

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par:

DJEBLI Taoufik Mohamed Abdelkaoui

OTMAN Ali

Sujet du mémoire

***Amélioration des propriétés mécaniques
d'un sol fin argileux traité par la chaux:
Influence de la durée de cure***

Soutenu publiquement le 06/07/2020 devant le jury composé de:

M. DJEBLI	Benyagoub	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. REBAHI	Abderezak	Examineur
M. KERROUM	Nadir	Examineur

Promotion: 2019-2020

R *emerciement*

Nous remercions notre dieu qui nous a amenés jusqu'à la fin de nos études et nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

*Nous adressons en premier lieu nos remerciements les plus distingués à Monsieur **Krim Abdellah** notre Encadreur qui nous a donné les aides nécessaires pour accomplir ce travail*

Et d'autre part nous tenons à remercier chaleureusement nos enseignants et tous les enseignants de l'institut de génie civil ainsi qu'à nos parents pour leurs conseils et encouragements tout au long de nos études

Dédicace

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de mon long travail

A mes chers parents

A ma grand-mère et grand père

A mes chers frères et sœur ainsi que toute la famille sans exceptions

A tous mes amies que je leurs souhaite le bon heur et la réussite

A tous avec qui j'ai partagé une agréable vie estudiantine

Otman Ali

Dédicace

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de mon long travail

A mes chers parents

A ma grand-mère et grand père

A mes chers frères et sœur ainsi que toute la famille sans exceptions

A tous mes amies que je leurs souhaite le bon heur et la réussite

A tous avec qui j'ai partagé une agréable vie estudiantine

Djebli Mohamed Toufik Abdelkaoui

Sommaire

ملخص.....	I
Résumé.....	II
Abstract.....	III
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	IX
Introduction générale.....	02

Chapitre 1:

Méthodes d'amélioration des sols instables

1.1. Introduction.....	05
1.2. Identification et classification des sols instables.....	05
1.2.1. Caractérisation des sols instables.....	05
1.2.2. Les argiles.....	05
1.2.3. Les différents types d'argiles.....	05
1.2.4. Les limons.....	07
1.2.5. Les marnes.....	07
1.2.6. Définition des minéraux argileux.....	08
1.3. Principaux problèmes des sols argileux.....	09
1.3.1. Phénomènes de gonflement.....	09
1.3.2. Tassements.....	10
1.3.3. Glissements.....	10
1.4. Quelques cas pathologiques.....	10
1.4.1. Cas des bâtiments.....	10
1.4.2. Cas des chaussées.....	11
1.5. Méthodes d'amélioration des sols.....	12
1.5.1. Méthodes mécaniques.....	12
1.5.1.1. Méthode de substitution.....	12
1.5.1.2. Compactage de surface.....	12
1.5.1.3. Compactage dynamique.....	12
1.5.1.4. Vibrocompactage.....	13
1.5.2. Méthodes hydrodynamiques.....	14
1.5.2.1. Préchargement ou précompression.....	14

1.5.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux.....	14
1.5.3. Méthodes thermiques	15
1.5.3.1. Déshydratation	15
1.5.3.2. Congélation	15
1.5.4. Méthodes chimiques	16
1.5.4.1. Utilisation de la chaux.....	17
1.5.4.2. Utilisation du ciment.....	17
1.5.4.3. Utilisation des ajouts cimentaires	18
1.6. Conclusion	19

Chapitre 2:

Analyse bibliographique des travaux effectués sur l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux améliorés

2.1. Introduction.....	21
2.2. Effet de la chaux	21
2.2.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg	21
2.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques du Compactage	23
2.2.3. Influence de la chaux sur la résistance du cisaillement	25
2.3. Effet du ciment.....	29
2.3.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg.....	29
2.3.2. Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage	30
2.3.3. Influence du ciment sur la résistance du cisaillement.....	31
2.4. Effet des ajouts cimentaires	32
2.4.1. Influence des ajouts cimentaires sur limites d'Atterberg.....	32
2.4.2. Influence des ajouts cimentaires sur les caractéristiques du compactage.....	34
2.4.3. Influence des ajouts cimentaires sur la résistance au cisaillement.....	35
2.5. Conclusion	37

Chapitre 3:

Etude expérimentale et procédures d'essai

3.1. Introduction.....	39
3.2. Matériaux utilisés.....	39
3.2.1. Sols utilisés	39

3.2.2. Chaux	41
3.3. Déroulement des essais	42
3.3.1. Détermination des Limites d'Atterberg	42
3.3.1.1. Détermination de la limite de liquidité	43
3.3.1.2. Détermination de la limite de plasticité	45
3.3.1.3. Détermination de l'indice de plasticité	46
3.3.2. Détermination des caractéristiques de compactage	46
3.3.3. Détermination des caractéristiques de la résistance au cisaillement.....	49
3.4. Combinaisons des échantillons étudiées	52
3.5. Programme expérimental	52
3.6. Conclusion	53

Chapitre 4:

Présentation et interprétation des résultats

4.1. Introduction.....	55
4.2. Limites d'Atterberg.....	55
4.2.1. Variation de la limite de liquidité	57
4.2.2. Variation de la limite de plasticité	57
4.2.3. Variation de l'indice de plasticité	58
4.4. Influence de la contrainte normale initiale appliquée	58
4.4.1. Essais effectués sans cure (Essai témoin)	60
4.4.2. Essais effectués après 01 jour de cure.....	60
4.4.3. Essais effectués après 07 jours de cure	61
4.4.4. Essais effectués après 28 jours de cure	73
5. Influence du traitement par la chaux sur résistance au cisaillement	77
5.1. Effet de la durée de cure sur la résistance maximale (τ_{max}).....	83
5.2. Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance maximale (τ_{max})	84
5.3. Variation de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) avec la durée de cure.....	86
5.4. Variation des paramètres de cisaillement.....	88
5.4.1. Variation de la cohésion.....	88
5.4.1.2. Variation de l'angle de frottement interne	89
5.5. Conclusion	90
Conclusions générales et perspectives	92
Références bibliographiques	94

ملخص

اليوم، في سياق التنمية المستدامة، والقضايا الاقتصادية والبيئية يدفع خلال أعمال الحفر، لتعزيز المواد المحلية في بعض الأحيان مع عدم كفاية الخواص الميكانيكية لاستخدامها. في مجال أعمال الحفر، يتم إيداع هذه المواد واستبدالها بمواد ذات خصائص ميكانيكية أفضل. ومع ذلك، فإن هذه الممارسة لا تتماشى مع متطلبات التنمية المستدامة المطلوبة لاستخدام المواد المتواجدة في نفس مكان مشاريع البنية التحتية وهذا بصفة لتحقيق هدف " لا أخذ ، لا تخزين "معالجة التربة يكون عن طريق خلط المواد المضافة مثل الاسمنت والجير هو الحل المحتمل لتحقيق هذا الهدف، لأنه يسمح لتعديل السلوك الميكانيكي و مرونة التربة لجعلها مناسبة للتسوية وأعمال الحفر. الغرض من هذا المشروع هو دراسة تأثير وقت العلاج في الخواص الميكانيكية الفيزيائية للتربة المحسنة بالجير. تم اختبار 10% جير . وتعرض العينات لعلاج - واختبار مقاومة القص. تمت إضافة لمحتوى الطين من 0 ، Atterberg العينات لحدود لمدة يوم 3 ، ايام 7 ايام 14 ، يوما 30 ، يوما.

علاوة على ذلك و ناء على النتائج التجريبية يمكن الاستنتاج بأن هناك انخفاض كبير في مؤشر اللدونة للعينات و هذا بفضل الجير ووقت معالجة و ذلك استنادا لنتائج الايجابية لنقاط قوة القص يمكن الاستنتاج أن التربة الطينية يمكن أن تستقر بنجاح عن طريق إضافة الجير وترك وقت لمعالجة. كما أن استخدام الجير أدى إلى تحسن ملحوظ في مقاومة القص في الختام قد أبرزت هذه الدراسة تأثير الجير ووقت المعالجة على الخواص الفيزيائية والكيميائية للخليط الذي أدى إلى وتحسنا في مقاومة القص Atterberg انخفاض كبير في حدود Atterberg.

كلمات البحث: الطين، الجير، فترة العلاج، تثبيت التربة، مقاومة القص، حدود.

Résumé

Aujourd'hui, dans un contexte de développement durable, les enjeux économiques et environnementaux incitent, lors des travaux de terrassement, à valoriser les matériaux locaux présentant parfois des caractéristiques mécaniques inadéquates pour être employés. Dans le domaine du terrassement, ces matériaux sont à ce jour mis en dépôt et substitués par des matériaux présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Toutefois, cette pratique n'est plus en adéquation avec les exigences du développement durable qui imposent d'employer au maximum les matériaux situés dans l'emprise même des projets d'infrastructure de manière à atteindre l'objectif « zéro emprunt, zéro dépôt ». Le traitement des sols en mélangeant des additifs tels que le ciment et la chaux est une solution potentielle pour atteindre cet objectif, puisqu'il permet de modifier le comportement mécanique et la maniabilité des sols afin de les rendre aptes au terrassement.

Le but de ce projet est d'étudier l'influence de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols argileux améliorés par la chaux. Les échantillons ont été soumis aux essais des limites d'Atterberg, essais de compactage et essais de cisaillement direct. La chaux a été ajoutée au sol argileux avec des teneurs variant de 0 à 10%. Les échantillons ont été soumis à la cure pendant 1, 3, 7, 14 et 28 jours. De plus, en se basant sur les résultats favorables obtenus des résistances au cisaillement, il peut être conclu que les sols argileux peuvent être stabilisés avec succès par l'action de la chaux et la durée de cure. En outre, il peut être conclu qu'il y'a une diminution importante de l'indice de plasticité pour les échantillons stabilisés avec la chaux. Aussi, l'utilisation de cette combinaison (sol + chaux) pour les différentes périodes a aboutit à une amélioration appréciable des paramètres de cisaillement.

En conclusion, l'influence de la durée de cure et la chaux sur les caractéristiques physiques et mécaniques du mélange (sol + chaux) qui s'est traduite par une diminution très appréciable de l'indice de plasticité et par une amélioration de la résistance au cisaillement.

Mots clés: Argile, chaux, cure, stabilisation des sols, résistance, plasticité.

Abstract

Today, in the context of sustainable development, economic and environmental issues prompt during earthworks, to promote local materials sometimes with inadequate mechanical properties to be used. In the field of earthworks, these materials are set to date and being substituted by materials with better mechanical characteristics. However, this practice is not in line with the requirements of sustainable development required to use up the materials located in the same right of way infrastructure projects to achieve the goal of "zero debt, zero deposit". Soil treatment by mixing additives such as cement and lime is a potential solution to achieve this goal, since it allows modifying the mechanical behaviour and workability of soils to make them suitable for moving.

The purpose of this project is to study the influence of the treatment time on physical and mechanical properties of clay soils improved by lime clay. The samples were tested of Atterberg limits, compaction tests and shear tests. Lime was added to clay soil to levels of 0 to 10%. The samples were subjected to cure for 1, 3, 7, 14 and 28 days.

In addition, based on the obtained results of the shear resistance, it can be concluded that the clay soil can be successfully stabilized by the combined action of the lime. Also, the use of this combination results in a significant improvement of the shear parameters.

Finally, the influence of the cure period and lime on the physical and mechanical characteristics of the mixture (soil + lime) which resulted in a very significant reduction in the plasticity index and improved strength shear.

Keywords: Clay, lime, cure, soil stabilization, strength, plasticity

Liste des figures

Figure 1.1. Structure de la kaolinite	06
Figure 1.2. Structure de la montmorillonite	06
Figure 1.3. Structure d'illite	07
Figure 1.4. Fissures au niveau d'une structure de génie civil	11
Figure 1.5. Déformation d'une chaussée de sol instable	11
Figure 1.6. Types de compactage de surface.....	12
Figure 1.7. Chantier d'un compactage dynamique profond.....	13
Figure 1.8. Vibrocompactage	13
Figure 1.9. Principe du préchargement pour le contrôle des tassements	14
Figure 1.10. Installation des drains.....	15
Figure 1.11. Chantier utilisant la congélation du sol	16
Figure 1.12. Chantier de traitement d'un sol à la chaux	17
Figure 1.13. Chantier de traitement du sol au ciment	18
Figure 2.1. Variation des limites d'Atterberg.....	22
Figure 2.2. Variation des limites de consistance en fonction du temps	23
Figure 2.3. Effet de la durée de cure sur limites d'Atterberg.....	23
Figure 2.4. Variation des courbes de compactage	24
Figure 2.5. Variation des courbes de compactage	25
Figure 2.6. Variation de paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux.....	25
Figure 2.7. Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal du sol gris pour différentes périodes de cure.....	26
Figure 2.8. Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal du sol rouge pour différentes périodes de cure.....	27
Figure 2.9. Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure.....	27
Figure 2.10. Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure.....	28
Figure 2.11. Variation des paramètres de cisaillement en fonction pourcentage de chaux additionné pour les différentes des durées de cure	29
Figure 2.12. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg.....	29
Figure 2.13. Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg.....	30
Figure 2.14. Evolution des caractéristiques de compactage.....	31
Figure 2.15. Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement	31
Figure 2.16. Variation de la cohésion non drainée en fonction de la période de cure.....	32
Figure 2.17. Effet des cendres Volantes sur la plasticité des sols instables.....	32
Figure 2.18. Effet des cendres Volantes sur la plasticité de trois sols instables.....	33

Figure 2.19. Variation de l'indice de plasticité en fonction de la période de cure pour différentes teneurs du rapport vase calcinée /chaux.....	33
Figure 2.20. Evolution des courbes de compactage.....	34
Figure 2.21. Variation des caractéristiques de compactage des mélanges sol-poussière de ciment	35
Figure 2.22. Evolution des caractéristiques de compactage des mélanges sol-vase calcinée-chaux	35
Figure 2.23. Variation des caractéristiques de cisaillement	36
Variation du déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux-cendre de vase calcinée.....	
Figure 2.24: Variation du déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux-cendre de vase calcinée (Lin et al. 2007).	37
Figure 3.1. Vue de l'argile étudiée.....	39
Figure 3.2. Matériel de concassage et broyage.....	40
Figure 3.3. Chaux vive de Saida	41
Figure 3.4. Domaine plastique.....	41
Figure 3.5. Imbibition des échantillons.....	42
Figure 3.6. Stockage des éprouvettes pour différentes périodes de cure	43
Figure 3.7. Remplissage de la coupelle et réalisation de la rainure.....	43
Figure 3.8. Fermeture de la rainure.....	44
Figure 3.9. Prélèvement pour la mesure de la teneur en eau.....	44
Figure 3.10. Confection du rouleau pour la détermination de la limite de plasticité.....	45
Figure 3.11. Fissuration du rouleau	45
Figure 3.12. Préparation de la prise d'essai.....	46
Figure 3.13. Compactage des éprouvettes.....	47
Figure 3.14. Séquence des étapes post-compactage	47
Figure 3.15. Préparation des matériaux.....	48
Figure 3.16. Préparation des éprouvettes	49
Figure 3.17. Mise en place de l'éprouvette	50
Figure 3.18. Déroulement de l'essai.....	50
Figure 3.19. Organigramme des essais effectués au laboratoire	51
Figure 3.20: Déroulement de l'essai	51
Figure 4.1. Effet de la durée de cure sur la limite de liquidité	57
Figure 4.2. Effet de la durée de cure sur la limite de plasticité	57
Figure 4.3. Effet de la durée de cure sur l'indice de plasticité	58

Figure 4.4. Variation des caractéristiques de compactage du sol argileux	60
Figure 4.5. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 1 jour de cure ...	60
Figure 4.6. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 7 jours de cure..	61
Figure 4.7. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	62
Figure 4.8. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 1 jour de cure	62
Figure 4.9. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 7 jours de cure	63
Figure 4.10. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 28 jours de cure	64
Figure 4.11. Evolution de la cohésion du sol après 1 jour de cure	64
Figure 4.12. Evolution de la cohésion du sol après 7 jours de cure.....	65
Figure 4.13. Evolution de la cohésion du sol après 28 jours de cure.....	66
Figure 4.14. Evolution de l'angle de frottement interne du sol après 1 jour de cure.....	66
Figure 4.15. Evolution de l'angle de frottement interne du sol après 7 jours de cure	67
Figure 4.16. Evolution de l'angle de frottement interne du sol après 28 jours de cure	68
Figure 4.17. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure	68
Figure 4.18: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	69
Figure 4.19: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	70
Figure 4.20: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	70
Figure 4.21: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	71
Figure 4.22: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	72
Figure 4.23: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	72
Figure 4.24: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	73
Figure 4.25: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	74
Figure 4.26: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	74

Figure 4.27: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	75
Figure 4.28: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	76
Figure 4.29: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	76
Figure 4.30: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure).....	77
Figure 4.31: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure).....	78
Figure 4.32: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure).....	78
Figure 4.33: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure	79
Figure 4.34: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure	79
Figure 4.35: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure	80
Figure 4.36: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	80
Figure 4.37: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	81
Figure 4.38: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure	81
Figure 4.39: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	82
Figure 4.40: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	82
Figure 4.41: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure	83
Figure 4.42: Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}):	84
Figure 4.43: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max})	85
Figure 4.44: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 1 jour de cure	86
Figure 4.45: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 7 jours de cure	86

Figure 4.46: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 28 jours de cure	87
Figure 4.47: Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{\max}) pour les différentes durées de cure.....	88
Figure 4.48: Variation de l'angle de la cohésion du sol en fonction de la teneur en chaux pour différentes durées de cure.....	89
Figure 4.49: Variation de la cohésion du sol en fonction de la durée de cure pour différentes teneurs en chaux.....	89
Figure 4.50: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la teneur en chaux pour différentes durées de cure.....	89
Figure 4.51: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la durée de cure pour différentes teneurs en chaux	90

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces	08
Tableau 1.2. Caractéristiques des argiles	09
Tableau 1.3. Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du ciment portland.....	19
Tableau 2.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg.....	21
Tableau 2.2. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg.....	21
Tableau 2.3. Effet de la chaux sur la caractéristique de compactage et le CBR	24
Tableau 2.4. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg	29
Tableau 2.5. Effet de la teneur en cendres volantes sur les caractéristiques de compactage	34
Tableau 2.6. Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement	36
Tableau 3.1. Caractéristiques géotechniques du sol étudié.....	44
Tableau 3.2. Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida	45
Tableau 3.3. Formulation des éprouvettes étudiées.....	55
Tableau 4.1. Résultats d'essais des limites d'Atterberg.....	55
Tableau 4.2. Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en chaux.....	56
Tableau 4.3: Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en chaux.....	59

Introduction générale

A travers la géologie des terrains de notre pays, des sols peu convenables présentant une plasticité élevée et une faible capacité de portance sont fréquemment rencontrés, il a été donc nécessaire d'améliorer ces sols pour les rendre acceptables pour la construction. Ces limitations pourraient être surmontées par l'amélioration des propriétés géotechniques des sols en employant différentes méthodes mécaniques ou chimiques d'où le processus de stabilisation des sols.

Le choix de l'une ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que, les considérations économiques, la nature du sol à traiter et la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux utilisés ainsi que les conditions d'environnement. L'usage des ajouts minéraux pour la stabilisation des sols argileux est potentiellement promoteur. Ces ajouts combinés avec la chaux ont été longtemps employés comme stabilisants de sol tels que le calcaire, les cendres volantes, la fumée de silice, le laitier.

La plasticité et la résistance au cisaillement font partie des propriétés physiques et mécaniques des sols. La plasticité est contrôlée par l'indice de plasticité. Plus ce dernier est grand, plus l'instabilité du sol est prononcée, c'est un indicateur d'un mauvais sol. De même, la résistance au cisaillement est contrôlée par les caractéristiques intrinsèques à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion. Des valeurs basses de ces paramètres nous indiquent sur la faible résistance au cisaillement des sols

Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses et demandent un savoir faire élevé ce qui n'est toujours pas permis dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à développement une importante croissance.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence et les changements apportés par la durée de cure sur les propriétés physico mécaniques des sols argileux améliorés par un liant hydraulique tel que la chaux. Les objectifs fixés dans le cadre de ce programme sont:

1. Caractérisation des sols argileux et spécialement les sols argileux instables qui présentent des propriétés géotechniques médiocres;
2. Etude de l'influence de la durée de cure sur les propriétés physiques et mécaniques tels que la plasticité et la résistance au cisaillement des sols fins argileux;
3. Analyser les effets de la chaux sur les propriétés géotechniques des sols argileux améliorés.

Le mémoire comporte quatre chapitres:

Après une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs et le plan de travail, le premier chapitre présente dans une première partie un aperçu sur la caractérisation

des sols fins et dans une deuxième partie un panorama sur les différentes techniques d'amélioration des sols instables;

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur les divers aspects des effets des ajouts cimentaires sur les propriétés géotechniques des mauvais sols à traiter;

Dans le troisième chapitre, un programme expérimental est établi pour effectuer des essais au laboratoire (physiques et mécaniques) sur des sols argileux à améliorer. Les propriétés étudiées sont la plasticité, le compactage et la résistance au cisaillement;

Le quatrième chapitre consiste en la présentation des résultats et de leurs confrontations avec d'autres travaux de recherche effectués. De plus, ce chapitre discute de l'efficacité du traitement par les ajouts cimentaires (chaux) sur le comportement du sol argileux amélioré.

En dernier lieu sont exposées les principales conclusions et perspectives à proposer.

Chapitre –1–

Méthodes d'amélioration des sols instables

1.1. Introduction

Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (route, tunnel, barrage poids) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, pont, barrage en arc). Certains sols en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérés comme des sols instables créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine.

Ces sols donc nécessitent une certaine amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance. Dans ce chapitre on va décrire les différentes techniques d'amélioration des sols qui sont actuellement utilisées et classées comme méthodes mécaniques, hydrodynamiques, thermiques et chimiques.

1.2. Identification et classification des sols instables

1.2.1. Caractérisation des sols instables

Les sols fins mous et compressibles (argiles et les vases) sont fréquemment rencontrés. Les problèmes relatifs à ce type de sol est qu'ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées. Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues. Toutes ces caractéristiques nous amène aux problèmes rencontrés dans la pratique à savoir des tassements excessifs et l'instabilité de l'ouvrage. Les sols fins en général et l'argile en particulier sont constitués d'un ensemble de particules minérales ayant une taille inférieure à 2 μm .

Ce matériau a fait l'objet de nombreux travaux sur sa nature minéralogique. Au niveau minéralogique, les argiles sont des silicates simples ou complexes d'aluminium, de magnésium et de fer. La plupart des minéraux argileux se présentent sous la forme de feuillets, d'où leur nom de phyllithes ou phyllo-silicates. Chaque particule est constituée d'un empilement de quelques dizaines ou centaines de feuillets. La constitution chimique, l'épaisseur et l'écartement des feuillets définissent la minéralogie de l'argile et ses propriétés. En général, trois grands types argiles sont identifiés: la kaolinite, la smectite et l'illite. Dans les sols, ces types d'argiles peuvent être mélangés. La proportion de chacune de ces argiles varie suivant les sols.

1.2.2. Les argiles

L'argile est une roche sédimentaire composée pour une large part de minéraux argileux, en général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leurs qualités d'absorption.

1.2.3. Les différents types d'argiles

Les types d'argiles les plus fréquents sont:

- **Kaolinite (Kaolin)**

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (Figure 1.1).

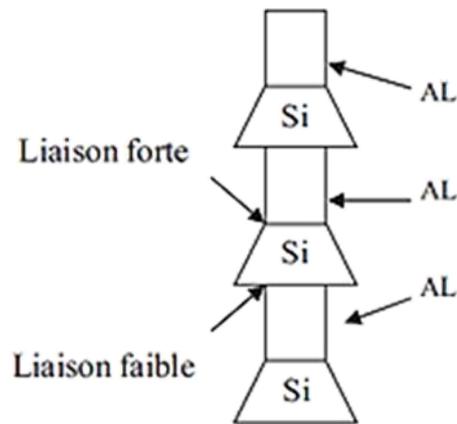


Figure 1.1: Structure de la kaolinite (Lambe, 1953)

• Montmorillonite

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Figure 1.2).

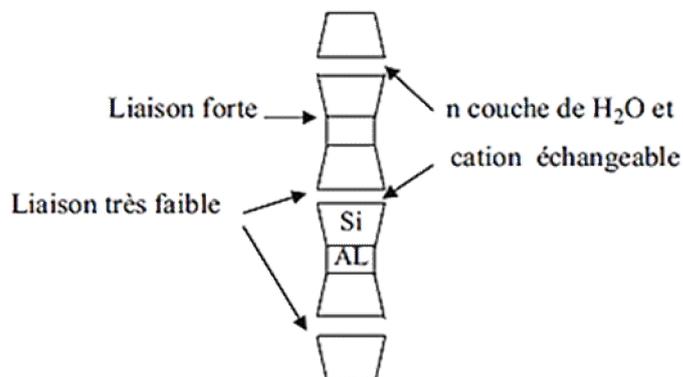


Figure 1.2: Structure de la montmorillonite (Lambe, 1953)

• Illite

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais il y'a des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler. Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations .Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles (Figure 1.3).

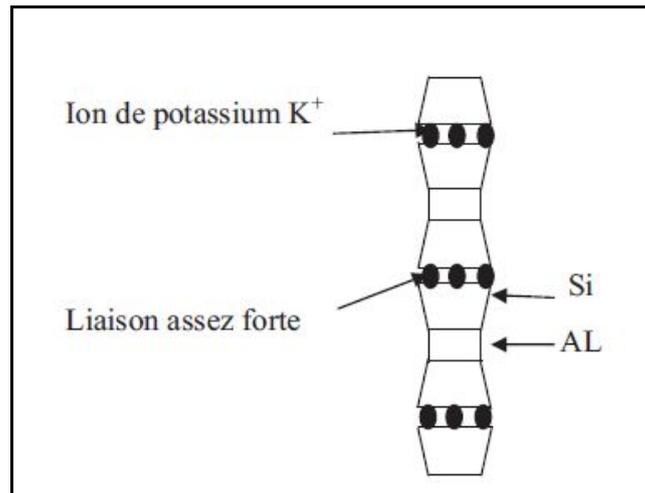


Figure 1.3: Structure d'illite (Lambe, 1953)

1.2.4. Les limons

Les limons, constitués de silt, de loess, possèdent un squelette siliceux à silico-calcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations.

1.2.5. Les marnes

Roche tendre composée en proportions variables d'argile et de calcaire mêlés à du sable, qui a la propriété de se déliter et qui est utilisée selon sa composition pour l'amendement des terres, la fabrication de ciments, de tuiles, de céramiques .On considère, selon leur composition, trois grandes catégories:

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium;
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont

médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis. On peut conclure que l'évolution des sols fins est dus à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que: les marnes, les argiles....etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification: gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques).

1.2.6. Définition des minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme: $(\text{SiO}_2)_M (\text{Al}_2\text{O}_3)_N (\text{H}_2\text{O})_P$ Ils sont composés de particules de forme aplatie et de dimensions très petites (Inférieures à $2\mu\text{m}$), ceci leur confère une très grande surface spécifique. Les nombreux minéraux argileux et groupes de minéraux argileux se différencient d'abord par l'empilement et le décalage de leurs feuillets élémentaires, ainsi que par la substitution des atomes isomorphes dans le réseau cristallin. Ainsi, dans les beidellites, les siliciums Si^{+4} sont partiellement substitués par des aluminiums Al^{+3} et les aluminiums Al^{+3} par des magnésiums Mg^{+2} . Cohésion des couches élémentaires est assurée par les forces (assez faibles) de Van der Waals et des liaisons hydrogène dans le cas de la kaolinite (Tableau1.1).

Tableau 1.1: Classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces
(Jasmund et Lagaly, 1992)

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure T = couche de tétraèdres O = couche d'octaèdres
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O
Smectites	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite	Minéraux à 3 couches T-O-T \uparrow T-O-T
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H_2O , cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulgate	Minéraux en lattes <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">T-O-T</div> </div>

Du fait de la substitution des ions Si^{+4} par les ions Al^{+3} dans la couche tétraédrique (illite et beidellite) et les ions Al^{+3} par des ions de valences inférieures comme Mg^{+2} dans la couche octaédrique (montmorillonite), des charges non compensées sont produites entre les feuillets et sont responsables à 80% de la capacité d'échange cationique (CEC). L'équilibre des charges n'est pas atteint et la neutralité électrique sera alors assurée par des cations compensateurs (Na^+ , K^+ , Ca^{+2} ,...) qui servent de lien entre les feuillets. Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2: Caractéristiques des argiles (Jasmund et Lagaly, 1992)

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Épaisseur d'une particule (μm)	Surface spécifique en m^2/g	C.E.C. en meq/100g
Kaolinite	1:1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2:1	1 - 10	0,1 - 1	0,003 - 0,01	65 - 100	10-40
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150
Chlorite	2:1:1	1	0,1	0,005	800	10-40

1.3. Principaux problèmes des sols instables

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles. En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement.

1.3.1. Phénomène de gonflement

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) ; la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

1.3.2. Tassements

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.

1.3.3 Glissements

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes diverses.

1.4. Quelques cas pathologiques

Les désordres provoqués par le gonflement affectent généralement les constructions apportant de faible contrainte sur le sol support. La pathologie dépend du type d'ouvrage. Les phénomènes de retrait et de gonflement de certains sols argileux ont été observés depuis longtemps dans les pays à climat aride et semi-aride où ils sont à l'origine de nombreux dégâts causés tant aux bâtiments qu'aux réseaux et voiries.

1.4.1. Cas des bâtiments

Pour les structures de génie civil on peut observer les désordres suivants:

1. Fissuration des structures.
2. Distorsion des ouvertures.
3. Rupture des canalisations.
4. Décollement des bâtiments.

La figure 1.4 représente des fissures au niveau d'une structure légère de génie civil due au gonflement du sol de fondation.



Figure. 1.4: Fissures au niveau d'une structure de génie civil

1.4.2. Cas des chaussées

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par des variations de la teneur en eau du sous-sol. Il peut être attribué au climat et à la surcharge. Les désordres subis par la chaussée se résument généralement à des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche sur les accotements de la chaussée, en saison de pluie ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement entraînant la saturation de ces zones et par conséquent leur gonflement, engendrant ainsi l'apparition de déformation à la surface de la chaussée, puis l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords. Ces phénomènes sont accélérés par le flux routier. Ces désordres s'amplifient avec le début de la saison sèche (Figure 1.5).



Figure. 1.5: Déformation d'une chaussée de sol instable

1.5. Technique d'amélioration des sols

1.5.1. Méthodes mécaniques

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique:

1.5.1.1. Méthode de substitution

Il s'agit de remplacer le sol évolutif par un sol non évolutif.

1.5.1.2. Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton 2004). Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité (Figure 1.6).

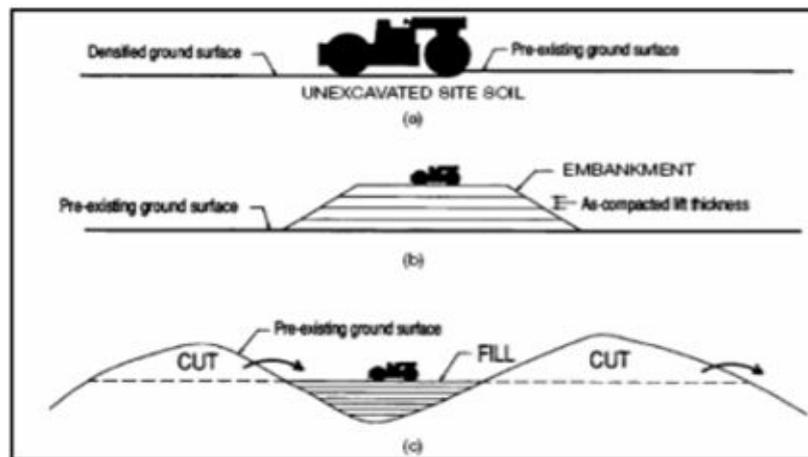


Figure 1.6: Types de compactage de surface (Lawton 2004)

L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisant une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

1.5.1.3. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3 m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre (Figure 1.7). L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées (Figure 1.7).



Figure. 1.7: Chantier d'un compactage dynamique profond

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

1.5.1.4. Procédé du vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative (Figure 1.8).



Figure.1.8: Procédé du vibrocompactage

Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

1.5.2. Méthodes hydromécaniques

1.5.2.1. Procédé du préchargement ou précompression

La précompression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux (Figure 1.9).

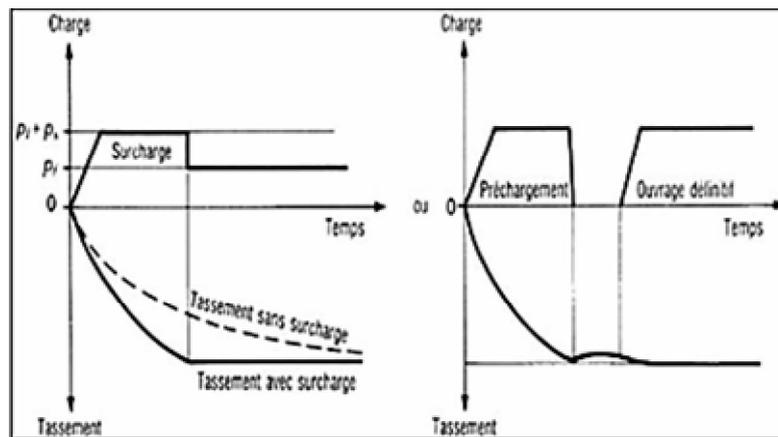


Figure. 1.9: Principe du préchargement pour le contrôle des tassements (Bell 1993)

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

1.5.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone préchargée avec ou sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression

secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (Figure 1.10).



Figure. 1.10: Procédé d'installation des drains.

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibrofonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

1.5.3. Méthodes thermiques

1. 5.3.1. Procédé de la déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

1. 5.3.2. Procédé de congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé (Figure 1.11).



Figure. 1.11: Chantier utilisant la congélation du sol

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

1.5.4. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes. L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité. Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement.

L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

1.5.4.1. Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell 1978). L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca(OH)_2).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé (Figure 1.12).



(a) Epannage

(b) Malaxage

Figure. 1.12: Chantier de traitement d'un sol à la chaux (France 2009)

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.

1.5.4.2. Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile (Figure 1.13).



Figure. 1.13: Chantier de traitement du sol au ciment

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.

1.5.4.3. Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse. Les cendres basses relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise tandis que les cendres volantes sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique. Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment.

Comme les cendres volcaniques, elle présente des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau. Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C).

Le tableau 1.3 indique la composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland (Lav et al. 1997).

Tableau 1.3: Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du ciment portland (Lav et al. 1997)

Composés Chimiques	Classe F Silico-alumineuse (%)	Classe C Sulfo-calciq (%)	Ciment Portland (%)
SiO ₂	55	29	23
Al ₂ O ₃	26	13	4
Fe ₂ O ₃	7	9	4
CaO (chaux)	9	41	65
MgO	2	1	2
SO ₃	1	7	2

1.6. Conclusion

Les facteurs qui interviennent dans le choix entre les différentes techniques d'amélioration sont assez divers tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la destination de l'ouvrage à implanter sur ce sol, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement. Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses et demandent un savoir faire élevé ce qui n'est toujours permis dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance. Aisée à mettre en oeuvre, économique et efficace, elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de bonne qualité. Les ajouts cimentaires sont produits en

Algérie en grandes quantités et à faible coût qui laissent prévoir que cette technique présente des considérations économiques acceptables.

Dans le chapitre suivant il est exposée une analyse des travaux effectués par des chercheurs concernant l'effet de la durée de cure sur les différents propriétés géotechniques (physiques et mécaniques) des sols fins argileux améliorés par la chaux, le ciment et par différents ajouts cimentaires.

Chapitre –2–

Analyse bibliographique des travaux effectués sur l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols instables améliorés

2.1. Introduction

Les caractéristiques médiocres d'un sol ont un impact majeur sur les ouvrages de génie civil et leurs duré de vie. Ces sols peuvent être améliorés avec des additives chimiques et/ou cimentaires. On peut ajouter ces additifs aux divers types de sols pour améliorer les caractéristiques géotechniques. L'efficacité de ces additifs dépend de la nature du sol traité et la quantité d'additif ajoutée. Les additions couramment utilisés sont le ciment, la chaux et les sous produits qui sont considérés comme une pouzzolane artificielle. De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées sur l'effet des ajouts minéraux sur les propriétés physique et mécaniques des sols argileux. Le potentiel de la stabilisation s'est avéré dépendre du type de sol, la quantité des stabilisations, des combinaisons du stabilisation et de l'âge (durée de cure).

Dans ce chapitre, on présente une synthèse des travaux de recherche effectués par plusieurs chercheurs sur l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols argileux améliorés par la chaux, le ciment et d'autres ajouts cimentaires.

2.2. Effet de la chaux

2.2.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg

Les travaux effectués par George et al (1992) ont permis d'observer que lorsqu'un sol est traité avec la chaux il y'a une diminution notable de l'indice de plasticité, de plus la limite de liquidité présente une augmentation peu marquée que celle de la limite de plasticité (Tableau 2.1)

Tableau 2.1: Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg (George et al. 1992)

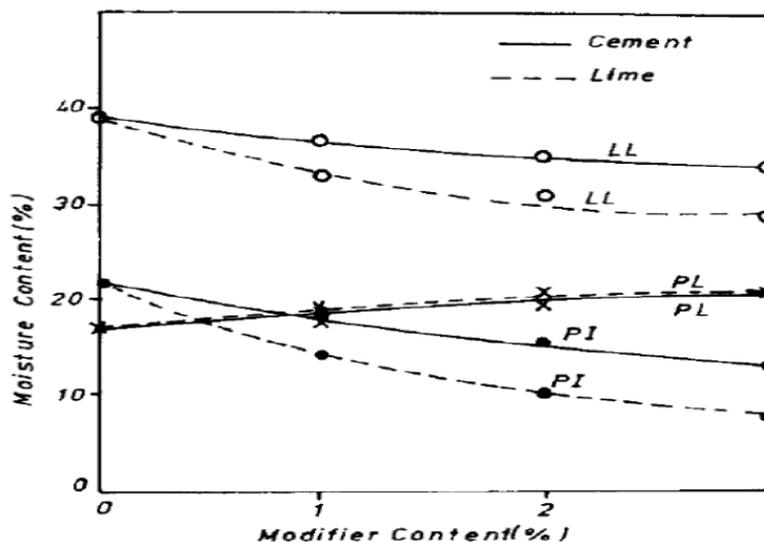
	Lime (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)
Soil A	0	55.0	30.0	25.0
	6	56.1	39.3	16.8
Soil B	0	26.5	19.4	7.1
	9	28.0	24.5	3.5

Les travaux effectués par ola (1977) montrent que l'indice de plasticité après addition de 10% de chaux au sol instable a montré une diminution de 17.8% à 1.3% (Tableau 2.2)

Tableau 2.2: Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg (Ola 1977)

Lime (%)	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)	Plasticity Index (%)
0	36.0	18.2	17.8
2	36.5	22.8	13.7
4	37.2	28.0	9.2
6	38.0	31.8	6.2
8	38.5	36.5	2.0
10	41.5	40.2	1.3

Dans la plupart des cas, l'effet de la chaux sur la plasticité du sol est plus ou moins instantané. Les ions calcium de la chaux provoquent une diminution de la plasticité et les sols sont de plus en plus friables et plus facile à manipuler. D'autres chercheurs (Osula 1991, Kavak et akyarli 2007) ont observé que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation de la teneur de la chaux alors que la limite de plasticité augmente entraînant ainsi une diminution considérable de l'indice de plasticité (Figure 2.1).

**Figure 2.1:** Variation des limites d'Atterberg (Osula 1991)

Afès et Didier (1999), ont étudié l'influence de la chaux sur les limites d'Atterberg de l'argile gonflante de Mila (Algérie), la figure 2. 2 illustre le chemin suivi par cette argile suite à un traitement de 3 et 6% de chaux pour des temps de cure de 7, 28, et 90 jours. Ils ont remarqués que l'argile qui est de plasticité moyenne voit, après traitement à la chaux, sa consistance évoluer vers un limon de faible plasticité. Cette évolution de la consistance liée au pourcentage de chaux et à la durée de la cure, se traduit par une diminution de l'indice de plasticité.

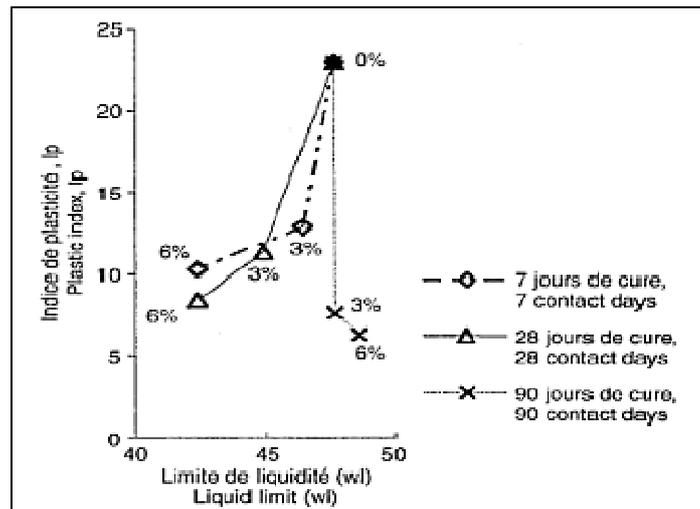


Figure 2.2: Variation des limites de consistance en fonction du temps pour 3% et 6% de chaux (Afès et Didier 1999)

Celal et Gokceglu (2004) ont étudié l'influence de la chaux sur les limites d'Atterberg pour des temps de cure de 7, 14, 21 et 28 jours. Ils ont observé que l'effet de la stabilisation à la chaux sur les limites d'Atterberg est très rapide et évidente dans les sept premiers jours, alors qu'il diminue progressivement entre 7 et 14 jours. Pour les périodes de durcissement plus que 14 jours, les limites ont tendance à être stationnaire. (Figure 2.3)

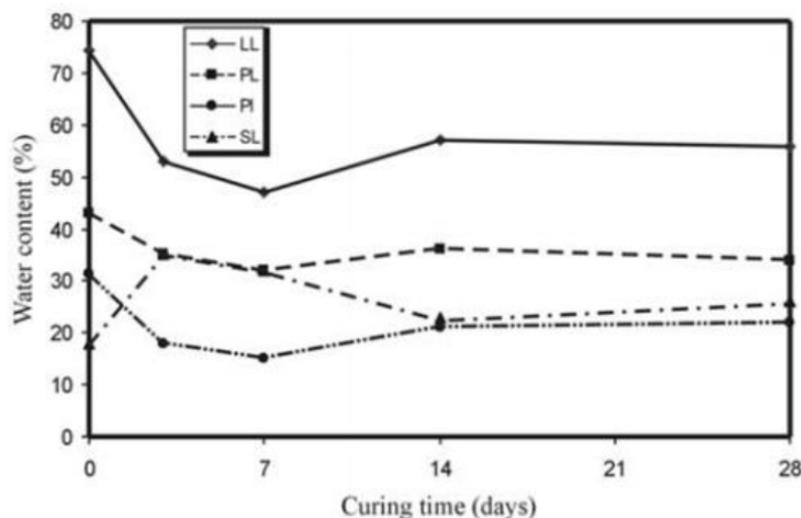


Figure 2.3: Effet de la durée de cure sur limites d'Atterberg (Celal and Gokceglu 2004)

2.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques du compactage

Plusieurs études ont été conduites par différents chercheurs (Ola 1977, George et al. 1992, Eren and Filiz 2009, Bozbey and Garaisayev 2010) pour étudier l'effet de l'addition de la chaux au sol à traiter sur les caractéristiques de compactage à savoir la teneur en eau optimale et la densité

sèche maximale. Ajouter de la chaux au mauvais sol provoque une réduction de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale (Figure 2.4).

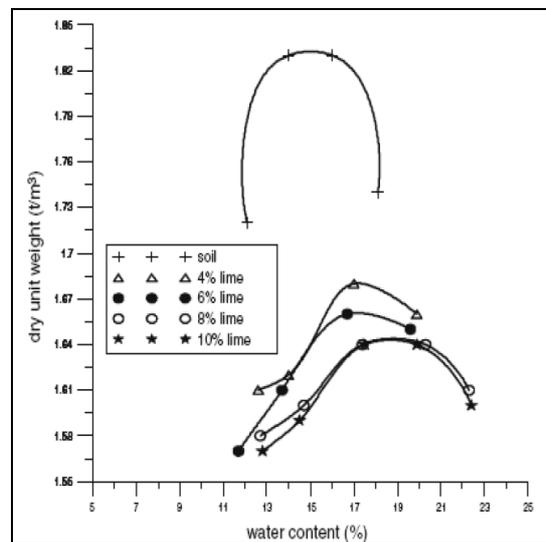


Figure 2.4: Variation des courbes de compactage (Eren and Filiz 2009)

Bell (1996) a constaté (Tableau 2.3) qu'une densité de compactage plus élevée a été obtenue pour la kaolinite, que pour les argiles expansibles tel que la montmorillonite. Dans les trois sols étudiés le quartz a développé la densité la plus élevée. Le CBR, aussi, a été amélioré pour les trois types du sol avec l'addition de la chaux, il augmente immédiatement après l'addition et continue d'augmenter avec le temps.

Tableau 2.3: Effet de la chaux sur les caractéristiques de compactage et le CBR (Bell 1996)

Matériaux	Teneur en chaux optimale (%)	Teneur en eau optimale (%)	La densité sèche maximale (Mg/m ³)	CBR (%)
Kaolinite	0	29	1.4	1
	6	31	1.33	14
Montmorillonite	0	20	1.29	9
	4	25	1.15	18
quartz	0	28	1.41	1
	6	32	1.40	22

Kavak et Akyarli (2007) ont effectué des essais sur deux types de sols instables améliorés avec 5% de chaux (Figure 2.5).

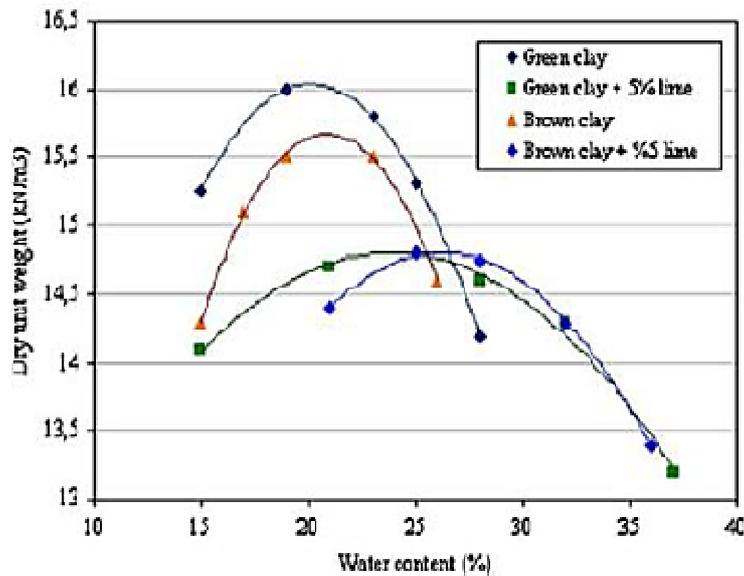


Figure 2.5: Variation des courbes de compactage (Kavak and Akyarli 2007)

2.2.3. Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs (Osula 1991, Gay and Schad 2000, Muntohar and Hantoro 2000, Bagherpour and Choobbasti 2003, Lin et al. 2007) ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels. La période de cure est un facteur important dans l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons traités. La diminution de la cohésion est attribuée à la cimentation des particules tandis que celle de l'angle de frottement est due à la floculation des mêmes particules (Figure 2.6).

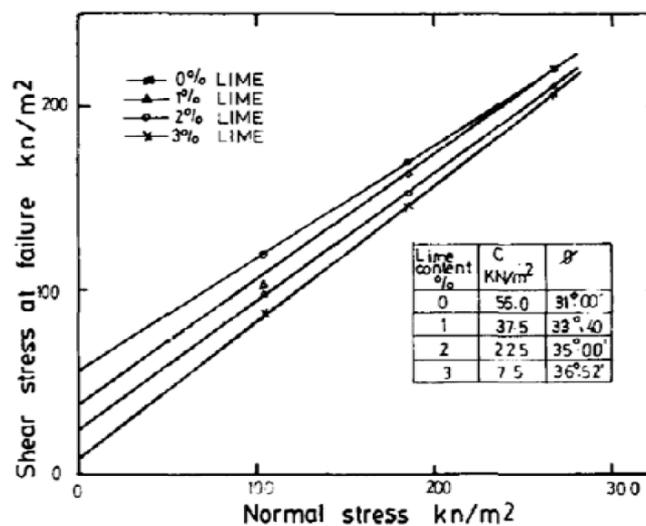


Figure 2.6: Variation des paramètres de cisaillement

des sols traités à la chaux (Osula 1991)

Les résultats obtenus par Muntohar et Hantoro (2000) montrent que pour un dosage en chaux de 10% l'angle de frottement est environ 1.7 fois supérieur à celui du sol non traité. De même la cohésion est 1.3 fois supérieure à celle du sol non traité D'autres chercheurs (Harichane et al. 2011) ont étudié l'effet de la chaux sur la contrainte de cisaillement maximale des sols gris et rouge pour différentes périodes de cure .L'augmentation de la durée de cure a augmenté la contrainte de cisaillement des deux sols testés. L'ajout de chaux a un important effet sur la contrainte de cisaillement en particulier au-delà de 28 jours et les échantillons contenant 8% de chaux pour les sols gris et rouge améliorés (Figures. 2.7 et 2.8).

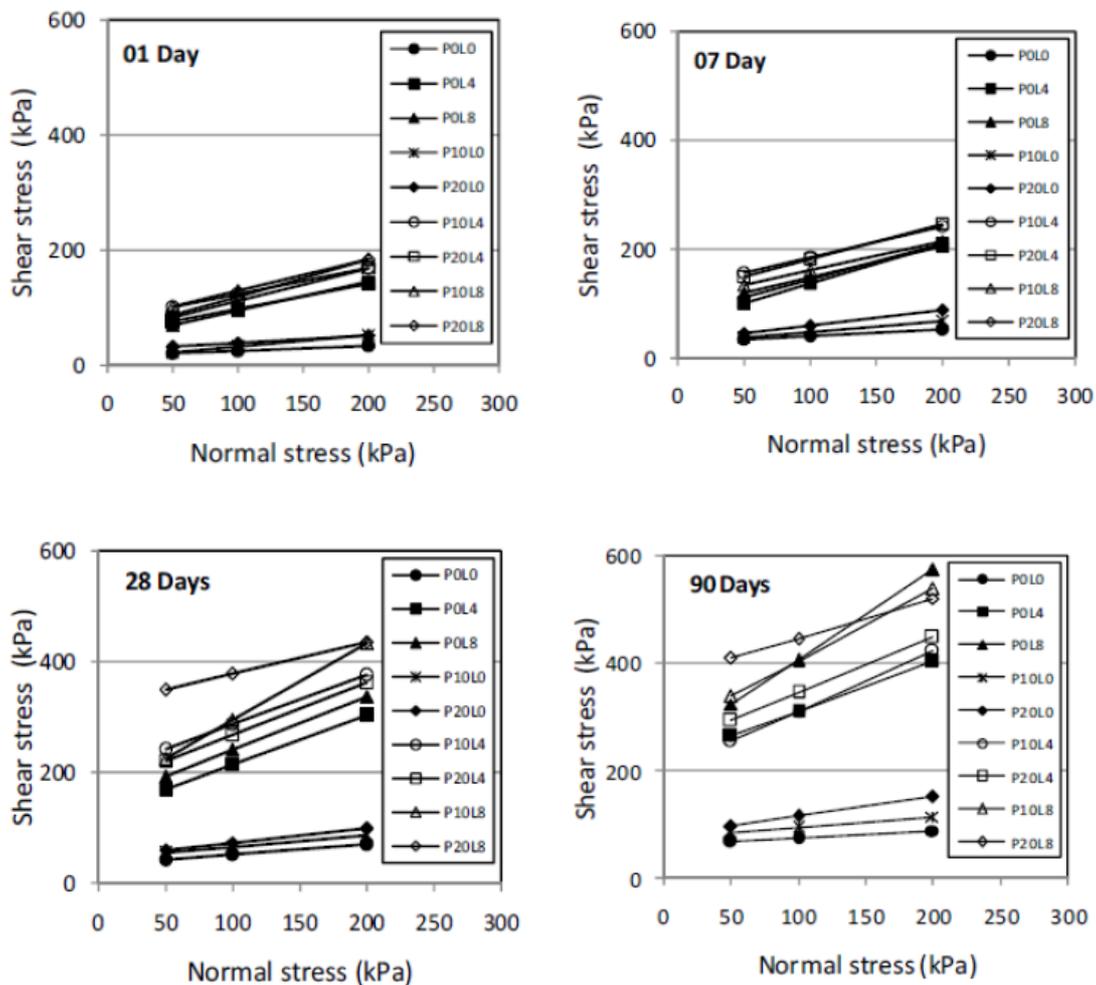


Figure 2.7: Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol gris pour différentes périodes de cure (Harichane et al. 2011)

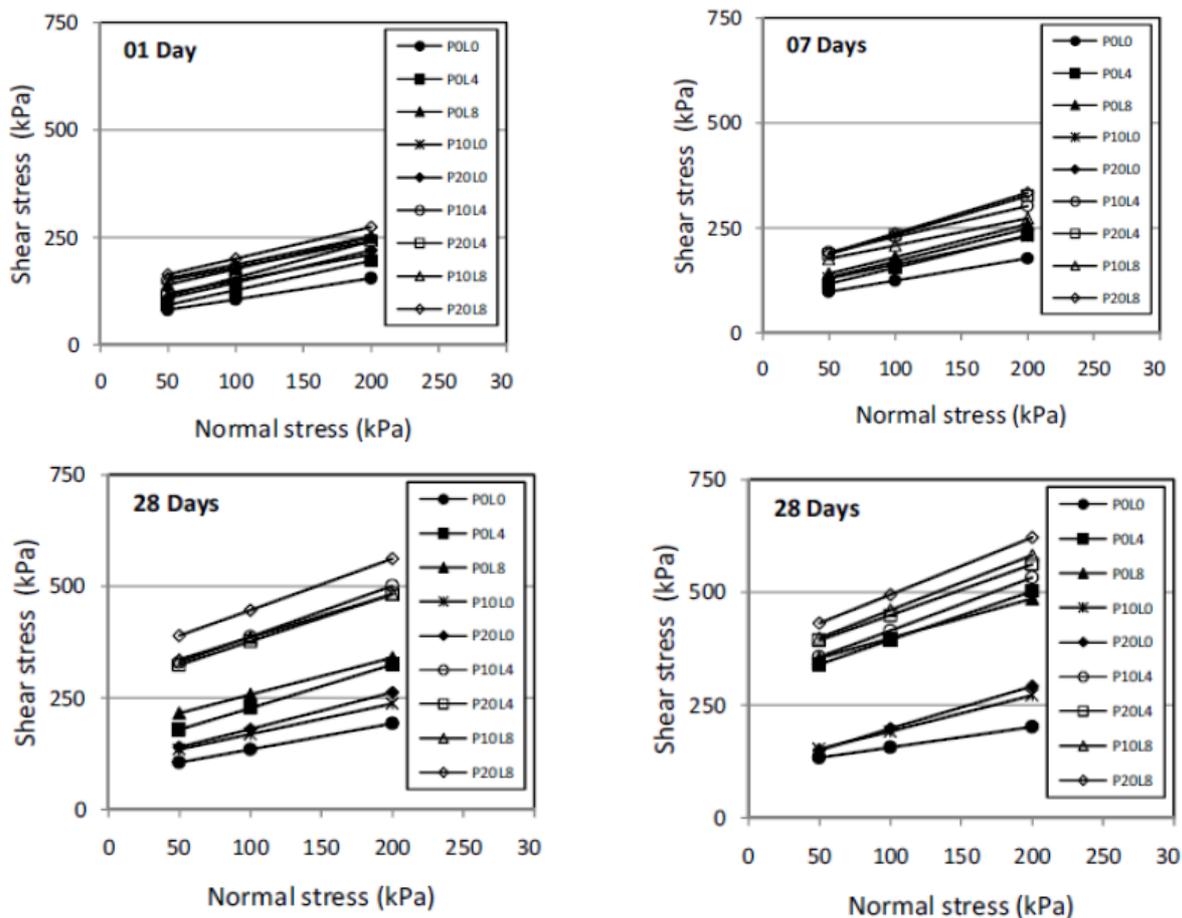


Figure 2.8: Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol rouge pour différentes périodes de cure (Harichane et al. 2011)

La variation des paramètres de cisaillement des deux sols traités est représentée sur les figures 2.9 et 2.10).

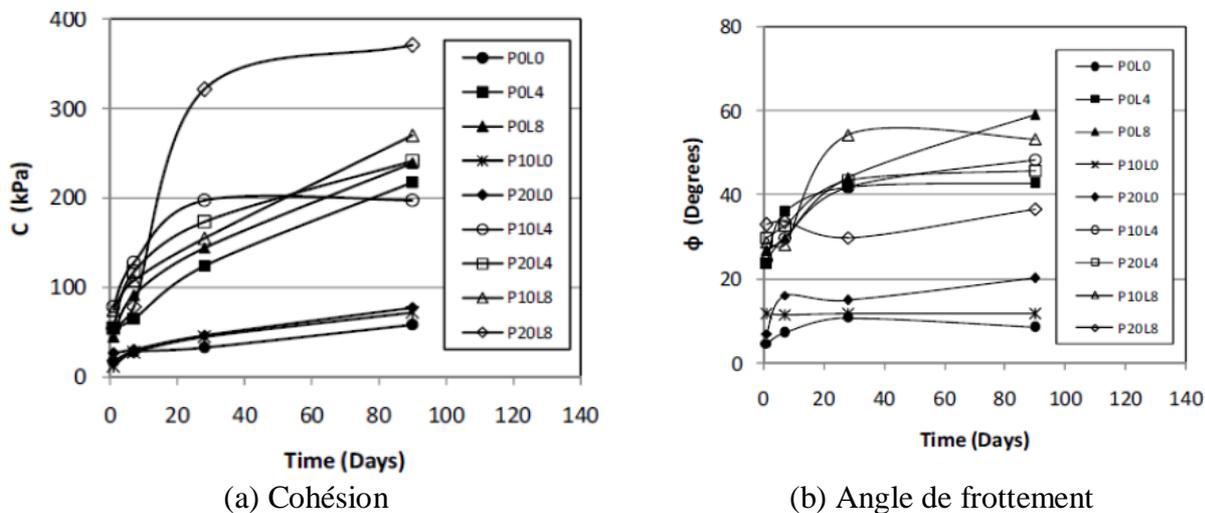


Figure 2.9: Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure

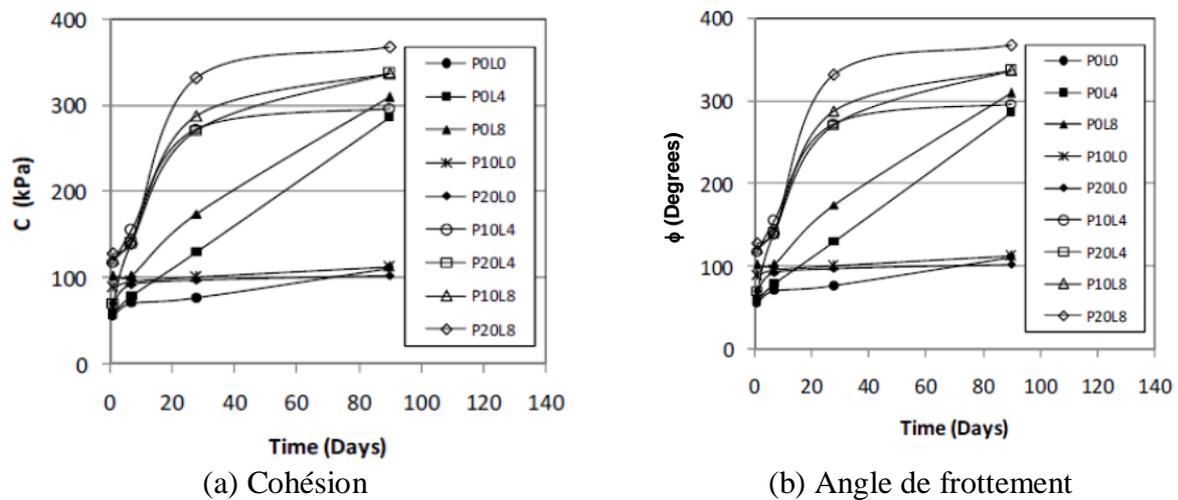


Figure 2.10: Variation des de paramètres cisaillement du sol rouge avec la durée de cure

Mellal et Lamri (2009) ont étudié les variations de la cohésion et de l'angle de frottement avec le pourcentage de la chaux évaluées pour différentes périodes de cure à savoir 7, 14 et 28 jours (Figure 2.11):

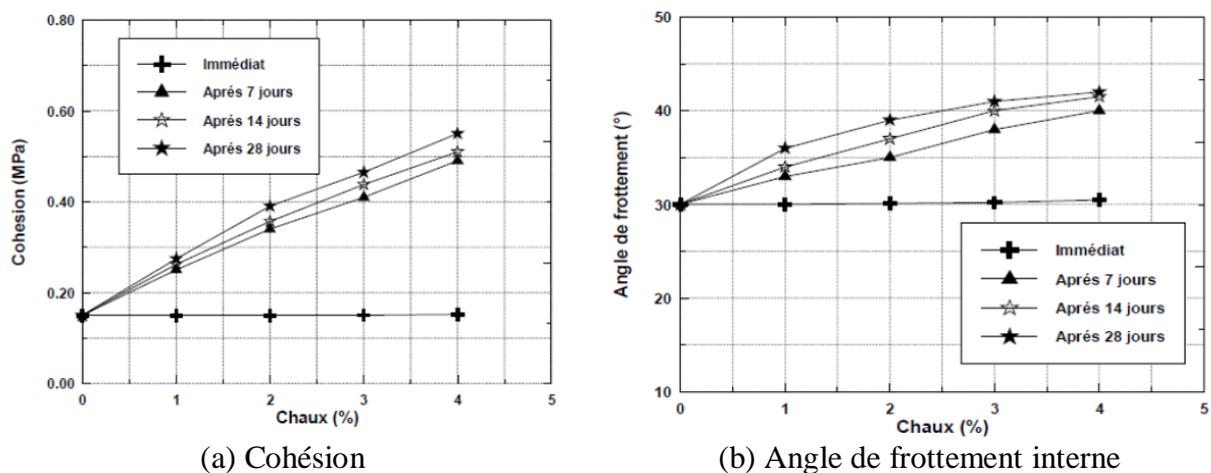


Figure 2.11: Variation des paramètres de cisaillement en fonction du pourcentage de chaux additionné pour différentes durées de cure

On remarque une forte amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges à pou une durée de cure de 28 jours. Une amélioration négligeable est observée pour les essais immédiats.

2.3. Effet du ciment

2.3.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg

Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité. Tous les auteurs s'accordent que l'addition du ciment cause une réduction dans l'indice de plasticité. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs (Degirmenci et al. 2007, Basha et al. 2002).

L'efficacité du ciment portland sur l'amélioration des rejets de charbon sur les limites d'Atterberg est montrée dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4: Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Okagbue et Ochulor 2007)

Ciment%	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité
0	32	21	12
2	37	22	15
6	38	25	13
10	39	29	10

De plus, Osula (1991) a montré que l'addition du ciment a engendré une diminution de l'indice de plasticité (Fig. 2.12).

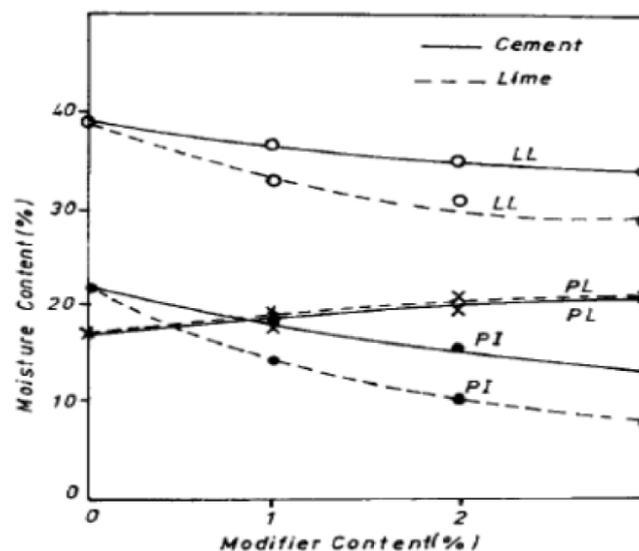


Figure 2.12: Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Osula 1991)

Chew et al. 2004 ont a montré que la limite de plasticité augmente avec le dosage du liant et avec la durée de cure.

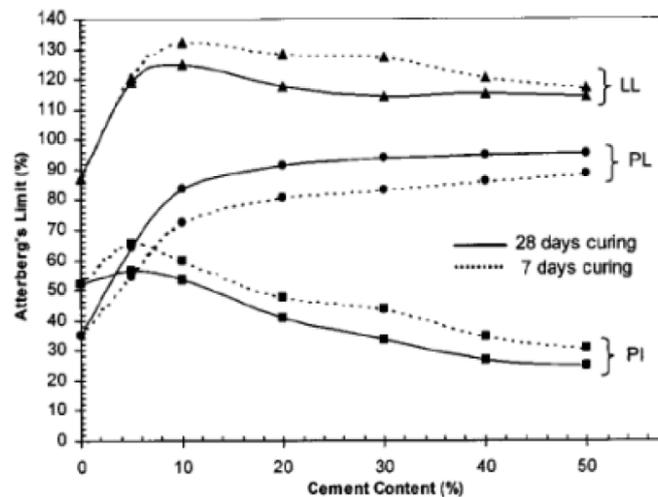
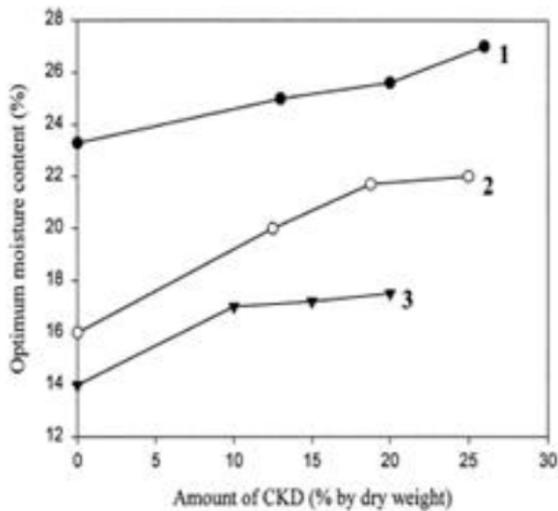


Figure 2.13: Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al. 2004)

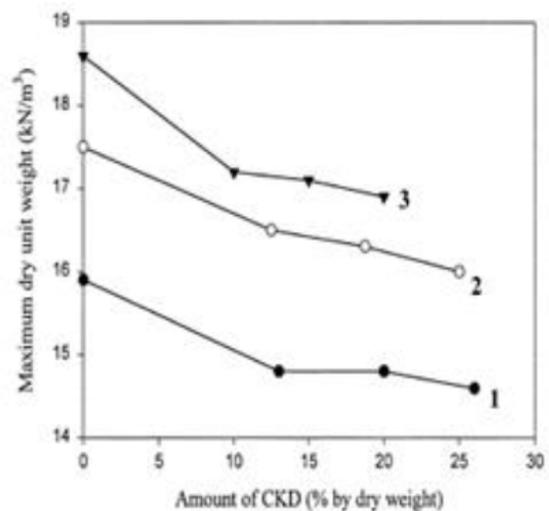
Le comportement inverse est observé pour l'indice de plasticité où on observe une diminution remarquable (Figure 2.13).

2.3.2. Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage

Plusieurs chercheurs (Rahman 1986, Bell 1994, Osula 1996, Gay and Schad 2000, Basha et al. 2003, Sivapullaiah et al. 2003, Basha et al. 2005, Hossain et al. 2006, Hossain et al. 2007, Mu'Azur 2007, Eren and Filiz 2009, Sariosseiri and Muhunthan 2009) se sont penchés sur l'étude de l'effet de l'addition du ciment comme stabilisant aux sols à traiter sur les caractéristiques de compactage de ces sols améliorés. Le même comportement est constaté pour les sols traités à la chaux. Autrement dit, la réduction de la densité sèche maximale est due à la floculation et l'agglomération des particules d'argile tandis que l'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'eau nécessaire pour l'hydratation et pour la réaction pouzzolanique à prendre effet. Miller et Azad (2000) ont observé le même comportement. Les auteurs ont constaté une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche maximale pour différents teneurs du stabilisant (Figure 2.14).



(a) Teneur en eau optimale

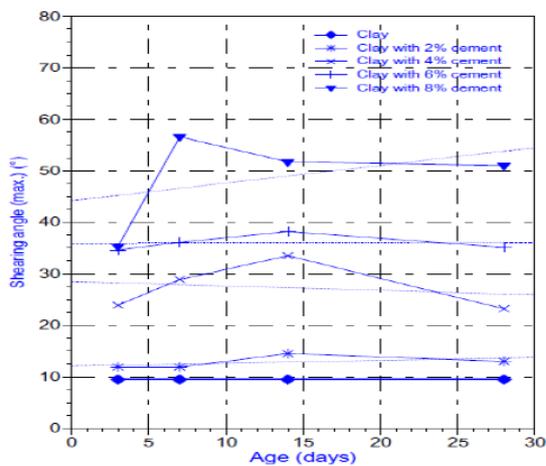


(b) Densité sèche maximale

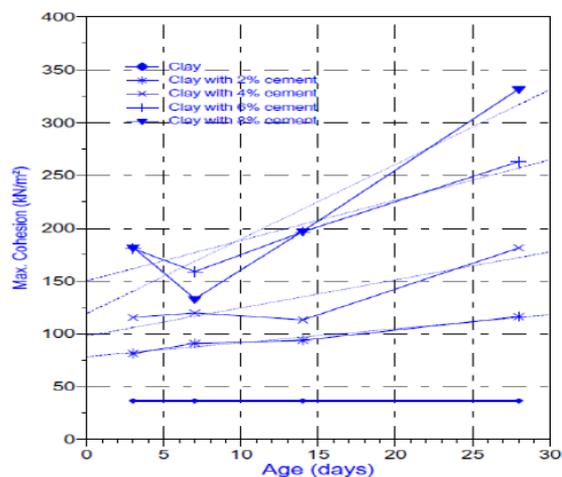
Figure 2.14: Evolution des caractéristiques de compactage (Miller and Azad 2000)

2.3.3. Influence du ciment sur la résistance au cisaillement

Gay et Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure (Figure 2.15).



(a) Variation de l'angle de frottement interne



(b) Variation de cohésion

Figure 2.15: Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement (Gay et Schad 2000)

Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable. Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7.5 fois celle du sol non traité. La figure 2.16 montre qu'il y'a une

augmentation notable de la cohésion non drainée pour différents dosage en ciment et différentes période de cure (Saeed Sasanian 2010).

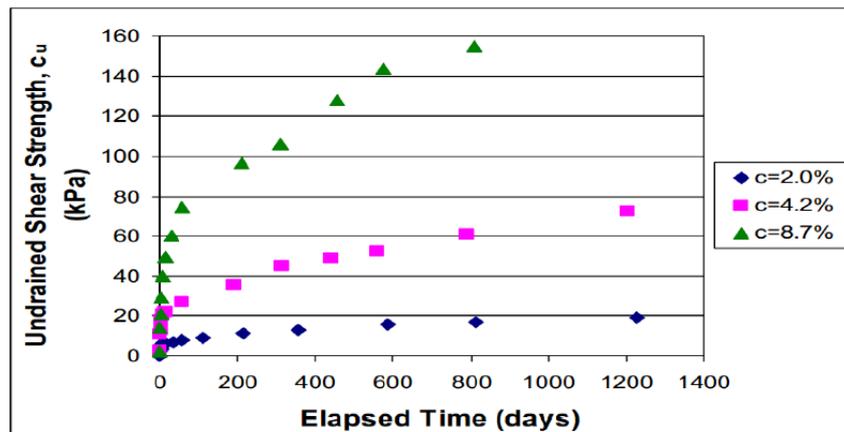


Figure 2.16: Variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure (Saeed Sasanian 2010)

2.4. Effet des ajouts cimentaires

2.4.1. Influence des ajouts cimentaires sur les limites d'Atterberg

Selon Nalbantoglu (2004), les cendres volantes modifient le comportement de plasticité des sols instables. Il s'ensuit une forte réduction de l'indice de plasticité (Figure 2.17).

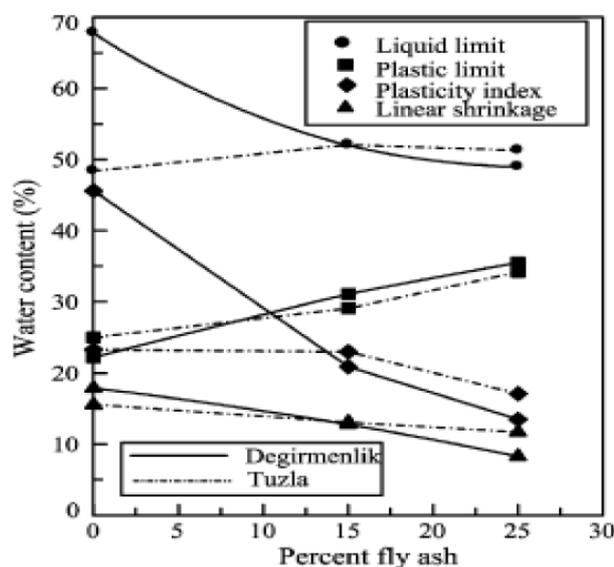


Figure 2.17: Effet des cendres volantes sur la plasticité des sols instables (Nalbantoglu. 2004)

Un comportement similaire est obtenu par Parsons et Kneebone (2005). Ces auteurs ont utilisé trois types de sol et ont remarqué une diminution de l'indice de plasticité de 30% à 12%, de

15% à 9% et de 17% à 9% pour les trois sols respectivement et ceci pour des dosages de 12% et 16% de cendres volantes (Figure 2.18).

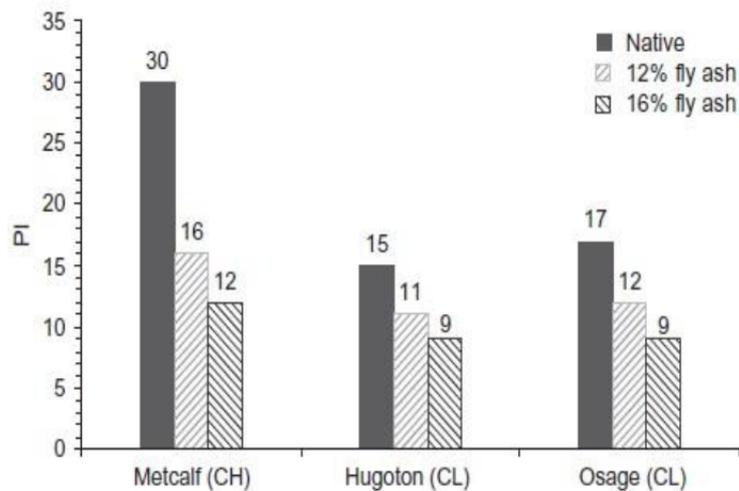


Figure 2.18: Effet des cendres volantes sur la plasticité de trois sols instables (Parsons et Kneebone 2005)

La chaux additionnée aux différents ajouts minéraux semble être des stabilisants satisfaisants quand on les mélange avec les mauvais sols qui nécessitent une stabilisation. Lin et al. (2007) ont observé que la plasticité diminue pour un sol traité à la cendre de vase calcinée combinée à la chaux mais pour une période de cure donnée (Figure 2.19).

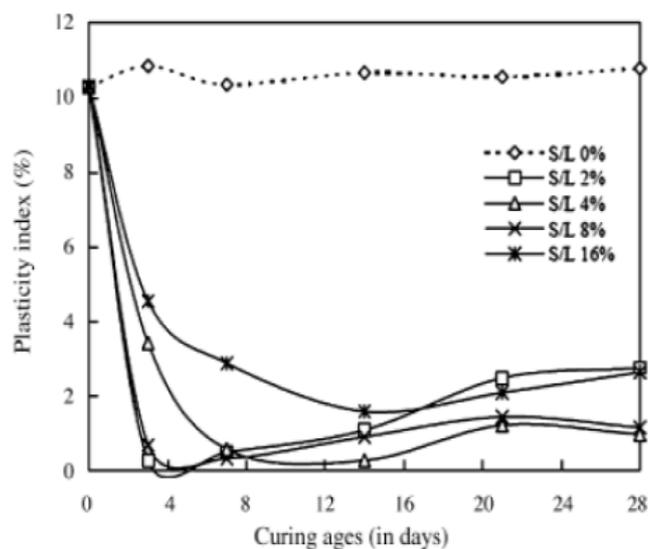


Figure 2.19: Variation de l'indice de plasticité en fonction de la période de cure pour différentes teneurs du rapport vase calcinée/chaux (Lin et al. 2007)

2.4.2. Influence des ajoutes cimentaires sur les caractéristiques du compactage

Les résultats expérimentaux présentés par Prabakar et al. (2004) pour trois sols de différentes classifications montrent bien que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente et ceci lorsque le dosage des cendres volantes augmente (Tableau 2.5).

Tableau 2.5: Effet de la teneur en cendres volantes sur les caractéristiques de compactage (Prabakar et al. 2004).

S.no	% Fly ash	Soil-A		Soil-B		Soil-C	
		γ_d	OMC	γ_d	OMC	γ_d	OMC
1	0	1.71	14.57	1.57	24.81	1.43	30.09
2	9.0	1.58	15.80	1.52	24.80	1.38	29.50
3	20.0	1.57	17.98	1.41	25.20	1.35	29.50
4	28.5	1.44	20.40	1.39	25.76	1.31	30.05
5	35.5	1.39	22.30	1.34	28.30	1.24	31.90
6	41.2	1.36	25.20	1.30	29.80	1.25	33.30
7	46.0	1.34	27.20	1.29	30.20	1.21	234.26
8	100.0	0.94	44.24	-	-	-	-

Un comportement similaire est observé dans les travaux effectués par Koliass et al. (2005) (Figure 2.20).

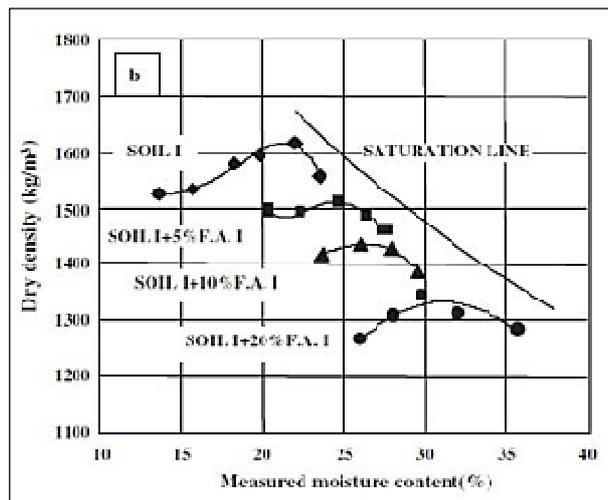


Figure 2.20: Evolution des courbes de compactage (Koliass et al. 2005)

Cependant, Baghdadi (1990) a noté que l'addition de la poussière du ciment provoque une augmentation de la densité sèche maximale (Figure 2.21).

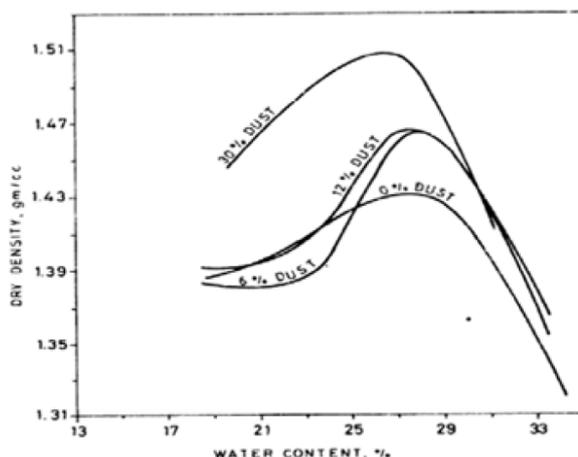


Figure 2.21: Variation des caractéristiques de compactage des mélanges sol-poussière de ciment (Baghdadi 1990)

Cette augmentation est attribuée principalement à la densité élevée des particules de ces ajouts cimentaires par rapport à celle des particules du sol naturel à traiter. Par ailleurs, la combinaison de la chaux avec les différents ajouts cimentaires a fait aussi l'objet de plusieurs travaux de recherche. Lin et al. (2007) ont postulé qu'ils n'ont pas remarqué de changement notable dans l'évolution de la densité sèche et la teneur en eau après addition au sol une cendre de vase calcinée combinée à la chaux (Figure 2.22).

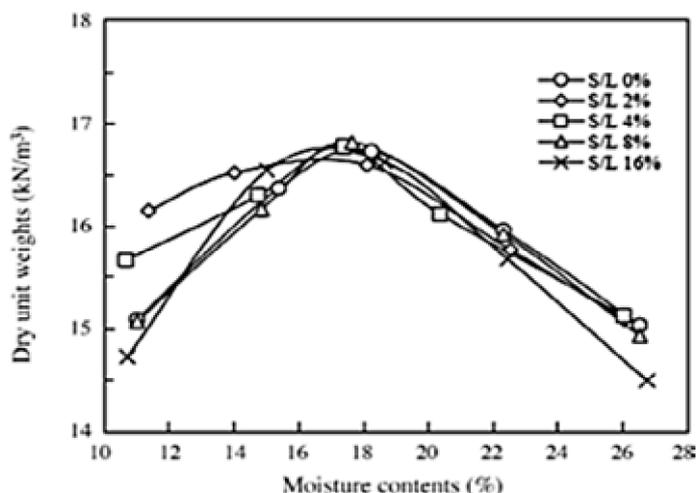
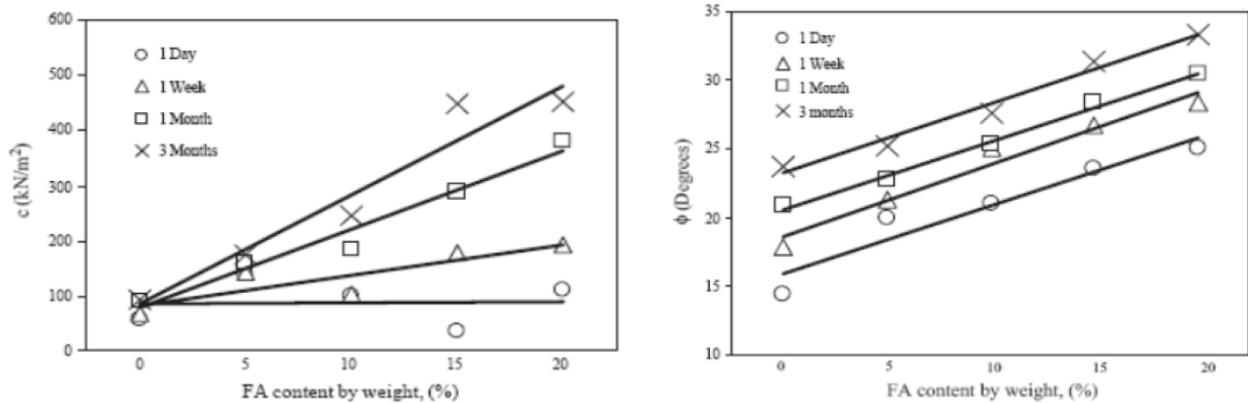


Figure 2.22: Evolution des caractéristiques de compactage des mélanges sol-vase calcinée-chaux (Lin et al. 2007)

2.4.3. Influence des ajouts cimentaires sur la résistance au cisaillement

Sezer et al. (2006) ont montré que les caractéristiques de cisaillement du sol instable traité présentent une grande amélioration prouvant ainsi l'efficacité du traitement aux cendres volantes (Figure 2.23). Ainsi pour une teneur en cendres volantes de 20% et une période de cure de 28 jours, la cohésion est environ 3.8 fois celle du sol non traité. De même, l'angle de frottement interne est environ 0.5 fois celui du sol non traité.



(a) Variation de la cohésion

(b) Variation de l'angle de frottement interne

Figure 2.23: Variation des caractéristiques de cisaillement (Sezer et al. 2006)

D'autre part et selon les travaux de Senol et al. (2006), on remarque que pour les sols A et B il y'a une nette amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour une teneur en cendre volante de 46%, tandis que pour le sol C le comportement inverse est observé pour la cohésion (Tableau 2.6).

Tableau 2.6: Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement (Senol et al. 2006)

S.no	% Fly ash	Cohesion (Kg/cm ²)			Angle of internal friction		
		Soil-A	Soil-B	Soil-C	Soil-A	Soil-B	Soil-C
1	0	0.250	0.185	0.530	30°15'	25°32'	17°10'
2	9.0	0.250	0.280	0.523	31°36'	24°13'	20°26'
3	20.0	0.270	0.300	0.475	33°1'	25°12'	21°58'
4	28.5	0.310	0.300	0.500	35°56'	28°18'	23°15'
5	35.5	0.340	0.330	0.480	34°12'	29°38'	26°17'
6	41.2	0.370	0.370	0.440	32°6'	29°53'	27°22'
7	46.0	0.395	0.380	0.395	28°38'	30°38'	27°56'
8	100.0	-	0.150	-	-	29°21'	-

Lin et al. (2007) ont étudié l'effet de l'addition de la chaux combinée à la cendre de vase calcinée sur la résistance au cisaillement des échantillons de sol traités pour différentes périodes de cure. Une amélioration notable des paramètres de cisaillement est observée (Figure 2.24). Ceci illustre bien l'effet dominant de l'addition des ajouts minéraux combinés à la chaux aux sols à traiter.

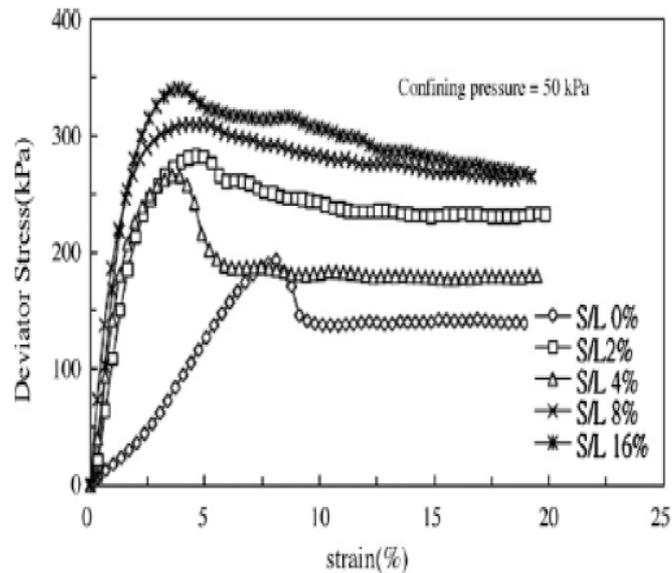


Figure 2.24: Variation du déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux-cendre de vase calcinée (Lin et al. 2007).

2.5. Conclusion

La recherche bibliographique nous a permis à consulter la documentation concernant la thématique du traitement des sols à la chaux, au ciment et aux différents ajouts cimentaires. D'une manière générale ces études concernent des avancées techniques dans le mode de traitement et de stabilisation des sols. Un potentiel économique et environnemental prometteur est observé par les chercheurs pour l'usage de la chaux, du ciment et des ajouts minéraux pour la stabilisation des sols argileux. Parmi les ajouts cimentaires on peut citer les cendres volantes, la fumée de silice, le calcaire, les cendres de gousse de riz, le laitier, la poussière de ciment. Cette analyse bibliographique nous a permis aussi d'étudier la durée de cure et son effet dominant sur les caractéristiques physiques et mécaniques des sols argileux traités aux différents ajouts minéraux.

Chapitre –3–

Etude expérimentale et procédures d'essai

3.1. Introduction

L'étude expérimentale a pour objectif principal l'évaluation des effets des ajouts minéraux tels que la chaux sur les propriétés physiques (limites d'Atterberg) et mécaniques (compactage, cisaillement) des sols fins instables de la région de Tiaret.

Dans ce chapitre, une description détaillée des propriétés physiques des sols naturels ainsi que les caractéristiques des ajouts minéraux utilisés est présentée. De plus, un aperçu sur les essais réalisés ainsi que la préparation des éprouvettes sont présentés. L'étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire des travaux publics l'Ouest (L.T.P.O) unité de Tiaret.

3.2. Matériaux utilisés

A travers la géologie des terrains de la région de Tiaret, des sols peu convenables présentant une faible capacité de portance et une plasticité élevée sont fréquemment rencontrés. De plus, le choix des ajouts minéraux utilisés s'est porté sur leur disponibilité à travers le territoire national.

3.2.1. Sol utilisé

Le sol utilisé dans cette étude a été obtenu à partir d'un site (projet de la raffinerie de Sid El Abed-Sougueur - Tiaret) (Figure 3.1).

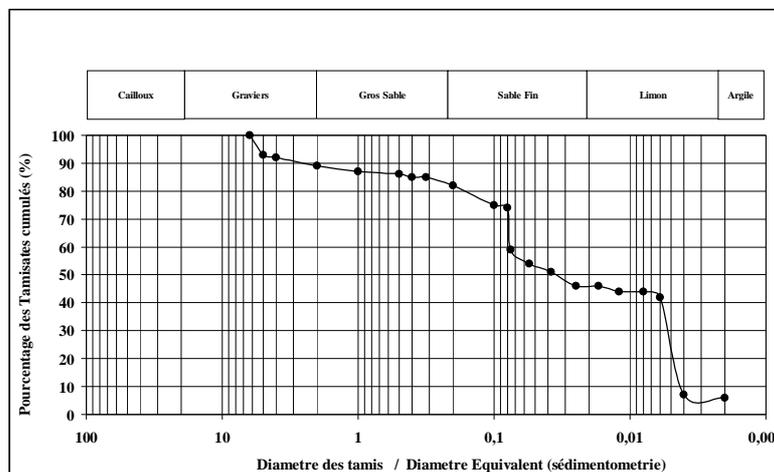


Figure 3.1: Vue du sol étudié

Le sol a été extrait à une profondeur d'environ 3.0 m. Après l'extraction, le sol a été placé dans des sachets en plastique et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation. Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques du sol argileux utilisé ainsi sa courbe granulométrique sont présentés sur le tableau 3.1 et la figure 3.2.

Tableau 3.1: Caractéristiques géotechniques du sol étudié

Caractéristiques de base	
Teneur en eau naturelle w (%)	17.03
Teneur en Matière organique MO (%)	1.96
Densité spécifique (G_s)	2.78
Éléments passant au tamis 80 μm (%)	74
Limite de liquidité w_L (%)	40.00
Limite de plasticité w_P (%)	24.25
Indice de plasticité I_P (%)	15.75
Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	19.50
Poids volumique sec maximal γ_{dmax} (kN/m^3)	16.50

**Figure 3.2:** Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation du sol étudié

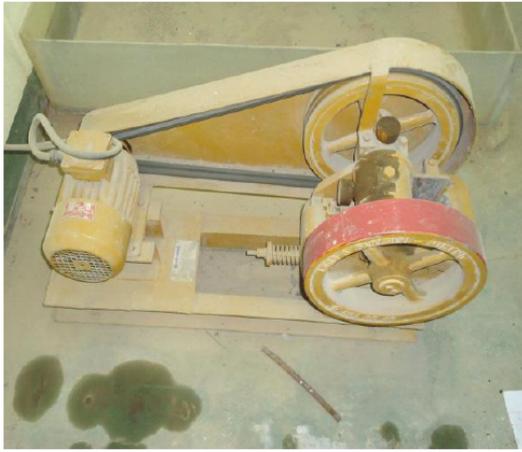
On note particulièrement les pourcentages des passants 10 mm et à 80 μm ainsi que le coefficient d'uniformité:

- Passant à tamis 10 mm = 100% représente D_{max} élément plus gros du sol.
- Passant à tamis 80 μm = 74%.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.03}{0.0015} = 20$$

$C_u = 20 > 15$. Donc il s'agit d'un sol est bien gradué.

Au laboratoire, nous avons procédé au concassage et broyage des échantillons de sol prélevés à l'aide d'un broyeur à disque pour avoir une mouture 0/2 mm (Figure 3.3).



(a) Concasseur



(b) Broyeur à disque

Figure 3.3: Matériel de concassage et broyage

3.2.2. La chaux

La chaux est obtenue par cuisson de roches calcaires dans des fours droits ou rotatifs à une température variable de 900 à 1250°C. On distingue plusieurs natures de chaux, selon la composition chimique de la roche d'origine. La chaux utilisée dans cette étude est une chaux vive produite par la société BMSD-SARL située dans la ville de Saïda (Sud-Ouest du territoire national) (Figure 3.4). Les propriétés physiques et chimiques de cette chaux sont présentées dans le tableau 3.2.

**Figure 3.4:** Chaux vive de Saïda

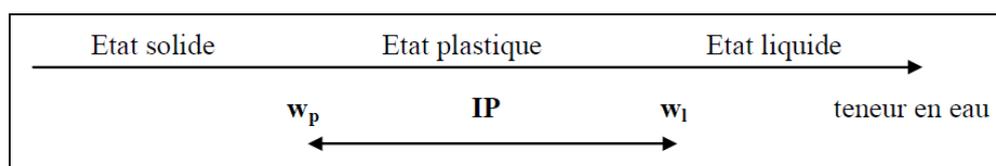
Tableau 3.2: Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida.

Nom chimique	Chaux (%)
Apparence physique	Poudre blanche sèche
CaO	> 83.3
MgO	< 0.5
Fe ₂ O ₃	< 2.00
Al ₂ O ₃	< 1.5
SiO ₂	< 2.5
SO ₃	< 0.5
Na ₂ O	0.4 - 0.5
CO ₂	< 5.00
CaCO ₃	< 10
Densité spécifique	2.00
Plus de 90 µm (%)	< 10
Plus de 630 µm (%)	0.00
Matériau insoluble (%)	< 1.00
Densité apparente (g/l)	600-900

3.3. Déroulement des essais

3.3.1. Détermination des limites d'Atterberg

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores et l'épaisseur des couches d'eau adsorbées qui enrobent ses grains. Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité) et le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité). Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec. La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité (Figure 3.5).

**Figure 3.5:** Domaine plastique

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) ont été déterminées selon la norme ASTM D 4318. Les sols préalablement broyés (mouture 0/2) et séchés à l'air (passant au tamis de 0.4 mm) ont été initialement mélangés à l'état sec avec des quantités prédéterminées de la chaux. Ensuite l'eau distillée a été ajoutée au mélange et pour améliorer la diffusion de l'eau dans le mélange (Figure 3.6).



Figure 3.6: Imbibition des échantillons

De plus, les échantillons sont confectionnés pour différentes périodes de cure à savoir 1, 3, 7 et 28 jours (Figure 3.7).

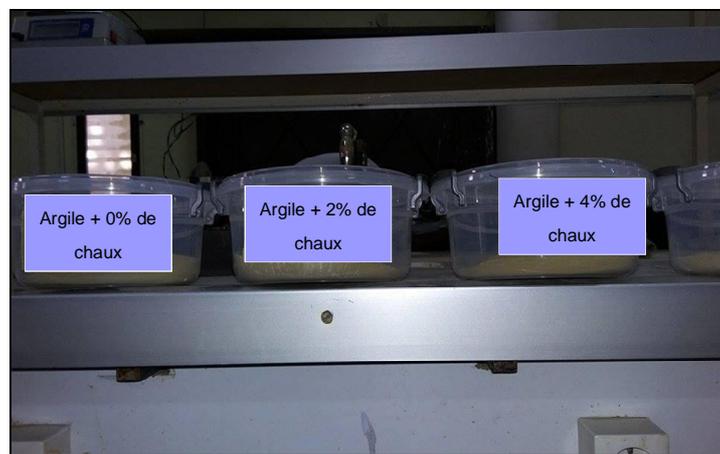


Figure 3.7: Stockage des éprouvettes pour différentes périodes de cure

3.3.1.1. Détermination de la limite de liquidité

La totalité du matériau est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. On reparti dans une coupelle propre et sèche avec la spatule une masse d'environ 250 grammes de pâte. Cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique pas rapport à l'axe vertical de la coupelle. Ensuite, on partage la pâte en deux parties au moyen de l'outil à rainurer (Figure 3.8).



Figure 3.8: Remplissage de la coupelle et réalisation de la rainure

On actionne la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à une cadence de 2 coups pas seconde. On note le nombre N de chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm (Figure 3.9).



Figure 3.9: Fermeture de la rainure

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. L'essai n'est poursuivi que lorsque N est compris entre 15 et 35. Les nombres de chocs de la série d'essais doivent encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur ou égale à 10. Enfin, on prélève dans la coupelle à l'aide d'une spatule, environ 5 gramme de pâte, de chaque coté des lèvres de la rainure pour en déterminer la teneur en eau (dessiccation à l'étuve) (Figure 3.10).



Figure 3.10: Prélèvement pour la mesure de la teneur en eau

La limite de liquidité (w_L) est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 coups. Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (N , w_L) pour au moins quatre couples de valeurs. La limite (w_L) est obtenue pour une valeur de N égale à 25 coups. Elle est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche.

La limite de liquidité est de: $w_L = 40\%$

3.3.1.2. Détermination de la limite de plasticité

On forme une boulette de la pâte préparée auparavant et la rouler sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre (Figure 3.11).



Figure 3.11: Confection du rouleau pour la détermination de la limite de plasticité

La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm. Une fois les fissures apparues, on prélève la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve afin de déterminer sa teneur en eau (Figure 3.12).

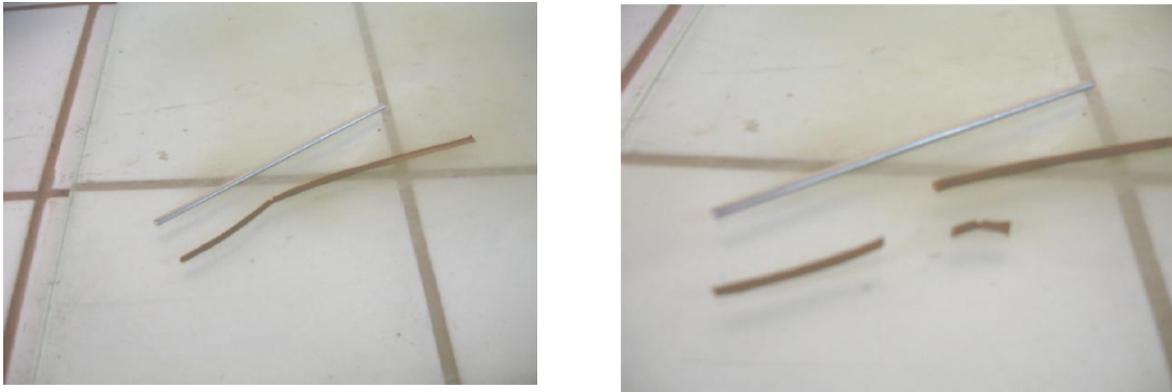


Figure 3.12: Fissuration du rouleau

La limite de plasticité (w_p) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Cette limite de plasticité est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de trois essais. La valeur est exprimée en pourcentage.

La limite de plasticité est de: $w_p = 24.25\%$

3.3.1.3. Détermination de l'indice de plasticité

L'indice de plasticité (I_p) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité: $I_p = w_L - w_p = 40 - 24.25 = 15.75\% > 15\%$. Il s'agit d'une argile très plastique.

3.3.2. Détermination des caractéristiques de compactage

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol dénommées respectivement la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale, sont des caractéristiques très utilisées pour identifier les sols et pour définir les spécifications de compactage qui leurs sont applicables lorsqu'ils sont utilisés dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées. Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol sont déterminées à partir des essais dits: essai Proctor normal (PN) ou essai Proctor modifié (PM). Les deux essais sont identiques dans leur principe, sauf que les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée sont différentes. Le principe de ces essais consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette densité en fonction de la teneur en eau. Les essais de compactage sont réalisés conformément à la norme ASTM D698. Il convient de réduire le sol en une mouture 0/2 mm. L'échantillon sec réduit

est répandu dans un bac, homogénéisé et divisé en six parts aussi semblables que possible. Chacune de ces parts est ensuite humidifiée en introduisant la quantité d'eau voulue, à l'aide d'un pulvérisateur, tout en maintenant le malaxage. Celui-ci peut se faire manuellement ou plus avantageusement à l'aide du malaxeur (Figure 3.13). Les échantillons préparés avec et sans ajouts sont introduits dans des boîtes étanches en les conservant 1 heure avant l'exécution de l'essai de compactage.



Homogénéisation



Humidification



Malaxage

Figure 3.13: Préparation de la prise d'essai

Le choix du type de moule (moule Proctor) et de la nature de l'essai à exécuter (essai Proctor normal) étant choisis, on procède au compactage des éprouvettes humidifiées en respectant les modalités d'exécution des essais Proctor normal (Figure 3.14).

**Figure 3.14:** Compactage des éprouvettes

Après compactage de la dernière couche, on retire la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 cm au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule. L'ensemble du moule avec le matériau sera pesé (Figure 3.15).



Retirement de la rehausse Arasement de l'éprouvette

Figure 3.15: Séquence des étapes post-compaction

On procède au démoulage de l'éprouvette et on extrait un échantillon représentatif pour la détermination de la teneur en eau. Ces opérations sont répétées sur chacune des six parts de matériau préhumidifié. Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer la teneur en eau, le poids volumique humide et le poids volumique du sol sec en tenant compte du volume réel du moule utilisé. Les valeurs des masses volumiques du sol sec et des teneurs en eau correspondantes sont portées sur un graphe. On trace ensuite la courbe d'ajustement des points expérimentaux. Cette courbe présente une valeur maximale. Cette dernière est un couple de valeurs dénommées respectivement poids volumique sec maximal et teneur en eau optimale Proctor normal (PN).

La figure 3.17, présente la courbe de compactage Proctor normal de l'argile étudiée sans traitement avec la chaux (0% de chaux). La teneur en eau optimale et la le poids volumique maximal sont respectivement:

$$w_{\text{opt}} = 19.50\%$$

$$\gamma_{\text{dmax}} = 16.50 \text{ kN/m}^3$$

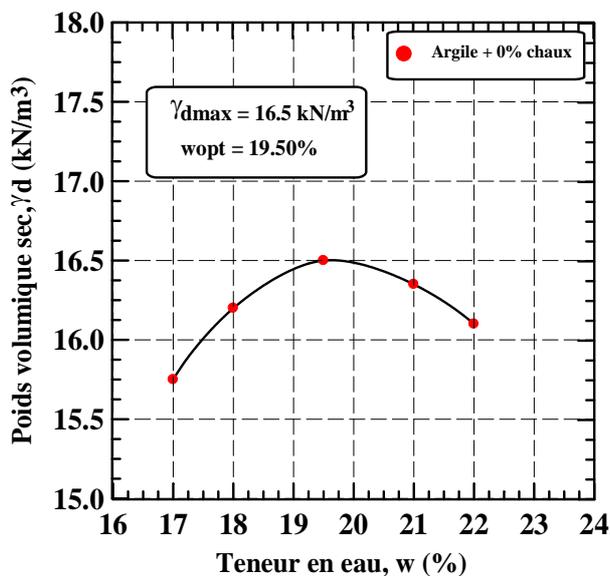


Figure 3.16: Courbe de compactage Proctor

3.3.3. Détermination des caractéristiques de la résistance au cisaillement

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrages de soutènement, remblais, talus...) il devient nécessaire de connaître la résistance au cisaillement du sol définie comme étant la contrainte de cisaillement au moment de la rupture. A partir des valeurs de résistance au cisaillement on peut ainsi définir les caractéristiques mécaniques du sol c'est-à-dire la cohésion et l'angle de frottement interne.

Les essais de cisaillement direct à la boîte ont été effectués selon les normes ASTM D3080 et ASTM D6528. On distingue trois types d'essais suivant qu'il y a drainage ou non, consolidation ou non, à savoir: essai UU (non consolidé non drainé), essai CU (consolidé non drainé), essai CD (consolidé drainé). Les quantités de matériaux nécessaires pour la confection des éprouvettes sont séchées, broyées et réduites à des moutures 0/2. Après cela, on ajoute des ajouts minéraux (la chaux) en quantités bien calculées par poids sec du sol (Figure 3.17). Ces quantités sont ensuite malaxées avec des teneurs en eau optimales pour produire les conditions de densités désirées (densité sèche maximale).



Figure 3.17: Préparation des matériaux

Après solidarisation des deux demi-boîtes et après avoir mis en place une plaque pleine dans le fond de la demi-boîte inférieure, le matériau est compacté statiquement (presse) et mis directement dans la boîte qui servira au cisaillement (Figure 3.18).



Compactage partiel manuel



Compactage final à la presse

Figure 3.18: Préparation des éprouvettes

La masse de sol à introduire dans la boîte est déterminée pour obtenir, après compactage, une éprouvette de masse volumique choisie et pour que le plan de cisaillement se trouve sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette. L'échantillon de sol est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée (Figure 3.19).



Figure 3.19: Mise en place de l'éprouvette

L'essai non consolidé non drainé non saturé (UU) comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de même vitesse mais soumises à des contraintes verticales différentes (100, 150 et 200 kPa). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante (1mm/min). La force de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique en contact avec la demi-boîte supérieure. L'échantillon a subi donc un cisaillement direct suivant un plan horizontal (Figure 3.20). Tous les essais ont été réalisés à une vitesse de déplacement constante de 1.00 mm/min. La contrainte de cisaillement est mesurée en fonction du déplacement horizontal jusqu'à une valeur moyenne de déplacement de 5 mm.



Figure 3.20: Déroulement de l'essai

Les lectures de tous les comparateurs sont effectuées simultanément à chaque augmentation du déplacement horizontal relatif des deux demi-boîtes. Pour l'ensemble des éprouvettes, on calcule les contraintes tangentielles qui seront représentées dans un même graphique par des couples de points (τ , σ_n). On détermine par un ajustement linéaire l'équation de la droite correspondant au critère de rupture. Après cela, on obtient les paramètres de résistance au cisaillement rectiligne: la cohésion (c) et l'angle de frottement (ϕ).

3.4. Combinaisons des échantillons étudiées

Les éprouvettes étudiées sont confectionnées à partir des différentes formulations de combinaisons argile-chaux et sont données dans le tableau 3.3

Tableau 3.3: Formulation des éprouvettes étudiées

Désignation	Argile (%)	Chaux (%)
Argile + 0% de chaux	100	0
Argile + 2% de chaux	98	2
Argile + 4% de chaux	96	4
Argile + 6% de chaux	94	6
Argile + 8% de chaux	92	8
Argile + 10% de chaux	90	10

3.5. Programme expérimental

Tous les essais ont été réalisés suivant l'organigramme de la figure 3.21.

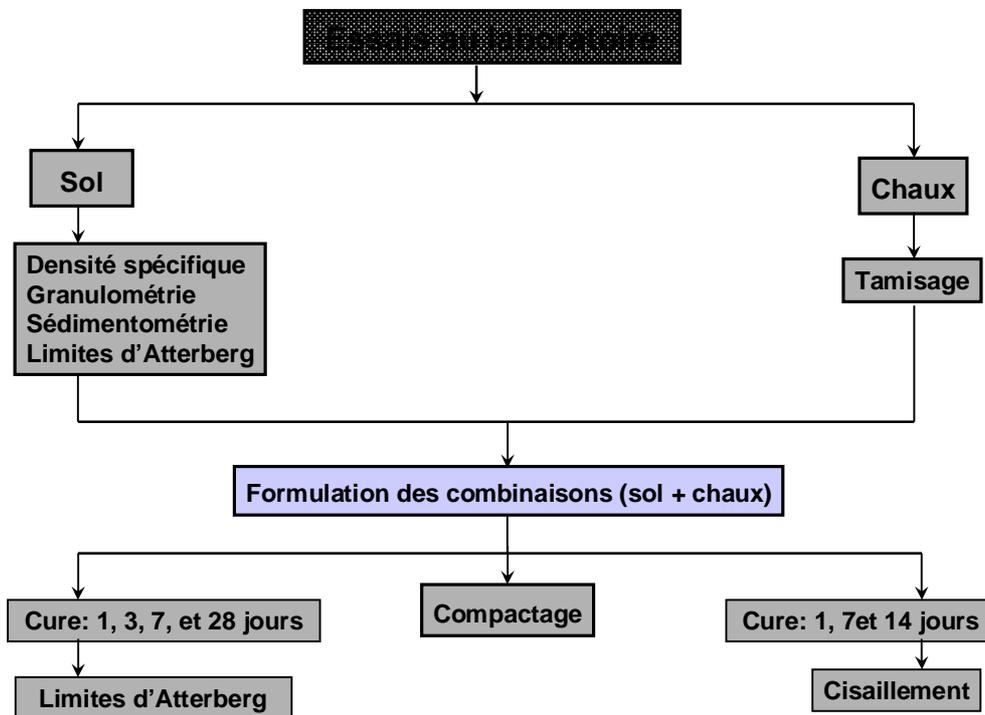


Figure 3.21: Organigramme des essais effectués au laboratoire

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les caractéristiques des deux matériaux à savoir l'argile étudiée et le matériau de traitement qui la chaux vive de Saida. L'appareillage utilisé pour la caractérisation des matériaux étudiés et pour l'étude du comportement des mélanges argile + chaux.

Ce dispositif est fondé sur l'utilisation de l'essai Proctor, les limites d'Atterberg et la boîte de cisaillement direct communément appelée boîte de Casagrande. Le mode opératoire suivi a été élaboré. Il permet de confectionner des échantillons (argile + chaux) et de réaliser des essais de bonne qualité. Dans le chapitre suivant nous allons étudier le comportement de ce matériau en mettant l'accent sur l'influence de quelques paramètres (teneur en chaux et la durée de cure) à l'aide des essais effectués en laboratoire.

Chapitre – 4 –

Présentation et interprétation des résultats

4.1. Introduction

Le traitement des sols est une technique très ancienne dont l'application tant au niveau des travaux de terrassement qu'au niveau de la réfection des routes ainsi que les pistes d'accès connaît actuellement un essor très important au niveau international. Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est dû principalement au manque des gisements naturels de matériaux de bonne qualité, le s Evolution de l'angle de frottement interne du sol après 28 jours de cure ouci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes en optimisant leur utilisation et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme et la valorisation des matériaux de substitution et des transports.

Ce chapitre examine l'effet de la chaux et de la durée de cure sur certains paramètres physiques et mécaniques des sols argileux traités par la chaux telles que les limites d'Atterberg, le compactage et la résistance au cisaillement.

4.2. Limites d'Atterberg

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité du sol fin argileux amélioré par la chaux pour les différentes périodes de cure sont présentés dans le tableau 4.1 et 4.2.

Tableau 4.1: Résultats d'essais des limites d'Atterberg sans cure (Essai témoin)

Désignation	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)
Argile + 0% de chaux	40.00	24.25	15.75
Argile + 2% de chaux	41.50	28.70	13.80
Argile + 4% de chaux	42.10	31.15	10.95
Argile + 6% de chaux	43.25	33.40	9.85
Argile + 8% de chaux	44.70	36.70	8.00
Argile + 10% de chaux	47.80	40.75	7.05

Tableau 4.2: Résultats d'essais des limites d'Atterberg

Désignation	Limites d'Atterberg											
	1jour			3jours			7jours			14 jours		
	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)
Argile + 0% de chaux	41.00	26.19	14.81	42.00	28.26	13.74	43.20	29.98	13.22	44.23	31.76	12.47
Argile + 2% de chaux	42.60	30.85	11.75	43.00	32.75	10.25	43.90	34.91	8.99	45.40	37.11	8.29
Argile + 4% de chaux	43.20	33.18	10.02	44.40	35.52	9.02	46.00	37.82	8.18	47.82	40.64	7.18
Argile + 6% de chaux	44.30	36.64	7.66	45.50	38.83	7.56	47.26	40.63	6.63	49.45	43.73	5.72
Argile + 8% de chaux	45.90	39.25	6.65	47.20	41.20	6.26	48.70	43.58	5.12	51.20	46.70	4.50
Argile + 10% de chaux	49.00	42.75	6.25	49.36	44.23	6.00	50.30	45.23	5.07	52.50	48.84	3.66

La limite de liquidité (w_L) est la teneur en eau du sol qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. La limite de liquidité du sol naturel est de 40.00%. Par ailleurs, la limite de plasticité (w_P) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Elle est calculée sur la base de la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de 03 essais. La limite de plasticité du sol naturel est de 24.25%. Enfin, l'indice de plasticité est calculé à partir de la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. Pour le sol naturel, l'indice de plasticité est évalué à 15.75%.

4.2.1. Variation de la limite de liquidité

La figure 4.1 montre la variation de la limite de liquidité en fonction de la chaux pour les différentes périodes de cure. L'addition de la chaux fait augmenter la limite de liquidité des échantillons du sol argileux stabilisé. Ceci est en parfaite concordance avec d'autres résultats de travaux de recherche antérieurs effectués par différents chercheurs (Ola 1977, Rahman 1986, Ousla 1991, Afès et Didier 1999). Cette augmentation de la limite de liquidité est attribuée à la réaction de la chaux avec les particules du sol argileux ce qui se traduit par la formation d'agents de cimentation liant ainsi les particules du sol entre elles, c'est la réaction de modification. En général on a remarqué que la limite de liquidité augmente avec la durée de cure, cela est dû à l'activité de la chaux à long terme. Par exemple, pour une teneur de la chaux de 8% pour différentes périodes de cure (1jour, 3jours, 7jours et 14jours) les limites de liquidité sont de 45.90%, 47.20%, 48.70% et 51.20% respectivement. Des tendances semblables de ce comportement ont été rapportées par plusieurs chercheurs (Sakr et al. 2007, Afès et Didier 1999).

Attoh okine (1995) et Svapullaiah et al. (2003) stipulent que l'augmentation de la limite de liquidité se produit pour les sols argileux kaolinitiques tandis que la diminution de la limite de liquidité se produit pour les sols argileux montmorillonitiques.

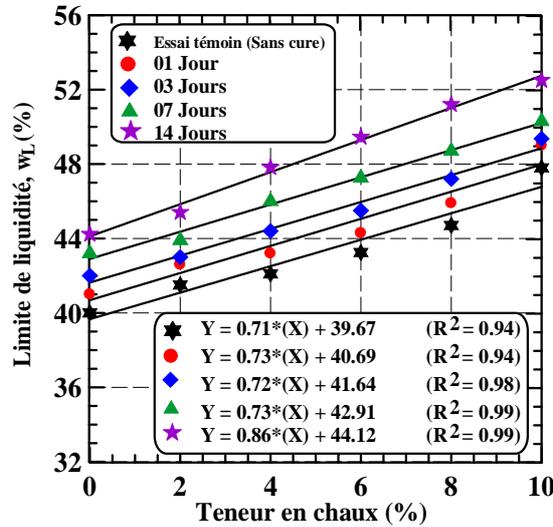


Figure 4.1: Effet de la durée de cure sur la limite de liquidité

4.2.2. Variation de la limite de plasticité

La variation de la limite de plasticité en fonction de la chaux pour les différentes périodes de cure est montrée sur la figure 4.2. Comme indiqué, la limite de plasticité a augmenté avec l'augmentation de la période de cure et la teneur de la chaux. Par exemple pour une teneur de la chaux de 6% et sol argileux pour les différentes périodes de cure (1jour, 3jours, 7jours et 14jours) les limites de plasticité sont de 36.64%, 38.83%, 40.63% et 43.73% respectivement. Le même comportement est observé par Sakr et al. (2007) et Afés et Didier (1999). L'augmentation de la limite de plasticité est due à la floculation des particules du sol (Goswai et al. 2005).

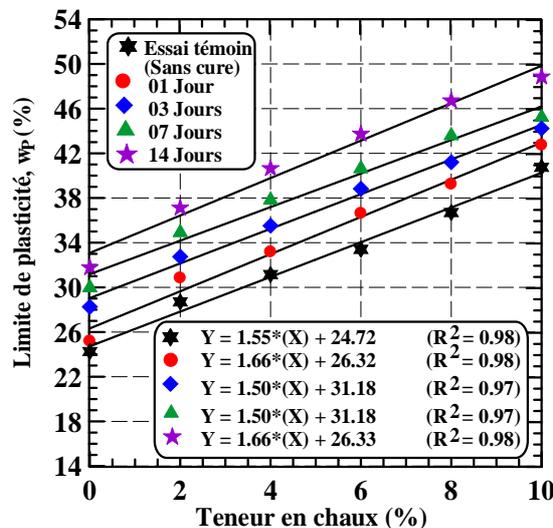


Figure 4.2: Effet de la durée de cure sur la limite de plasticité

4.2.3. Variation de l'indice de plasticité

La variation de l'indice de plasticité du sol fin traité avec la chaux pour les différentes périodes de cure est présentée sur la figure 4.3. La diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration dans la maniabilité du sol. Comme indiqué sur la figure 4.3, le sol fin a montré une diminution de l'indice de plasticité après l'augmentation de la période de cure et l'addition de la chaux.

Plusieurs chercheurs ont montré la même tendance dans leurs travaux de recherche (Attoh Okine 1995, Bagherpour et al. 2003, Sivapullaiah et al. 2003, Celal et Gokceglu 2004, Ansary et al. 2006, Bozbey et al. 2010).

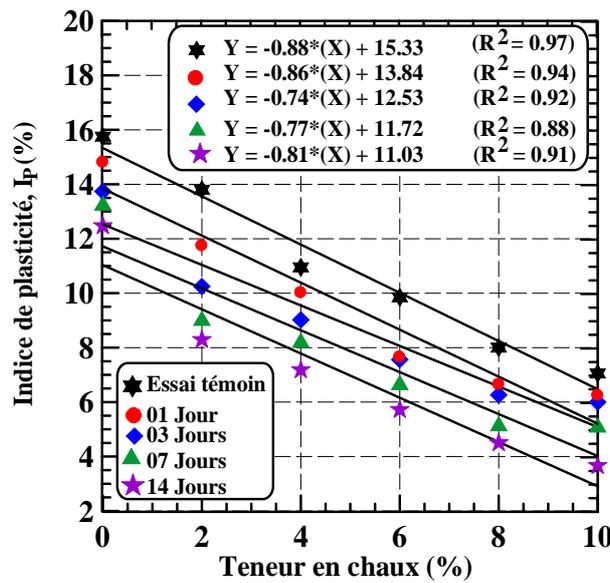


Figure 4.3: Effet de la durée de cure sur l'indice de plasticité

4.3. Variation des caractéristiques de compactage

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor standard sont présentés dans le tableau 4.3. Ces résultats concernent le sol argileux traité avec la chaux.

Tableau 4.3: Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en chaux

	Caractéristiques	du compactage
Désignation	Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	Poids volumique sec maximal γ_{dmax} (kN/m³)
Argile + 0% de chaux	19.50	16.50
Argile + 2% de chaux	21.70	15.00
Argile + 4% de chaux	24.00	14.30
Argile + 6% de chaux	25.00	14.20
Argile + 8% de chaux	24.90	14.00
Argile + 10% de chaux	24.80	13.90

La figure 4.4 montre l'effet de la chaux, sur les caractéristiques de compactage (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) du sol argileux traité.

En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue (figure 4.5a) et la teneur en eau optimale augmente (figure 4.5b). Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Ola 1977, Rahman 1986, George et al. 1992, Bell 1996, Gay et al. 2000, Sivapullaiah et al. 2003, Hossain et al. 2007, Kavak et al. 2007, Manasseh et al. 2008, Bozbey et al. 2010, Solanki et al. 2009, Harichane et al. 2011). L'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes:

1. la chaux entraîne l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces (structure plus ouverte);
2. la densité spécifique de la chaux est généralement faible que celle des sols naturels testés. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due aux réactions pozzolaniques entre les particules d'argile et la chaux dans les sols, vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau à long terme.

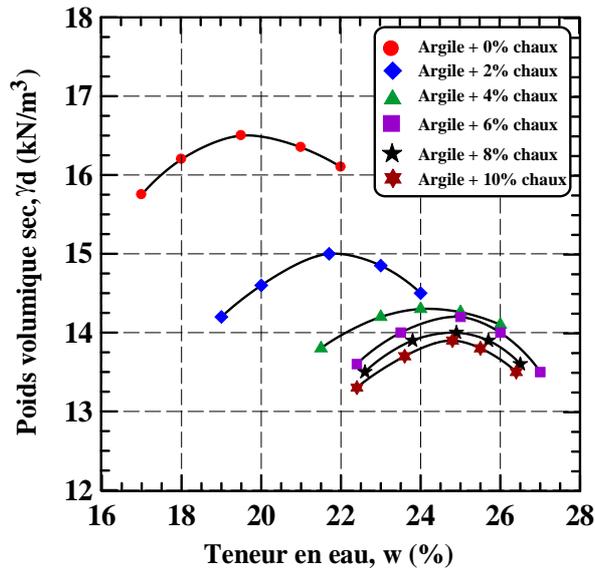


Figure 4.4: Variation des caractéristiques de compactage du sol argileux

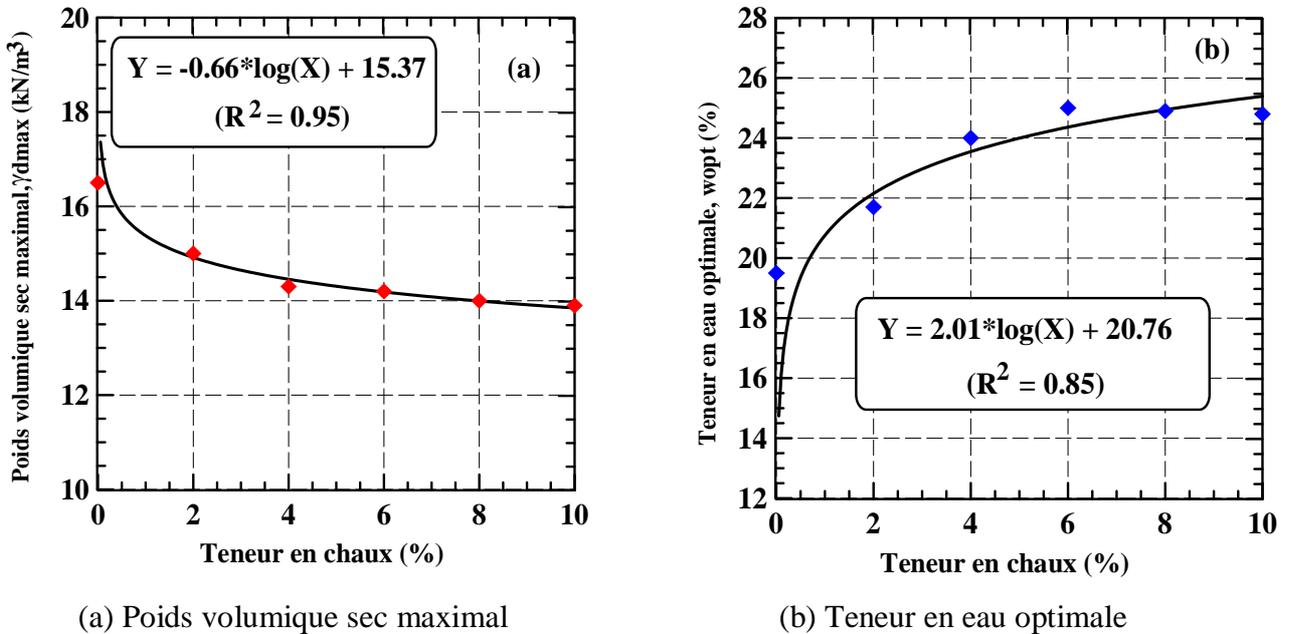


Figure 4.5: Variation des caractéristiques de compactage du sol argileux

4.4. Influence de la contrainte normale initiale appliquée

4.4.1. Essais effectués sans cure (Essai témoin)

a. Argile non traitée (0% de chaux)

La figure 4.6 représente les résultats des essais effectués sur l'argile non traitée (0% de chaux) pour différentes contraintes normales initiales. On constate d'après la figure 4.6a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale ($\tau_{max} = 35.25, 73.24, 150.10$ kPa). La figure V.1b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \phi + c$.

Où:

τ : Contrainte de cisaillement maximale;

σ_n : Contrainte normale;

ϕ : Angle de frottement interne et c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

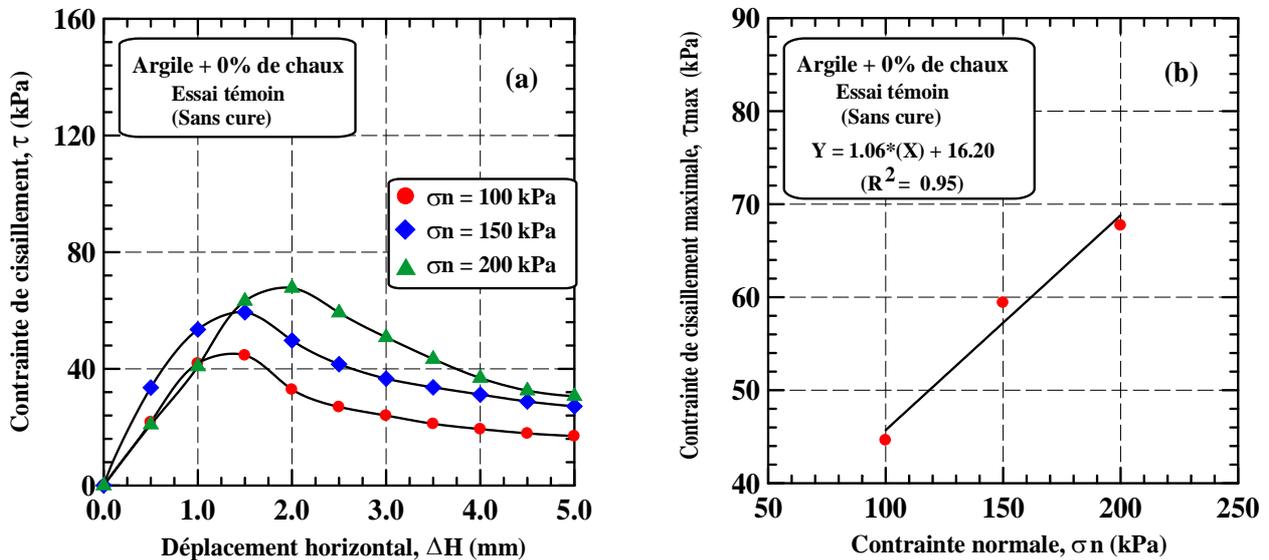


Figure 4.6: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

b. Argile traitée par 2% de chaux

La figure 4.7a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 2% de chaux pour différentes contraintes normales initiales. On remarque un comportement similaire à celui de l'argile non traitée, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile non traitée ($\tau_{max} = 37.98, 77.88$ et 155.75 kPa contre $35.25, 73.24$ et 150.10 kPa pour l'argile non traitée). La figure 4.7b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate aussi que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

Où:

τ : Contrainte de cisaillement maximale;

σ_n : Contrainte normale;

ϕ : Angle de frottement interne;

c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

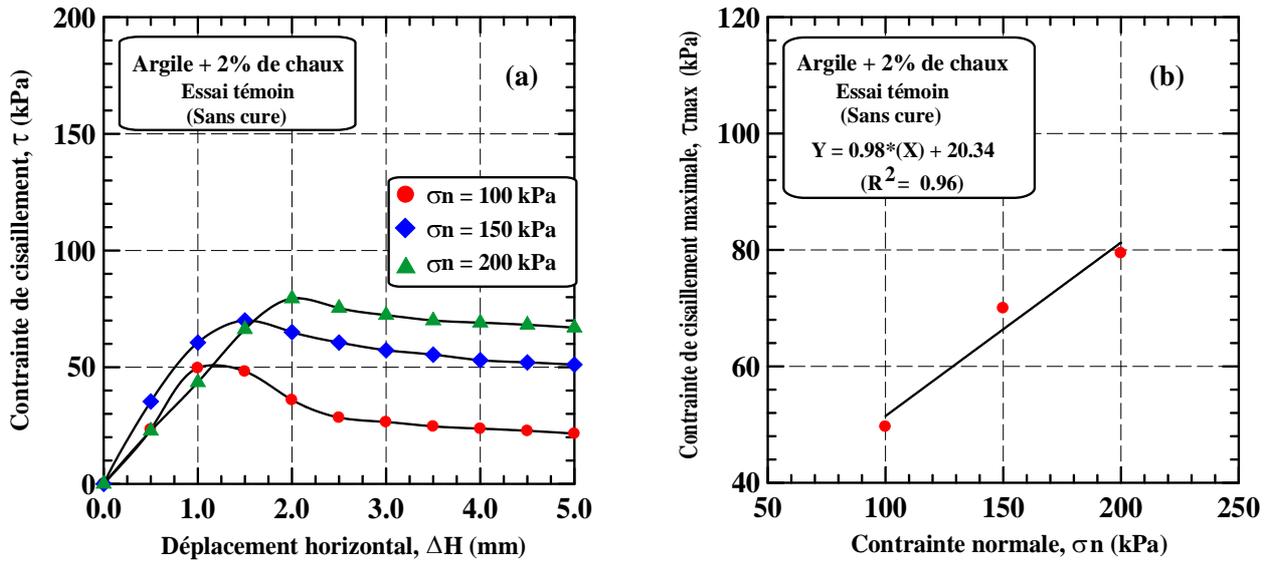


Figure 4.7: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

c. Argile traitée par 4% de chaux

La figure 4.8a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 4% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 39.72, 82.75$ et 163.47 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 2% de chaux. La figure 4.8b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

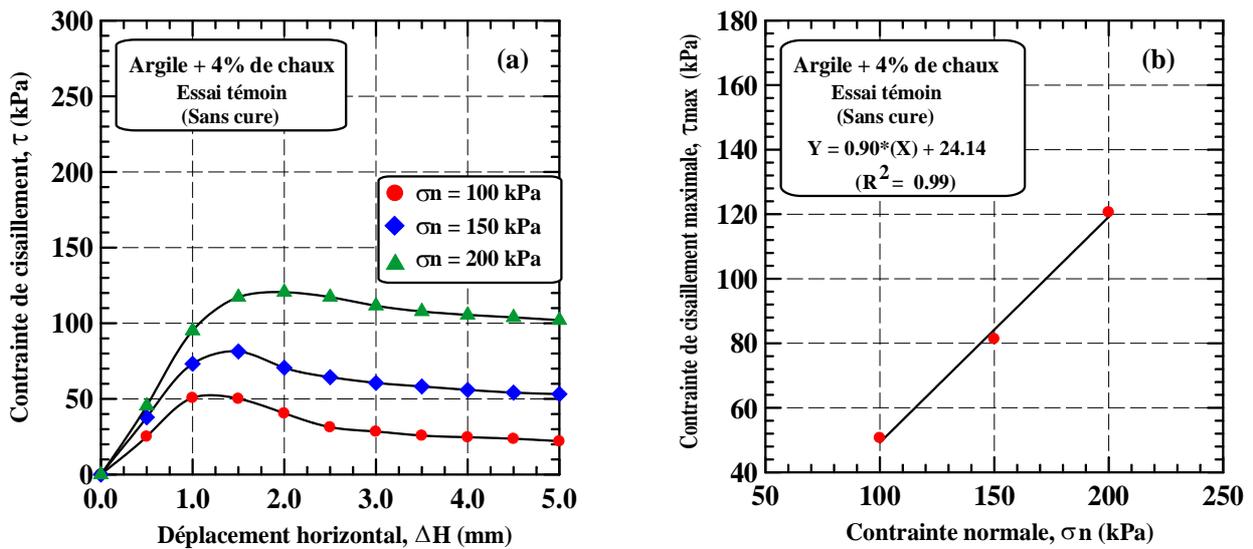


Figure 4.8: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

d. Argile traitée par 6% de chaux

La figure 4.9a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 6% de chaux pour différentes contraintes normales. On remarque une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{\max} = 42.85, 85.55$ et 171.83 kPa), cela est dû à l'effet de l'ajout de la chaux (un mélange avec l'argile). La figure 4.9b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

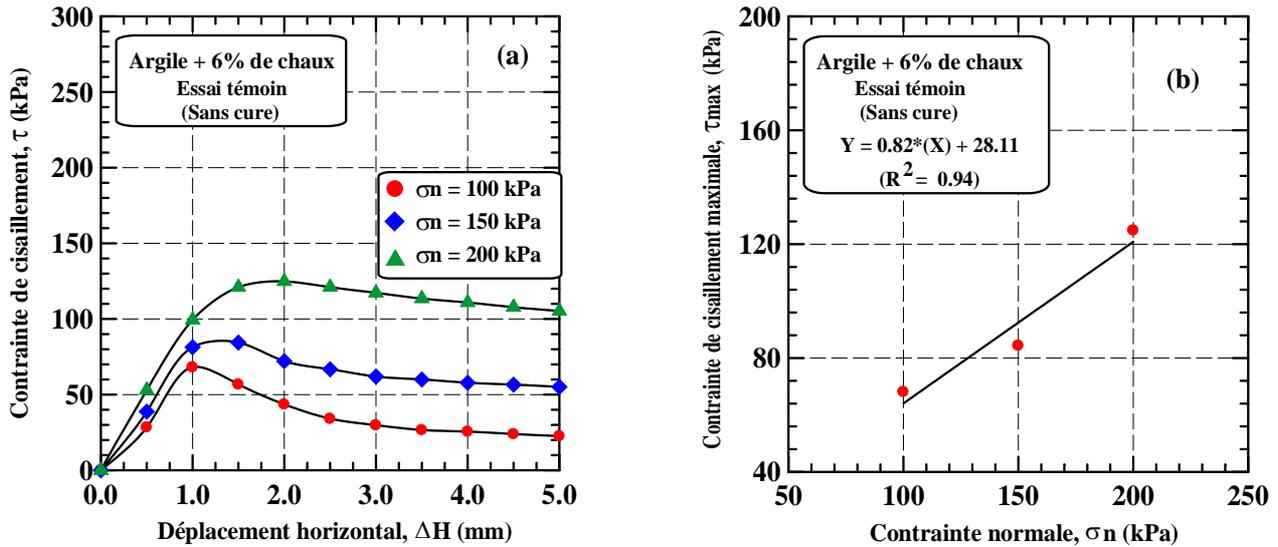


Figure 4.9: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure

(6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

e. Argile traitée par 8% de chaux

La figure 4.10a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 8% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{\max} = 39.72, 82.75$ et 163.47 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 6% de chaux. La figure 4.10b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

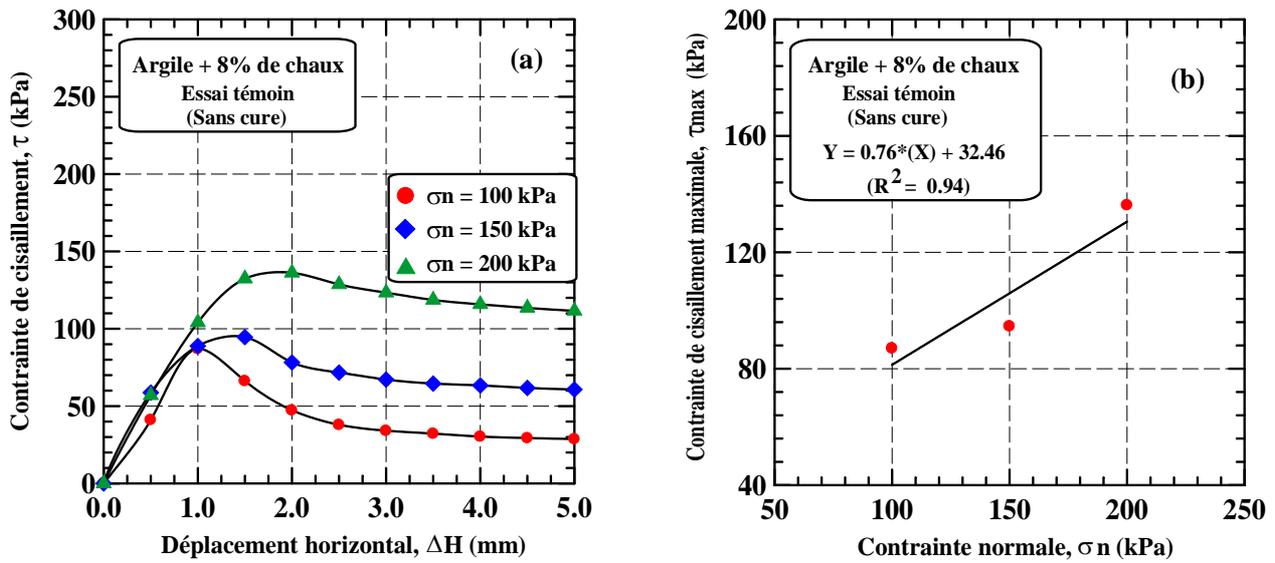


Figure 4.10: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure (8% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

f. Argile traitée par 10% de chaux

La figure 4.11a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 10% de chaux. Les résultats portés dans cette figure permettent en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement pour les trois contraintes normales appliquées ($\tau_{max} = 41.35, 83.58$ et 168.65 kPa). La figure 4.11b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

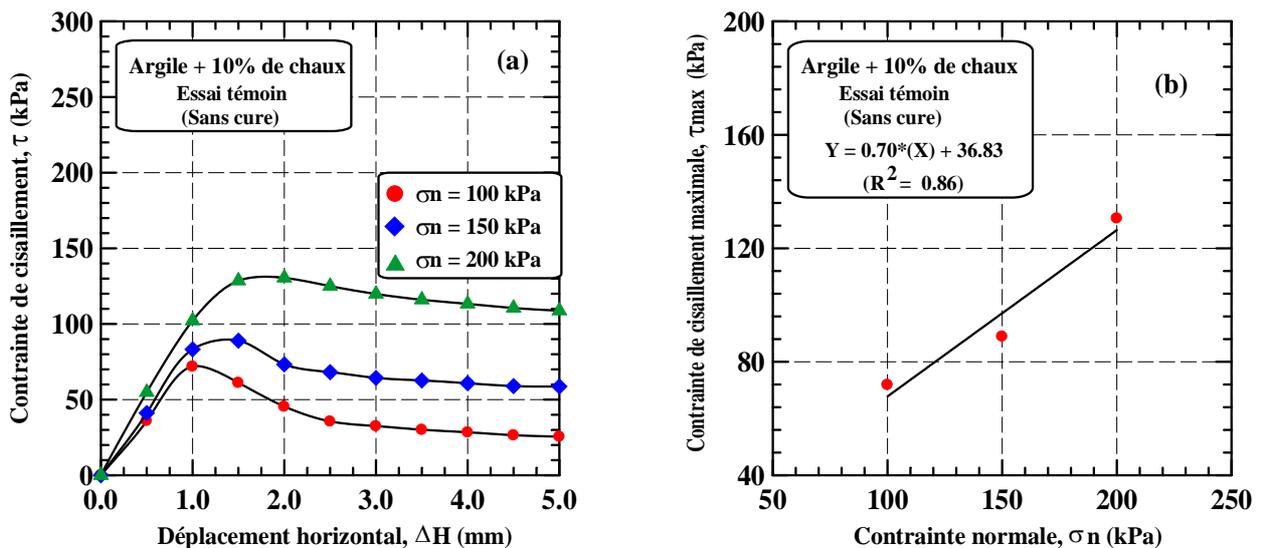


Figure 4.11: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol sans cure (10% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

4.4.2. Essais effectués après 01 jour de cure

a. Argile non traitée (0% de chaux)

La figure 4.12 représente les résultats des essais effectués sur l'argile non traitée (0% de chaux) pour différentes contraintes normales initiales. On constate d'après la figure 4.12a et 4.12b que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{\max} = 51.17, 95.65$ et 175.15 kPa).

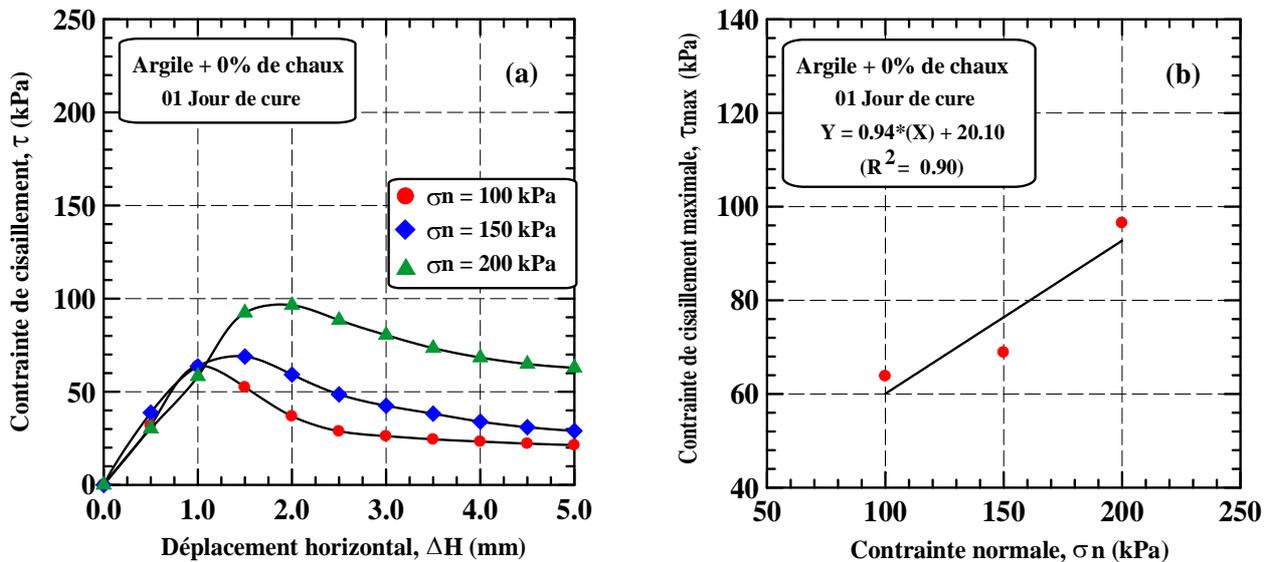


Figure 4.12: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

b. Argile traitée par 2% de chaux

La figure 4.13a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 2% de chaux pour différentes contraintes normales. On remarque un comportement similaire à celui de l'argile non traitée, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale initiale, avec la différence que cette augmentation est supérieure à l'argile non traitée par la chaux ($\tau_{\max} = 53.56, 99.85$ et 180.24 kPa contre $51.17, 95.65$ et 175.15 kPa pour l'argile non traitée) avec une augmentation de la cohésion (figure 4.13b).

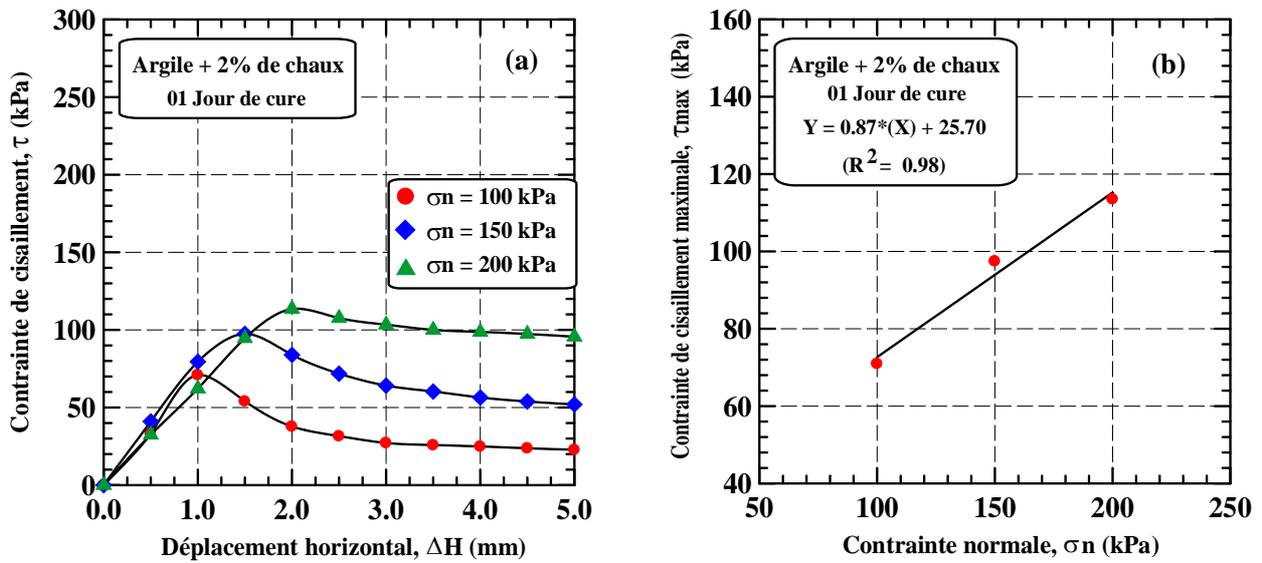


Figure 4.13: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

c. Argile traitée par 4% de chaux

La figure 4.14a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 4% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 39.72, 82.75$ et 163.47 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 2% de chaux. La figure 4.14b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

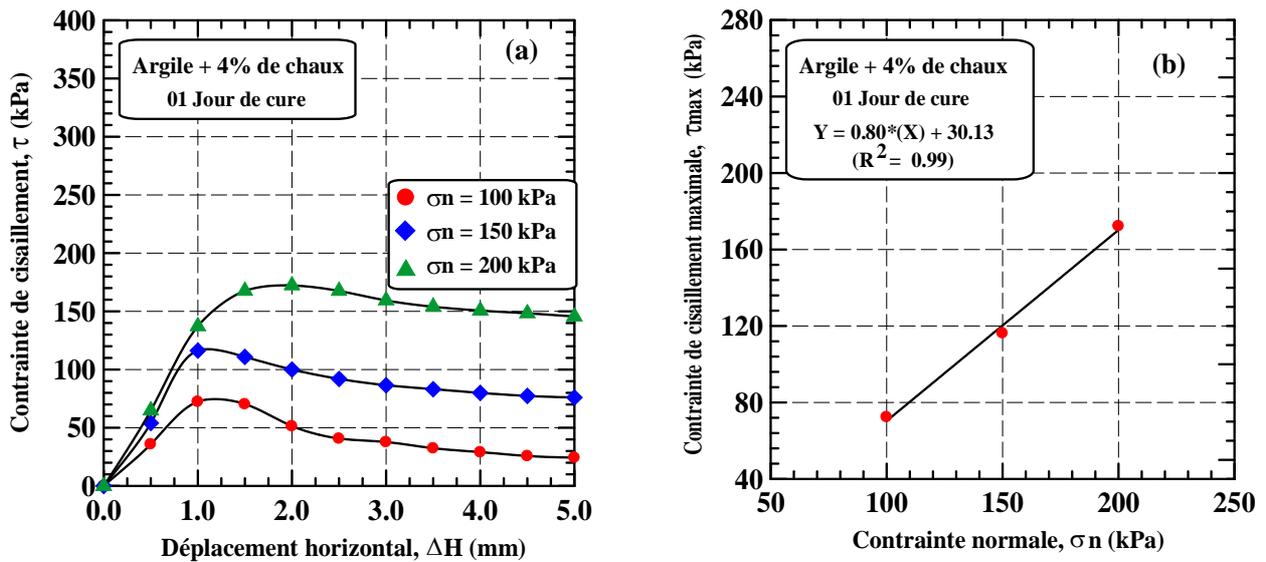


Figure 4.14: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

d. Argile traitée par 6% de chaux

La figure 4.15a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 6% de chaux pour différentes contraintes normales. On remarque une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 59.80, 108.10$ et 198.22 kPa), cela est dû à l'effet de l'ajout de la chaux à l'argile. La figure 4.15b montre aussi une augmentation de la cohésion et de la contrainte au cisaillement.

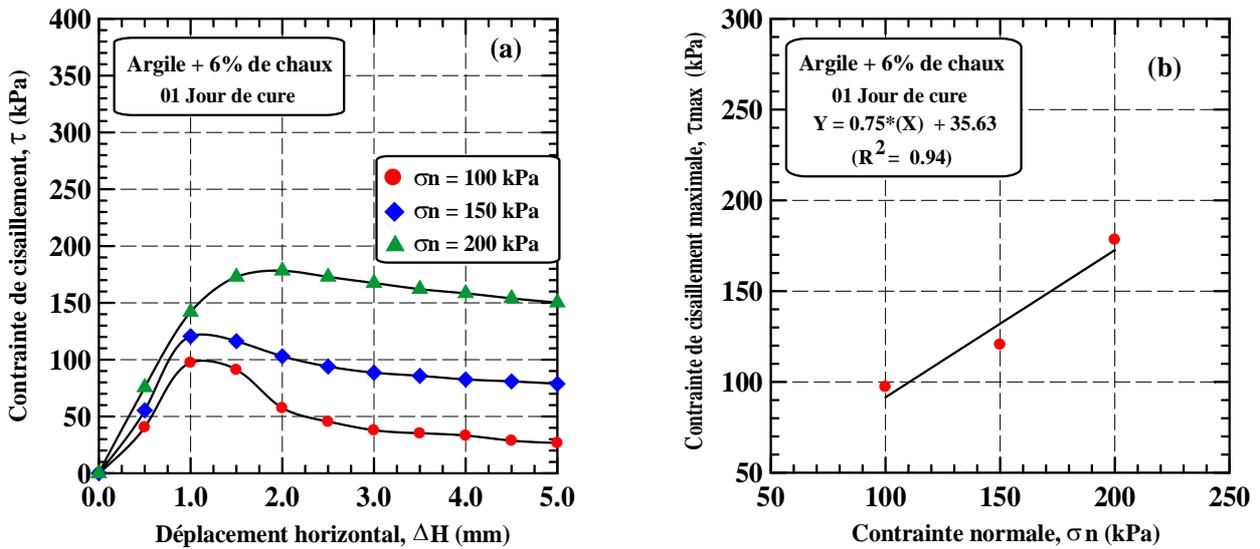


Figure 4.15: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

e. Argile traitée par 8% de chaux

La figure 4.16a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 8% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 39.72, 82.75$ et 163.47 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 6% de chaux. La figure 4.16b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

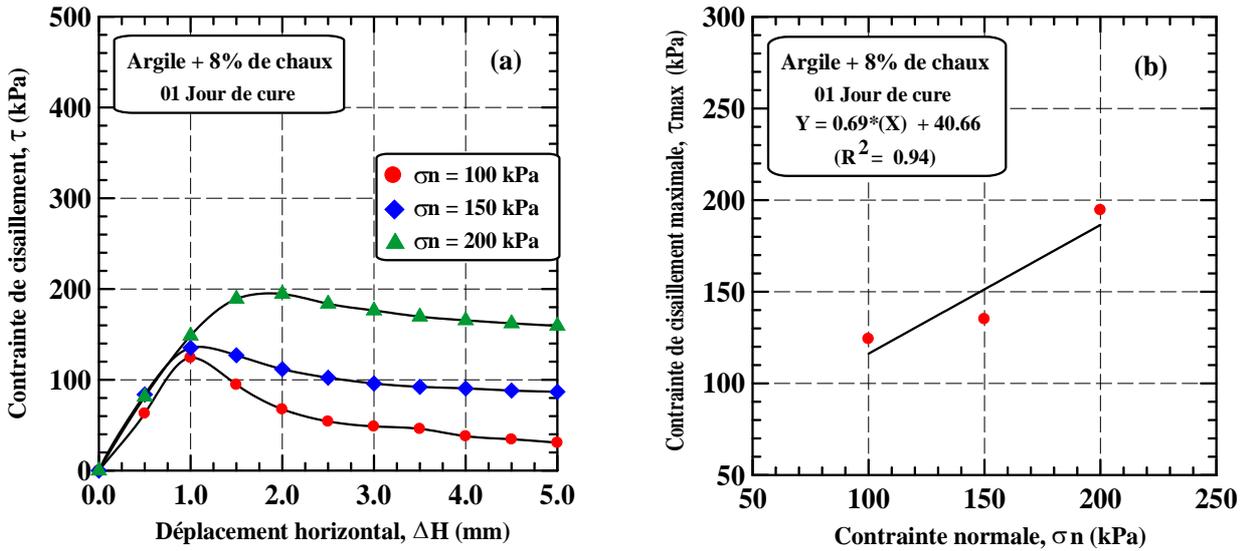


Figure 4.16: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (8% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

f. Argile traitée par 10% de chaux

La figure 4.17a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 10% de chaux. Les résultats montrent un retour à la baisse de la résistance au cisaillement ($\tau_{max} = 41.35, 83.58$ et 168.65 kPa). La figure 4.17b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$. Cette figure montre aussi une augmentation de la cohésion.

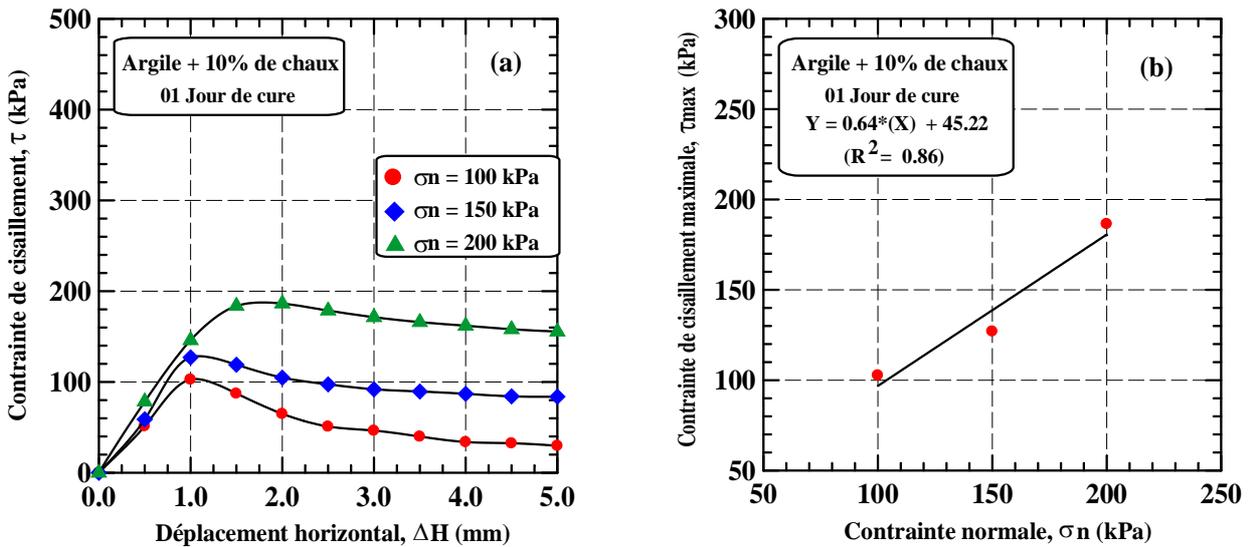


Figure 4.17: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure (10% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

4.4.3. Essais effectués après 07 jours de cure

a. Argile non traitée (0% de chaux)

La figure 4.18a résume l'évolution du comportement de l'argile non traitée (0% de chaux). On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. La figure 4.18b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \phi + c$.

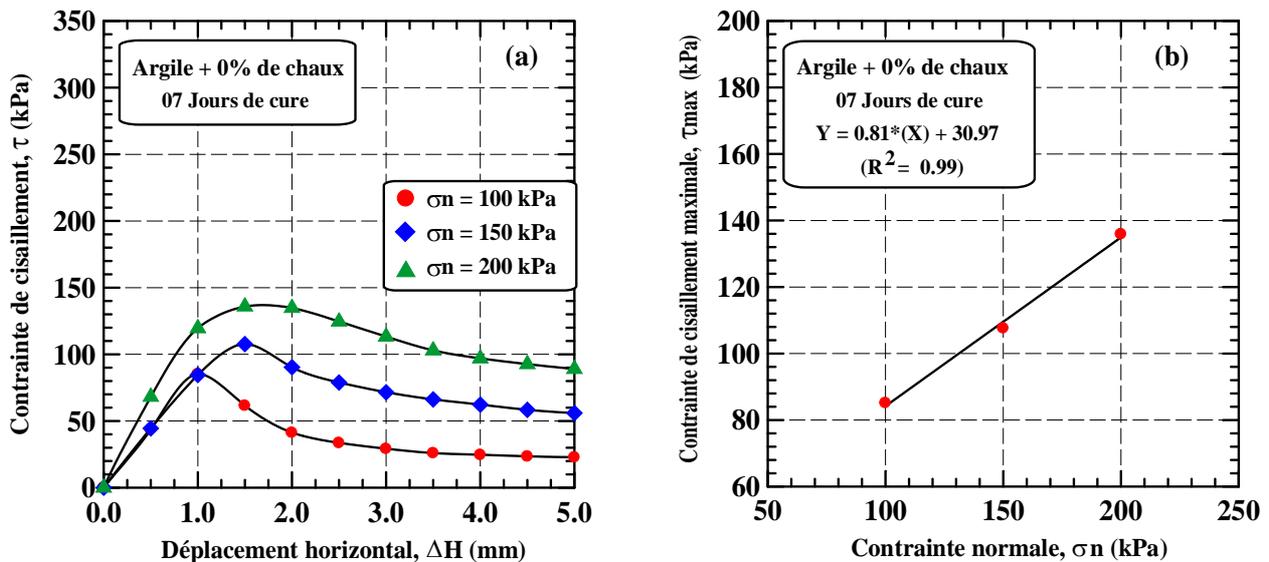


Figure 4.18: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

b. Argile traitée par 2% de chaux

La figure 4.19a représente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée à 2% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile non traitée par la chaux (0% de chaux). La figure 4.19b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

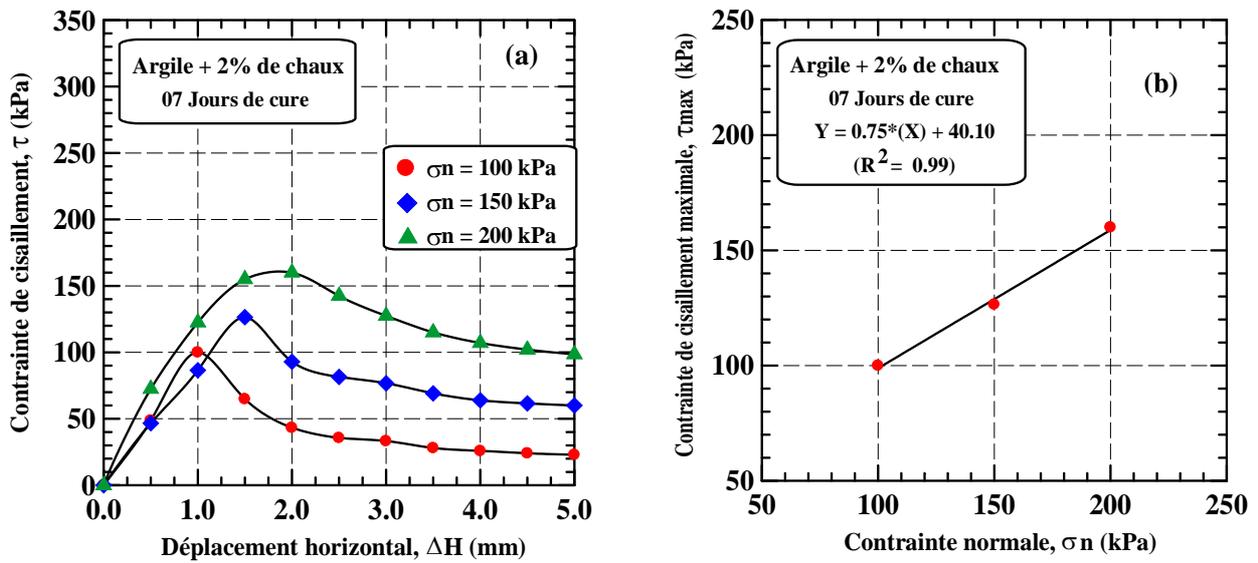


Figure 4.19: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

c. Argile traitée par 4% de chaux

La figure 4.20a montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 4% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 2% de chaux. La figure 4.20b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

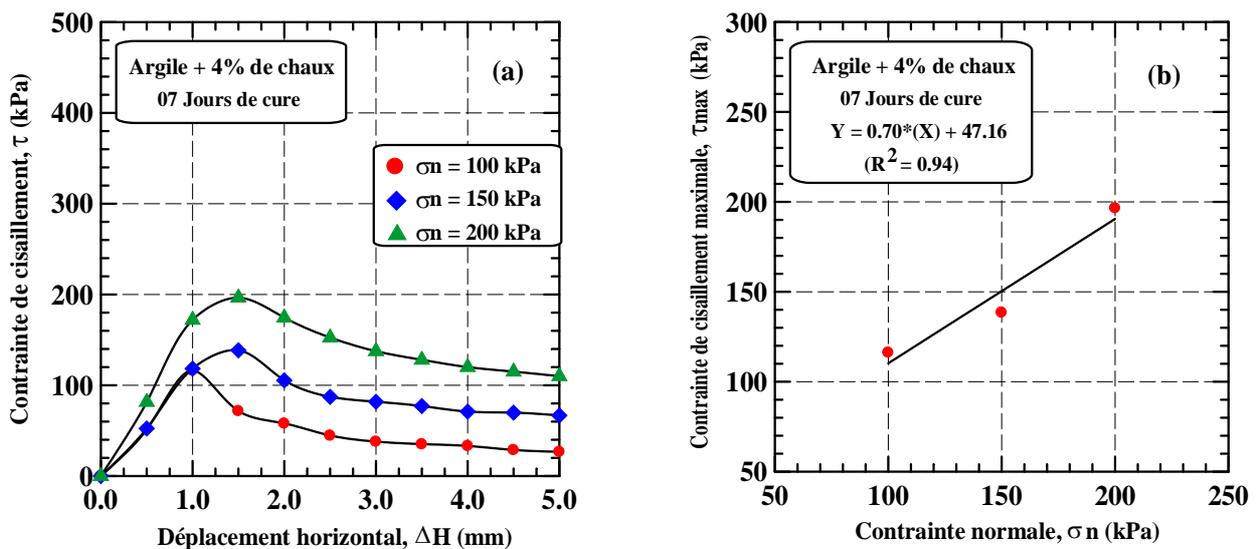


Figure 4.20: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

d. Argile traitée par 6% de chaux

La figure 4.21a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 6% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 6% de chaux. La figure 4.21b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

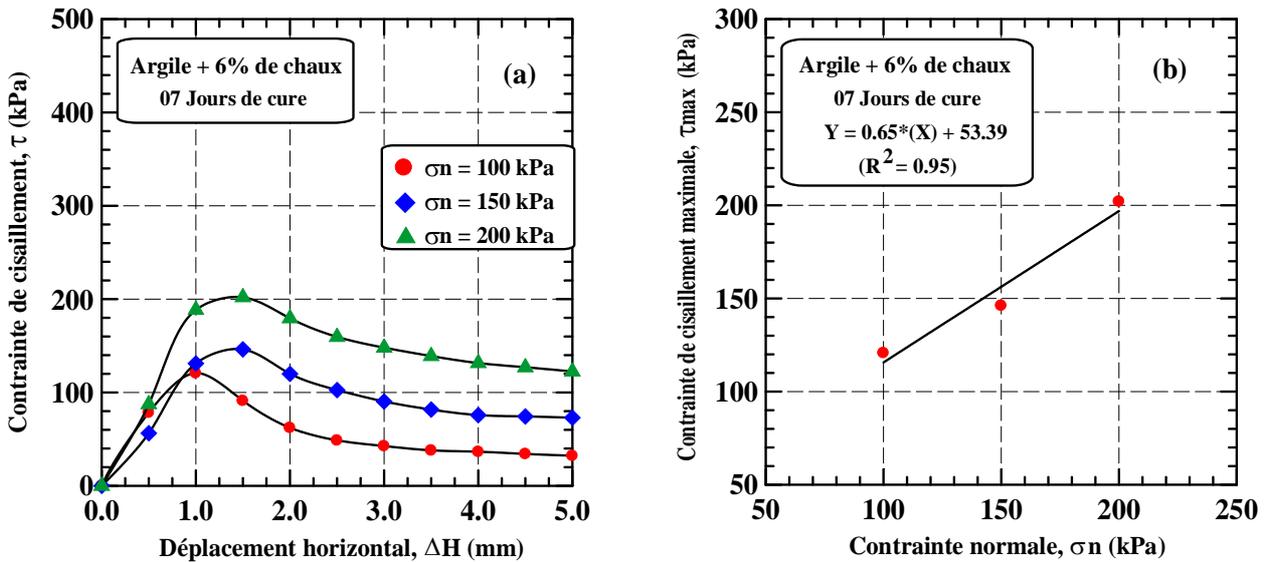


Figure 4.21: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

e. Argile traitée par 8% de chaux

La figure 4.22a montre l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 8% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 6% de chaux. La figure 4.22b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

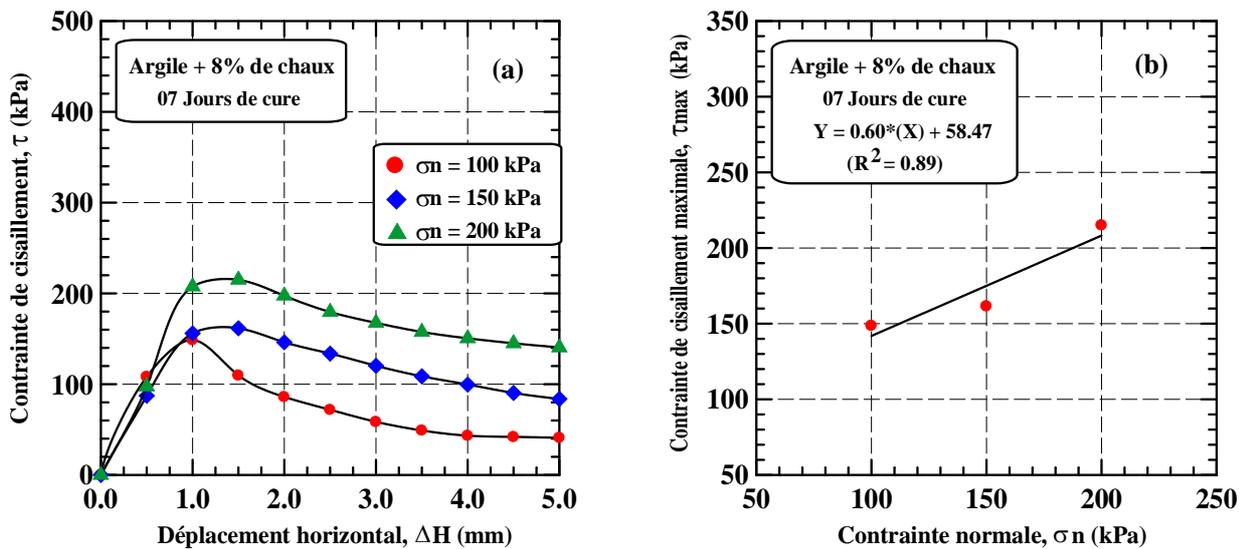


Figure 4.22: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (8% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

f. Argile traitée par 10% de chaux

La figure 4.23a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 10% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Les résultats portés dans cette figure permettent en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement pour les trois contraintes normales appliquées. La figure 4.23b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

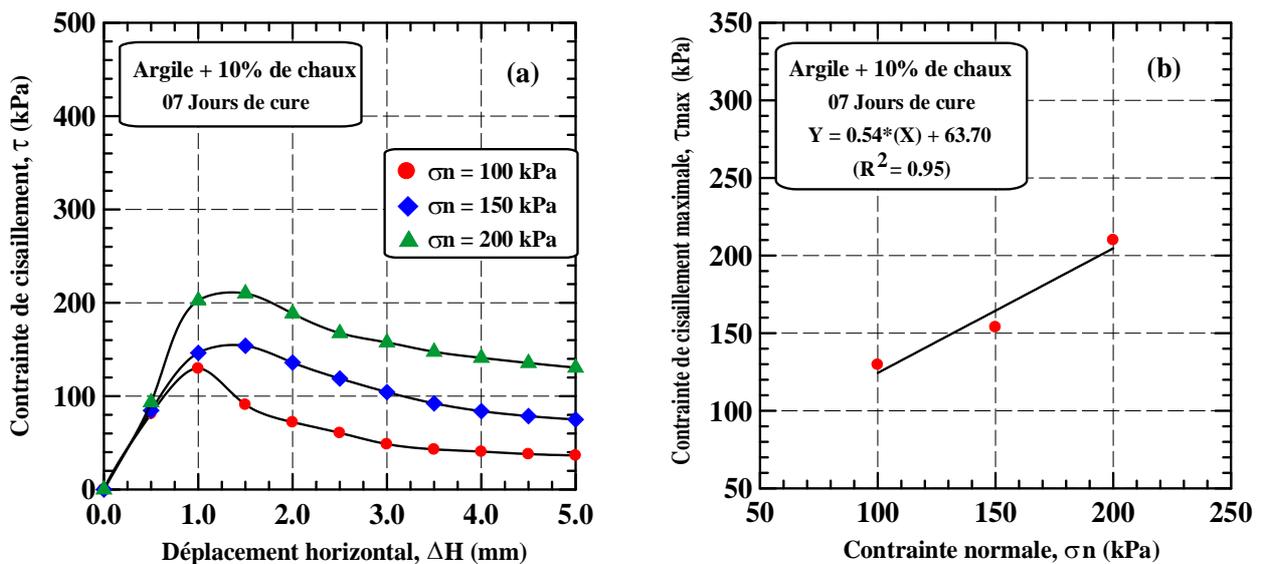


Figure 4.23: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure (10% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

4.4.4. Essais effectués après 28 jours de cure

a. Argile non traitée (0% de chaux)

La figure 4.24a montre l'évolution du comportement de l'argile non traitée (0% de chaux). On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. La figure 4.24b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

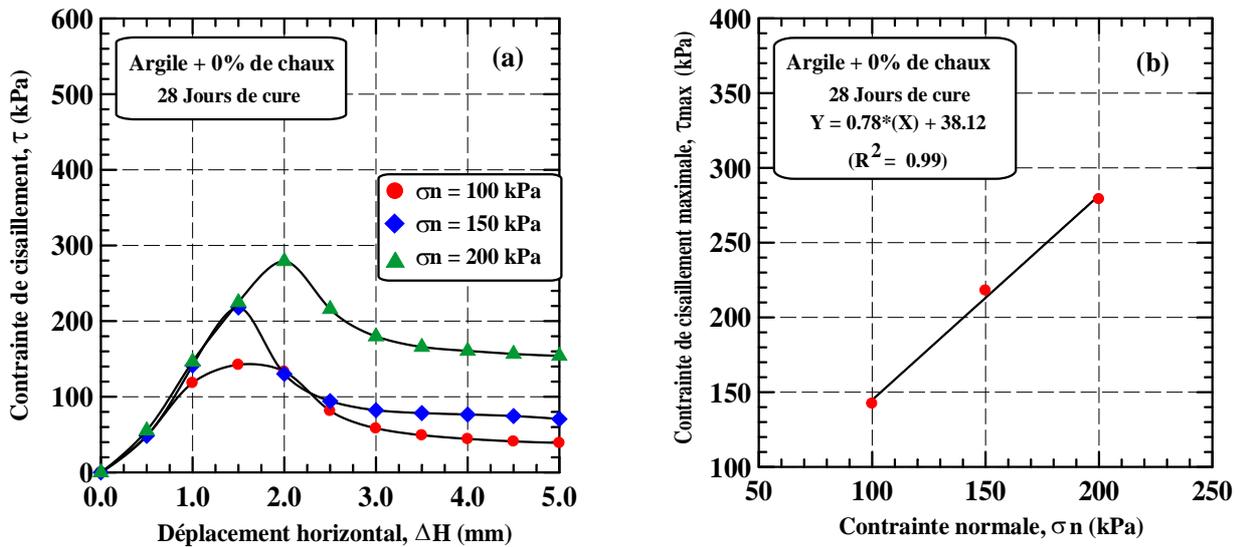


Figure 4.24: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

b. Argile traitée par 2% de chaux

La figure 4.25a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 2% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile non traitée. La figure 4.25b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$. On note aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

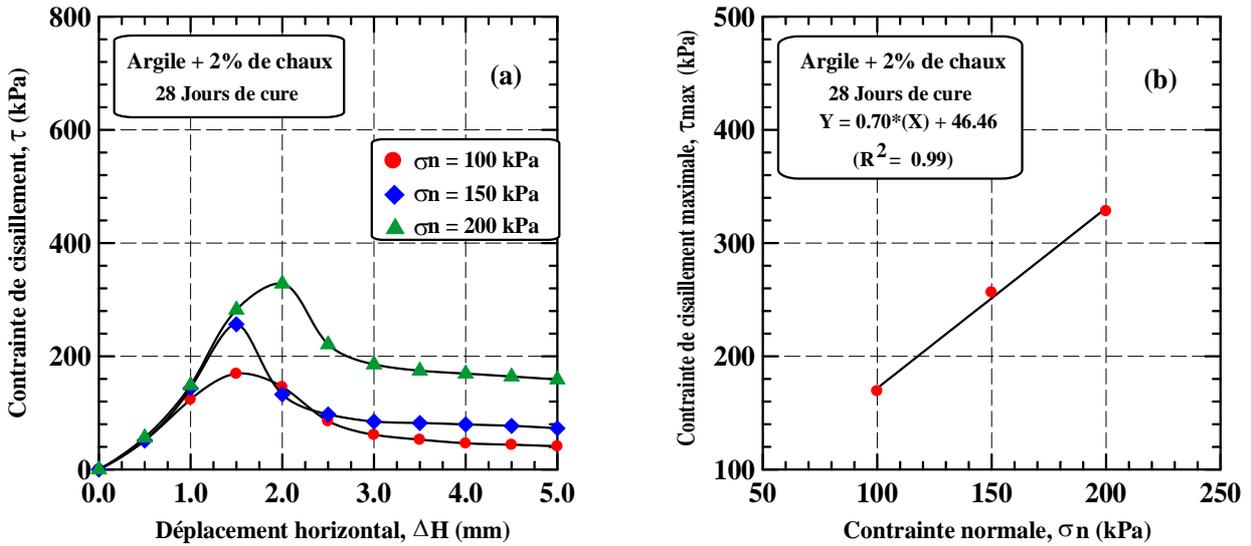


Figure 4.25: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):
 (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

c. Argile traitée par 4% de chaux

La figure 4.26a montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 4% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 2% de chaux. La figure 4.26b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

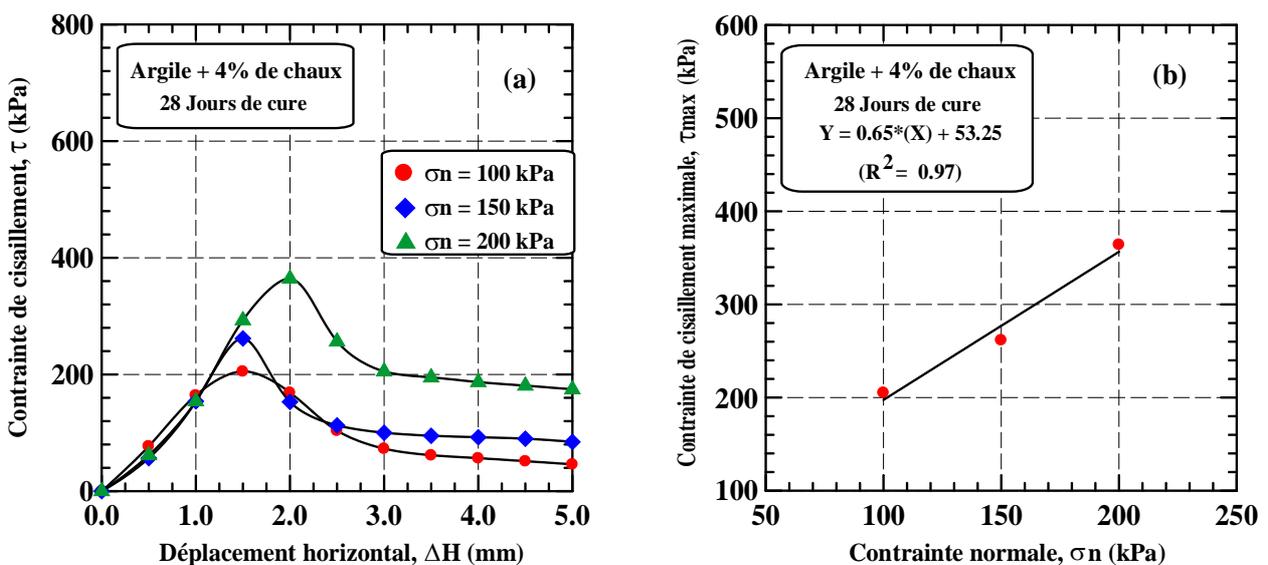


Figure 4.26: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):
 (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

d. Argile traitée par 6% de chaux

La figure 4.27a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 6% de chaux pour différentes contraintes normales. On remarque une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux, cela est dû à l'effet de l'ajout de la chaux (un mélange avec l'argile). La figure 4.27b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$. On constate une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

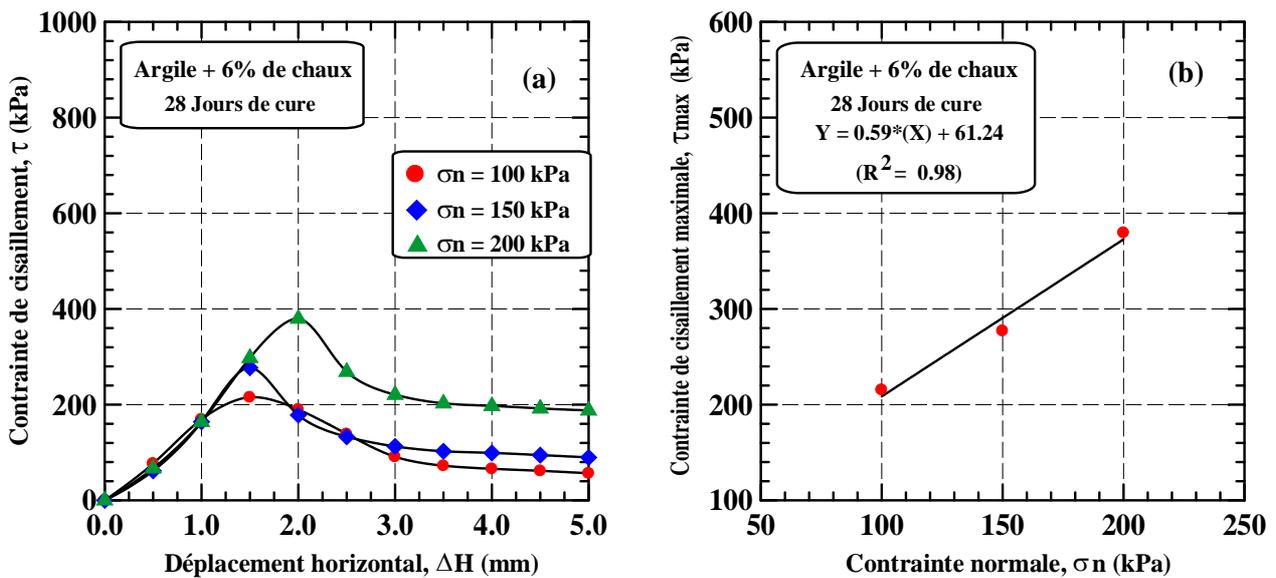


Figure 4.27: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

e. Argile traitée par 8% de chaux

La figure 4.28a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 8% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la teneur en chaux. Cette augmentation est nettement supérieure à celle de l'argile traitée par 6% de chaux. La figure 4.28b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$. On constate une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

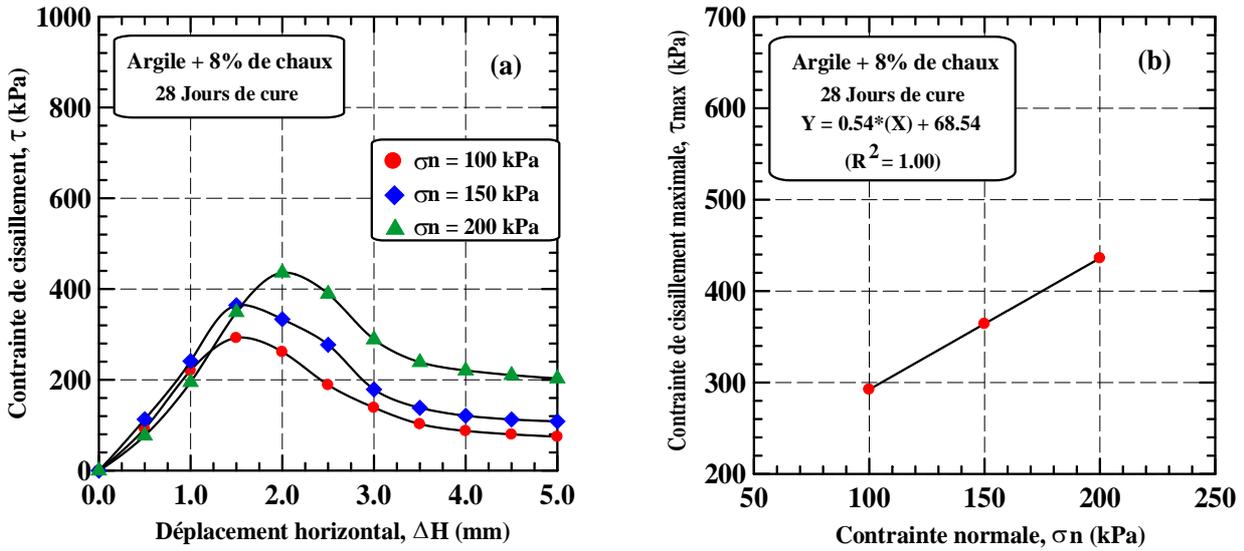


Figure 4.28: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (8% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

f. Argile traitée par 10% de chaux

La figure 4.28a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 10% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Les résultats portés dans cette figure permettent en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement pour les trois contraintes normales appliquées. La figure 4.28b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate aussi une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne.

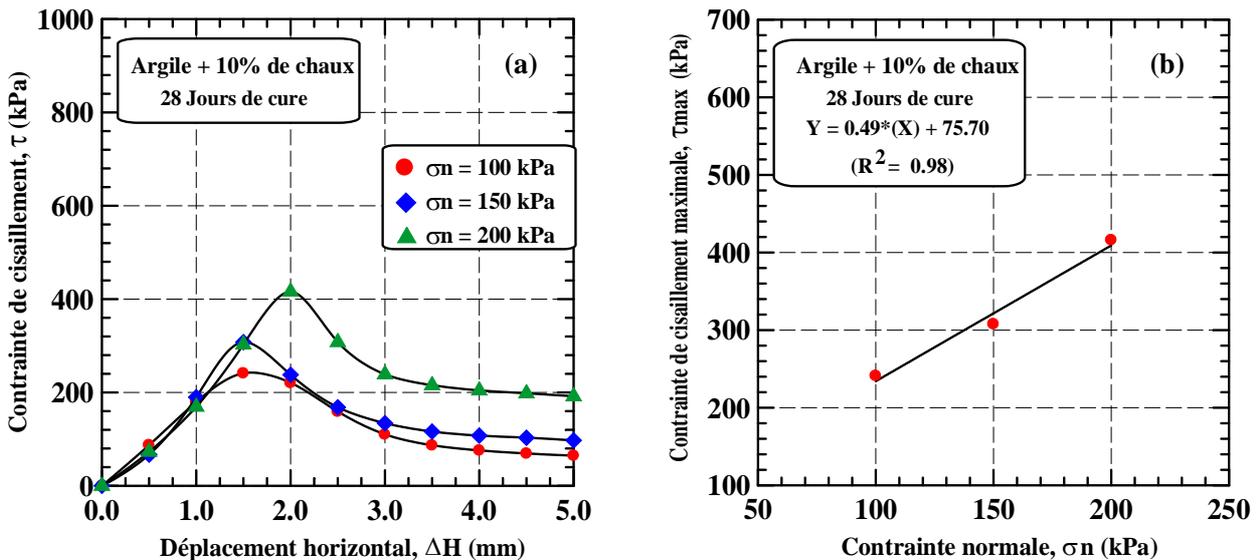


Figure 4.29: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure (10% de chaux) ($\sigma_n = 100, 150$ et 200 kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

5. Influence du traitement par la chaux sur résistance au cisaillement

Les résultats expérimentaux concernant la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les différentes périodes de cure sont présentés sur les figures 4.30a à 4.41a. En comparant les courbes du sol traité avec la chaux avec celles du sol non traité on remarque que le sol argileux naturel présente un comportement ductile et ceci pour les différentes contraintes normales appliquées. Des comportements similaires ont été observés par Bagherpour et al. (2003) et Gay et al. (2000). Par conséquent, le sol argileux traité avec la chaux présente un comportement fragile. Ce comportement est valable pour les différentes périodes de cure. L'augmentation de la durée de cure a augmenté la contrainte de cisaillement et ceci pour les différentes pressions de confinement appliquées. Des comportements similaires ont été observés par Gay et Schad (2000).

a. Essais de cisaillement sans cure

La figure 4.30a, 4.31a et 4.32a illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée (0% de chaux) et traitée par la chaux (2% à 10%) soumis à des contraintes normales initiales variant de 100 kPa (figure 4.30a), 150 kPa (figure 4.31b) et 200 kPa (figure 4.32c) sans cure. On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 8% de chaux, suivie d'une baisse continue pour l'argile traitée par 10% de chaux (Figures 4.30b, 4.31b et 4.32b). Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale.

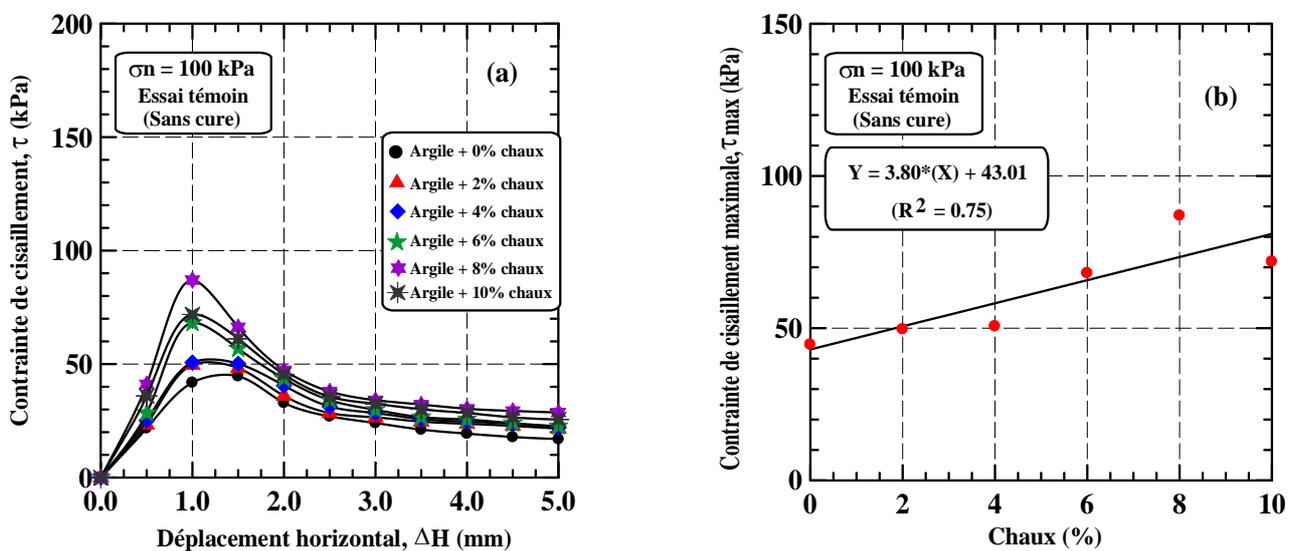


Figure 4.30: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure)

$\sigma_n = 100$ kPa:

- (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

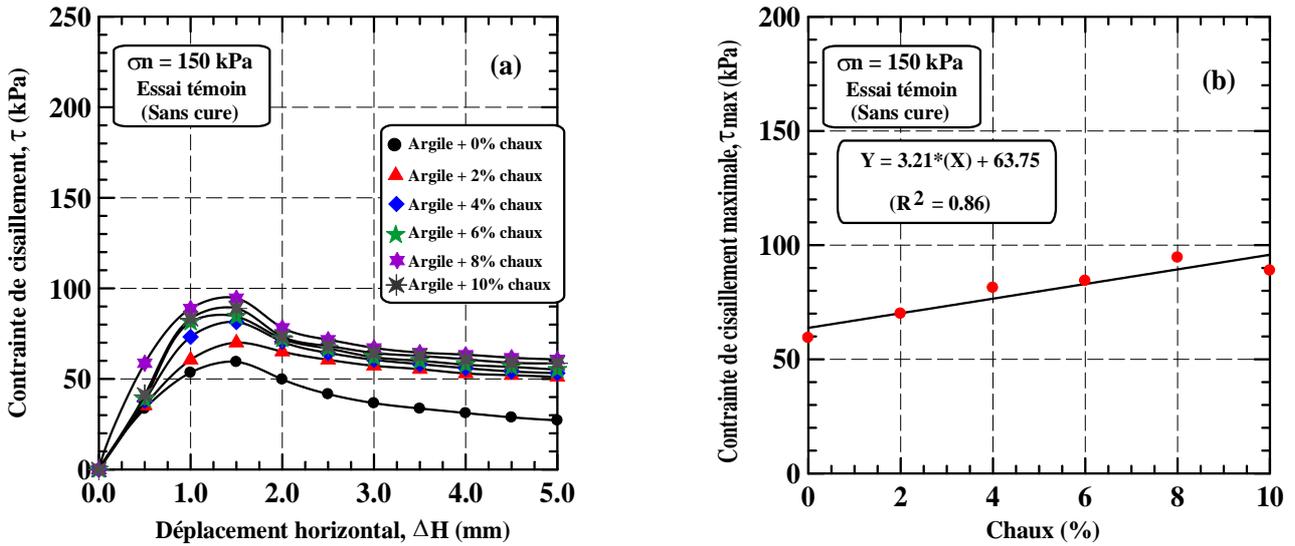


Figure 4.31: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure)

$\sigma_n = 150$ kPa:

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

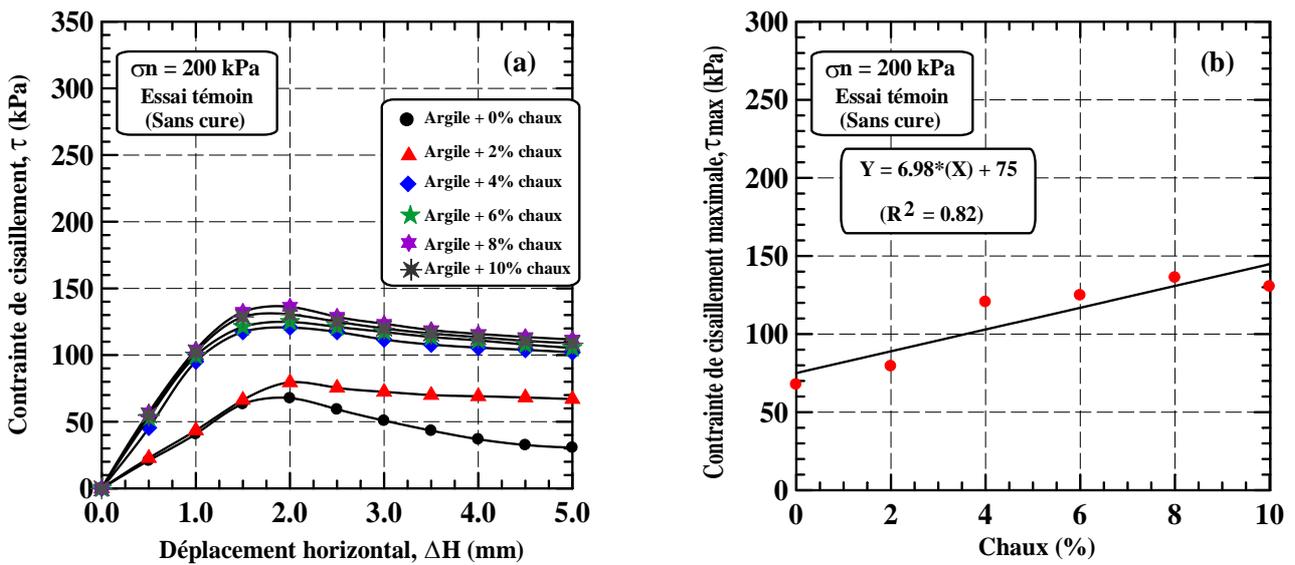


Figure 4.32: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol (sans cure)

$\sigma_n = 200$ kPa:

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

b. Essais de cisaillement après un jour de cure

La figure 4.33a, 4.34a et 4.35a illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée (0% de chaux) et traité par la chaux (2% à 10%) soumis à des contraintes normales initiales variant de 100 kPa (figure 4.33a), 150 kPa (figure 4.34b) et 200 kPa (figure 4.35c) après un (01) jour de cure. On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 8% de chaux, suivie d'une baisse continue pour de mélange de 10% de chaux (Figures 4.33b, 4.34b et 4.35b). Notons aussi une amélioration de la

résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. On note aussi que la résistance est supérieure est plus importante au cas de l'argile sans cure.

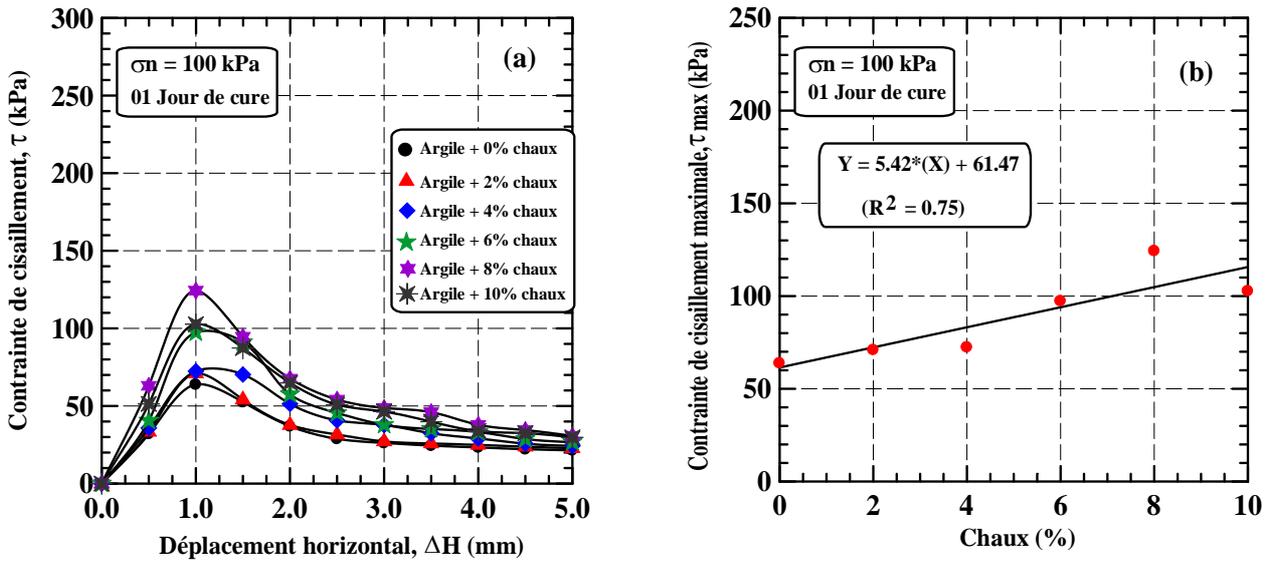


Figure 4.33: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure ($\sigma_n = 100$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

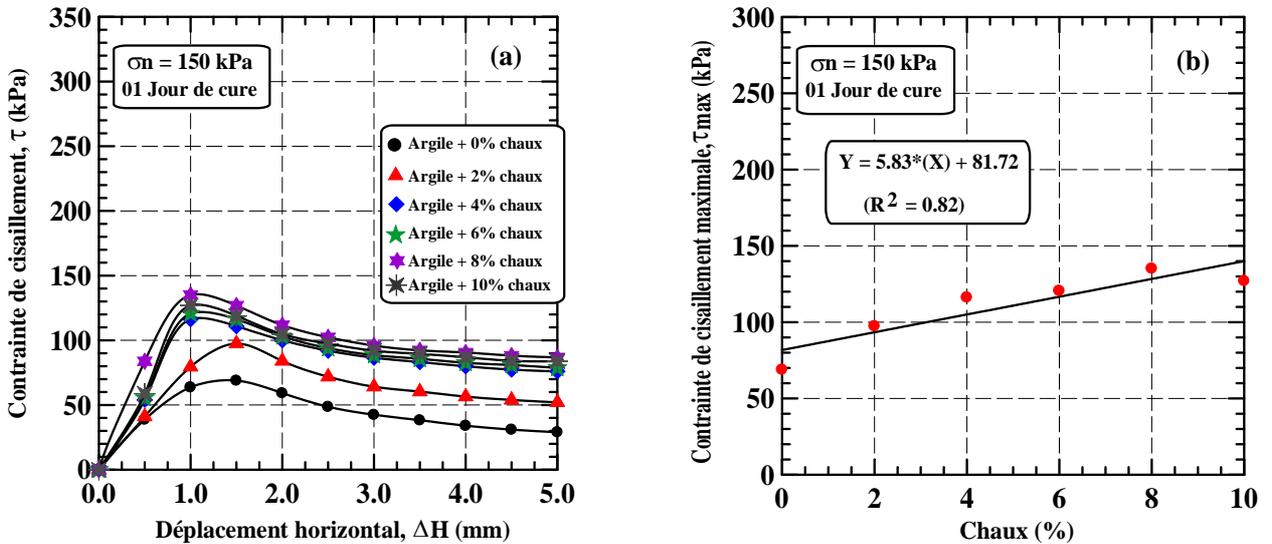


Figure 4.34: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure ($\sigma_n = 150$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

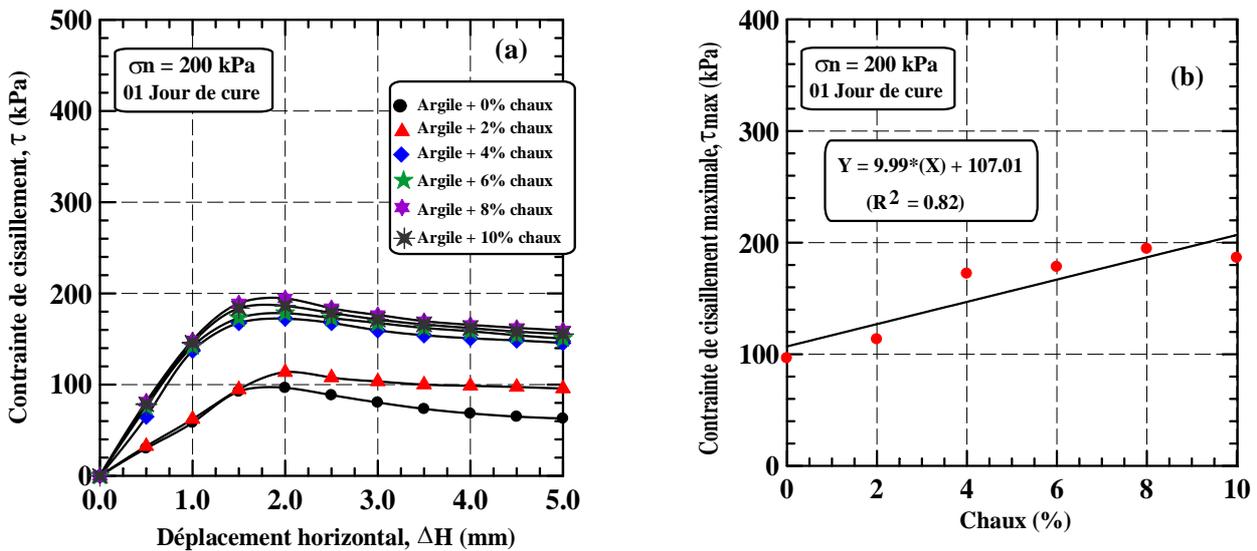


Figure 4.35: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 01 jour de cure ($\sigma_n = 200$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

c. Essais de cisaillement après 07 jours de cure

La figure 4.36a, 4.37a et 4.38a illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée (0% de chaux) et traité par la chaux (2% à 10%) soumis à des contraintes normales initiales variant de 100 kPa (figure 4.36a), 150 kPa (figure 4.37b) et 200 kPa (figure 4.38c) après 07 jours de cure. On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 8% de chaux, suivie d'une baisse continue pour de mélange de 10% de chaux (Figures 4.36b, 4.37b et 4.38b). Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. On note aussi que la résistance est supérieure est plus importante au cas de l'argile après un (01) jour de cure.

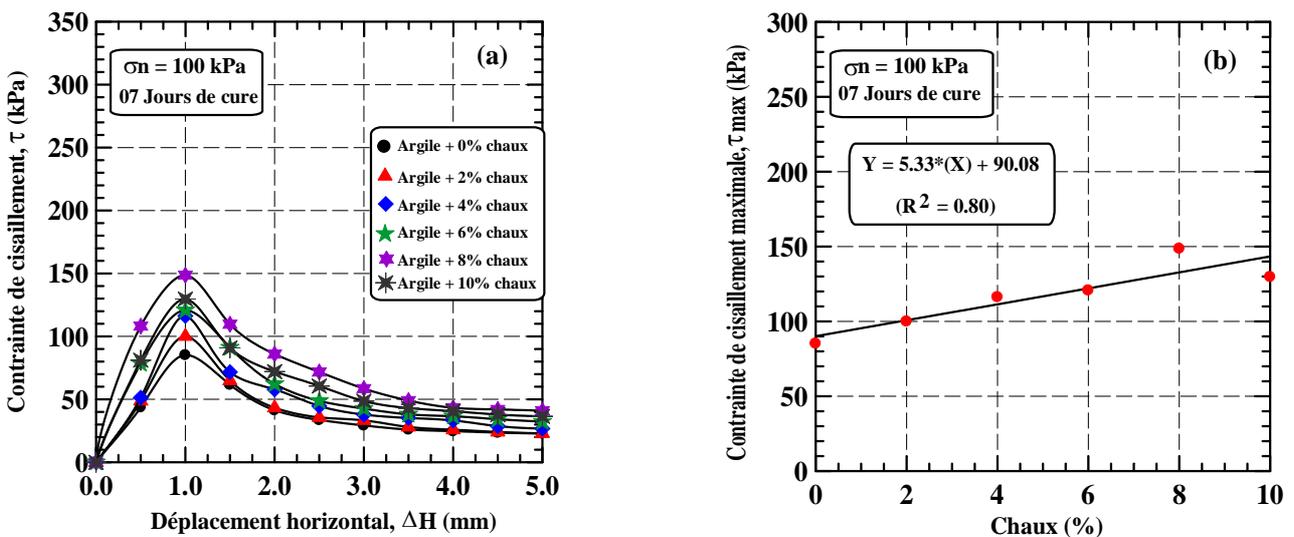


Figure 4.36: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure ($\sigma_n = 100$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

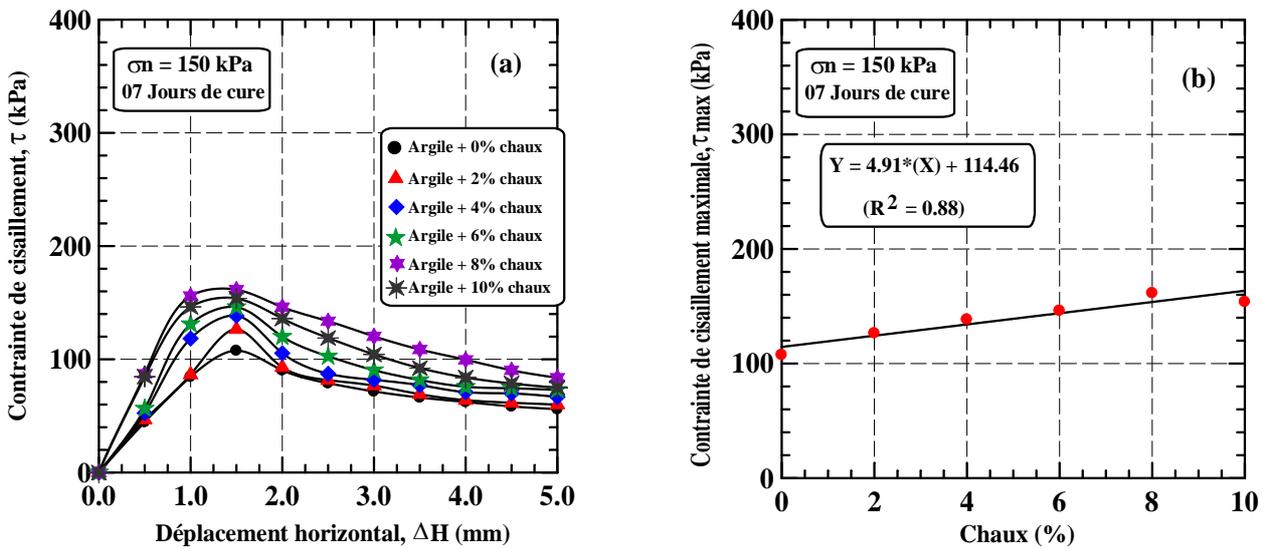


Figure 4.37: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure ($\sigma_n = 150$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

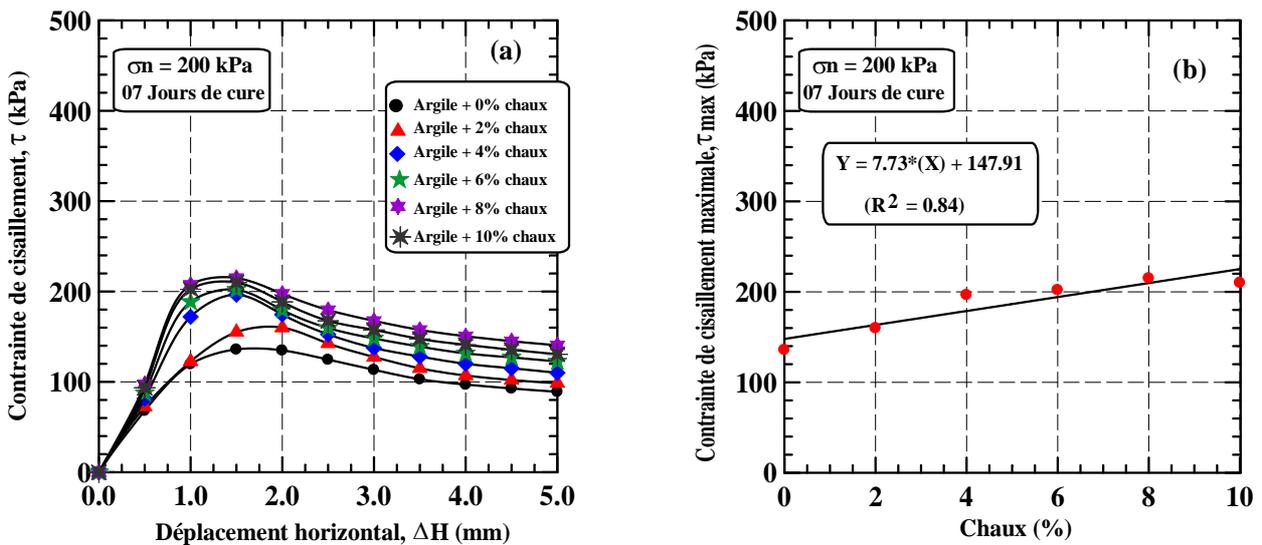


Figure 4.38: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 07 jours de cure ($\sigma_n = 200$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

d. Essais de cisaillement après 28 jours de cure

La figure 4.39a, 4.40a et 4.41a illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée (0% de chaux) et traité par la chaux (2% à 10%) soumis à des contraintes normales initiales variant de 100 kPa (figure 4.39a), 150 kPa (figure 4.40b) et 200 kPa (figure 4.41c) après 28 jours de cure. On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 8% de chaux, suivie d'une baisse continue pour de mélange de 10% de chaux (Figures 4.39b, 4.40b et 4.41b). Notons aussi une amélioration de la

résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. On note aussi que la résistance est supérieure est plus importante au cas de l'argile après 07 jours de cure.

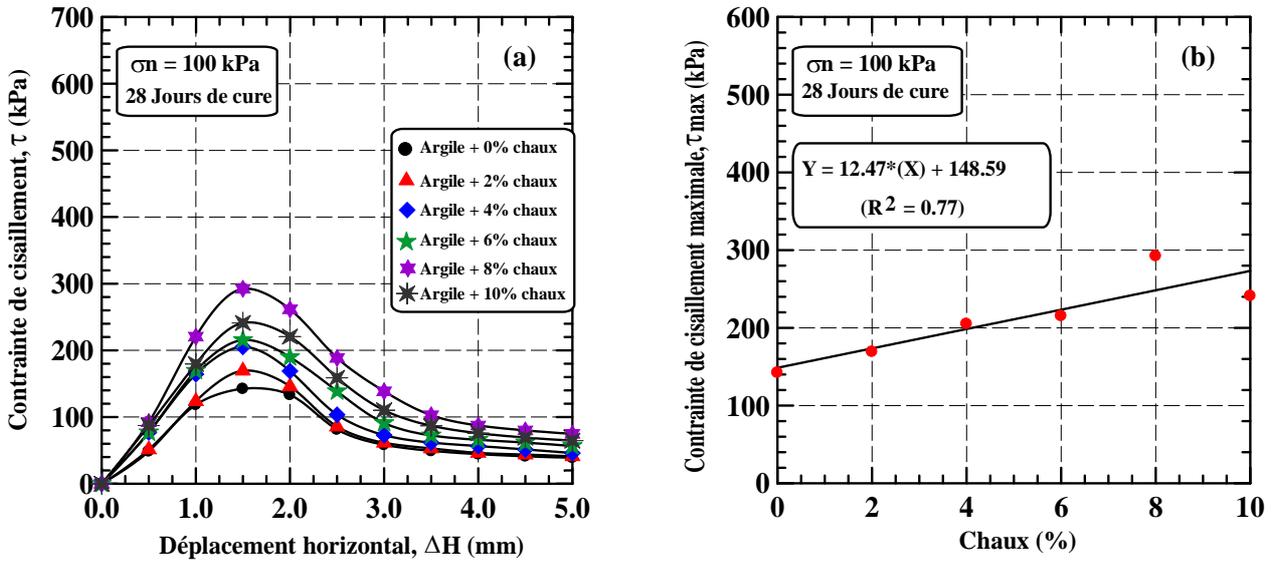


Figure 4.39: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure ($\sigma_n = 100$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

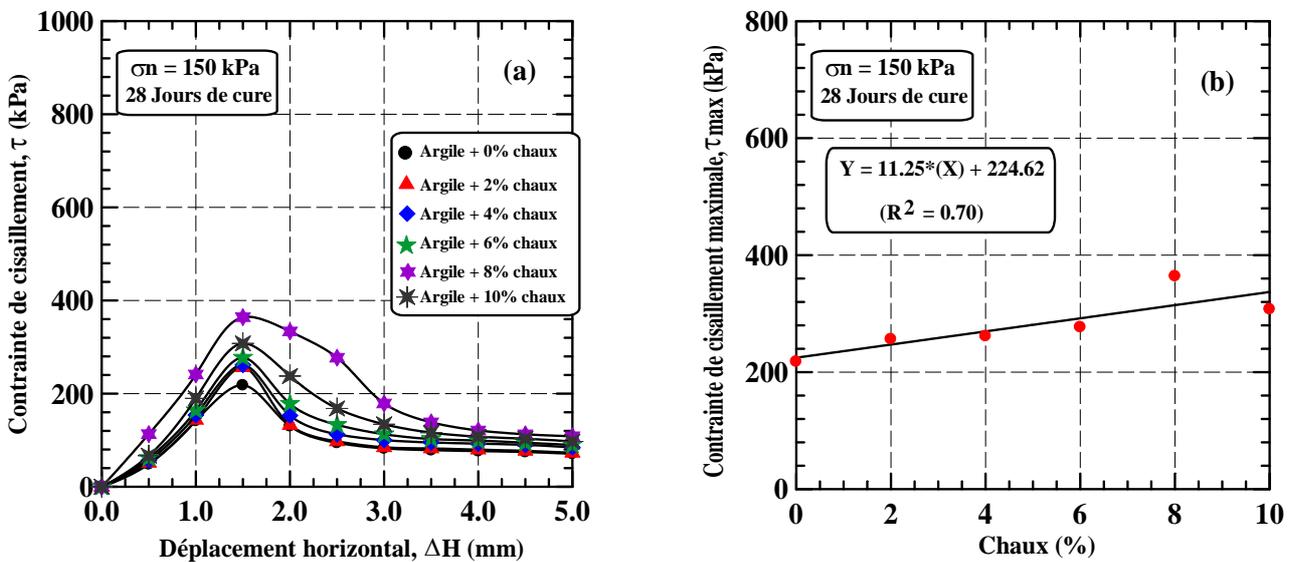


Figure 4.40: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure ($\sigma_n = 150$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

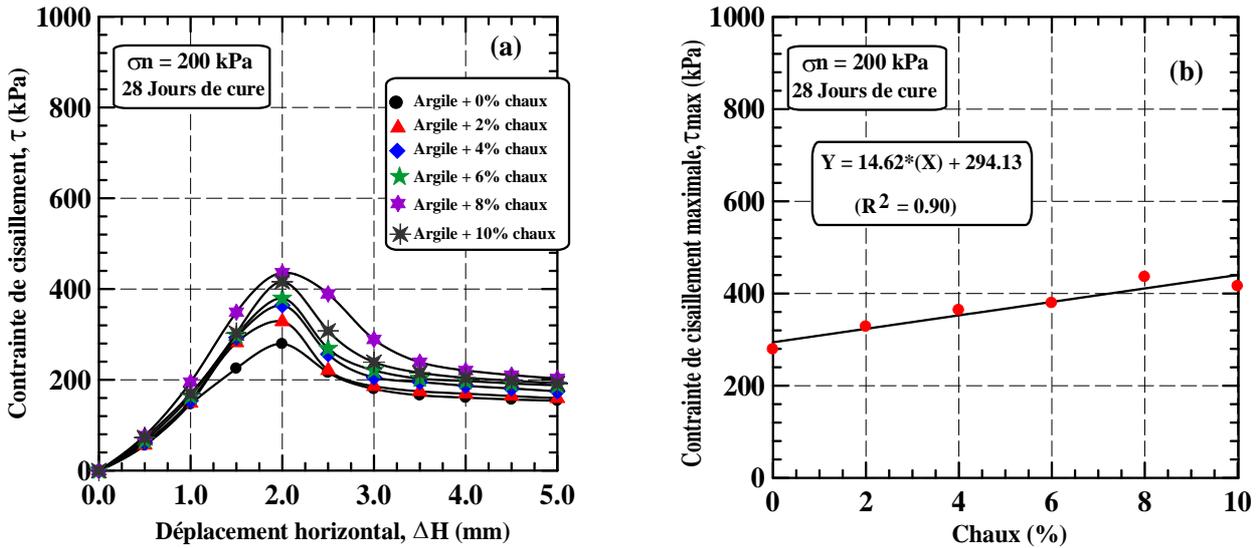


Figure 4.41: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol après 28 jours de cure ($\sigma_n = 200$ kPa):

(a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

5.1. Effet de la durée de cure sur la résistance maximale (τ_{max})

La figure 4.42 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale initiale appliquée de 100, 150 et 200 kPa pour les différentes durées de cure et pour différentes teneurs en chaux. La figure 4.42 montre l'évolution des droites de Mohr-Coulomb en fonction de la teneur en chaux et différentes durées de cure. On peut remarquer à partir de ces figures une nette amélioration des caractéristiques mécaniques des échantillons pour les mélanges passant de 0% à 8% de chaux, ensuite une baisse de ces caractéristiques avec l'augmentation de la teneur en chaux (10%). On note aussi qu'il y'a une bonne corrélation ente la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) et le pourcentage de chaux pour les différentes durées de cure. L'expression suivante est proposée pour évaluer la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) qui est fonction du pourcentage de chaux pour le mélange argile-chaux:

$$\tau_{max} = A * \sigma_n + B \tag{1}$$

Où: A représente $tg\phi$ et B représente la cohésion c.

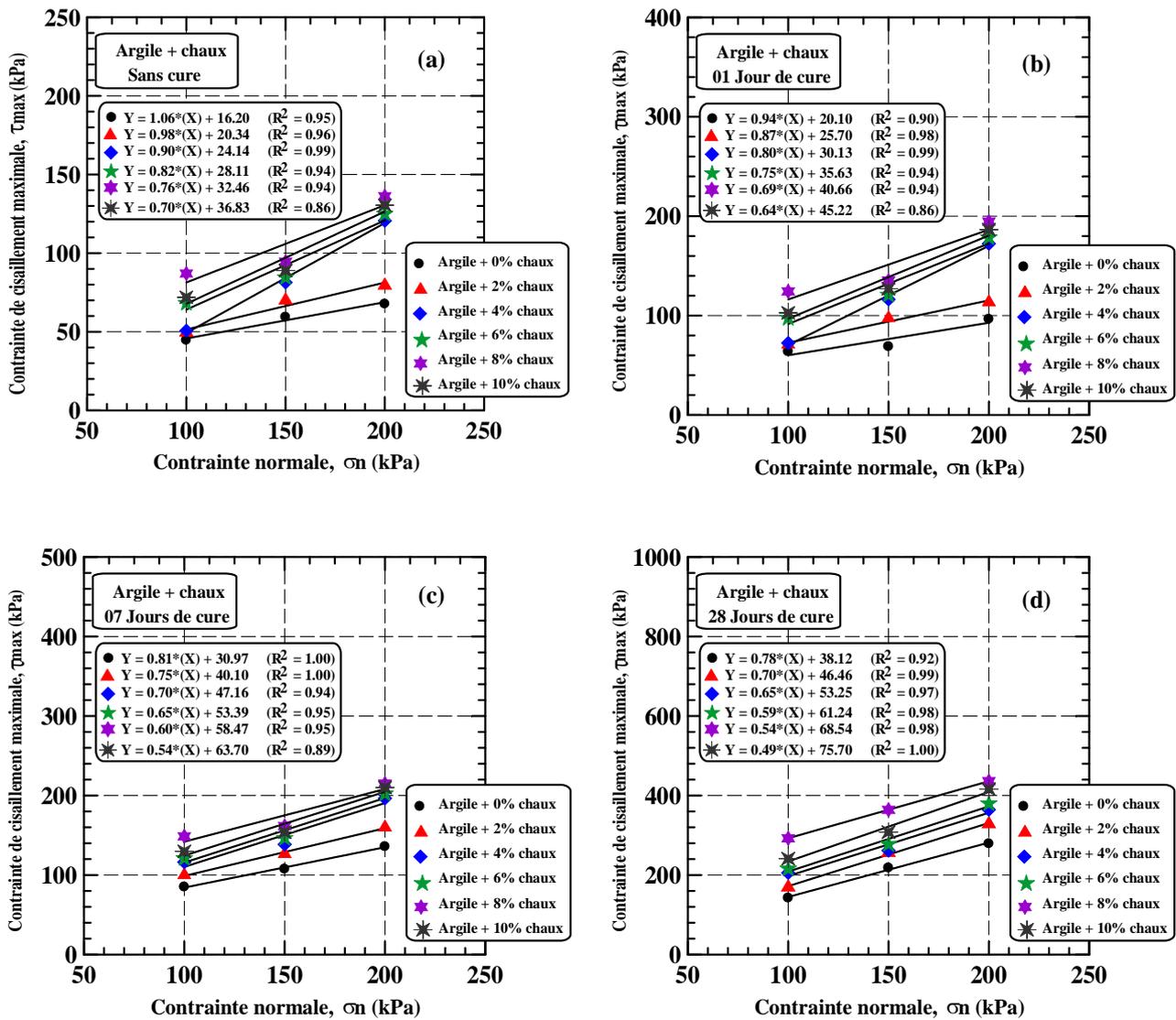


Figure 4.42: Effet de l’ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}): Droites de Coulomb de type ($\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$) pour les différentes durées de cure.

5.2. Effet de l’ajout de la chaux sur la résistance maximale (τ_{max})

Les résultats de l’effet de la chaux sur la contrainte de cisaillement maximale (à la rupture) pour les différentes périodes de cure sont présentés sur les figures 4.43 à 4.46. Ces figures montrent une amélioration du comportement du sol avec l’augmentation de la teneur en chaux pour les trois contraintes normales initiales de 100, 150 et 200 kPa. On peut constater aussi que pour tous les différentes durées de cure, une nette amélioration de l’évolution de la résistance au cisaillement pour les mélanges variant de 0% à 10% de chaux. Cette augmentation de la résistance est beaucoup plus prononcée pour la contrainte normale initiale de 200 kPa.

L’addition de la chaux pour différentes périodes de cure a un effet considérable sur la contrainte de cisaillement maximale particulièrement pour une contrainte normale appliquée de 200 kPa. De plus, les échantillons traités avec la chaux présentent une augmentation significative de la résistance au cisaillement maximale pour une période de cure de 28 jours. Un comportement similaire

a été observé par différents chercheurs (Bagherpour et al. 2003, Gay et al. 2000, Choobbasti et al. 2010 et Okbague et al. 2007).

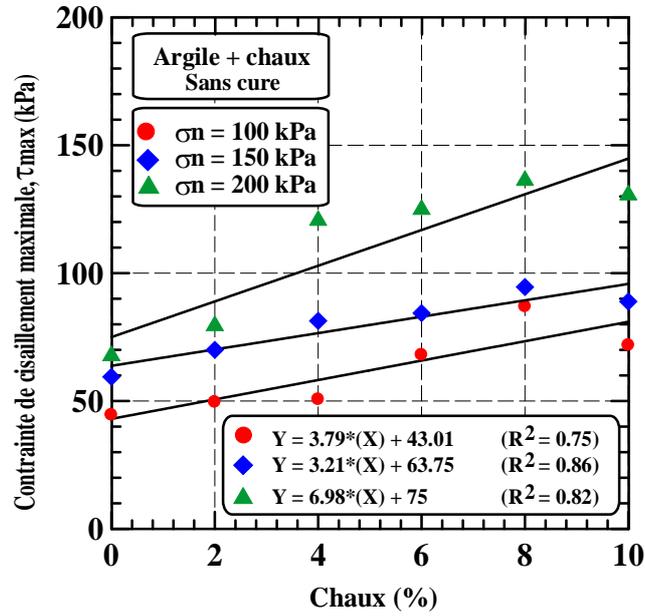


Figure 4.43: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) du sol sans cure

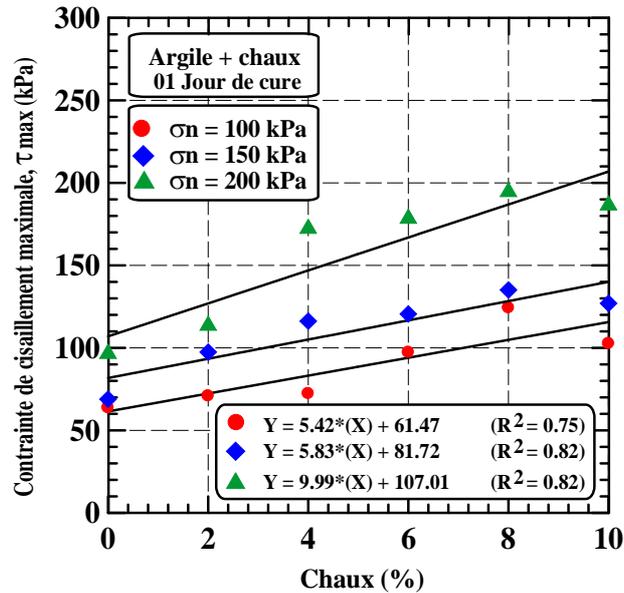


Figure 4.44: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 1 jour de cure

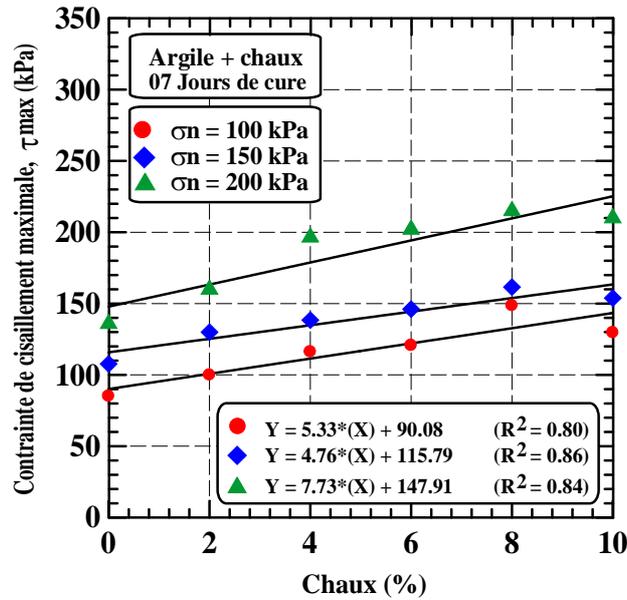


Figure 4.45: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 7 jours de cure

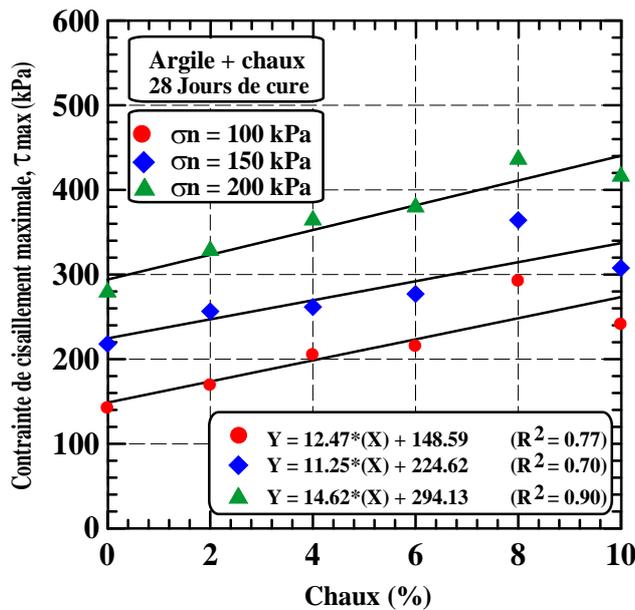


Figure 4.46: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale du sol après 28 jours de cure

5.3. Variation de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) avec la durée de cure

La figure 4.47 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la durée de cure pour les trois contraintes normales initiales appliquées de 100, 150 et 200 kPa et pour différentes teneurs en chaux (0, 2, 4, 6, 8 et 10%). Cette figure montre clairement que cette résistance au cisaillement est nettement importante pour la durée de cure de 28 jours et pour la contrainte de 200 kPa. On constate aussi que la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale appliquée et la durée de cure.

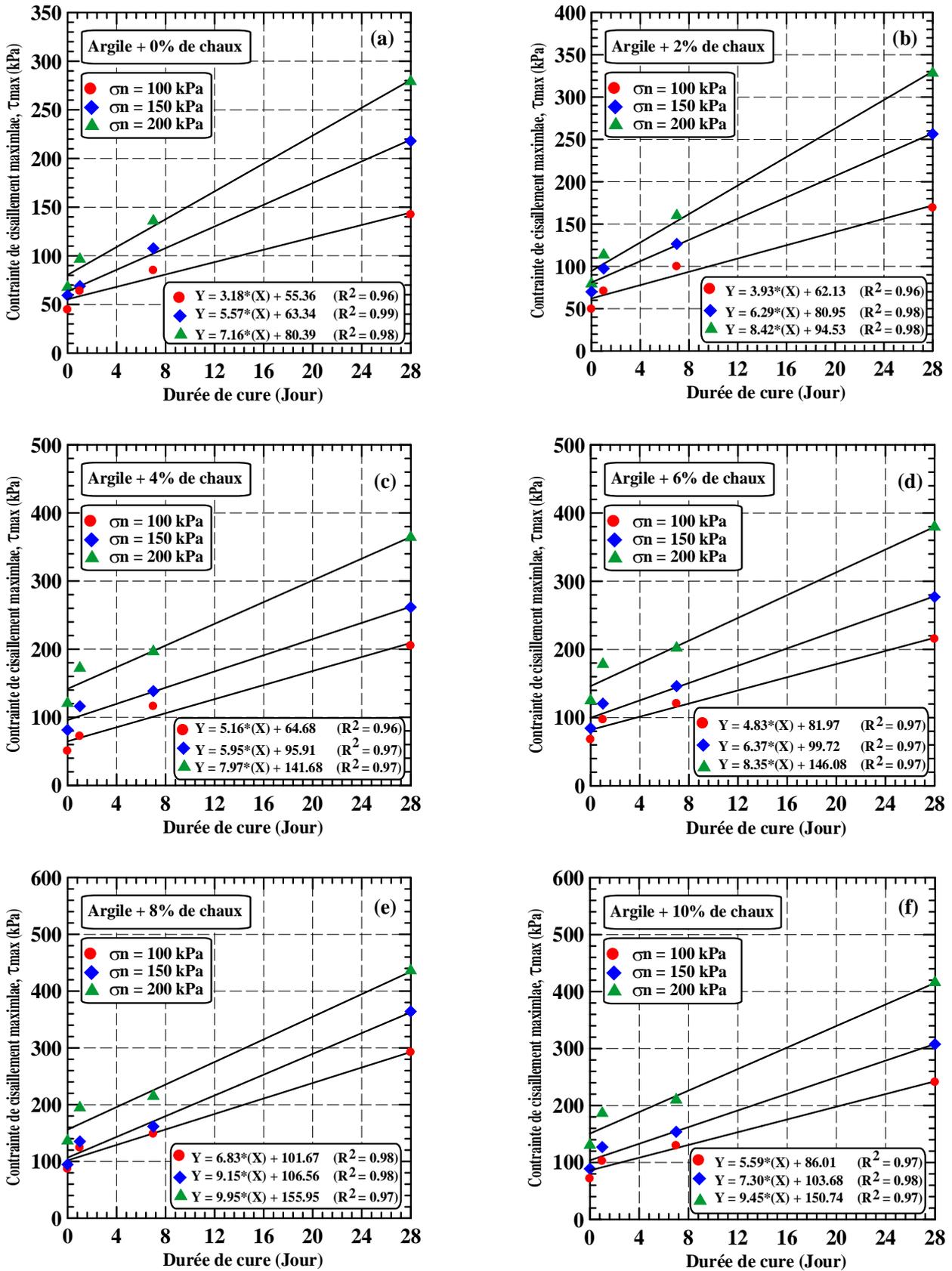


Figure 4.47: Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) pour les différentes durées de cure.

5.4. Variation des paramètres de cisaillement

5.4.1. Variation de la cohésion

Les résultats des essais concernent la variation de la cohésion (c) en fonction de la période de cure et la teneur en chaux sont présentés sur la figure 4.48 et 4.49. Cette figure montre une augmentation de la cohésion des échantillons traités à partir de 2% de chaux. Au delà de cette teneur, on note une augmentation considérable de la cohésion et particulièrement pour les échantillons traités avec 8% et 10% de chaux (figure 4.48). Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Gay et al. 2000, Harichane et al. 2011). La cohésion est plus prononcée pour une période de cure de 7 jours et 28 jours (figure 4.49). Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Gay et Schad 2000, Sakr et al. 2007).

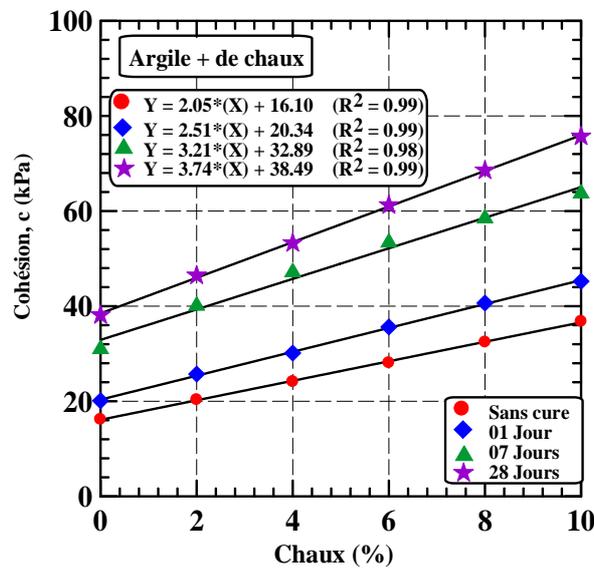


Figure 4.48: Variation de l'angle de la cohésion du sol en fonction de la teneur en chaux pour différentes durées de cure

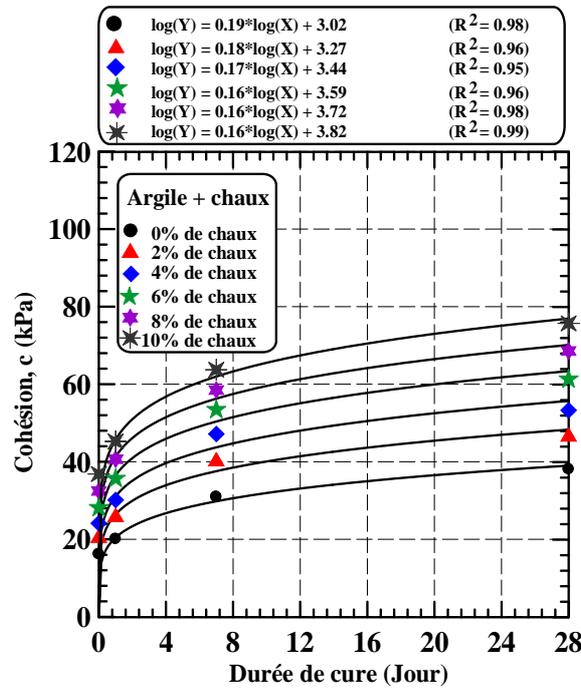


Figure 4.49: Variation de la cohésion du sol en fonction de la durée de cure pour différentes teneurs en chaux

5.4.1.2. Variation de l'angle de frottement interne

Les résultats des essais concernant la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la période de cure et la teneur en chaux sont présentés sur la figure 4.50 et 4.51. Cette figure montre une diminution de l'angle de frottement interne (ϕ) des échantillons traités à partir de 2% de chaux. Au delà de cette teneur, une diminution importante de l'angle de frottement interne (ϕ) et particulièrement pour les échantillons traités avec 8% et 10% de chaux (figure 4.50). L'angle de frottement interne devient plus faible pour une période de cure de 7 jours et 28 jours (figure 4.51).

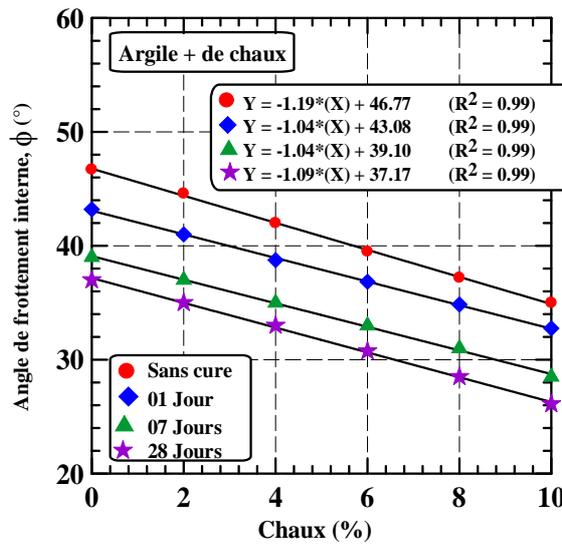


Figure 4.50: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la teneur en chaux pour différentes durées de cure

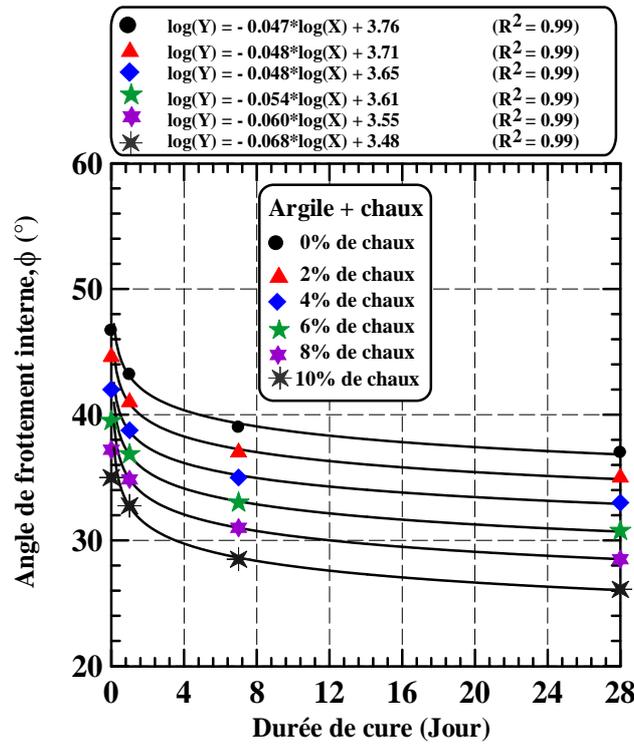


Figure 4.51: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la durée de cure pour différentes teneurs en chaux

La figure 4.14 à 4.16 indiquent clairement qu'il y'a une augmentation significative des valeurs de l'angle de frottement, encore plus prononcée pour une période de cure au delà de 7 jours. Un comportement Similaire a été observé par différents chercheurs (Gay et Schad 2000, Harichane et al. 2011).

5.5. Conclusion

Plusieurs essais ont été effectués au laboratoire pour étudier l'effet de la chaux sur les propriétés physiques et mécaniques d'un sol argileux instable. A partir des résultats obtenus durant cette étude les conclusions suivantes peuvent être dégagées. Pour les limites d'Atterberg du sol, on constate une augmentation des limites de liquidité et de plasticité. Une diminution significative de l'indice de plasticité a été constatée. La limite de liquidité et de plasticité ont augmenté avec l'augmentation de la période de cure et la teneur de la chaux, l'indice de plasticité a diminué pour les différentes périodes étudiées. La chaux fait diminuer la densité sèche maximale et fait augmenter la teneur en eau optimale. L'utilisation de la chaux fait augmenter la contrainte de cisaillement maximale. Une augmentation considérable dans les paramètres de cisaillement des échantillons traités à la chaux est observée. L'augmentation de la durée de cure influe considérablement sur la contrainte de cisaillement ainsi que sur les paramètres de cisaillement. En effet, on constate une augmentation de la contrainte de cisaillement maximale ainsi que la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne du sol traité à la chaux ceci montre l'efficacité du traitement à la chaux et la durée du cure appliquée au sol.

————— Conclusions générales et perspectives —————

1. Objectifs visés

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. En plus, l'évolution actuelle du contexte socioéconomique dans le domaine des ouvrages en terre 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 oeuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Bien que plusieurs chercheurs aient démontrés qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec de la chaux, du ciment et/ou combinés aux différents ajouts minéraux.

En premier lieu, une méthodologie a été suivie pour la collecte, la sélection et la caractérisation des mauvais sols fins et ceci pour une éventuelle amélioration par addition d'ajouts cimentaires (chaux).

En second lieu, un protocole expérimental a été établi et basé sur des normes internationales pour effectuer des essais géotechniques au laboratoire. Parmi ces essais on cite les limites d'Atterberg, le compactage, et le cisaillement.

2. Principaux résultats obtenus

A partir des résultats obtenus durant cette étude on peut conclure que quand la chaux est ajoutée au sol un changement appréciable dans le comportement de plasticité a été observé:

- Une réduction considérable de l'indice de plasticité;
- La chaux fait diminuer la densité sèche maximale et fait augmenter la teneur en eau optimale.

Les échantillons traités avec la chaux présentent souvent une amélioration rapide et importante des propriétés mécaniques (cisaillement). Cet effet est beaucoup plus prononcé pour des périodes de cure delà de sept jours. La durée de cure joue un rôle important dans le développement de cette résistance.

3. Perspectives

Dans une perspective de recherche, plusieurs domaines méritent au moins d'être approfondis tels que:

- Etude de la durabilité du traitement dans des conditions environnementales variées et sévères;
- Etude et évaluation de l'efficacité du traitement en présence de différents composés organiques en termes de gain de résistance;
- Analyser l'effet de la période de cure sur les sols améliorés par d'autres ajouts a sa voir cendre volante, laitier, pouzzolane naturelle.....).

Références bibliographiques

- [1] Afès, M. & Didier, G., (1999). Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). *Bull Eng Geol Env*, vol. 59, pp 75-83.
- [2] Al Hassan, M., (2008). Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash. *Assumption University Journal of Technology*, Vol. 12, pp. 115-120.
- [3] Al Hassan, M., Mustapha, M., (2007). Effect of rice husk ash on cement stabilized laterite. *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, Vol. 11, pp. 47-58.
- [4] Al-Rawas, A.A., Goosen, M.F.A., (2006). *Expansive soils-Recent advances in characterization and treatment*. Taylor & Francis Group, Balkema, London, UK.
- [5] Al-Rawas, A.A., Hago, A.W., Al-Sarmi, H., (2005). Effect of lime, cement and sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, Vol. 40, pp. 681-687.
- [6] Altun, S., Sezer, A., Erol, A., (2009). The effects of additives and curing conditions on the mechanical behavior of a silty soil. *Cold Regions Science and Technology*, Vol. 56, pp. 135-140.
- [7] Ansary, M.A., Noor, M.A., Islam, M., (2006). Effect of fly ash stabilization on geotechnical properties of Chittagong coastal soil. Paper presented at the geotechnical symposium on soil stress-strain behavior, Roma, Italy, pp. 443-454.
- [8] Attoh-Okine, N.O., (1995). Lime treatment of laterite soils and gravels-revisited. *Construction and Building Materials*, Vol. 9, pp. 283-287.
- [9] Baghdadi, Z.A., (1990). Utilization of kiln dust in clay stabilization. *Journal of King Saud University* 11, *Engineering Sciences*, Vol. 2, pp. 153-163.
- [10] Bagherpour, I., Choobasti, A. J., (2003). Stabilization of fine-grained soils by adding micro silica and lime or micro silica and cement. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle B, pp. 1-10.
- [11] Basha, E.A., Hashim, R., Mahmud, H.B., Muntohar, A.S., (2005). Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp. 448-453.
- [12] Basha, E.A., Hashim, R., Muntohar, A.S., (2003). Effect of the cement-rice husk ash on the plasticity and compaction of soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle A, pp. 1-8.
- [13] Belhireche H., Abdelghani Y., (2013). Étude des effets du sable des dunes et des ajouts cimentaires sur les propriétés géotechniques des sols fins Mémoire de Master. Département de Génie Civil, Université de Chlef.
- [14] Bell, F.G., (1978). *Méthodes de traitement des sols instables*. Editions Eyrolles, France, 240p.
- [15] Bell, F.G., (1993). *Engineering treatment of soils*. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.

- [16] Bell, F.G., (1994). An assessment of cement-PFA and lime-PFA used to stabilize clay-size materials. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, Vol. 49, pp. 25-32.
- [17] Bell, F.G., (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, Vol. 42, pp. 223-237.
- [18] Bozbey, I, Garaisayev, S., (2010). Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay. *Earth and Environmental Science*, Vol. 60, N°6, pp. 1137-1151.
- [19] Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M., Lee, F.H., (2004). Physicochemical and engineering behaviour of cement treated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, N°7, pp. 696-706.
- [20] Degirmenci, N., Okucu, A., Turabi, A., (2007). Application of phosphogypsum in soil stabilization. *Building and Environment*, Vol. 42, pp. 3393-3398.
- [21] Eren, S., Filiz, M., (2009). Comparing the conventional soil stabilization methods to the consoled system used as an alternative admixture matter in Isparta Daridere material. *Construction and Building Materials*, Vol. 23, N°7, pp. 2473-2480.
- [22] Gay, G., Schad, H., (2000). Influence of cement and lime additives on the compaction properties and shear parameters of fine grained soils. *Otto-Graf Journal*, Vol. 11, pp. 19-31.
- [23] George, S.Z., Ponniah, D.A., Little, J.A., (1992). Effect of temperature on lime-soil stabilization. *Construction and Building Materials*, Vol. 6, pp. 247-252.
- [24] Goswami, R.K. and Singh. B., (2005), Influence of Fly Ash and Lime on Plasticity characteristics of Residual Lateritic Soil, *Ground Improvement*, Vol. 9, No. 4, pp.175-182.
- [25] Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., Grin, K., (2011). Effect of curing lime on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. *Int.J.civ. Eng* 9 (2): 90-96
- [26] Hossain, K.M.A., Lachemi, M., Easa, S., (2006). Characteristics of volcanic ash and natural lime based stabilized clayey soils. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pp. 1455-1458.
- [27] Hossain, K.M.A., Lachemi, M., Easa, S., (2007). Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua New Guinea. *Resources, Conservation and Recycling*, Vol. 51, pp. 711-731.
- [28] Kalkan, E., (2006). Utilization of red mud as a stabilization material for the preparation of clay liners. *Engineering Geology*, Vol. 87, pp. 220-229.
- [29] Kaniraj, S.R., Havanagi, V.G., (1999). Compressive strength of cement stabilized fly ash-soil mixtures. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp. 673-677.
- [30] Kavak, A., Akyarli, A., (2007). A field application for lime stabilization. *Environmental Geology*, Vol. 51, pp. 987-997.

- [31] Kenai, S., Bahar, R., Benazzoug, M., (2006). Experimental analysis of the effect of some compaction methods on mechanical properties and durability of cement stabilized soil. *Journal of Materials Science*, Vol. 41, pp. 6956-6964.
- [32] Koliass, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., Karahalios, A., (2005). Stabilization of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 27, pp. 301-313.
- [33] Kukko, H., (2000). Stabilization of clay with inorganic by-products. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 12, N°4, pp. 307-309.
- [34] Lav, A.H., Kenny, P.J., (1997). Fly ash production and its utilisation in road construction. *Road and Transportation Research*, Vol. 6, N°3, 7p.
- [35] Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: *Practical foundation engineering handbook*, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p.
- [36] Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J., Luo, H.L., (2007). Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 145, pp. 58-64.
- [37] Manasseh, J., Olufemi, A.I., (2008). Effect of lime on some geotechnical properties of Igumale shale. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, pp. 1-12.
- [38] Mellal, F., Lamri, B., (2009). Etude du comportement d'une Marne argileuse traitée à la chaux pour son réemploi dans la construction d'un remblai routier. *Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 » Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009*
- [39] Miller, G.A., Azad, S., (2000). Influence of soil type on stabilization with cement kiln dust. *Construction and Building Materials*, Vol. 14, pp. 89-97.
- [40] Mu'Azur, M.A., (2007). Influence of compactive effort on Bagasse ash with cement treated lateritic soil. *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, Vol. 10, pp. 79-92.
- [41] Muntohar, A.S., (2005). The influence of molding water content and lime content on the strength of stabilized soil with lime and rice husk ash. *Civil Engineering Dimension*, Vol. 7, pp. 1-5.
- [42] Muntohar, A.S., Hantoro, G., (2000). Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, pp. 1-9.
- [43] Nalbantoglu, Z., (2004). Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 377-381.
- [44] Okagbue, C. O. Ochulor O. H., (2007). The potential of cement-stabilized coal-reject as a construction material, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2007, Volume 66, Number 2, Page 143
- [45] Ola, S.A., (1977). The potentials of lime stabilization of lateritic soils. *Engineering Geology*, Vol. 11, pp. 305-317.

- [46] Osula, D.O.A., (1991). Lime modification of problem laterite. *Engineering Geology*, Vol. 30, pp. 141-154.
- [47] Osula, D.O.A., (1996). A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, Vol. 42, pp. 71-81.
- [48] Parsons, R.L., Kneebone, E., (2005). Field performance of fly ash stabilized subgrade. *Ground Improvement*, Vol. 9, pp. 33-38.
- [49] Peethamparan, S., Olek, J., (2008). Study of the effectiveness of cement kiln dusts in stabilizing Na-Montmorillonite clay. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 20, N°2, pp. 137-146.
- [50] Prabakar, J., Dendorkar, N., Morchhale, R.K., (2004). Influence of fly ash on strength behavior of typical soils. *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 263-267.
- [51] Rahman, M.D.A., (1986). The potentials of some stabilizers for the use of lateritic soil in construction. *Building and Environment*, Vol. 21, pp. 57-61.
- [52] Reyes, A., Pando, M., (2007). Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays. Paper presented at World of Coal Ash (WOCA), Covington, Kentucky, USA, pp. 1-13.
- [53] Sakr, M.A., Shahin, M.A., Metwally, Y.M., (2008). Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 27, N°1, pp. 105-113.
- [54] Sariosseiri, F., Muhunthan, B., (2009). Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology*, Vol. 104, pp. 119-125.
- [55] Senol, A., Edil, T.B., Bin-Shafique, M.S., Acosta, H.A., Benson, C.H., (2006). Soft subgrades stabilization by using various fly ashes. *Resources Conservation and Recycling*, Vol. 46, pp. 365-376.
- [56] Sezer, A., Inan, G., Yilmaz, H.R., Ramyar, K., (2006). Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and Environment*, Vol. 41, pp. 150-155.
- [57] Sivapullaiah, P.V., Lakshmikantha, H., Kiran, K.M., (2003). Geotechnical properties of stabilised Indian red earth. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, pp. 399-413.
- [58] Stavridakis, E.I., Hatzigogos, T.N., (1999). Influence of liquid limit and slaking on cement stabilized clayey admixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 17, pp. 145-154.
- [59] Tono, M.C., Gokceoglu, C., Ulusay, R., (2006). Stabilization of expansive Ankara clay with lime. In: Al Rawas AA, Goosen MFA, editors. *Expansive Soils-Recent Advances in Characterization and Treatment*. Taylor & Francis Group, Balkema, London, pp. 317-339.