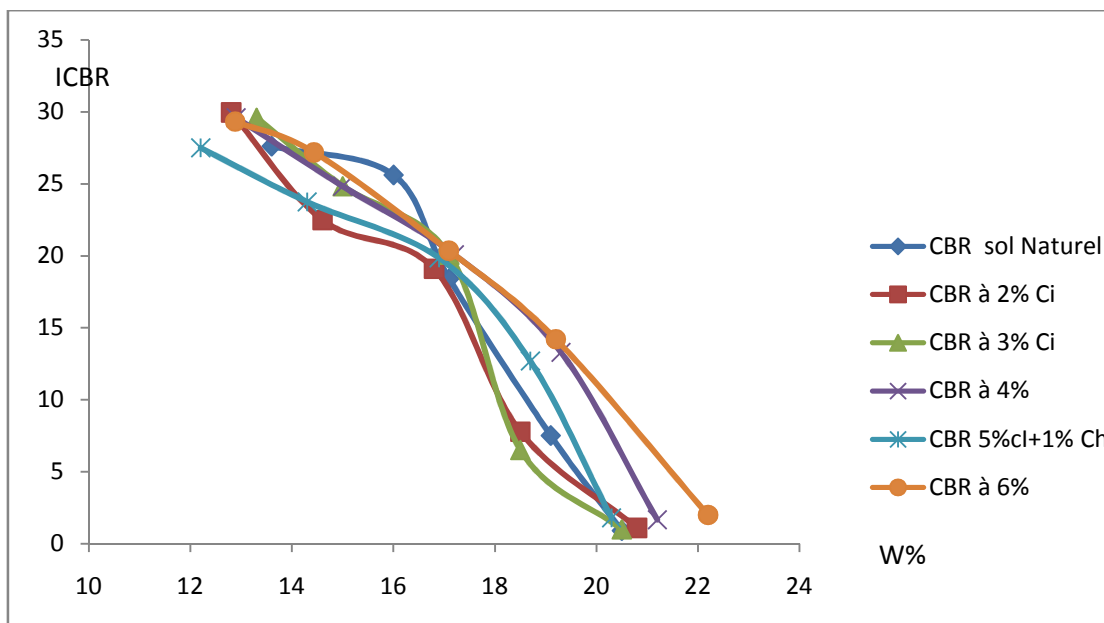


Figure VII.10 : CBR sur sol naturel et traité.

L'influence du traitement sur la portance des sols imbibés apparaît dès les premiers traitements à 2% de ciment 5 à 10 fois plus importante que le sol naturel imbibé (voir Tableau VII.6) et (Figure VII.11). L'allure des courbes est la même que celles données par [Roland et al., 2008] (voir Figure IV.18) partie étude bibliographique.

Les indices de portances du sol naturel imbibé sont très faibles et ne dépassent pas 10 pour la plage des teneurs en eau allant de 12 à 20%. Les portances atteignent 30 ; 40 voire 100 pour les sols traités à 2 ; 3 ; 4% et 6% on constate que l'optimum de portance est obtenu à des teneurs en eau légèrement inférieures à celles de l'OPN. Ces valeurs importantes de portance sont dues probablement à la réaction pouzzolanique du ciment. Ce résultat a été mis aussi en évidence sur d'autres études récemment l'étude de remblais de l'Autoroute Est Ouest Algérie contrôlée par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest 1998.

Tableau VII.6 : Evolution du CBR imbibé en fonction du dosage.

| I <sub>CBR</sub> imbibé sol |                  | I <sub>CBR</sub> imbibé à 2% Ciment |                  | I <sub>CBR</sub> imbibé à 3% Ciment |                  | I <sub>CBR</sub> imbibé à 4% Ciment |                  | I <sub>CBR</sub> imbibé à 5% Ciment+1%Chaux |                  | I <sub>CBR</sub> imbibé à 6 % Ciment |                  |
|-----------------------------|------------------|-------------------------------------|------------------|-------------------------------------|------------------|-------------------------------------|------------------|---|------------------|--------------------------------------|------------------|
| w%                          | I <sub>CBR</sub> | w%                                  | I <sub>CBR</sub> | w%                                  | I <sub>CBR</sub> | w%                                  | I <sub>CBR</sub> | w%  | I <sub>CBR</sub> | w%                                   | I <sub>CBR</sub> |
| 12.6                        | 7.87             | 12.8                                | 52.43            | 13.3                                | 29.85            | 12.9                                | 41.2             |   |                  | 13,1                                 | 65,87            |
| 14.5                        | 8.53             | 14.6                                | 43.07            | 15                                  | 47.67            | 15                                  | 60.21            | 14,8  | 65,22            | 14,8                                 | 85,14            |
| 16.4                        | 5.62             | 16.8                                | 37.63            | 17.1                                | 62.97            | 17.2                                | 85.3             | 17,5  | 42,65            | 17,5                                 | 110,5            |
| 18.3                        | 2.76             | 18.5                                | 30.11            | 18.5                                | 50.18            | 19.3                                | 72.75            | 18,8  | 35,12            | 19                                   | 95,2             |
| 20.6                        | 0.75             | 20.8                                | 16.31            | 20.5                                | 31.36            | 21.2                                | 38.89            | 21,9  | 31,5             | 21,4                                 | 47,55            |

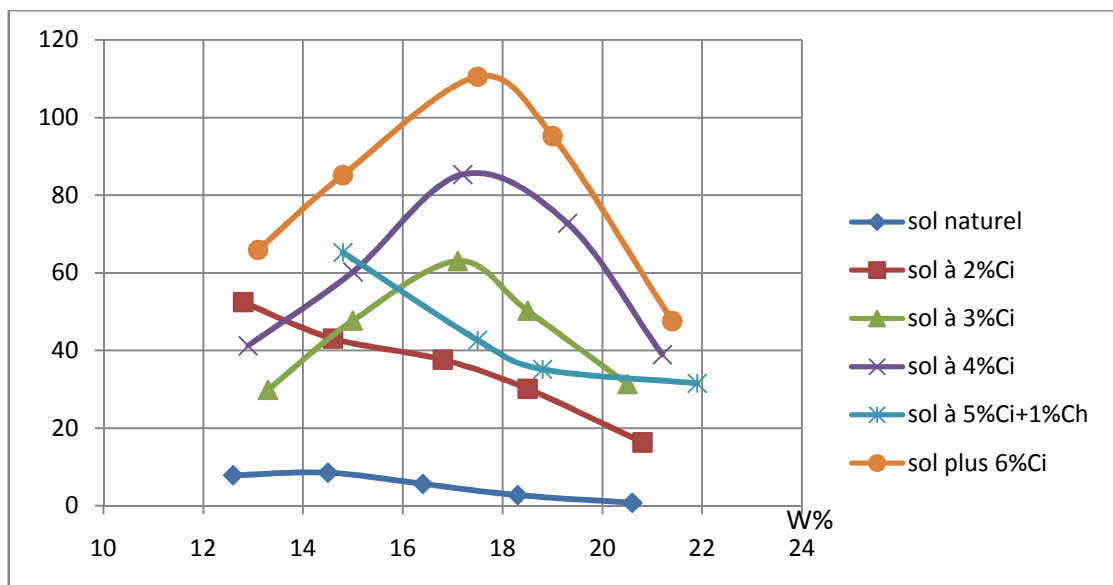


Figure VII.11 : CBR imbibé sur sol naturel et traité.

Si on compare les résultats obtenus de notre sol traité à ceux donnés dans la littérature le Tableau IV.11 (étude bibliographique) donne les spécifications sur  $I_{CBR}$  imbibé à 4 jours pour utilisation en couche de fondation ou d'assise. Les valeurs obtenues sur le sol de Telagh permettent d'accepter ce sol en couche de fondation éventuellement en couche d'assise suivant le trafic. Nos résultats de l'IPI et de l'indice CBR imbibé sont inférieurs à ceux donnés par [Goual, 2008] dans le cas du traitement des tufs d'El M'hafir et El Assafia (voir Tableau IV.9 et Figure IV.16).

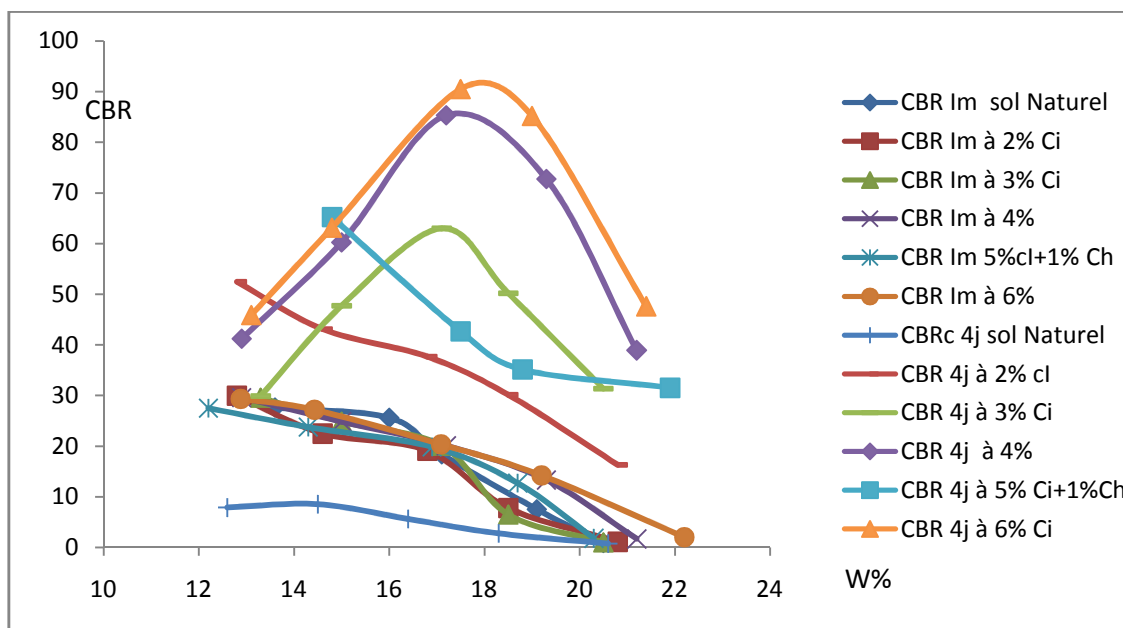


Figure VII.12 : CBR Immédiat et CBR imbibé sur sol naturel et traité.

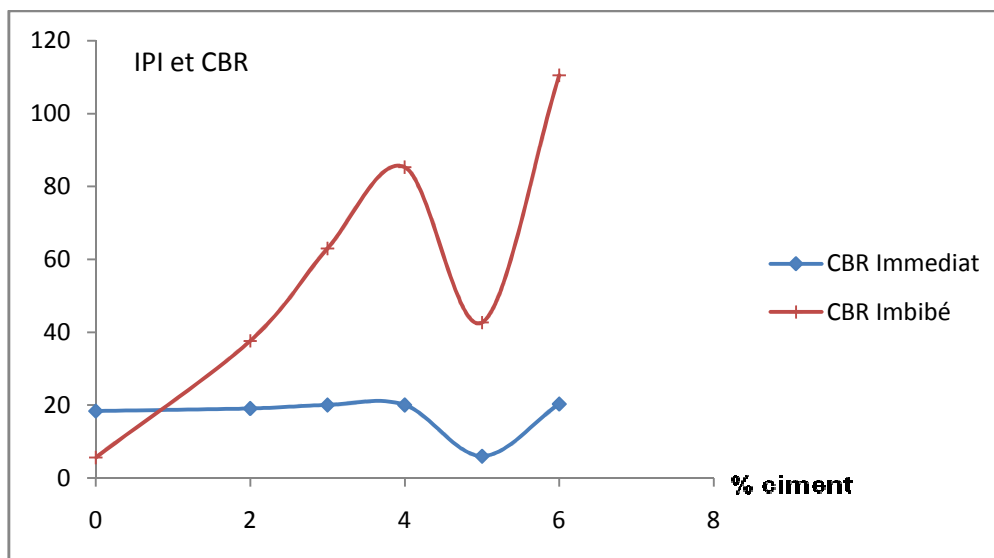


Figure VII.13: Comparaison résultat CBR immédiat et imbibé sur sol traité.

Nous observons sur la Figure VII.13 une diminution de résistance au poinçonnement par ajout de 5% de ciment plus 1% de chaux. Nous rappelons ici que l'indice CBR est le facteur important dans le dimensionnement des chaussées en plus du trafic. La relation entre l'indice CBR d'un sol et l'épaisseur minimale nécessaire pour empêcher la rupture par déformation plastique de la chaussée (voir chapitre calcul dimensionnement). Cette méthode est basée sur la résistance au poinçonnement du sol support et la transmission des charges selon le modèle de Boussinesq. Cette méthode utilise des abaques qui, en fonction du CBR, donnent l'épaisseur totale de la chaussée.

### Evaluation de l'indice CBR calculé

Si on applique les formules citées dans la première partie bibliographique (IV.7 Effets du traitement sur le CBR) nous obtenons dans le cas du sol de Telagh des résultats qui ne sont pas en concordance avec ceux obtenus pour les sols latéritiques cela est dû à la nature des sols.

Tableau VII.7 : Calcul de  $I_{CBR}$  par formule empirique (sol latérite)

|   | ICBR Sol Telagh | $I_p$  | $W_L$  | $\gamma_d$ | De Graft-Johnson et al ., 1969                                    | Bagarre, 1990                                     |
|---|-----------------|--------|--------|------------|---|---|
|   |                 |        |        |            | $I_{CBR} = 72.5 \log\left(\frac{\gamma_{dOPM}}{I_p}\right) - 7.5$ | $I_{CBR} = \frac{R_{2mm} \gamma_{dOPM}}{f^2 I_p}$ |
| 0 | 5,62            | 0,1197 | 0,33   | 1,68       | 75,67   | 13,05   |
| 2 | 37,63           | 0,1041 | 0,3218 | 1,7        | 80,44   | 15,18   |
| 3 | 62,97           | 0,0681 | 0,2988 | 1,72       | 94,17   | 23,48   |
| 4 | 88,3            | 0,0541 | 0,2934 | 1,68       | 100,67  | 28,87   |
| 6 | 110,5           | 0,051  | 0,291  | 1,72       | 103,27  | 31,36   |

L'utilisation du Guide for Mechanistic-Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures, 2001 permet de prédire des valeurs du CBR suivant les formules citées dans la partie bibliographique .

Pour sol de Telagh non plastique on utilise la relation (1) nous obtenons un  $I_{CBR} = 11.86$  et les classifications Unified Soil Classification System (USCS) et AASHTO et Unified Soil Classification donnent dans le cas de notre sol ML-CL.

**Tableau VII.8 : Indice CBR selon USCS.**

| USCS Symbol | $D_{60}$ range (mm) | $D_{60}$ used (mm) | PI range | PI used (%) | $P_{200}$ range (%) | $P_{200}$ used (%) | Calculated WPI | CBR range | CBR used |
|-------------|---------------------|--------------------|----------|-------------|---------------------|--------------------|----------------|-----------|----------|
| ML          | -                   | -                  | <20      | 11          | 51-95               | 75                 | 8.3            | 5-15      | 10       |
| CL          | -                   | -                  | 7-22     | 15          | 51-95               | 75                 | 11.3           | 5-15      | 8        |

**Tableau VII.9 : Indice CBR selon AASHTO.**

| USCS Symbol | Calculated CBR from correlations | recommended CBR AASHTO |
|-------------|----------------------------------|------------------------|
| ML          | 10.7                             | 8-16                   |
| CL          | 7.7                              | 5-15                   |

### VII.7 : Influence du traitement sur le gonflement

Le gonflement est mesuré lors de l'exécution de l'essai CBR imbibé du sol (voir Figure VI.7). L'objectif de l'essai de gonflement est de mesurer les déplacements verticaux avec des comparateurs placés sur les échantillons selon la norme NF P 94-078. Le dispositif permet la mesure du gonflement avec une incertitude absolue maximum de 0.01 mm.

Les valeurs des gonflements trouvées dans le cas du sol de Telagh sont exprimées en pourcentage selon la formule :

$$G = \frac{\Delta H}{H} \times 100$$

**Tableau VII.10 : gonflement axial sur sol de Telagh.**

| Teneur en eau % | Gonflement en % |      |      |      |      |
|-----------------|-----------------|------|------|------|------|
|                 | 12              | 14   | 16   | 18   | 20   |
| Naturel         | 0.42            | 0.46 | 0.49 | 0.52 | 0.62 |
| sol+2%Ci        | 0.46            | 0.52 | 0.56 | 0.59 | 0.62 |
| sol+3%Ci        | 0.32            | 0.36 | 0.39 | 0.42 | 0.52 |
| sol+4%Ci        | 0.29            | 0.36 | 0.42 | 0.46 | 0.52 |
| sol+6%Ci        | 0.29            | 0.32 | 0.42 | 0.46 | 0.49 |

Ces valeurs de gonflement sont faibles et diminuent avec le dosage en ciment. Les plus faibles valeurs sont obtenues pour les teneurs en eau de 12%.

### VII.8 : Evolution des résistances à la compression simple avant et après traitement :

#### VII.8.1 : Tenue à l'eau :

Le critère de tenue à l'eau peut être accepté pour un traitement à 4% Ciment ; 5% Ciment+1% Chaux ; 6% Ciment. On rappelle que pour une couche inférieure de chaussée ou à la rigueur une couche de base à 7 jours de cure il faut obtenir 22 kg/cm<sup>2</sup> de résistance à la compression

et le rapport compression-immersion doit être supérieur à 80 % d'après la méthode anglaise BS 1924 1953 des essais sur sol -ciment. Le Tableau VI.11 résume ces résultats.

Le résultat de la tenue à l'eau pour 5% Ciment+1% Chaux n'est pas acceptable puisque les résistances en présence de l'eau deviennent faibles à cause de la présence probable de la chaux.

**Tableau VII.11 : Tenue à l'eau.**

|  | Naturel       | 2%    | 3%    | 4%    | 5%Ciment+1%Chaux | 6%    |
|--|---------------|-------|-------|-------|------------------|-------|
| <b>r (7j) Kg/cm<sup>2</sup></b>                                      | 5.35          | 25.59 | 30.07 | 33.91 | 31.61            | 41.08 |
| <b>R(14j) kg/cm<sup>2</sup></b>                                      | 4.35          | 26.62 | 29.82 | 36.73 | 35.57            | 46.07 |
| <b>R (14j) dont les 7 derniers avec immersion) Kg/cm<sup>2</sup></b> | Non mesurable | 16.76 | 15.48 | 28.28 | 24.19            | 38.01 |
| <b>R/R</b>   |               | 62%   | 52%   | 76%   | 68%              | 82%   |

$r (7j) \text{ Kg/cm}^2$  : résistance à la compression à 7 jours.

$R(14j) \text{ kg/cm}^2$  : résistance à la compression à 14 jours.

$R (14j) \text{ kg/cm}^2$  : résistance à la compression à 14 jours dont les 7 derniers en immersion.

Dans la Figure VII.14 on représente l'évolution des résistances en fonction des déformations. On constate une augmentation des résistances à la compression en fonction du dosage. Les courbes présentent des allures très différentes entre sol traité et non traité. On remarque des augmentations de résistance pour les mêmes déplacement entre le sol naturel et le sol traité.

Dans la même figure nous observons que la résistance à l'écrasement est multiplier par 5 en passant d'un sol non traité à un sol traité à 2%.elle est multiplié par 10 pour un sol traité à 6%.Une réduction de 50% de la quantité de ciment réduit la résistance de 35% en moyenne.

Dans le cas de l'étude du limon de Meaux [Cabane, 2004] montre une diminution des résistances de 25 % suite à la réduction de 50 % de la quantité de ciment.

Le sol naturel de Telagh a pas une bonne ductilité la ductilité désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité), induit par la déformation plastique, devient critique et se propage. La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation. En revanche le matériau traité est fragile mais ces résistances sont élevées.



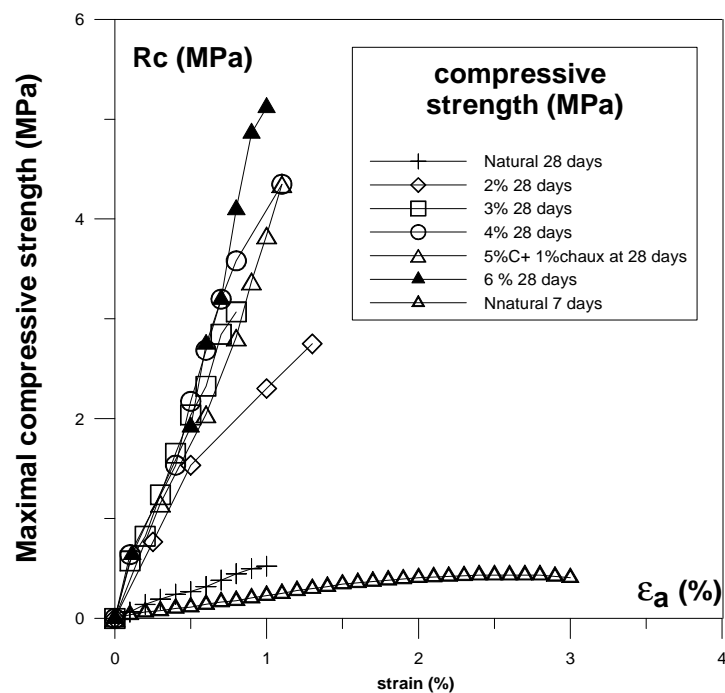


Figure VII.14 : évolution de la résistance en fonction du dosage en ciment et en chaux et du temps de cure.

### VII.8.2 : Résistance à la compression :

Pour chaque dosage de traitement on représente les résultats obtenus sur les différentes figures (VII.15 ; VII.20) on remarque un déplacement des courbes vers des résistances plus importante jusqu'à 28 jours d'âge. Au delà de 28j, les résistances sont très rapprochées et l'allure des courbes est pratiquement le même.

La résistance caractéristique à la compression est mesurée à 28j ( $R_c$  28) [Terashi, 2005]. Selon Bruce 2001 et Topolnicki 2004, cette résistance est comprise entre 0,2 et 2 MPa pour les sols cohésifs et entre 0,5 et 5 MPa pour le sol granulaire (en fonction du dosage utilisée). Cependant, d'autres auteurs [Kawasaki et al. 1981; Ganne et al. 2010] ont obtenus des résistances jusqu'à 7 et 30 MPa pour les argiles et les sables respectivement. Le test de compression simple est souvent utilisé comme indice pour quantifier l'amélioration du sol due à un traitement [Shrestha ,2008; Sariosseiri et al ., 2009; Viana Da Fonseca et al., 2009; Goual et al., 2012; Asgari et al ., 2013].

Les résistances obtenues dans le cas du sol de Telagh atteignent 5 MPa on se rapproche des résultats de sols granulaires. Nous avons enregistré un taux de résistance de 85% acquis à 28 jours. Après 28 jours, la réduction de l'eau devient de plus en plus faible, ce qui explique l'évolution lente de la résistance mécanique entre 28 et 180j. La variation de la résistance du sol naturel à 28j resté faible de l'ordre 0.41 à 0.54 MPa en revanche, la résistance du sol traité à 2% de ciment sont au-dessus de 1,75 MPa à 7j (acceptables pour couche de forme suivant. La norme BS 1924 à 1953).

Nos résultats sont en concordance avec les différents travaux de la littérature [Xing et al., 2009] montrent qu'il existe une relation entre le développement des résistances à la compression simple ( $R_c$ ) d'un sol traité aux liants et la formation des silicates et des aluminates de calcium hydratés. En effet plus le développement de ces hydrates est important, plus  $R_c$  est élevée.

La déformation  $\epsilon_a$  à la rupture du limon de Telagh traité varie entre 1,2 et 1,6 % et se rapproche de 3% pour sol naturel. Nos résultats sont comparables à ceux du limon de Jossigny avec  $\epsilon_a$  variant entre 0,8 et 5 % [Szymkiewicz et al., 2010]

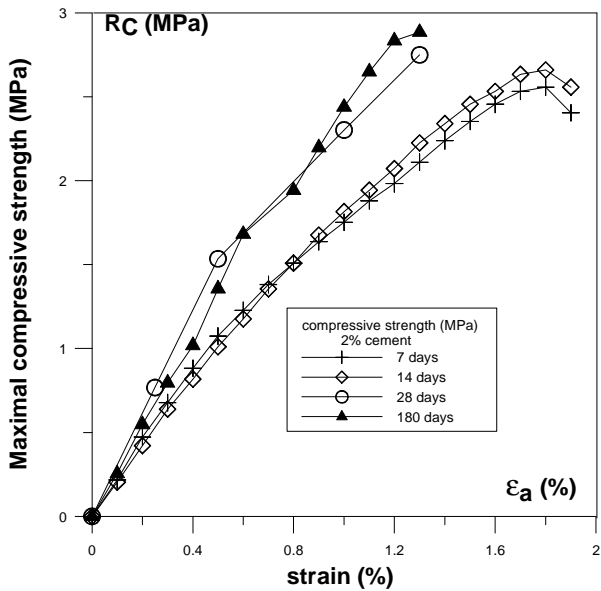


Figure VII.15 :  $R_c$  Dosage 2% C.

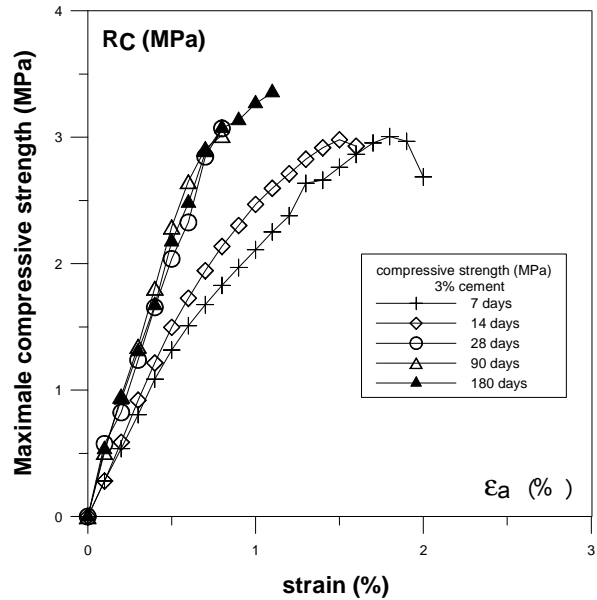


Figure VII.16 :  $R_c$  Dosage 3% C.

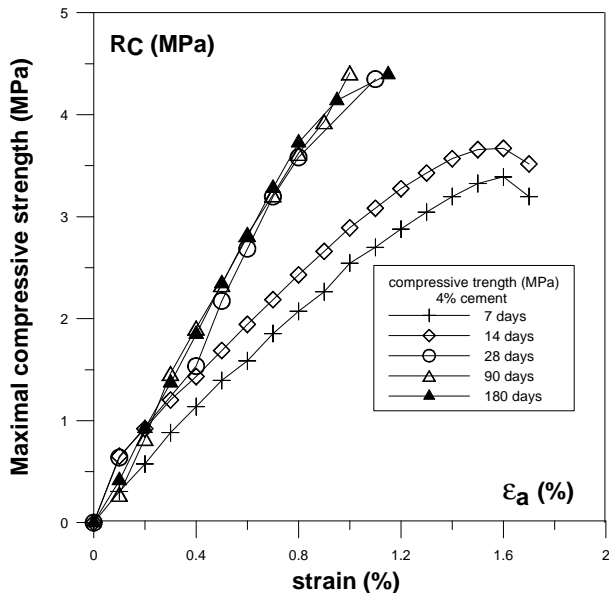


Figure VII.17 : Dosage 4% C.

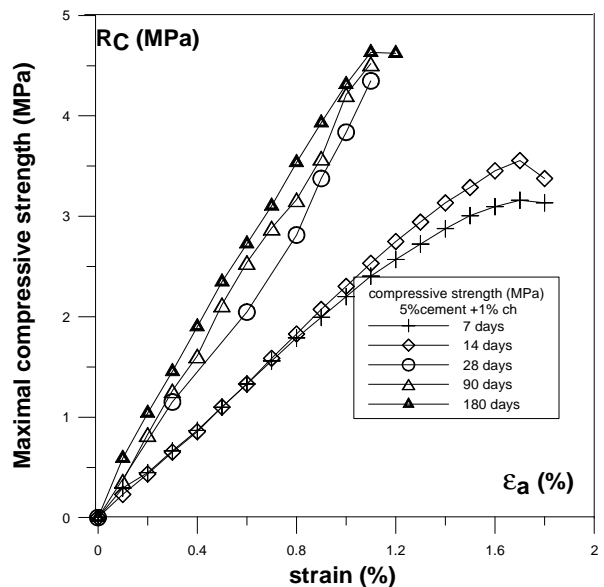


Figure VII.18 : Dosage 5% C + 1% Ch.

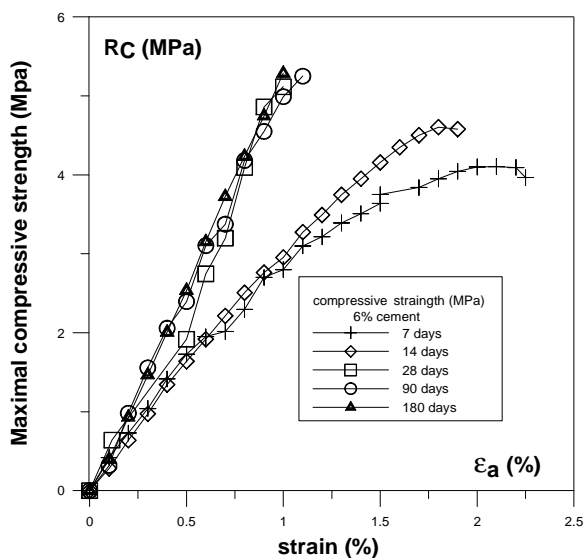


Figure VII.19 : Rc Dosage 6% C.

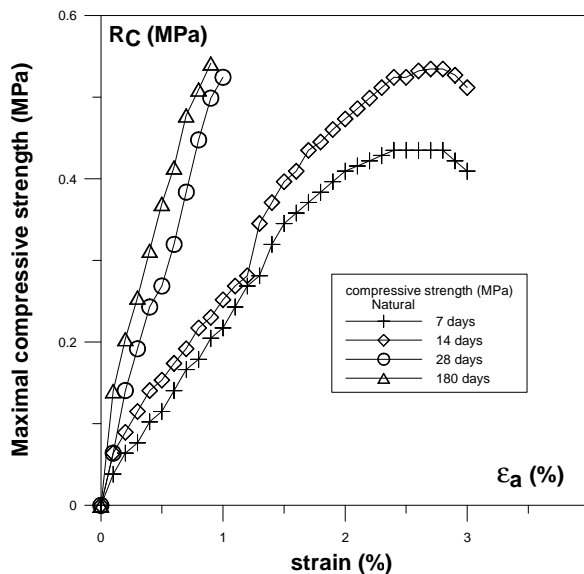


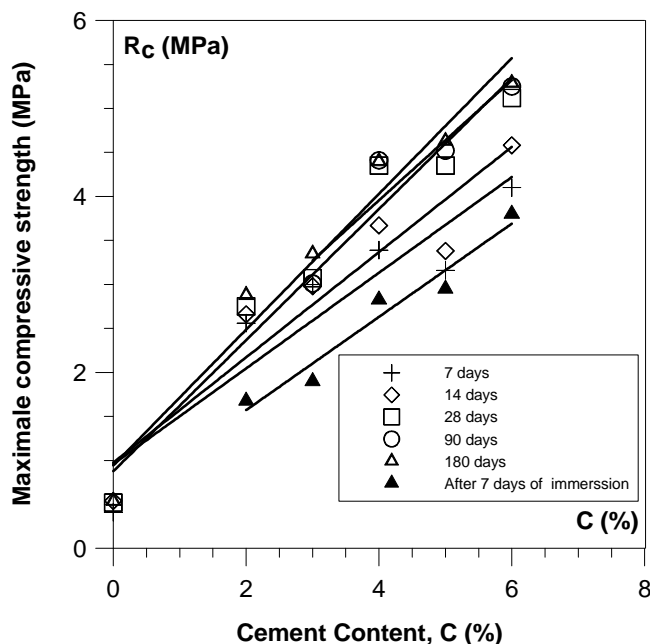
Figure VII.20 : Rc Sol naturel.

Nous observons que la diminution du dosage de 3 à 2% fait diminuer la résistance à la compression de 12% (de 30 à 26 kg/cm<sup>2</sup> pour 14j de cure).

La Figure VII.21 représente l'ensemble des résultats obtenus des différentes résistances maximales à différents dosages en ciment. On constate que la résistance à la compression augmente avec l'accroissement du dosage en ciment pour différents âges de cure. Cette augmentation est significative lorsque le pourcentage de ciment passe de 4-6%.

A partir d'un dosage de 4% de ciment, les échantillons stockés jusqu'à 180 jours ont une résistance en compression simple d'environ 4,5 MPa dix fois plus grande que celle du matériau non traité.

Ces résultats sont en bon accord avec ceux de [Tangi, 2010] ; [Cabane et al., 2010].



**Figure VII.21 : Relation entre la résistance maximale et le dosage en ciment pour différents âges.**

La Figure VII.22, montre la variation de la résistance à la compression en fonction de l'indice de plasticité à différents dosage en ciment.

La relation entre la variation du dosage en ciment l'indice de plasticité et la résistance à la compression. On observe, une réduction de l'indice de plasticité et l'augmentation en même temps de la résistance à la compression. En d'autres termes, l'indice de plasticité diminue lorsque le pourcentage de ciment augmente et par conséquent, la résistance à la compression augmente. En effet, ces résultats sont en accord avec ceux trouvés dans la littérature [Kenai et al., 2006 ; Morel et al., 2007 ; Consoli et al., 2007, Kitazume et Nishimura ; 2009, Marzano et al., 2009, Hyug- Moon, 2010 et Walker, 1995] .

Bruchon, 2010 a montré que plus la limite de plasticité  $w_p$  est élevée, plus la résistance à la compression est grande. Cependant, la valeur de la limite de plasticité  $w_p$  de notre matériau de base est de 21.03% augmente jusqu'à 24% par rapport au matériau traité à 6% de ciment.

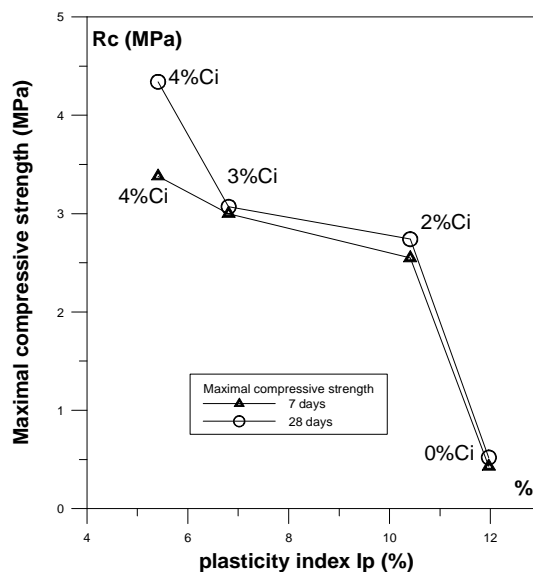


Figure VII.22 : résistance maximale en fonction de l'indice de plasticité

### VII.8.3 : Evolution de la résistance en fonction de l'âge :

La Figure VII.23 montre l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'âge des différents mélanges réalisés. On observe une évolution faible de la résistance à la compression entre 28 jours et 180 jours. On remarque également que l'ajout du ciment conduit à une augmentation significative de la résistance à la compression.

Nos résultats sont similaires à ceux trouvés dans la littérature. Cabane, 2004 sur deux limons traités à 5% de ciment et 1% de chaux, montre une augmentation de la résistance. Le Borgne, 2010 sur un limon traité avec deux types de ciment (CEMI et CEMII) à 6% de ciment plus 1.5% de chaux, observe la même tendance.

Cette augmentation de résistance peut être expliquée par l'hydratation du ciment qui entraîne une réaction pozzolanique permettant un gain de résistance à long terme [Cdit, 2002] et les conditions de malaxage.

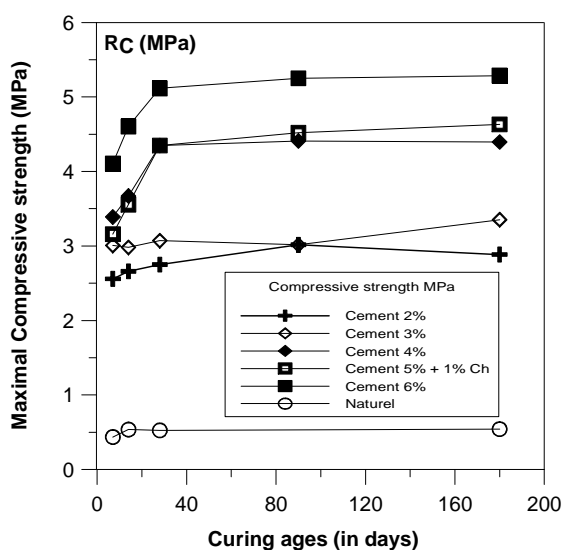


Figure VII.23 : Evolution de la résistance en fonction de l'âge.

Little et al., 1987 ont présenté une relation analytique qui montre l'évolution de la résistance à la compression dans le temps pour un dosage donné. Cette relation est donnée par l'expression suivante :

$$R_c(j) = R_c(j_0) + k \log(j/j_0)$$

$R_c(j)$  : résistance en compression à  $j$  jours.

$R_c(j_0)$ : résistance en compression à  $j_0$  jours.

$K = 70 C$  pour sol granulaire.

$K = 10 C$  pour sol fins.

$C$  = pourcentage de ciment.

Les tableaux VII.12 et VII.13 donnent des résultats tout à fait comparables avec la relation de [Little et al., 1987] est acceptable.

**Tableau VII.12 : Valeur de résistance à la compression prédit [Little et al., 1987]**

| dosage | Rc(7j) | Rc(14j) | Rc(28j) | Rc(90j) | Rc(180j) | Rc(360j) |
|--------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|
| 0%     | 0,43   | 0,43    | 0,43    | 0,43    | 0,43     | 0,43     |
| 2%     | 2,56   | 2,62    | 2,68    | 2,78    | 2,84     | 2,90     |
| 3%     | 3      | 3,09    | 3,18    | 3,33    | 3,42     | 3,51     |
| 4%     | 3,39   | 3,51    | 3,63    | 3,83    | 3,95     | 4,07     |
| 5%     | 3,16   | 3,31    | 3,46    | 3,71    | 3,87     | 4,02     |
| 6%     | 4,1    | 4,28    | 4,46    | 4,77    | 4,95     | 5,13     |

**Tableau VII.13 : Valeur de résistance à la compression expérimentale sol de Telagh**

| dosage | Rc(7j) | Rc(14j) | Rc(28j) | Rc(90j) | Rc(180j) |
|--------|--------|---------|---------|---------|----------|
| 0%     | 0,43   |         |         |         |          |
| 2%     | 2,56   | 2,66    | 2,75    | 2,88    | 2,88     |
| 3%     | 3      | 2,98    | 3,07    | 3,01    | 3,35     |
| 4%     | 3,39   | 3,67    | 4,35    | 4,41    | 4,40     |
| 5%     | 3,16   | 3,57    | 4,40    | 4,52    | 4,63     |
| 6%     | 4,1    | 4,60    | 5,12    | 5,25    | 5,29     |

D'après les tableaux VII.12 et VII.13 La relation Little et al., 1987 donne une bonne corrélation pour prédire des résistances à long terme

Par ailleurs, on peut estimer la résistance à la traction en utilisant la formule décrite par les mêmes auteurs.

$$R_t = 0.51 (R_c)^{0.88}$$

**Tableau VII.14 : Valeur de résistance à la traction prédit [Little et al., 1987]**

| dosage | R <sub>t</sub> (7j) | R <sub>t</sub> (14j) | R <sub>t</sub> (28j) | R <sub>t</sub> (90j) | R <sub>t</sub> (180j) | R <sub>t</sub> (360j) |
|--------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 0%     | 0,24                | 0,24                 | 0,24                 | 0,24                 | 0,24                  | 0,24                  |
| 2%     | 1,17                | 1,19                 | 1,21                 | 1,25                 | 1,28                  | 1,28                  |
| 3%     | 1,34                | 1,38                 | 1,41                 | 1,47                 | 1,51                  | 1,51                  |
| 4%     | 1,49                | 1,54                 | 1,59                 | 1,66                 | 1,71                  | 1,71                  |
| 5%     | 1,40                | 1,46                 | 1,52                 | 1,62                 | 1,68                  | 1,68                  |
| 6%     | 1,77                | 1,83                 | 1,90                 | 2,02                 | 2,08                  | 2,08                  |

D'autres paramètres peuvent expliquer l'augmentation de la résistance à la compression à savoir le rapport eau sur ciment (E/C) ou noté (W/C).

La variation de la résistance du sol traité au ciment sous l'effet de différents rapports (E/C) à été étudiée après une période de durcissement constante à 7, 28 et à 180 jours. A cet effet, des essais ont été effectués sur une série d'échantillons. Chaque échantillon a été préparé à différents rapport (E/C) variant de 2.46 à 8.3.

Une relation a été établie entre la résistance à la compression et le rapport (E/C) obtenue à partir des essais des différents mélanges sol-ciment. Cette relation a été démontrée dans plusieurs études de la littérature, si les échantillons sont préparés à l'optimum Proctor [Ruen kraisegsa et al., 1977 ; Jacobson et al., 2005 ; Horpibulsuk et al., 2007 ; Sang et al., 2010 ; Sunitskul et al., 2012 ; Chec-mingchan, 2014].

Cependant, Modmoltin et Voottipuex, 2008 ont proposé d'utiliser la corrélation entre la résistance à la compression et le rapport (E/C) suivant :

$$R_C = \frac{A}{(E/C)^B}$$

Où A et B paramètres d'ajustement déterminées à partir de l'analyse statistique, W/C: rapport eau sur ciment.

Les résultats de cette étude donnent les relations suivantes :

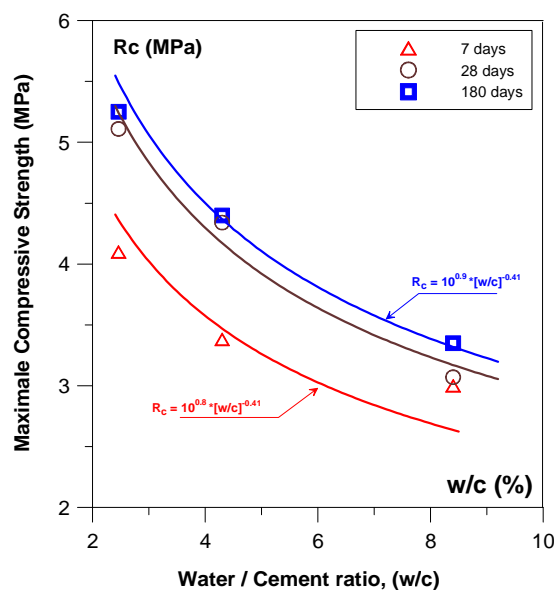
$$R_C = \frac{10^{0.8}}{(E/C)^{0.41}} \quad \text{Pour 7j}$$

$$R_C = \frac{10^{0.9}}{(E/C)^{0.41}} \quad \text{Pour 180j}$$

La Figure VII.24, montre l'effet du rapport eau-ciment sur la résistance à la compression des sols traités et l'évolution des valeurs mesurées de résistances à chaque période de durcissement.

On constate une diminution de la résistance caractéristique à la compression en fonction de l'augmentation du rapport E/C. Les résultats obtenus après 7,28 et 180jours de durcissement montrent la tendance typique de la loi d'Abrams avec le rapport E/C [Neville, 1995].

La relation décrivant  $R_c$  en fonction du rapport E/C est proposée avec l'affectation d'une puissance de 0.41 suivant les trois âges étudiés. Une conclusion similaire a été proposée par Kasama et al., 2007.



**Figure VII.24 : Evolution de Rc en fonction de W/C du sol de Telagh.**

#### VII.8.4 : Evolution du module élastique :

Le Module élastique est une constante qui relie la contrainte exercée sur un matériau à sa déformation élastique réversible. Il traduit la tendance d'un matériau fragile à pouvoir se déformer sous charge sans se rompre.

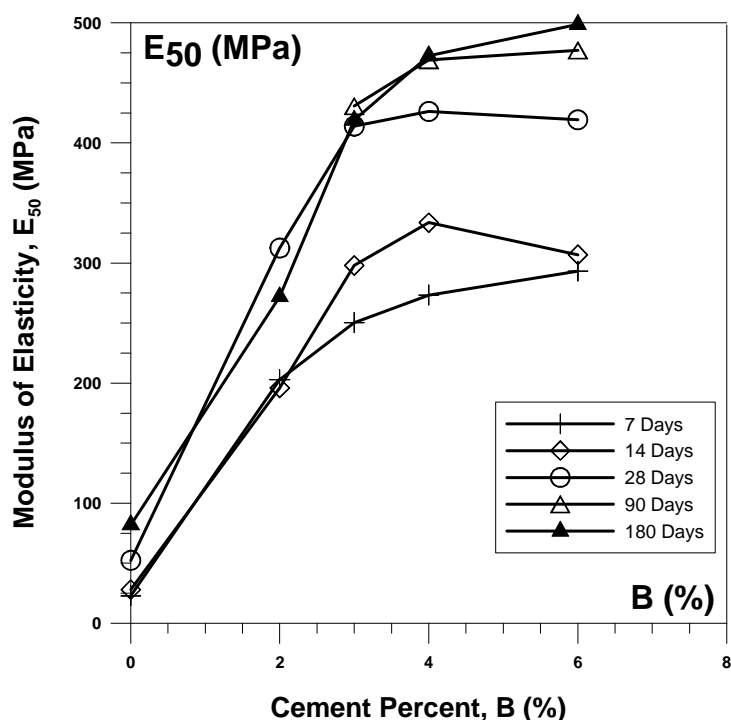
D'un point de vue pratique, il est intéressant d'étudier l'effet du dosage en ciment sur le module sécant à 50% de déformation à la rupture noté  $E_{50}$ .

Le module sécant  $E_{50}$  est évalué au niveau de la contrainte égale à 50% de la résistance à la compression à partir des courbes contrainte déformation.

La figure VII.25 montre l'évolution du module élastique ( $E_{50}$ ) du matériau traité à différents teneurs en ciment (0, 2, 4 et 6%) et à différentes périodes de durcissement (7, 14, 28,90 et 180jours). On peut observer que le module d'élasticité augmente significativement avec la teneur en ciment. Par ailleurs, les résultats indiquent que les valeurs de ( $E_{50}$ ) sont modifiées avec la teneur en eau ou le temps de cure pour les échantillons traités au ciment. Il est admis, une relation indirecte entre les valeurs de  $E_{50}$  et la teneur en eau [Asgari et al., 2013]. Par exemple,  $E_{50}$  à 180 jours est passé de 80 MPa à 500MPa par addition de 6% de ciment. Ces résultats sont en bon accord avec différents travaux de la littérature [Hessam et al., 2006 ;Soriosseri et al.,2009 ;Ghobadi et al.,2013 ;Chec-Muighan,2014].

La variation de  $E_{50}$  avec le temps de durcissement et la teneur en liant est bien compatible avec le développement de la résistance à la compression du matériau étudié. Ainsi les sols traités au ciment présentent un comportement beaucoup plus fragile que les sols non traités.





**Figure VII.25: Module E sécant en fonction de la résistance maximale.**

Le module de déformation qui reflète la capacité de résistance à la déformation elasto-plastique est un paramètre très important dans toute analyse de comportement des sols qui comprend des déformations. Par conséquent, il existe potentiellement une corrélation qualitative entre la résistance  $R_c$  et le module sécant  $E_{50}$ . Au terme de cette relation, de nombreux auteurs Heilli,2000 ;Taug et al.,2000 ;Zhu et al .,2005 ;Qiao et al.,2007 ;Chen et al.,2010 ;Wei et al.,2011 ;Wang et al .,2013 ont obtenus des conclusions valables. Les présents résultats sont montrés dans la Figure VII.26 sur des échantillons traités au ciment. Dans notre étude, une fonction est définie et tracée par la méthode de lissage des courbes. Cette fonction est exprimée par la relation  $E_{50} = 75 R_c$  avec  $E_{50}$  variant entre 20 et 500 MPa comme le montre le tableau VII.15

**Tableau VII.15 : Module sécant en fonction du dosage et du temps en MPa.**

|                    | 7j    | 14j   | 28j   | 90j   | 180j  |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| naturel            | 22.9  | 28.10 | 52.4  |       | 82    |
| 2% ciment          | 202.8 | 196   | 312.5 |       | 272   |
| 3% ciment          | 250.5 | 298   | 414   | 430.7 | 419.1 |
| 4% ciment          | 273.3 | 333.6 | 426.3 | 469.1 | 472.5 |
| 5% ciment+1% chaux | 219.3 | 230.9 | 334.5 | 410.9 | 466.7 |
| 6% ciment          | 293.2 | 306.9 | 419.3 | 477.2 | 498.7 |

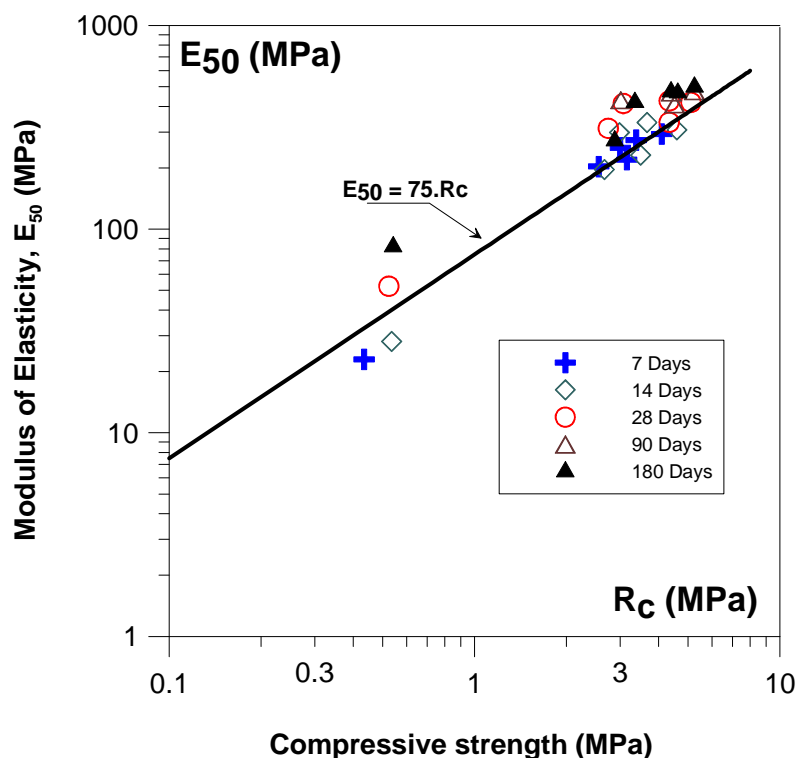


Figure VII.26: Relation entre module sécant résistance à la compression.

Le tableau VII.16 donne les résultats des différents auteurs.

Tableau VII.16 : relation entre  $E_{50}$  et la résistance à la compression suivant différents Auteurs

| matériau                                | relation                                 | sources   |
|---|--|---|
| sol avec ciment                         | $E_{50} = (100-200) UCS$                 | Tang et al. (2000), Heilli (2000) and Qiao et al. (2007)              |
| sol pollué avec zinc avec ciment        | $E_{50} = (30-60) UCSa$                  | Wei et al. (2011)   |
| sédiment avec ciment chaux et poozolane | $E_{50} = (60-170) UCSa$                 | Wang et al. (2013)  |
| sédiment avec ciment                    | $E_{50} = 167.3 UCSa$                    | Zhu et al. (2005)   |
| sol pollué avec plomb lead avec ciment  | $E_{50} = 57.2 UCSa$                     | Chen et al. (2010)  |
| sédiment avec ciment chaux et poozolane | $E_{50} = 119.91 UCSa$                   | Wang et al. (2013)  |
| limon avec ciment                       | $E_{50} = 75 Rc$<br>$E_{50} = 55-160 Rc$ | présente étude<br>Jegandan S, Liska M, Osman AA-M, Al-Tabbaa A (2010) |

NB: UCS ( unconfined compressive strength)

Il peut être constaté que dans la plupart des cas,  $E_{50}$  varie en fonction de  $R_c$  en tant qu'une fonction linéaire, et cette conclusion est largement admise d'après les études de la littérature. Cependant, aucune expression mathématique généralisée unique n'est trouvée à l'heure actuelle pour décrire la relation linéaire entre  $E_{50}$  et  $R_c$  pour les sols traités au ciment. Cela est dû principalement aux différents composants des sols et des différents liants utilisés.

### VII.8.5 : Comparaison des résultats de résistance à la compression

Différents chercheurs ont travaillé sur l'aspect évolution de la résistance sur les sols traités au liant hydraulique (voir Tableau VII.17). Nous citerons ici [Goual, 2008] qui montre dans l'étude sur le traitement du tuf d'el Mhafir un comportement différent entre les dosages de 3% et 6% de ciment la résistance est stabilisée à  $35\text{kg/cm}^2$  à 28 jours à 3% alors qu'à 6% elle passe de 25 à  $40\text{kg/cm}^2$  de 28 à 180j. Alors que pour le Tuf el Assafia la résistance entre 28 à 180j reste pratiquement inchangée. Les résultats obtenus dans le cas du sol de Telagh ou on a trouvé que la résistance à partir de 28j se stabilise sont en concordance avec ceux de [Goual, 2008] dans le cas du tuf d'el Assafia mais non avec le tuf d'el Mhafir.

Nous avons trouvé dans la littérature des résultats similaires à ceux de [Goual, 2008] édités par [Cabane, 2004] qui a traité deux limons à 5% de ciment +1% de chaux. Le limon de Meaux et le limon de Normandie ils ont donné les mêmes résistances à 28j à savoir  $22\text{kg/cm}^2$  mais à 180j la résistance a doublé atteignant pour le premier  $50\text{kg/cm}^2$  et le deuxième  $42\text{kg/cm}^2$ .

Les résistances obtenues pour le limon du val d'Europe traité 1.5% chaux+6% CEM I et 1.5% chaux+6% CEM II par [Tangi, 2010] sont en concordance avec ceux de [Cabane, 2004] où on remarque que la résistance double en passant de 42 à  $75\text{kg/cm}^2$  pour le traitement au CEM I et de 38 à  $65\text{kg/cm}^2$  pour le CEM II entre 28 et 180j. Nous pouvons noter en plus que les résistances sont nettement supérieures pour le limon du val d'Europe par rapport à ceux trouvés pour le limon de Telagh mais à 28 les résistances sont très rapprochées pour les dosages supérieurs à 3%.

Les résistances du sol de Telagh à 28j sont supérieures à celles trouvées par [Bahar et al 2004] pour un sable argileux traité à 4 et à 6% de ciment elles sont de  $25\text{kg/cm}^2$  et respectivement  $31\text{kg/cm}^2$ .

**Tableau VII.17: Résultats des essais de compression suivant différents auteurs.**

|                    |                              | RC kg/cm <sup>2</sup> |     |      |       | Dosage                   |
|--------------------|------------------------------|-----------------------|-----|------|-------|--------------------------|
|                    |                              | 7j                    | 14j | 28J  | 180J  |                          |
| Idriss. G, 2008    | <i>Tuf el Mhafir</i>         | 17                    | 35  | 35   | 35    | 3% ciment                |
|                    |                              | 17                    | 40  | 25   | 40    | 6% ciment                |
|                    | <i>Tuf el Assafia</i>        | 15                    | 25  | 28   | 27    | 3% ciment                |
|                    |                              | 20                    | 40  | 37   | 40    | 6% ciment                |
| Nicolas. C, 2004   | <i>Limon de Meaux</i>        | 10                    | 12  | 22   | 50    | 5% de ciment+1% de chaux |
|                    | <i>Limon de Normandie</i>    | 17                    | 18  | 22   | 42    |                          |
| Tangi. B, 2010     | <i>Limon de val d'Europe</i> | 15                    | 36  | 42   | 75    | 1.5% chaux+6% CEM I      |
|                    |                              | 13                    | 30  | 38   | 65    | 1.5% chaux+6% CEM II     |
| Ikhlef N, 2011     | <i>Limon de Telagh</i>       | 31                    | 35  | 43   | 46    | 1% chaux+5% C            |
|                    |                              | 25                    | 26  | 27   | 28.9  | 2%                       |
|                    |                              | 30                    | 30  | 30.7 | 33.50 | 3%                       |
|                    |                              | 34                    | 36  | 43.5 | 44    | 4%                       |
|                    |                              | 41                    | 46  | 49   | 52.9  | 6%                       |
| Bahar et al., 2004 | <i>Sable argileux</i>        | 15                    | 24  | 25   |       | 4% ciment                |
|                    |                              | 26                    | 30  | 31   |       | 6% ciment                |

A travers le Tableau VII.17 on constate Les variations de résistance sont faibles à partir de 28j dans le cas de l'étude du tuf [Goual, 2008]. Pour les limons de Meaux et de Normandie [Cabane, 2004] les augmentations importantes sont notées à partir de 14j même remarque pour le limon de Val d'Europe [Tangi, 2010].

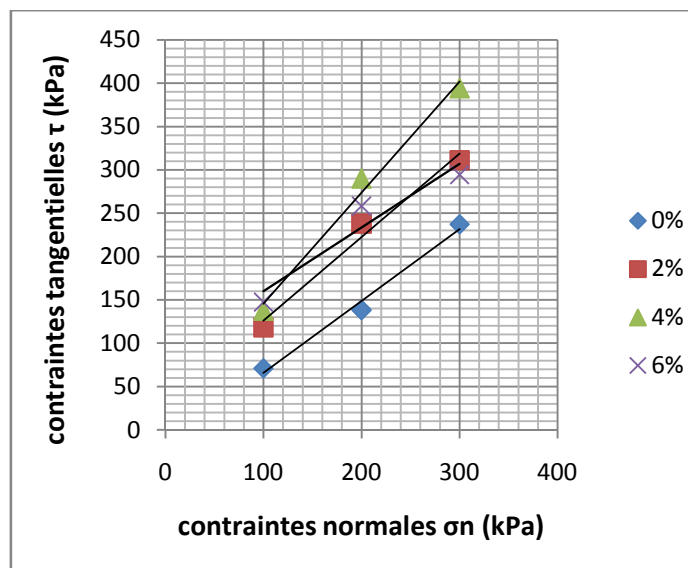
Bahar et al ,2009 leurs résultats indiquent une faible variation entre 14 et 28j pour les faibles dosages (4 ; 6 ; 8%) mais au delà de ces dosage c'est-à-dire 12%,15% et 20% les résistances augmentent dans le temps

P. J. Walker, 1995 à traité des sols composé de sable de fleuve avec de l'argile avec différents proportions à des pourcentages de ciment à 10% ,7% ,5% la plasticité diminue ; Gama sec augmente et la résistance augmente .Les résistances les plus grandes sont obtenues pour 10% et pour des mélanges faibles en argile et fort en sable .Pour les mêmes proportion de mélange sable argile les résistances sont plus faibles pour 7 et 5% de ciment

## VII.9 : Interprétation des résultats de l'essai de cisaillement

### VII.9.1 : Influence du ciment sur la résistance au cisaillement

En faisant varier la contrainte normale de 100 à 300 kPa pour les quatre mélanges (sol + ciment) à différents dosages en ciment et on procède au cisaillement de l'échantillon. Les résultats des différents essais de cisaillement sur les mélanges (matériau/ciment) préparés à une teneur eau proche de l'Optimum Proctor conduisent à des courbes enveloppes de Mohr-Coulomb sont représentés dans le plan contrainte de cisaillement-contrainte normale (Figure VII.27).



**Figure VII.27 : Droites intrinsèques des mélanges**

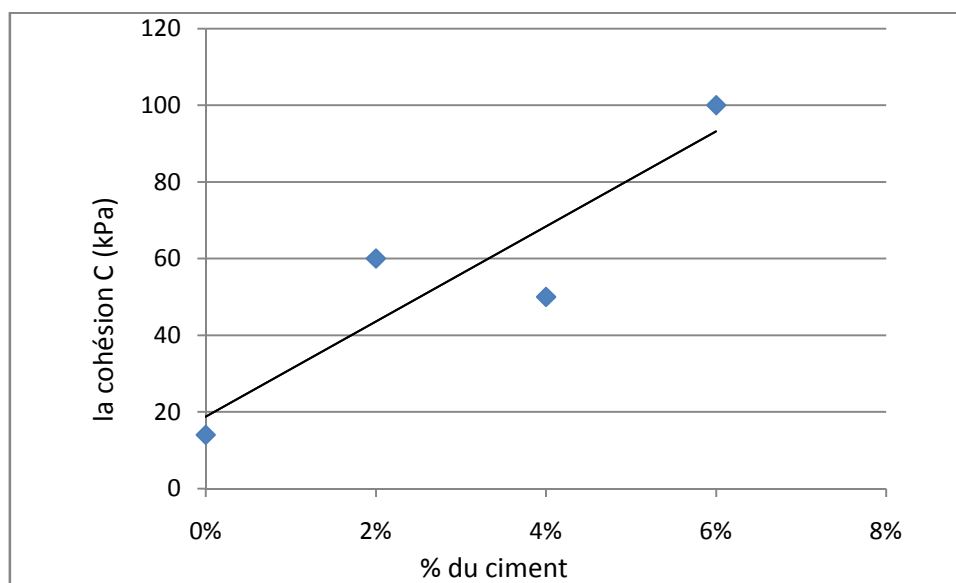
On constate que le traitement au ciment conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale pour une teneur en eau d'environ de 16 %. Cette augmentation est améliorée lorsque le pourcentage de ciment augmente jusqu'à 4%. Ce phénomène s'explique par le fait que l'hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres du ciment est suivie par une phase de cristallisation. Dans cette phase, les constituants hydratés vont enrober et relier les grains entre eux : c'est la prise hydraulique.

Concernant le sol non traité, la résistance au cisaillement passe de 70 à 240 kPa pour des contraintes normales de 100 à 300 kPa. Cette augmentation de résistance est autant plus importante dans le cas du sol traité à 4% de ciment et elle croît de 140 à 390 kPa. En revanche, la résistance diminue légèrement lorsque le dosage en ciment atteint 6%. Cette diminution de résistance est toujours supérieure à celle du sol non traité. On peut dire que le sol traité atteint une résistance maximale à un dosage optimale de 4% de ciment.

### VII.9.2 : Influence du ciment sur l'angle de frottement $\phi$ et la cohésion

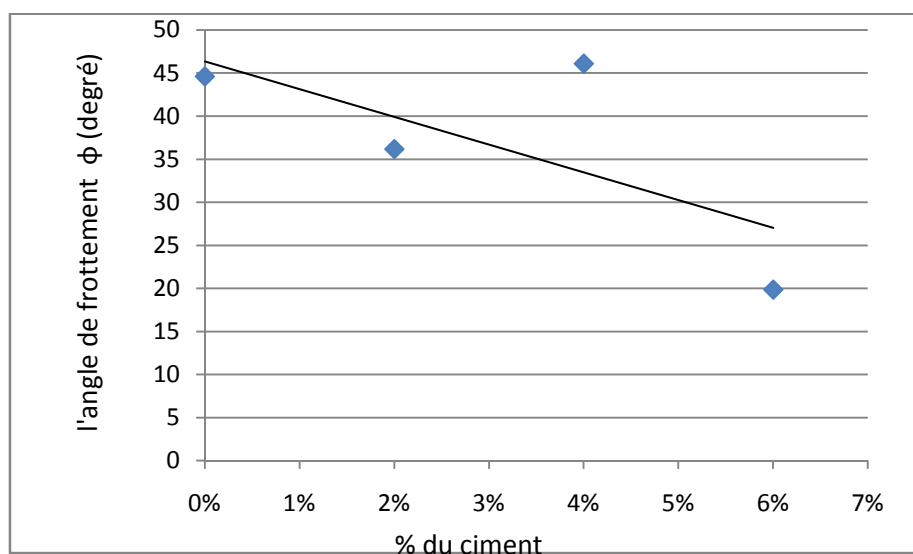
L'angle de frottement  $\phi$  est l'angle que fait la réaction du sol avec la normale de l'ouvrage. Cet angle dépend de la rugosité de la surface et de son déplacement relatif par rapport au sol. La cohésion  $C$ , aussi appelée forces de cohésion est la résistance au cisaillement d'un sol sous une contrainte normale nulle. Les matériaux "normaux" résistent aussi à la traction et ont une certaine cohésion. Cette cohésion est liée à la présence, à la surface des particules d'argile, de charges électriques qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui sature souvent les sols cohérents. On considère qu'un sol est cohérent lorsqu'il comprend plus de 50 % de particules d'argiles. A l'opposé, les sols pulvérulents totalement dépourvus d'argile n'offrent aucune cohésion ; il est d'ailleurs impossible de les façonner. Les résultats des valeurs correspondantes aux paramètres de cisaillement (angle de frottement et cohésion) sont reportés dans les Figures VII.28 et VII.29.

D'après la Figure VII.28 on constate que la cohésion augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment. Cette augmentation est confirmée par le phénomène de cristallisation du ciment.



**Figure VII.28 : Variation de la cohésion en fonction du pourcentage de ciment**

En revanche, D'après la Figure VII.29, on constate que l'angle de frottement pour chaque dosage en ciment a connu une certaine élévation la plus grande est à 4% de ciment, ensuite on note une diminution de l'angle de frottement lorsque le dosage passe de 4 à 6%. On peut dire que l'angle de frottement interne est non proportionnel à la quantité de ciment ajoutée. Ceci est dû probablement aux réactions chimiques internes de quelques minéraux des mélanges qui ne s'adaptent pas avec la présence de ciment, d'ou la présence d'éléments perturbateurs qui ne font pas l'objet de cet article. Ce phénomène a été observé par (Tremblay et al., 2002 ; Benaissa, 2008; Dadouch, 2011) sur des limons et Mekerta et al., 2009 sur des sédiments. Néanmoins, on note pour le 2<sup>ème</sup> traitement de 4% de ciment, une augmentation de l'angle de frottement.



**Figure VII.29 : Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de ciment**

### Conclusions:

L'étude expérimentale nous a permis de classer le sol de Telagh en limon fin peu plastique. Le traitement a amélioré ces caractéristiques physiques d'après la classification LCPC il est classé en CL (matériau argileux limoneux) après traitement il est reclassé en CL-ML (limon de faible plasticité). D'où un traitement au ciment s'avère nécessaire pour une utilisation en remblai ou en couche de forme.

Le CBR obtenue au laboratoire pour notre matériau non traité est de 7.5. En revanche, les indices de portance après 4 jours d'imbibition ont montré une augmentation remarquable par rapport aux indices immédiats, malgré une légère diminution de la densité OPN après traitement. Ce constat explique l'hydratation du ciment après immersion dans l'eau, favorisant l'amélioration des niveaux de portance par l'apparition des silicates et des aluminates hydratés qui contribue aux réactions pozzolanique suite aux résultats des indices CBR enregistrés.

Les résultats de résistance à la compression de notre matériau donnent des valeurs supérieures à  $25 \text{ kg/cm}^2$  à 7 jours pour des dosages en ciment à partir de 2% alors que la norme Anglaise BS 1924-1953 prévoit une valeur de  $22 \text{ kg/cm}^2$  pour un emploi en couche de forme donc notre matériau traité à 2% de ciment est tout à fait acceptable pour une utilisation en couche de forme.

Par ailleurs, l'influence du rapport W/C (eau/ciment) est bien observé dans le cas du sol traité au ciment. On constate que plus le rapport W/C augmente, la résistance à la compression des mélanges diminue. Cette diminution est plus significative, lorsque la valeur du rapport W/C est plus élevée. La relation trouvée qui donne la résistance en fonction de W/C est donnée par

$$R_c = 100^9 * [w/c]^{-0.41} \text{ pour } 180\text{j} \text{ et } R_c = 100^8 * [w/c]^{-0.41} \text{ pour } 28\text{j}$$

En plus, il peut être observé que le module d'élasticité du sol a augmenté significativement avec la teneur en ciment ajouté. D'où un gain de résistance et de module d'élasticité qui augmente avec l'augmentation du dosage en ciment.

Dans notre étude, une relation est définie et tracée par la méthode des lissages des courbes entre le module d'élasticité et la résistance à la compression. Cette relation est présentée selon l'expression suivante  $E_{50} = 75 R_c$  avec  $E_{50}$  variant principalement entre 20 et 50 MPa.

## **Conclusions.**



## Conclusions

Les travaux de construction des remblais et des couches de formes représentent une part importante du coût global de réalisation des projets routiers. L'évolution du contexte socio-économique actuel, exige la réutilisation maximale des matériaux situés dans l'emprise d'une infrastructure, et donc de limiter les emprunts extérieurs. On doit donc privilégier les matériaux situés sur le site, par la technique de traitement des sols. L'objectif de ce travail était de rechercher les caractéristiques physiques et mécaniques d'un matériau limoneux avant et après traitement et de le valoriser pour utilisation en couche de forme ou remblai.

Nous avons utilisés les caractéristiques physiques pour classer notre matériau suivant le GTR, 2000 il est classé en ( $A_{1m}$ ), et A4 (sol limoneux) suivant l'AASHTO, et CL (limon inorganique très fin de faible plasticité) suivant l'USCS. Pour ces trois classifications, il ne change pas de classe après traitement. Selon la classification LCPC, il est classé en CL (matériau argileux limoneux) après traitement il est reclassé en CL-ML (limon de faible plasticité). D'où un traitement au ciment s'avère nécessaire pour une utilisation en remblai ou en couche de forme.

L'évolution des limites d'Atterberg, révèlent des changements notables dans les caractéristiques physiques, qui se traduisent par une légère réduction de la limite de liquidité, une augmentation de la limite de plasticité, et par conséquent, une réduction de l'indice de plasticité.

La teneur en eau naturelle  $w_n$  est dans le domaine plastique et, par conséquent, les réductions de l'indice de plasticité et de la teneur en eau modifient le comportement du sol et le sol passe d'un état plastique à l'état peu plastique.

Le CBR obtenue au laboratoire pour notre matériau non traité est de 7.5 valeur comprise entre  $6 < CBR < 12$  et donc le sol est de moyenne portance. Par ailleurs l'indice CBR peut être obtenu en utilisant la relation  $CBR = 28.09(D_{60})^{0.358}$  donnée par Guide for Mechanistic-Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures qui donne un  $CBR \approx 11.86$  alors que les classifications USCS et AASHTO donne une valeur comprise entre 5 et 15. Par ailleurs les résultats des CBR immédiat du sol traité au ciment donnent des valeurs comprises entre 7 et 14. En revanche, les indices de portance après 4 jours d'imbibition ont montré une augmentation remarquable par rapport aux indices immédiats, malgré une légère diminution de la densité OPN après traitement. Ce constat explique l'hydratation du ciment après immersion dans l'eau, favorisant l'amélioration des niveaux de portance par l'apparition des silicates et des aluminates hydratés qui contribue aux réactions pozzolanique suite aux résultats des indices CBR enregistrés. Ces résultats confirment ceux donnés par les laboratoires LTPO dans le cadre de l'autoroute Est-Ouest Algérienne.

Les résultats de résistance à la compression de notre matériau donnent des valeurs supérieures à  $25 \text{ kg/cm}^2$  à 7 jours pour des dosages en ciment à partir de 2% alors que la norme Anglaise BS 1924-1953 prévoit une valeur de  $22 \text{ kg/cm}^2$  pour un emploi en couche de forme donc notre matériau traité à 2% de ciment est tout à fait acceptable pour une utilisation en couche de forme.

Différents chercheurs ont travaillé sur l'aspect de l'évolution de la résistance sur les sols traité au liant hydraulique. Nous citerons ici [Goual, 2008] qui montre dans son étude sur le traitement de deux tufs le tuf d'el Mhafir et le tuf d'el Assafia un comportement similaire avec le limon de Telagh ou la résistance reste inchangé entre 28j et 180j pour les dosages étudiés de 3 et 6% de ciment sauf pour le tuf d'el Mhafir ou on passe de 25 à  $40 \text{ kg/cm}^2$  pour le dosage de 6% C.

Dans le cas de notre étude du sol de Telagh les résultats comparés à ceux de [Cabane, 2004] pour les mêmes dosages à savoir 5% de ciment +1% de chaux donnent une résistance de 45kg/cm<sup>2</sup> à 28j et reste inchangé à 180j. Nos résultats sont aussi très rapprochés avec ceux retrouvés par Bahar et al ., 2004 Cabane,2004 ; Goual,2008 ;Tangi,2010.

Par ailleurs, l'influence du rapport E/C (eau/ciment) est bien observé dans le cas du sol traité au ciment. On constate que plus le rapport E/C augmente, la résistance à la compression des mélanges diminue. Cette diminution est plus significative, lorsque la valeur du rapport E/C est plus élevée. La relation trouvée qui donne la résistance en fonction de W/C est donné par

$$R_c = 100^9 * [E/C]^{-0.41} \text{ pour } 180j \text{ et } R_c = 100^8 * [E/C]^{-0.41} \text{ pour } 28j$$

En plus, il peut être observé que le module d'élasticité du sol a augmenté significativement avec la teneur en ciment ajouté. D'où un gain de résistance et de module d'élasticité qui augmente avec l'augmentation du dosage en ciment.

Dans le cas du sol traité, les déformations  $\Delta l/l$  sont plus faibles à la rupture pour des résistances plus importantes (rupture fragile). En revanche les sols non traité présente des déformations plus grandes et des résistances plus faibles (rupture ductile). Nous avons observés sur le sol de Telagh que la rupture est ductile pour les faibles dosages mais elle est fragile pour les forts dosages en dépit de l'âge de conservation ce qui est en concordance avec les études de Balasubramamiam et Buenseco 1989 et Balasubramamiam et al. 2005 qui ont travaillé sur une argile très plastique traitée à la chaux ( $W_L = 104\%$  et  $I_P = 63\%$ ). Ils ont montré que la cimentation des sols conduit aussi à une modification des courbes contraintes-déformations. En effet, le mode de rupture est modifié suite à l'ajout de chaux. On passe ainsi d'un mode de rupture ductile pour de faibles dosages et de courts temps de cure à un mode de rupture fragile avec l'augmentation de ces deux paramètres.

Dans notre étude, une relation est définie et tracée par la méthode des lissages des courbes entre le module d'élasticité et la résistance à la compression. Cette relation est présentée selon l'expression suivante  $E_{50} = 75 R_c$  avec  $E_{50}$  variant principalement entre 20 et 50 MPa.

La déformabilité des sols est la cause principale de l'instabilité des ouvrages de génie civil. A cet effet, des essais de résistance au cisaillement ont également montré une augmentation de la résistance après traitement au ciment. Cette augmentation se traduit par l'accroissement de la cohésion. Ce phénomène est relié à la cristallisation du ciment. On peut dire que 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. Par contre, l'angle de frottement interne reste non expliqué, vu sa fluctuation avec l'incorporation du ciment à partir de 4%, ceci est dû probablement à la présence de quelques matières organiques sensibles à l'eau. On peut tirer de cette étude qu'il est important de signaler comme nous l'avons montré d'après les résultats obtenus, que l'efficacité du traitement doit tenir compte de la nature du sol et de la teneur en liant.

Comme perspective principale, la détermination du seuil de dosage systématique sur un grand nombre de différents types de sols nous permet d'établir une classification des sols et leurs aptitudes au traitement. On pourra mettre en place des essais de fatigue pour caractériser le matériau sous charge répété. Nos résultats doivent être confirmés par des planches d'essai sous circulation.

## BIBLIOGRAPHIE

- Abdo J et Serfass J** « Collection Technique Cimbeton Terrassements et assises de chaussées Traitement des sols aux liants hydrauliques T70 » novembre 2009.
- Abdulkader K.** Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de doctorat Université d'Orléans, France, 2002 ; 250 p.
- ACHIMATOS L., POROT L .,** "Méthode de dimensionnement des chaussées", Revue Générale de Routes et Aéroports (RGRA), n°822, pp.49-56.2003.
- Afès M et Didier G** (2000) « Stabilisation des sols gonflants : Cas d'une argile en provenance de Mila » Bull Eng Env 59 pp 75-83.
- Agal T,** Développement d'un catalogue de dimensionnement de chaussées pour la ville de Montréal 2005.
- Ahnberg, H., et al.** Stabilising effects of different binders in some Swedish soils. in ICE - Ground Improvement. 2003.
- Akoto BKA, Singh G.** Some geotechnical properties of a lime-stabilized laterite containing a high proportion of aluminium oxide. Eng Geol 1981; 34: 185-199.
- Al Rawas A.A., Hago A.W., AL Sarmi H.,** Effect of lime, cement and sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman, Building and Environment, 40, 681-687, 2005.
- Ambassa zoa** These de Doctorat 'vers la modélisation du comportement à la fatigue des chaussées bitumineuses routières sous chargement réel' université de Limoge 2013.
- Ambassa Zoa ;**Thèse Doctorat « Vers la modélisation du comportement à la fatigue des chaussées bitumineuses routières sous chargement réel » Université de Limoges Janvier 2013. Argiles.htm, 2005.
- Arquié G.,** Theorie du compactage : routes et pisses, Eyrolles Editeur, Paris, 1972.
- Asgari MR, Dezfuli AB, BayatM**(2013) Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime. DOI, Arab J Geosci. doi:10.1007/s12517-013-1173-1.
- ASTM D3282:** Standard Practice for classification of soils and soil aggregate mixtures for highway construction purposes. 6 p.
- Attoh-Okine B.** Stabilization effect of locally produced lime on selected lateritic soils. Construc Build Mater 1990; 4(2): 86-91.
- Attoh-Okine N.O.,** Lime treatment of laterite soils and gravels-revisited, Construction and Building Materials, Vol 9, N°5, 283-287, 1995.
- Aw Abderahmane** mémoire de mastère II génie civil « étude complémentaire sur le sol de Telagh »UDL Sidi Belabes 2011.
- Azzouz F.Z.** (2006). « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ». Mémoire de magister Université de Tlemcen 179p.
- BAEG** Bulletin of the Association of Engineering Geology 1994; N° 49: 25-32.
- Bahar.R ,Kenai.S** performance of compacted cement stabilised soil Séminaire international innovation et validation dans le Génie Civil Algérie 2009 .
- Basha E.A., HashimM R., Muntohar A.S.,** Effect of the cement-rice husk ash on the plasticity and compactionof soil, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 8, (A), 1-8, 2003.
- Beauchamp .J ,** Université de Picardie Jules Verne, <https://www.u-picardie.fr/beauchamp/ms/>
- Bell F.G.,** Engineering treatment of soils, Chapman and Hall, London. 1993
- BELL F.G.,** Lime stabilization of clay minerals and soils, Engineering Geology, 42, 223-237, 1996.
- Bell FG .** An assessment of cement PFA and lime PFA used to stabilized clay size materials.
- Bensmaine D,**mémoire de Magister ' Le comportement élasto-plastique des interfaces cas des chaussées Modélisation d'un essai de double cisaillement' université de Batna 2011.

- Bhattacharya, P.G. and B.B. Pandey**, Flexural fatigue strength of lime-laterite soil mixtures. Transport Research Record, 1986. **1089**: p. 86-92.
- Bigot G** ; Bulletin Des laboratoires Des ponts et Chaussées - 229 - “ Retrait, gonflement et tassement des sols fins reconnaissance et essais ” (CNSRE) .novembre-décembre 2000-NT 4252-PP-105-114.
- Bourokba M** thèse de Doctorat « étude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l’argile de Mers El Kebir » USTO Algérie 2011.
- Boussinesq, J.** – Application des potentiels à l’etude de reequilibre et du mouvement des corps
- Boutouil M et Rekik B**,2006 « étude de la compressibilité et de la microstructure d’un sédiment de dragage traité au liant hydraulique » IX ème journée Nationales Génie civil-Génie côtier ,12-14 septembre 2006,Brest, France.
- Brandle H.** Alteration of soil parameters by stabilization with lime. Comptes rendus du X ème congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. Vol.3, Stockholm, 15-19 juin 1981.
- Bruce DA (2001)** Practitioner’s guide to the deep mixing method. Ground Improv 5(3):95–100
- Burmister. M.**, (1943). “The theory of stresses and displacements in layered systems and applications of the design of airport runways”, Proceedings of the highways Research board, 23, pp.126-148.
- C. Babilotte et C. Soulie** ; guide technique dimensionnement des structures de chaussées neuves et élargissement de voies ; 2009.
- Cabane N**, Thèse Doctorat, sols traités à la chaux et au liants hydrauliques Contribution à l’identification et à l’analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation 2004 France.
- Cabot L et Le Bihan J. P.**, 1993 Quelques propriétés d’une argile sur la ligne optimale de compactage. Can. Geotech. J. 30, 1033-1040.
- Catalogue CTTT** organisme national de contrôle technique des travaux publics ‘de dimensionnement des chaussées neuves’ Algerie 2001
- Catalogue des structures types de chaussées neuves**, circulaire 77-1156 du 5 décembre 1977,DRCR, SETRA, LCPC.
- CDIT (2002).** The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction, 121 pages.
- CEBTP** Guide pratique du dimensionnement des routes pour les pays tropicaux. 1984, 157p.
- CFTR-info N°15** Application des nouvelles normes assises de chaussées NF EN 14227 mélange traité aux liants hydrauliques- spécifications juillet2007.
- Chen L, Liu S, Du Y, Jin F (2010)** Unconfined compressive strength properties of cement solidified/stabilized leadcontaminated soils. Chin J Geotech Eng 32(12):1898–1903 (In Chinese). <http://www.cgejournal.com/CN/abstract/abstract9133.shtml>
- Chevasu G.** (1976) : Les roches granitiques et leur altération ; reconnaissance géotechnique de tracés en Bretagne ; rapport de recherche LPC n°61.
- CIFATP** Centre International Form Alternée TP , 2001, [http://www.idroproject.com/uploads/1/5/0/9/15095244/traitement\\_de\\_sol.pdf](http://www.idroproject.com/uploads/1/5/0/9/15095244/traitement_de_sol.pdf).
- CITIC-CRCC** Laboratoire projet « Autoroute Est-Ouest d’Algérie Lot Ouest Planche d’essai sur la couche de forme en tuf traité à 3% de ciment en centrale » Algérie 2008.
- Consoli NC, Foppa D, Festugato L, Salvagni Heineck K (2007)** Key parameters for strength control of artificailly cemented soils. J Geotech Geoenviron Eng 133(2):197–205
- COSTET J., et SANGLERAT G.**, 1981 Cours pratique de mécanique des sols – 1. Plasticité et calcul des tassements. Editions Dunod, ISBN 2-04-015793-X, p 22.
- D.N. Little, M.R. Thmpson, R.L. Terrell, J.A. Epps, E.J. Barenberg**; final report” soil stabilization for roadways and airfields” Dallas N. Little & Associates 2801 Briar Grove Bryan TX 77801,1987.
- Dac Chi, N. and J. Mulders**, Comportement en fatigue des sols fins traités à la chaux et au ciment. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1984.

- Dac Chi, N.**, Etude du comportement en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1981. **115**: p. 33-48.
- Dadouch Mokhtar** mémoire de Magister « Etude des propriétés physiques et mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques » Sidi Belabes Algérie 2011.
- Daskalova L. B.** (1980) : Influence de la composition minéralogique et granulométrique des sols sur leur compactage. Colloque international sur le compactage (Paris 22-24 avril 1980). Editions ENPC-LCPC Vol pp 29-34.
- Davidson, D.T., Handy, R.L.**, 1960. Lime and lime applications. In: Wards, K.B. (Ed.), Highway Engineering Handbook. M.C Graw Hill, New York, pp. 23–98.
- De Leger P.** , Recommandations pour le dimensionnement des chaussées d'autoroutes et des chaussées à trafic lourd, Bull, liaison, Lab. P. et Ch., suppl. au n' spécial B, janvier 1964.
- Degirmenci N., Okucu A., Turabi A.**, Application of phosphogypsum in soil stabilization, Building and Environment, 42, 3393-3398, 2007.
- Delage P., Fry J-J**, 2001 Comportement des sols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés – Revue Française de Géotechnique, N° 92. pp 17-29.
- Delfaut. A** « Traitement à la chaux vive et au ciment des argiles plastiques du Sparnacien et de la région parisienne »Étude de laboratoire, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées-169,Sept-Oct 1990.
- Derriche Z. et Lazzali F.** (1997) : Analyse des mécanismes de stabilisation d'un sol gonflant par apport de chaux sous différentes formes. Engineering Geology and the Environnement, pp 79-84.
- DI BENEDETTO H., CORTE J. F.**, “Matériaux routiers bitumineux 2: constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges”, Hermès Sciences, Collection traité Mécanique et Ingénierie des matériaux.2005.
- Diakhate Malick** ; Thèse de Doctorat « Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée » 2007.
- Djedid A. Bekkouche A. Aissa Mamoune A. M.** Identification and prediction of the swelling behavior of some soils from the Tlemcen region of Algeria, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 2001; 233: 69-77.
- Doan, T.H.** – Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, December 1977.
- Dongxing .W** doctorat « Solidification et Valorisation de Sédiments du Port de Dunkerque en Travaux Routiers »l'Ecole des Mines de Douai 2011.
- DRCR Edition 2001 'Le Traitement des sols à la chaux et/ou au ciment' (Documentation technique de la DRCR ).
- Ducan, J.M., Monismith, C.L. & Wilson, E.T.** (1968) The finite element analysis of pavements. Highway Research Record. Wachington DC, HRB. 228.
- Dupraz .J** et Zohry M., la technique de traitement de sols argileux à la chaux, Rapport 2004
- Eades J. L. et Grim R.E.** (1966): A quick test to determine lime requirements for soil stabilization. HighwayResearch Record n°139.
- édition). Paris : Presse de l'École nationale des ponts et chaussées ; 1991.
- élastiques – Paris, Gauthier Villars, 1885.
- Faure, M.** Cours de routes. Les cours de l'ENTPE. Lyon: Aleas Editeur ; 1998.
- Frédéric** ; cours de route procédé généraux de construction généralité fonctionnement chaussée ; 2014.
- Ganne P, Huybrechts N, De Cock F, Lameire B, Maertens J**(2010). Soil mix walls as retaining structures–criticalanalysis of the material design parameters. International conference on geotechnical challenges in Megacities, Moscow.
- Goswami R.K., Singh B.**, Influence of fly ash and lime on plasticity characteristics of residual lateritic soil, Ground Improvement, 9, N°4, 175-182, 2005

- Goual Idriss**, university of Effect of Treatment with Lime and Cement to the Mechanical Behaviour of Calcareous Tuffs: for Use in Pavement Layers in the Region of Laghouat – Algeria 2008.
- GTR** (guide des terrassements routiers, réalisation des remblais et des couches de formes, LCPC SETRA 2000), NF P 11 300.
- GTS**, Guide technique « Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme », LCPC-SETRA (Paris-Bagneux) jan 2000. 240p
- Gueddouda.K** « Stabilisation des argiles gonflantes par ajout de sable de dunes ; Cas : Région de Laghouat ». Thèse Magister soutenu le 14/06/2005. 136 pages. Algérie 2005.
- Guide Technique SETRA/LCPC**, 1981 cités dans la revue CIMbeton (centre d'information sur le ciment et ces applications) N° 74 décembre 2000.
- Guide Technique SETRA/LCPC**, Guide Technique de conception et de dimensionnement des chaussées, Paris 1994.
- Gunther G** doctorat « comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples » France 2001.
- Hachichi. A, et Fleureau. J.M** « Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie ». Revue Française de Géotechnique. N° 86. PP 37-51.1999.
- Haras nationaux** (2004). Fiche techniques génie hippique. Novembre 2004.
- Harichache K, Gherici M et Kenai S.**, Séminaire international « innovation et validation dans le Génie Civil » Effet de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur le comportement de plasticité des sols argileux. 1er Congrès international - DCDD2011- Tébessa, 17-19 octobre 2011.
- Hervé, S., P. Fraquet, and J.C. Auriol.** Retour d'expérience d'une couche de forme traitée sur la LGV Atlantique, après 20 ans d'exploitation. in GEORAIL, Paris 2011.
- Ho C, Handy RL.** Characteristics of lime retention by montmorillonitic clays, Highway Research Record N° 29, 55-69, 1963.
- Holtz R et Kovacs W,** 1996 – Introduction à la géotechnique. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal. 808pp.
- Huang, Y.H.** Stresses and displacements in visco-elastic layered systems under circular load are as. Proceedings, 2nd international conference on the structural design of asphalt pavements, pp 225-244. University of Michigan, Ann Arbor, 1993.
- Ikhlef NS** exemple de courbe de compactage suivant la nature du sol UDL Sidi Belabes 2011.
- Ingles O.G. et Metcalf J.B.** (1970) : Soilstabilization : principales and practice. Butterworths, Sidney.
- Itsvan C** (1990) : Comportement des sables argileux ; influence du traitement à la chaux. Thèse de doctorat CGI, ENSMP, INSA Rennes ; 174 p.
- Jacques L et Normand A** article « Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux » Département de géologie, Université Laval, Sainte-Foy (Québec), Canada 1987.
- Jegandan S, Liska M, Osman AA-M, Al-Tabbaa A** (2010) Sustainable binders for soil stabilisation. ICE J Ground Improv 163(1):53–61
- Jeuffroy, G.** Conception et construction des chaussées (5e édition). Paris Eyrolles, 1983.
- Juang C.H., Holtz R. D.,** 1986 Fabric, Pore Size Distribution and permeability of Sand Soils, J. Geotech. Eng. Division, ASCE, 112 (9) : 855-868.
- K.M.A. Hossain, M. Lachemi, S. Easa** Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua new Guinea Department of Civil Engineering, Ryerson University, 350 Victoria Street, Toronto, Ont., Canada M5B 2K3 2007.
- Kawasaki TA, Niina S, Saitoh Y, Suzuki, Honjo Y** (1981) Deep mixing method using cement hardening agent. 10<sup>th</sup> ICSMFE, Stockholm, p 721–724

- Kitazume M, S Nishimura** (2009) Influence of specimen preparation and curing conditions on unconfined compression behaviour of cement-treated clay. Deep Mixing '09, Okinawa
- Kuno, G., Kutara, K. and Miki, H.** (1989) "Chemical stabilization of soft soils containing humic acid", Proc.12th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Rio de Janeiro, Vol.2, pp.1381-1384.
- Lemoine, Benoît Basset, David Les carmontier**, Traitement du limon de Loucelles aux liants hydrauliques Aspects physico-chimiques et géotechniques 2010 .
- Locat J. Bérubé M.-A. et Choquette** (1990) : Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays : shear strength development. Canadian Geotechnical journal n° 27.
- LTPO** Projet Autoroutier Est-Ouest d'Algérie Lot Ouest, Section N°1 du tronçon Oued Fodda-Khemis Miliana sur environ 27km, étude de recherche sur la possibilité de la réutilisation des déblais en remblai après traitements ou amélioration à la chaux ou au tuf des sols en place Oran Algérie 1998.
- LTPO** (laboratoire des travaux publics d'Oran) « étude de réalisation de remblai de reconstitution sous le bâtiment de dessalement de la station de déminéralisation des eaux à Brédéaha » Algérie 2003.
- Lu Sun, Hudson, W.R., Fasce P.E. & Zhang, Z.** Empirical-Mechanistic Method based stochastic modeling of fatigue damage to predict flexible pavement cracking for transportation infrastructure management. Journal of transportation engineering. March/April2003.
- Lucaci, G., Costescu, I., Belc, F.** – Construcia drumurilor. Editura Tehnica, Bucuresti, 2000.
- Manasseh J., Olufemi A.I.**, Effect of lime on some geotechnical properties of Igumale shale, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 13, (A), 1-12, 2008..
- Mansoura .R** mémoire de mastère en génie civil " étude expérimental de la compressibilité d'un sol fin traité au ciment et à la chaux" département génie civil Université Sidi Belabes 2013.
- Martin R. T. et Lambe T. W** (1957): Soil composition and its influence on the engineering behavior of fine grained soils. Clay mineral Bull n°3. pp 137-150.
- Marzano IP, Al-Tabbaa A, Grisolia M** (2009) Influence of sample preparation on the strength of cement-stabilised clays. Deep Mixing '09, Okinawa
- Michel KERGOËT** Ingénieur Chef de la section Terrassements et construction des chaussées Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de l'Est parisien BULLETIN DES ABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 231 - MARS-AVRIL 2001 - RÉF. 4361 - PP. 19-24.
- Millot G.** (1964) : Géologie des argiles. Editions Masson (Paris) ; 499p.
- Mitchell J.K. et Dermatas D.** (1992): Clay soil heave caused by lime sulfate reactions. pp 41-64 in Hoffiman D.D. et Satanley D.D. Innovation and uses for lime STP 1135.
- Modmoltin C, Voottipruex P** (2008) Influence of salts on strength of cement-treated clays. Ground Improv 162(G11):15–26
- Morel G** sols fins traités en assise de chaussée « étude en laboratoire du traitement à la chaux et au ciment des sols fins » Bulletin de liaison Ponts et Chaussée septembre 1984 Refer 2939 Rouen France.
- Morel R.** Les sols cultivés. Lavoisier, Paris 1996.
- Mosbah.Y et Benjelloun A,** revue de l'EPFL (école polytechnique Fédérale de Lausanne) 2004.
- Mouroux P, Margon P et Pinte J.C.,** (1988), « La construction économique sur sols gonflants » manuels et méthodes n° 14, B.R.G.M, France.
- Muntohar A.S., Hantoro G.,** Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 5, (A), 1-9, 2000.
- Muondo-Ondoa J.S.** (1979) : Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compacité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles. Thèse de 3ème cycle Université de Paris VI et ENSMP. 149p

**Namikawa, T. and J. Koseki**, Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests. *Soils and Foundations*, 2007. 47(4): p. 657-674.

**Newbauer, H., Thompson, M.**, 1972. Stabilization properties of uncured lime-treated fined-grained soils. *Highway Research Record* 381, 20–26.

**NF P 11-300** (1992) : Exécution des terrassements. Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

**NF P 94-100** (1999) : Sols : reconnaissance et essais – Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Essai d'évaluation de l'aptitude d'un matériau au traitement.

**NF-EN-13286-41**, Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 41 : méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques. 2003, AFNOR

**NF-EN-13286-43**, Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 43 : méthode d'essai pour la détermination du module d'élasticité des mélanges traités aux liants hydrauliques. 2003, AFNOR.

**NF-P98-232-3**, Essais relatifs aux chaussées - Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques - Partie 3 : essai de compression diamétrale sur les matériaux traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques. 2001, AFNOR.

**NF-P98-232-4**, Essais relatifs aux chaussées - Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques - Partie 4 : essai de flexion. 1994, AFNOR.

**NF-P98-233-1**, Détermination du comportement en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques. 1994, AFNOR.

**Okagbue C.O., Yakubu J.A.**, Limestone ash waste as a substitute for lime in soil improvement for engineering construction, *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 58, 107-113, 2000.

**Osula D.O.A.**, A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite, *Engineering Geology* 42, 71-81, 1996.

**Ouhachi M** thèse de Doctorat contribution à la valorisation des tufs d'encroutements en techniques routière saharienne 2007 Alger.  
p 331–423

**Parsons R.L., Kneebone E.**, Field performance of fly ash stabilized subgrade, *Ground Improvement*, 9, N°1, 33-38, 2005.

**Perret** : Contribution à l'étude de la stabilisation des sols fins à la chaux : étude globale du phénomène et applications. Thèse docteur ingénieur - INSA de Rennes - 1977.

**Peyronne, C., Caroff, G. & Gilbert, C.** Dimensionnement des chaussées (2e

**Phan T.S.H.**, 1993, Propriétés physiques et caractéristiques géotechniques des terres noires du Sud-Est de la France, thèse de doctorat, Université Joseph Fournier, Grenoble, 246 p.

**Pierre-Yves.S** thèse de doctorat « caractérisation et valorisation de sédiments fluviaux pollués et traités dans les matériaux routiers » école centrale de Lille 2008.

**Pomerol C. et Renard M.**, *Eléments de Géologie*, Edition Armand Colin, 1995.

**Preteseille M**, Mémoire doctorat 'Comportement à la fatigue des sols traités aux liants hydrauliques dans les plates-formes des structures ferroviaires pour LGV « Modélisations numérique et expérimentale de leur comportement » Université Nantes Angers Le Mans Soutenue le 27 mars 2014.

**Qiao XC, Poon CS, Cheeseman CR** (2007) Investigation into the stabilization/solidification performance of Portland cement through cement clinker phases. *J Hazard Mater* 139(2):

**Quang Dat Tran** ;Thèse présentée pour l'obtention du diplôme de Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Spécialité : Structures et Matériaux ;Sujet de la thèse :Modele simplifié pour les chaussées fissurées multicouches Soutenue le 30 septembre 2004 à l'E.N.P.C

**Reddy, B.V.V. and A. Gupta**, Strength and elastic properties of stabilized mud block masonry using cement-soil mortars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2006. 18(3): p. 472-476.



**Rekik B, 2006** propriétés géotechniques des sédiments de dragage traités au ciment ,thèse de doctorat,2006,université de Caen.

**Reyes A., Pando M.**, Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays, World of Coal Ash (WOCA), May 7-10, Covington, Kentucky, USA. 2007.

**Robert G et al ;** Packard, Thickness Design for Highway and Street Pavement, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1994.

**Roland B ; Sylvie N** Réunion des laboratoires départementaux du 24 septembre 2008 (France)] traitement des sols pour une utilisation en couche de forme.

Saitoh, S., et al. Required strength of cement improved ground. in Grouting and deep mixing. 1996.

**San L H.** Stabilization of Macau clay with lime, M.Sc. these, Faculty of Science and Technology, University of Macau, Macau, 2000.

**Sariosseiri F, Muhunthan B** (2009) Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. Eng Geol 104(2009):119–125

**Saussaye L , Boutouil M , Baraud F , Leyter L, Lund M , O.L., Ramsey, W.J.**, 1965. Experimental lime stabilization in Nebraska. Highway Research Board Bulletin 231, 24–59.

**Seed H. B.**, and **Chan C. R.**, 1959 Structure and Strength Characteristics of compacted clays, journal of the soil Mechanics and foundations, division, ASCE, Vol. 85, N°SM 5, pp 87-128.

**Shrestha R** (2008) Soil mixing: A study on Brusselian sand mixed with slag cement binder, M.Sc. Thesis, University of Ghent, Belgium, p 80

**Sivrikaya O., Togrol E., and Kayadelen C.**, 2008 Estimating compaction behavior of fine-grained soils based on compaction energy. Can. Geotech. J. 45 : 877-887.

**Smaidia L ;** mémoire de magistère Stabilisation des argiles gonflantes, l'effet de la chaux et du ciment sur les propriétés physico-mécaniques ENSET Algérie 2000.

**Sobhan, K. and M. Mashnad**, Fatigue behavior of a pavement foundation with recycled aggregate and waste HDPE strips. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering, 2003. 129(7): p. 630-638.

**Specification** of Cement Concrete Pavement Design for Highway – 1994

**Swanson, T.E. and M.R. Thompson**, Flexural fatigue strength of lime-soil mixtures. Highway Research Record, 1967. 198: p. 9-18.

**Symons, I.F.**, A preliminary investigation to determine the resistance of cement-stabilized materials to repeated loading. Road Research Laboratory, 1967. RRL REPORT LR 61.

**Szymkiewicz Fabien ;** Thèse de Doctorat “Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixinge “ Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux, 58 Boulevard Lefebvre, 75015 Paris octobre 2011.

**Tang Y, Liu H, Zhu W** (2000) Study on engineering properties of cement-stabilized soil. Chin J Geotech Eng 22(5):549–554 (in Chinese)

**Tang Y, Liu H, Zhu W** (2000) Study on engineering properties of cement-stabilized soil. Chin J Geotech Eng 22(5):549–554 (in Chinese)

**Tangi B**, thèse de doctorat « Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols » Nancy université France 2010.

**Teodor P Marc ;** Conception et réalisation de structures routière a haute performances ; Roumania ;2011.

**Teodor Paul Marc**, thèse de doctorat conception et réalisation de structure routière a haute performance, Université Politehnica” de Timisoara faculté génie civil, Roumania,2011

**Terashi M (2005)** Keynote lecture: Design of deep mixing in infrastructure applications. Deep Mixing '05, Stockholm, p K25–K45.

the design of airport runways – Proceedings of the Highway Research Board, vol 23, novembre

- Thiaw S** , Thèse d'ingénieur ' Dimensionnement mécanistique-empirique des structures de chaussée: Application au tronçon Séo-Diourbel' Ecole Supérieure Polytechnique Centre de Thies Sénégal 2005.
- Thompson, M.R.**, 1965. Lime-treated soils for pavement construction. *Journal Highway Division* 94 (2), 59–67.
- Topolnicki M (2004)** In situ soil mixing. *Ground Improv*, 2<sup>nd</sup> edition, edited by Moseley, M.P. and Kirsch, K., Chapter 9,
- Touiti Lamia B** thèse de doctorat « Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle de Tunis » Tunis 2009.
- Turker D., Cokca E.**, Effects of addition of fly ash on swell potential of an expansive soil, In *Expansive soils- Recent advances in characterization and treatment*. Taylor& Francis group/Balkema, London, UK, 453-463, 2006.
- Vénuat M.**Le traitement des sols à la chaux et au ciment. L'auteur-éditeur ; CERILH. 430 p, 1980.
- Viana Da Fonseca A, Caberlon R, Consoli NC (2009)** Strength properties of sandy soil-cement admixtures. *Geotech Geol Eng* 27(6):681–686.
- Villemagne, M., Charonnat, Y., Nissoux, J-L. & Parey, C.** Chaussées en béton de ciment. Paris : Presses de l'École nationale des ponts et chaussées ; 1989.
- Walker P. J.** article "Strength, Durability and Shrinkage Characteristics of Cement Stabilised Soil Blocks" Department of Resource Engineering, University of New (Received 16 January 1995; accepted 15 May 1995).
- Wang D, Abriak N-E, Zentar R (2013)** Strength and deformation properties of Dunkirk marine sediments solidified with cement, lime and fly ash. *Eng Geol* 166(2013):90–99.
- Wei M, Du Y, Zhang F (2011)** Fundamental properties of strength and deformation of cement solidified/stabilized zinc contaminated soils. *Rock Soil Mech* 32(S2):306–312.
- Wei M, Du Y, Zhang F (2011)** Fundamental properties of strength and deformation of cement solidified/stabilized zinc contaminated soils. *Rock Soil Mech* 32(S2):306–312.
- Yoder, E. J., Witczak, M.W.** Principes of pavement design (second édition). New York, N.Y. : J. Wiley and Sons, 1975.
- Yong R.N., Ouhadi V.R.**, Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement stabilized clayey soils, *Applied Clay Science*, 35, 238-249, 2007.
- Younoussa .M** these doctorat « Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques : application au génie civil (bâtiment et route) »2008.
- Zhu W, Zhang C, Gao Y, Fan Z (2005)** Fundamental mechanical properties of solidified dredged marine sediment. *J Zhejiang Univ (Eng Sci)* 39(10):1561–1565
- Zounmenou**, projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en conception " analyse des contraintes dans les systèmes multicouches" Sénégal 1991.