

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي الشلف
Université Hassiba Benbouali –Chlef
كلية الهندسة المدنية والمعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



Mémoire de Master
Filière : Travaux Public
Spécialité : VOA

Thème

**Etude comparative du traitement d'une argile de classe C à la chaux et au ciment
dans les couches de forme des chaussées**

Présenté par :

Kadri noureddine

Amara aboubakr

Dirigé par:

Dr. zerrouk Abdelkader

Promotion : 2023/2024

Dédicace

Ce travail modeste est dédié :

À ma mère et À mon père À tous mes proches de la famille Kadri

, plus particulièrement, mes frères et mes sœurs tout à son nom

et sans oublier les ennemis du succès

À tous mes professeurs et tous mes chers amis et mes collègues,

Les étudiants de ma promotion ;

Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire.

KADRI Nouredine

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ce qui les plus chers au monde, mes parents, aux je n'arriverai

Jamais à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, leurs

Soutiens tout au long de mes études afin de faire de moi. A

Mes frères et sœurs ainsi que toute la famille.

Je dédie à tous mes amis qui je connais sans exception.

A tous mes professeurs ET tous les étudiants de la promotion

2023/2024.

AMARA Aboubakr

Remerciement

Je remercie premièrement Dieu Tout Puissant pour la volonté la santé et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces longues années.

Je également à exprimer mes vifs remerciements à mon directeur de mémoire, monsieur « **ZERROUK** ». Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs, et mes frères, pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Sommaire

ملخص	1
Abstact	2
Résumé.....	3
Notations	5
Introduction générale	6
Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables.....	8
1.1. Introduction	9
1.2. Identification et classification des sols instables	9
1.2.1. Caractérisation des sols instables	9
1.2.2. Les argiles	11
1.2.3. Les différents types d'argiles	12
1.2.4. Les limons	14
1.2.5. Les marne	15
1.2.6. Définition des minéraux argileux	16
1.3. Principaux problèmes des sols argileux	17
1.3.1. Phénomène de gonflement	18
1.3.2. Tassements	19
1.3.3 Glissements	20
1.4. Quelques cas pathologiques	20
1.4.1. Cas des bâtiments	20

1.4.2. Cas des chaussées	21
1.5. Méthodes d'amélioration des sols	22
1.5.1. Méthodes mécaniques	22
1.5.1.1. Méthode de substitution	22
1.5.1.2. Compactage de surface	22
1.5.1.3. Compactage dynamique	22
1.5.1.4. vibro compactage	23
1.5.2. Méthodes hydromécaniques	24
1.5.2.1. Pré chargement ou pré compression	24
1.6. Conclusion	25
Chapitre 2 Travaux effectués sur les sols améliorés	26
2.1.introduction	27
2.2. Caractérisation des sols peu portants	27
2.2.1.caractéristiques des argile	28
2.2.2.Caractéristiques minéralogiques des argiles	30
2.3. Techniques et produits potentiels de stabilisation	34
2.3.1. Processus de stabilisation	34
2.3.2. Utilisation de la chaux	35
2.3.2.1. Influence de la chaux sur les limites d'atterberg	36
2.3.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques du compactage	37
2.3.2.3. Influence de la chaux sur la résistance du cisaillement	38
2.3.3. Utilisation du ciment portland	39
2.3.3.1. Influence du ciment sur les limites d'atterberg	39
2.3.3.2. Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage	40
2.3.3.3. Influence du ciment sur la résistance du cisaillement	41
2.3.3.4. Les propriétés chimiques	41
2.3.3.5. Processus de stabilisation	42

2.3.3.6. Méthode d'application	42
2.3.4. Choix du stabilisant retenu dans le cadre de cette étude	43
2.4. Processus de stabilisation la chaux	45
2.4.1. L'échange cationique	46
2.4.2. La floculation et l'agglomération de l'argile	47
2.4.3. La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques	49
2.4.4. La performance des traitements à la chaux	50
2.4.4.1. La performance à long terme	50
2.4.4.2. L'effet gel-d 'égal	51
2.5. Conclusion	52
Chapitre 3 Matériaux utilisés et Essais en laboratoire.....	54
3.1. Introduction	55
3.2. Matériaux utilisés	56
3.2.1. Sol utilisés	56
3.2.2. Chaux	57
3.2.3. Ciment	58
3.3. Déroulement des essais	60
3.3.1. Analyse granulométrique	60
3.3.2. Détermination des limites d'atterberg	63
3.3.2.1. Détermination de la limite de liquidité	63
3.3.2.2. Détermination de la limite de plasticité	65
3.3.2.3. Détermination de l'indice de plasticité	66
3.4. Classification et minéralogie des sols-témoins	66
3.5. Applicabilité de la stabilisation	67
3.5.1. A la chaux	67
3.5.2. Au ciment	68
3.6. Compactage (Essais Proctor)	70

3.7. Essais et comportement des mélanges au CBR	72
3.8. Essais et comportement des mélanges au cisaillement	74
3.9. Essai au pycnomètre	76
3.10. Essai au bleu de méthylène	78
3.11. Détermination de la résistance à la compression	79
3.11.1. Préparation des échantillons	80
3.11.1.1. Ciment	80
3.11.1.2. La chaux :	80
3.11.2. Confection des éprouvettes	81
3.11.2.1. Le malaxage	81
3.11.2.2. Moulage et démoulage	82
3.11.3. Résistance à la compression	83
3.12. Conclusion	84
Chapitre 4 - Présentation et interprétation des résultats	86
4.1. Introduction	87
4.2. Interprétation des résultats	87
4.2.1. Interprétation des résultats d'essais Proctor modifié	87
4.2.1.1. Traitement avec le ciment	88
4.2.1.2. Traitement avec la chaux	88
4.2.2. Etude comparative des deux techniques de traitement	90
4.2.2.1. Evolution de la densité sèche en fonction du pourcentage d'ajout	90
4.2.2.2. Evolution de la teneur en eau en fonction du pourcentage d'ajout	91
4.2.3. Essai au pycnomètre	93
4.2.4. Essai au bleu méthylène	95
4.2.5. Interprétation des résultats d'essais C.B.R	96

4.2.5.1. Traitement avec le ciment	98
4.2.5.2. Traitement avec la chaux	101
4.2.6. Limites d'Atterberg	106
4.2.6.1. Limite de liquidité	106
4.2.6.2. Limite de plasticité	107
4.2.6.3. L'indice de plasticité	107
4.2.7. Résistance à la compression	109
4.2.7.1. La courbe de résistance à la compression simple de l'argile non traitée	109
4.2.7.2. Influence du Pourcentage de ciment Sur la Compression Simple.....	109
4.2.7.2.1. Influence du 6% de ciment sur la compression simple	110
4.2.7.2.2. Influence du 8% de ciment sur la compression simple	111
4.2.7.2.3. Influence du 10% de ciment sur la compression simple	111
4.2.7.2.4. Influence du 12% de ciment sur la compression simple	112
4.2.7.2.5. Influence du 14% de ciment sur la compression simple	113
4.2.7.2.6. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 6%, 8%, 10%, 12% et 14% de ciment.....	114
4.2.7.3. Influence du Pourcentage de la chaux Sur la Compression Simple.....	115
4.2.7.3.1. Influence du 6% de la chaux sur la compression simple.....	115
4.2.7.3.2. Influence du 8% de la chaux sur la compression simple.....	116
4.2.7.3.3. Influence du 10% de la chaux sur la compression simple	117
4.2.7.3.4. Influence du 12% de la chaux sur la compression simple	118
4.2.7.3.5. Influence du 14% de la chaux sur la compression simple	119
4.2.7.3.6. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 6%, 8%, 10%, 12% et 14% de la chaux	120
4.2.8. Essai au cisaillement direct	122

4.2.8.1. Le cisaillement direct de l'argile non traitée	122
4.2.8.2. Influence du 8% de ciment sur le cisaillement direct	123
4.2.8.3. Influence du 10% de ciment sur le cisaillement direct	124
4.2.8.4. Influence du 12% de ciment sur le cisaillement direct	125
4.2.8.5. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 8%, 10%, et 12% de ciment	126
4.2.8.6. Influence du 8% de la chaux sur le cisaillement direct	128
4.2.8.7. Influence du 10% de la chaux sur le cisaillement direct	130
4.2.8.8. Influence du 12% de la chaux sur le cisaillement direct	131
4.2.8.9. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 8%, 10%, et 12% de la chaux	132
4.3. Conclusion	134
5. Conclusion Générales et perspectives	136
Références bibliographiques	138

ملخص

الهدف من دراسة التربة الطينية لمنطقة الزباجة المعالجة بالإسمنت و الجير هو ادماج هذا النوع من المواد في مجال تعزيز التربة و تقويتها.

في هذا السياق اجرينا تجارب من قبيل تجربة القص المباشر , و الضغط , التي تتم معالجتها في نسب مختلفة من الاسمنت و الجير , و الاحتفاظ بها في الفترة من 7, 14 و 28 يوما. و هناك زيادة مستمرة في الاسمنت من 6% الى 14% يعني تحسنا من الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية , مما يعني ان سلوك الخلطات جيد.

الكلمات المفتاحية: دراسة تجريبية، اختبارات الضغط، اختبارات القص C.B.R، اختبار القص، الجير الموحد، الجير، الأسمنت.

Résumé

L'objectif de l'étude du sol argileux de la région de ZEBABDJA traité avec du ciment et de la chaux est d'intégrer ce type de matériaux dans le domaine du renforcement et de la consolidation des sols.

Dans ce contexte, nous avons effectué des essais tels que l'essai de cisaillement direct et de compression, traités avec différentes proportions de ciment et de chaux, et conservés pendant des périodes de 7, 14 et 28 jours. Une augmentation continue du ciment de 6 % à 14 % montre une amélioration des propriétés physiques et mécaniques, ce qui signifie que le comportement des mélanges est bon.

Mots clés : Etude expérimentale, essais de compactage, essais C.B.R cisaillement, UCS, chaux, ciment.

Abstact

The objective of studying the clay soil of the ZEBABDJA area treated with cement and lime is to incorporate this type of material into the field of soil reinforcement and strengthening. In this context, we conducted experiments such as the direct shear test and compression test, treated with different proportions of cement and lime, and maintained them for periods of 7, 14, and 28 days. A continuous increase in cement from 6% to 14% indicates an improvement in physical and mechanical properties, which means that the behavior of the mixtures is good.

Key words: Experimental study, compaction tests, C.B.R shear tests, UCS, lime, cement.

Notations

V_t :	Volume total du sol en	m ³
V_s :	Volume des grains solides en	m ³
ρ_s :	La masse volumique des grains solides en	kg .m ⁻³
ρ_w :	La masse volumique de l'eau en	kg .m ⁻³
ρ_d :	La masse volumique du sol sec en	kg .m ⁻³
A :	Section de l'éprouvette en	m ²
M :	la masse de l'échantillon à prélever en	kg
D :	la dimension des grains du sol en	mm
P :	Le poids de l'échantillon avant le lavage dans le tamis qu'a le diamètre 0.08 en	kg
P' :	Le poids de l'échantillon subit à séchage dans un four pendant 24h en	kg
W :	Teneur en eau	
W_{opt} :	Qui est la teneur en eau de l'optimum Proctor normal (OPN)	
I_p :	Indice de plasticité (%)	
W_L :	Limite de liquidité (%)	
W_P :	Limite de plasticité (%)	
Φ :	Angle de frottement interne (°)	
σ :	Contrainte normale du cisaillement à la boîte (bars)	
τ :	Contrainte du cisaillement (bars)	
C :	Cohésion totale (MPa)	

Introduction générale

Introduction générale

Introduction :

Les sols instables présentent un défi majeur dans de nombreuses applications de génie civil et de construction. Pour surmonter ces défis, diverses méthodes d'amélioration des sols ont été développées et utilisées avec succès. Cette introduction se penche sur l'efficacité de certaines de ces méthodes, en mettant particulièrement l'accent sur l'analyse bibliographique des travaux effectués sur l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux améliorés.

Avant d'entrer dans les détails de l'effet de la durée de cure, il est essentiel de comprendre les méthodes couramment utilisées pour améliorer les sols instables. Ces méthodes peuvent inclure le renforcement mécanique, la stabilisation chimique, l'injection de liants, entre autres. Chaque méthode a ses avantages et ses limitations, et le choix approprié dépend des caractéristiques spécifiques du site et des objectifs du projet.

Une partie importante de cette étude consiste à examiner les recherches antérieures sur l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux améliorés. Cette analyse bibliographique fournira un aperçu des tendances, des méthodologies et des conclusions établies dans la littérature existante. En comprenant les résultats précédents, nous pouvons mieux évaluer l'impact potentiel de la durée de cure sur les performances des sols améliorés.

Pour approfondir notre compréhension de l'effet de la durée de cure, des essais en laboratoire sont nécessaires. Cette section détaille les matériaux utilisés dans nos essais, y compris les types de sols, les agents d'amélioration, et les conditions de cure. Les essais en laboratoire sont conçus pour simuler les conditions sur le terrain et mesurer de manière précise les propriétés des sols améliorés sous différentes durées de cure.

Enfin, cette étude présentera les résultats des essais en laboratoire et les interprétera à la lumière des informations recueillies dans l'analyse bibliographique. Nous examinerons comment la durée de cure affecte les propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux améliorés, en mettant en évidence les tendances observées et leur signification pratique pour les pratiques d'ingénierie.

Introduction générale

En résumé, cette introduction établit le contexte pour notre étude sur l'effet de la durée de cure sur les sols fins argileux améliorés, en mettant en relation les méthodes d'amélioration des sols, l'analyse bibliographique, les essais en laboratoire et l'interprétation des résultats. En combinant ces éléments, nous visons à fournir des informations précieuses pour les praticiens du génie civil et de la construction confrontés aux défis des sols instables.

Chapitre 1

Méthodes d'amélioration des sols
instables

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

1.1. Introduction :

Les sols instables représentent un domaine d'étude crucial dans le domaine de l'ingénierie géotechnique car leur comportement peut poser de sérieux défis lors de la conception et de la construction d'infrastructures, Dans ce chapitre nous explorerons l'identification la classification et la caractérisation des sols instables en mettant particulièrement l'accent sur les argiles les limons et les marnes qui sont parmi les types de sols les plus problématiques, Les argiles constituants majeurs des sols instables se distinguent par leur structure fine et leur forte capacité de rétention d'eau, Nous examinerons les différents types d'argiles et définirons les minéraux argileux qui les composent tout en mettant en lumière les principaux problèmes associés à ces sols tels que les phénomènes de gonflement les tassements et les glissements qui peuvent entraîner des cas pathologiques dommageables pour les infrastructures notamment les bâtiments et les chaussées, Face à ces défis différentes méthodes d'amélioration des sols ont été développées pour renforcer et stabiliser les sols instables, Nous discuterons des approches mécaniques telles que la méthode de substitution le compactage de surface le compactage dynamique et le vibro compactage ainsi que des méthodes hydrodynamiques telles que la pré compression et la pré charge qui visent à renforcer la capacité portante des sols et à réduire les risques d'instabilité.

1.2. Identification et classification des sols instables :

1.2.1. Caractérisation des sols instables :

La caractérisation des sols instables est essentielle pour comprendre leur comportement et prendre les mesures nécessaires pour prévenir les risques géotechniques associés. Voici quelques éléments clés qui entrent généralement en jeu dans la caractérisation des sols instables :

La classification du sol est fondamentale, Les sols instables peuvent être argileux sableux limoneux ou une combinaison de ceux-ci, Chaque type de sol a des propriétés distinctes qui influencent sa stabilité.

La composition du sol y compris sa granulométrie et sa structure peut jouer un rôle majeur dans sa stabilité, Par exemple les sols contenant une proportion élevée d'argile

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

peuvent être plus sujets à l'instabilité en raison de leur capacité à retenir l'eau et à subir des changements de volume.

La teneur en eau du sol est un facteur critique, Les sols saturés en eau ont tendance à être plus instables que les sols secs car la pression interstitielle peut réduire la cohésion du sol et entraîner des glissements de terrain ou des liquéfactions.

La structure géologique sous-jacente peut influencer la stabilité des sols, Par exemple la présence de failles ou de fractures peut affaiblir les couches de sol et augmenter les risques d'instabilité.

La pente et la topographie du terrain jouent un rôle majeur dans la stabilité des sols, Les pentes raides sont plus susceptibles de subir des glissements de terrain, tandis que les sols situés dans des zones déprimées peuvent être sujets à l'accumulation d'eau et à la liquéfaction.

Examiner l'historique des mouvements de terrain dans la région peut fournir des informations précieuses sur la stabilité des sols, Les zones qui ont connu des glissements de terrain des affaissements ou d'autres phénomènes similaires sont plus susceptibles de présenter des sols instables.

Des tests géotechniques spécifiques peuvent être effectués pour évaluer les propriétés mécaniques des sols telles que la résistance au cisaillement la compressibilité et la perméabilité, Ces tests aident à quantifier la stabilité des sols et à identifier les risques potentiels.

En combinant ces différentes informations les ingénieurs géotechniciens peuvent évaluer la stabilité des sols et recommander des mesures d'atténuation appropriées pour minimiser les risques associés aux sols instables, Cela peut inclure des techniques de renforcement du sol des mesures de drainage des modifications de la conception des structures ou même des mesures d'évitement dans les cas les plus graves. [1-7]

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

1.2.2. Les argiles :

Les argiles sont des sols très courants et peuvent être sujets à divers types d'instabilité en fonction de leur composition de leur structure et des conditions environnementales. Voici quelques caractéristiques des argiles qui peuvent contribuer à leur instabilité :

Les argiles ont souvent une forte plasticité ce qui signifie qu'elles peuvent subir des déformations importantes sous contrainte, Cela peut les rendre sensibles aux mouvements de terrain tels que le fluage ou le tassement différentiel.

Les argiles ont une capacité élevée à retenir l'eau, Lorsqu'elles sont saturées, leur cohésion peut être réduite ce qui les rend plus susceptibles de se déformer ou de glisser.

Les argiles ont tendance à se contracter lorsqu'elles s'assèchent et à gonfler lorsqu'elles absorbent l'eau, Ce cycle de retrait et de gonflement peut entraîner des mouvements de sol et des dommages aux structures construites dessus.

Sous le poids des structures ou d'autres charges les argiles peuvent subir une compression significative, Si cette compression est inégale elle peut entraîner des problèmes de stabilité tels que des affaissements ou des glissements de terrain.

Les argiles peuvent également être sensibles aux variations de température ce qui peut entraîner des contraintes thermiques et des déformations du sol.

Pour caractériser les argiles et évaluer leur stabilité plusieurs tests géotechniques sont souvent utilisés notamment des tests de plasticité pour déterminer leur indice de plasticité des tests de compression pour évaluer leur compressibilité et des tests d'humidité pour comprendre leur comportement en fonction de la teneur en eau.

En raison de leur nature complexe et de leurs propriétés variées il est crucial de mener une caractérisation détaillée des argiles dans tout projet de génie civil ou de construction afin de prendre les mesures appropriées pour prévenir les risques d'instabilité du sol, Cela peut inclure des techniques de construction spéciales des mesures de drainage ou même des modifications du site pour minimiser les risques potentiels. [8-12]

1.2.3. Les différents types d'argiles :

Les argiles sont des minéraux argileux formés par la décomposition des roches contenant des minéraux argileux tels que la kaolinite la montmorillonite l'illite et la smectite, Ces minéraux argileux peuvent être classés en plusieurs types principaux en fonction de leur composition et de leurs propriétés, Voici quelques-uns des principaux types d'argiles :

Kaolinite : La kaolinite est un type d'argile composée principalement de kaolinite un minéral argileux qui est généralement blanc, Elle est utilisée dans la fabrication de la porcelaine des céramiques des papiers des médicaments et d'autres produits.

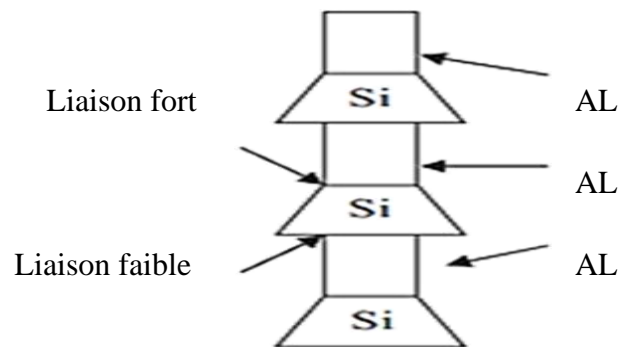


Figure1.1 : Structure de la kaolinite

Montmorillonite : La montmorillonite est un type d'argile expansible appartenant au groupe des smectites, Elle a une structure en feuillet ce qui signifie qu'elle peut gonfler lorsqu'elle est hydratée, La bentonite est un type de montmorillonite utilisé dans une variété d'applications industrielles et commerciales y compris les boues de forage les agents de floculation les agents de gonflement du sol etc.

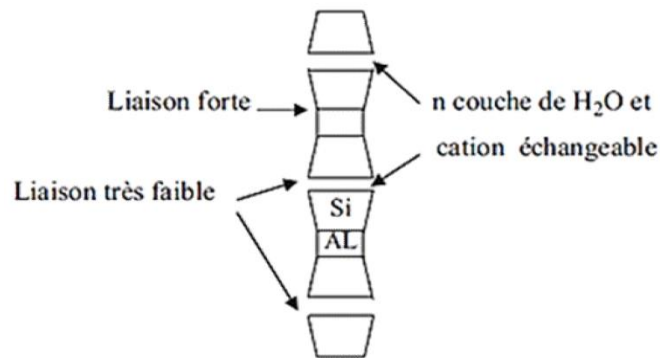


Figure 1.2: Structure de la montmorillonite

Illite : L'illite est un minéral argileux qui se trouve souvent associé à d'autres argiles, Elle est généralement plus fine que la kaolinite et la montmorillonite, L'illite est utilisée dans la fabrication de céramiques de briques de ciments et dans l'industrie pétrolière entre autres applications.

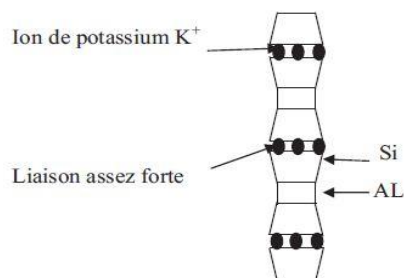


Figure 1.3: Structure d'illite

Smectite : La smectite est un groupe de minéraux argileux comprenant plusieurs types tels que la montmorillonite la saponite et la hectorite, Ils sont caractérisés par leur capacité à gonfler lorsqu'ils sont hydratés, La smectite est utilisée dans une gamme d'applications y compris dans les produits cosmétiques les produits pharmaceutiques les fluides de forage et les géo synthétiques.

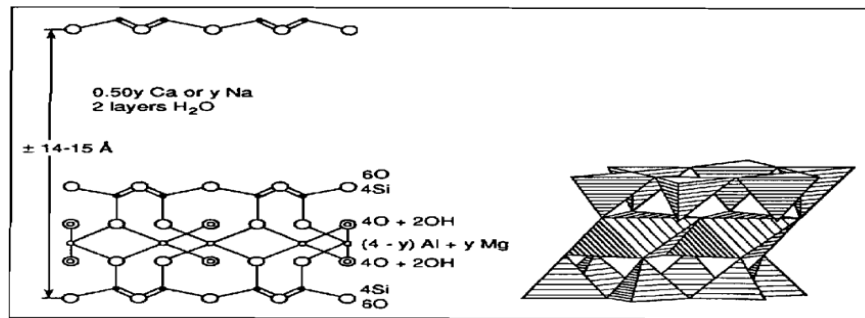


Figure 1.4: Structure de la smectite

Chlorite : Le chlorite est un minéral argileux qui se trouve souvent dans les roches métamorphiques et les schistes. Bien qu'elle ne soit pas aussi couramment utilisée que d'autres types d'argiles, la chlorite est parfois utilisée dans l'industrie des matériaux réfractaires et comme agent de remplissage dans certains produits.

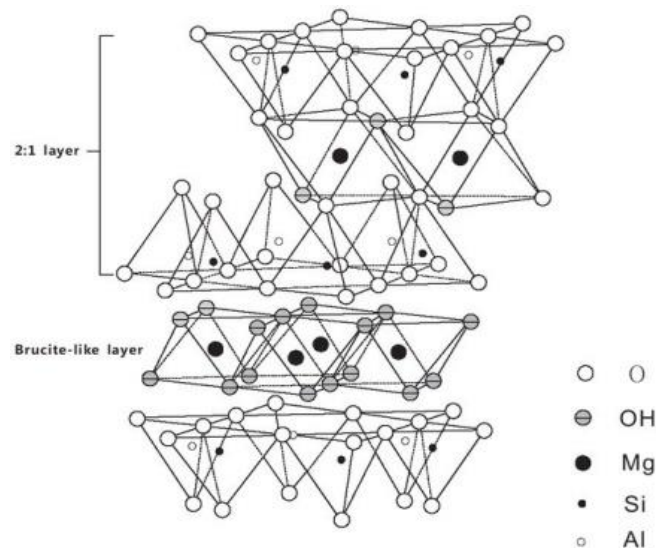


Figure 1.5: Structure de la Chlorite

Ces types d'argiles ont des propriétés physiques et chimiques différentes, ce qui les rend adaptés à diverses applications industrielles, commerciales et artisanales.

1.2.4. Les limons :

Les limons sont un type de particules de sol dont la taille se situe entre celle des particules de sable et celle des particules d'argile, Ils sont caractérisés par leur texture fine et leur capacité à retenir l'eau, Voici quelques caractéristiques et informations sur les limons :

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

Les limons ont une taille de particules plus petite que le sable mais plus grande que l'argile, Ils mesurent généralement entre 0,002 et 0,05 millimètres.

En raison de leur taille de particules relativement fine les limons ont une texture douce et lisse au toucher, Ils sont souvent décrits comme ayant une sensation semblable à celle de la farine.

Les limons sont composés de divers minéraux mais ils contiennent généralement une proportion importante de quartz de feldspath et de mica ainsi que des minéraux argileux tels que la kaolinite.

Les limons se forment généralement par l'érosion et la fragmentation de roches et de minéraux au fil du temps, Ils peuvent être transportés par l'eau le vent ou d'autres forces géologiques et se déposer dans les bassins versants les lacs les rivières et les plaines inondables.

Les limons ont la capacité de retenir l'eau et les nutriments ce qui en fait un sol fertile pour la croissance des plantes. Cependant ils peuvent également avoir une faible capacité de drainage ce qui peut entraîner des problèmes d'engorgement dans certains sols.

Les sols limoneux sont largement utilisés dans l'agriculture en raison de leur fertilité et de leur capacité à retenir l'eau et les nutriments, Ils sont également utilisés dans la construction pour leurs propriétés de compactage et de stabilité.

En résumé les limons sont un type de particules de sol présentant une texture fine, une capacité de rétention d'eau et une composition minérale diversifiée ce qui les rend précieux dans diverses applications agricoles et de construction. [13-16]

1.2.5. Les marne :

Les marnes sont une roche sédimentaire composée de particules de taille fine principalement de la boue du limon et de l'argile, Elles se forment dans des environnements marins ou lacustres où des dépôts de boue se sont accumulés et ont été compactés au fil du temps, Les marnes peuvent varier en couleur en fonction des minéraux présents allant du gris au brun voire au noir, Elles sont souvent utilisées comme matériau de construction dans la fabrication de céramiques ou comme source de matières premières pour l'industrie du ciment, De plus les marnes peuvent jouer un

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

rôle important dans la géologie en tant que source d'informations sur les conditions environnementales passées grâce aux fossiles et aux autres indices qu'elles peuvent contenir.

1.2.6. Définition des minéraux argileux :

Les minéraux argileux, également connus sous le nom d'argiles sont des minéraux en feuilletés ou en lamelles qui se forment à partir de roches altérées, Ils sont caractérisés par leur structure en feuillets qui leur confère des propriétés particulières telles que la capacité d'absorption d'eau et de rétention d'humidité, Les argiles sont largement utilisées dans de nombreuses applications notamment dans l'industrie de la céramique de la construction de l'agriculture et comme agents de clarification dans le traitement de l'eau. Les principaux minéraux argileux comprennent la kaolinite l'illite la montmorillonite et la smectite entre autres, Chacun de ces minéraux argileux a des propriétés chimiques et physiques distinctes qui les rendent adaptés à différents usages. [17-18]

Tableau 1.1: Classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces

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 ↑ T-O-T
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H ₂ O, cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulgite	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>

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

Tableau 1.2: Caractéristiques des argiles

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 $\text{meq}/100\text{g}$
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 argileux :

Les sols argileux présentent plusieurs problèmes qui peuvent affecter l'agriculture la construction et l'environnement, Voici quelques-uns des principaux problèmes associés aux sols argileux :

Les sols argileux sont sujets au compactage ce qui réduit la porosité du sol la circulation de l'air et de l'eau et limite la croissance des racines des plantes.

La forte capacité de rétention d'eau des sols argileux peut entraîner un drainage insuffisant ce qui favorise le développement de problèmes tels que l'anaérobiose racinaire et la pourriture des racines des plantes.

Les sols argileux peuvent se rétracter lorsqu'ils s'assèchent entraînant des fissures dans le sol qui peuvent nuire aux structures de surface comme les routes et les bâtiments.

La texture collante des sols argileux rend leur travail difficile en particulier lorsqu'ils sont humides ce qui peut entraver les activités agricoles telles que la plantation et la récolte.

Lorsque les sols argileux sont exposés à l'érosion ils peuvent être emportés facilement en raison de leur forte plasticité ce qui peut entraîner la perte de sol fertile et la pollution des cours d'eau.

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

Les nutriments dans les sols argileux peuvent être fortement adsorbés par les particules d'argile les rendant moins disponibles pour les plantes et nécessitant parfois une fertilisation supplémentaire.

Les sols argileux ont tendance à se dilater par temps humide et à se contracter par temps sec ce qui peut endommager les structures construites sur ces sols.

Dans certaines régions les sols argileux peuvent devenir salins en raison de l'accumulation de sels ce qui peut rendre la terre impropre à la culture.

Ces problèmes nécessitent souvent des techniques de gestion spécifiques pour minimiser leurs effets néfastes sur l'agriculture l'environnement et les infrastructures. [19-24]

1.3.1. Phénomène de gonflement :

Le phénomène de gonflement est un problème courant associé aux sols argileux également connu sous le nom de "gonflement argileux" ou "gonflement-séchage", Il se produit lorsque les sols argileux absorbent l'eau et se dilatent puis se contractent lorsqu'ils s'assèchent, Ce cycle de gonflement et de rétraction peut causer divers problèmes, notamment :

Les fondations des bâtiments des routes et d'autres infrastructures peuvent être endommagées par le gonflement des sols argileux, Lorsque le sol se dilate il exerce une pression sur les structures environnantes ce qui peut entraîner des fissures et des dommages structurels.

Sur les routes construites sur des sols argileux le gonflement peut provoquer des déformations des bosses et des affaissements ce qui nuit à la sécurité et à la durabilité de la route.

Dans les zones agricoles le gonflement des sols argileux peut causer des fissures dans le sol ce qui réduit la capacité du sol à retenir l'eau et les nutriments et entrave la croissance des cultures.

Le gonflement des sols argileux peut obstruer les systèmes de drainage ce qui entraîne une mauvaise évacuation de l'eau et favorise l'accumulation d'humidité créant ainsi

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

des conditions propices à la pourriture des racines et à d'autres problèmes liés à l'excès d'eau.

Sur les pentes le gonflement des sols argileux peut augmenter le risque de glissements de terrain en provoquant un mouvement du sol lorsque celui-ci se dilate.

Pour atténuer les effets du phénomène de gonflement diverses techniques de gestion peuvent être utilisées notamment la conception de fondations adaptées aux sols argileux l'utilisation de matériaux de drainage appropriés et la mise en œuvre de pratiques agricoles pour améliorer la structure du sol. [25-31]

1.3.2. Tassements :

Le terme "tassements" peut être utilisé dans différents contextes mais il est souvent associé à des phénomènes de géotechnique ou de génie civil, Voici quelques interprétations possibles :

Dans le domaine de la géotechnique les tassements désignent la déformation verticale d'un sol sous l'effet d'une charge, Lorsqu'une structure est construite sur un sol elle exerce une pression sur celui-ci, Cette pression peut entraîner une compression du sol ce qu'on appelle un tassement, Les tassements peuvent avoir des conséquences importantes sur la stabilité des structures, notamment les bâtiments et les infrastructures.

Il s'agit des tassements inégaux qui se produisent lorsque différentes parties d'une structure subissent des tassements différents, Les tassements différentiels peuvent provoquer des dommages structurels tels que des fissures dans les murs ou des déformations des fondations.

Les ingénieurs utilisent différentes techniques pour mesurer les tassements des sols notamment des capteurs de déformation placés dans le sol ou des relevés topographiques de surface.

Dans le domaine de la construction le tassement peut également se référer au processus de compactage des sols, Il s'agit de l'application d'une pression contrôlée sur un sol pour réduire les vides d'air et augmenter sa densité ce qui améliore sa capacité portante et réduit les risques de tassement ultérieur sous charge.

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

En résumé le terme "tassements" fait référence à la déformation verticale des sols sous l'effet d'une charge et peut avoir des implications importantes dans le domaine de la construction et de la géotechnique. [32]

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. [33]

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



Figure. 1.6: 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 1.7)



Figure. 1.7: Déformation d'une chaussée de sol instable

1.5. Méthodes 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 [34]. 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 1.8)

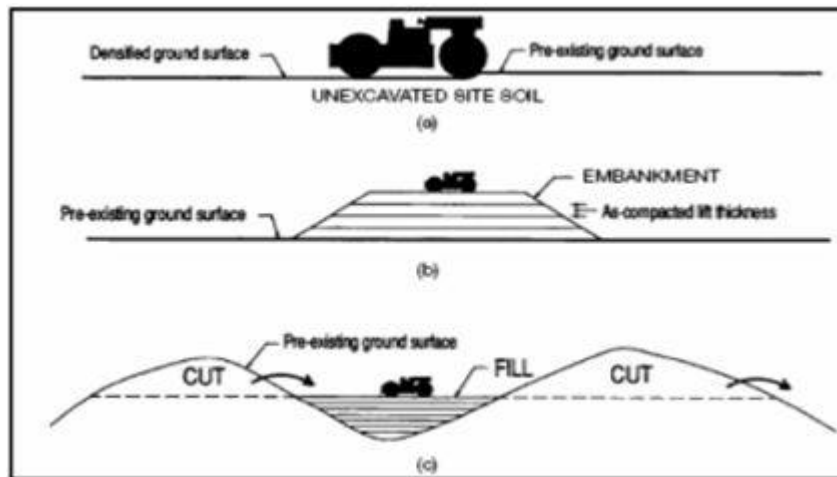


Figure 1.8: Types de compactage de surface

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

Chapitre 1 Méthodes d'amélioration des sols instables

surface avec une dame en chute libre (Figure 1.9). 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 1.9).



Figure. 1.9: 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. Vibro compactage :

Le procédé de vibro compactage, 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 1.10)



Figure.1.10 : Procédé du vibrocompactage

Ce procédé de vibro compactage 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. Pré chargement ou pré compression :

La pré compression 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 pré chargement 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 1.11).

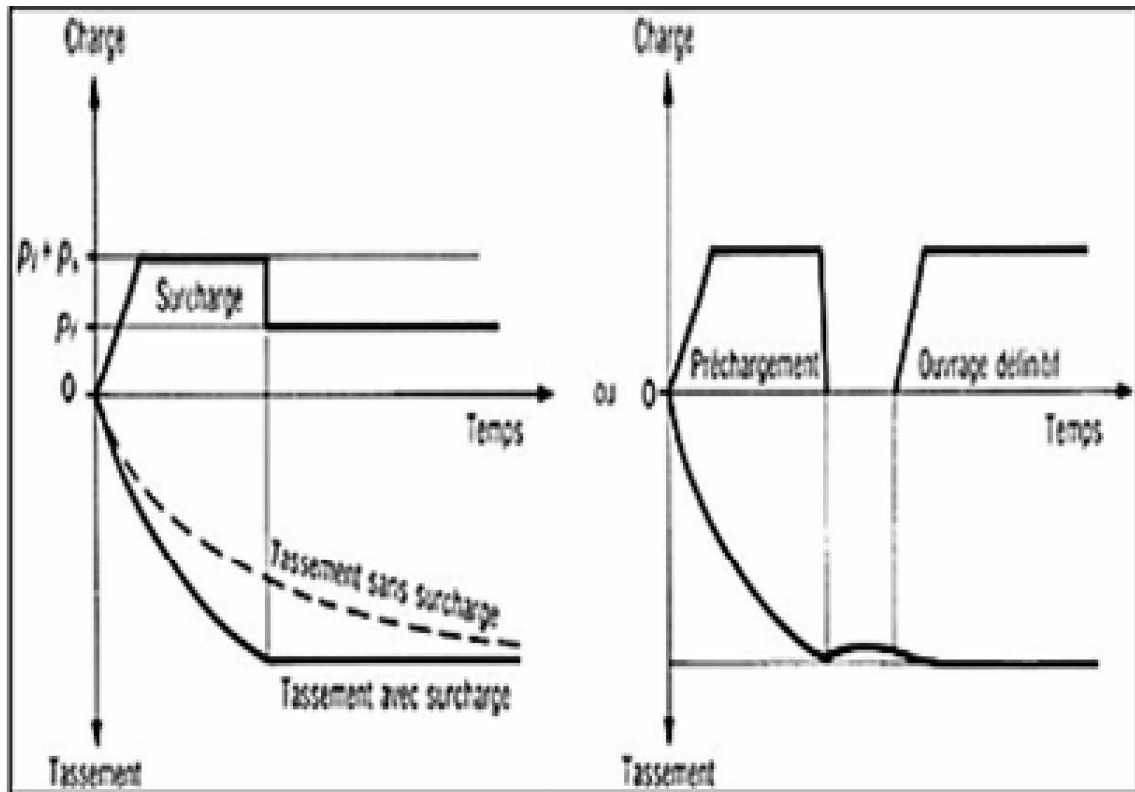


Figure. 1.11: Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements [35]

1.6. Conclusion :

En conclusion l'identification et la classification des sols instables tels que les argiles les limons et les marnes ainsi que la caractérisation de leurs propriétés sont essentielles pour comprendre les principaux problèmes rencontrés dans les sols argileux, Ces problèmes incluent le gonflement les tassements les glissements ainsi que divers cas pathologiques qui affectent les structures telles que les bâtiments et les chaussées.

Pour remédier à ces problèmes une gamme de méthodes d'amélioration des sols est disponible couvrant à la fois des approches mécaniques telles que le compactage de surface le compactage dynamique et le vibrocompactage ainsi que des méthodes hydrodynamiques telles que le préchargement ou la précompression, La compréhension et l'application judicieuse de ces méthodes sont cruciales pour garantir la stabilité et la durabilité des infrastructures construites sur des sols argileux tout en minimisant les risques associés aux phénomènes géotechniques complexes.

Chapitre 2

Travaux effectués sur les sols améliorés

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

2.1.introduction :

La caractérisation des sols peu portants notamment ceux riches en argiles est essentielle pour comprendre leur comportement et identifier les techniques de stabilisation les plus adaptées, Les argiles présentent des caractéristiques minéralogiques particulières qui influencent leur réactivité aux agents stabilisants tels que la chaux et le ciment Portland, Ces agents modifient les propriétés des sols en agissant sur divers aspects tels que les limites d'Atterberg les caractéristiques de compactage et la résistance au cisaillement, Dans cette perspective l'utilisation de la chaux et du ciment Portland comme stabilisants revêt une importance particulière

La chaux par exemple exerce une influence significative sur les propriétés des sols notamment en modifiant les limites d'Atterberg les caractéristiques de compactage et la résistance au cisaillement, De même le ciment Portland impacte ces mêmes paramètres offrant des possibilités de stabilisation différentes de celles de la chaux, Les processus de stabilisation impliquant ces agents peuvent varier en fonction des propriétés chimiques des sols et des conditions environnementales.

Dans cette étude nous nous concentrons sur la stabilisation à la chaux examinant en détail des aspects tels que l'échange cationique la floculation et l'agglomération de l'argile ainsi que la carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques, Ces processus jouent un rôle crucial dans la performance des traitements à la chaux à court et à long terme notamment en tenant compte de facteurs tels que l'effet gel-dégel, En outre nous explorons les méthodes d'application de la chaux et les critères de choix du stabilisant dans le cadre de cette étude.

2.2. Caractérisation des sols peu portants :

Ces extraits fournissent des informations utiles sur la caractérisation des sols peu portants en particulier en ce qui concerne les critères de classification et les mesures nécessaires pour la construction de routes ou d'autres structures, Voici quelques points clés issus de ces extraits :

California Bearing Ratio (CBR) : Le CBR est une mesure importante de la capacité portante d'un sol et il est largement admis que les sols avec un CBR variant entre 0 et

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

5 ne possèdent pas une capacité portante adéquate pour la construction de routes, Cela suggère que ces sols nécessitent soit une forme de stabilisation soit un déblaiement.

$$\text{CBR} = 0,01 k^{1,72} \quad 2.1$$

Module de réaction (k) : Le module de réaction du sol mesuré par des tests tels que l'essai à la plaque est également un indicateur de la capacité portante du sol, Un module de réaction supérieur à 65 kN/m²/mm est considéré comme une bonne plateforme pour les structures.

Relation entre k et CBR : Il est indiqué qu'il existe une relation entre le module de réaction (k) et le CBR ce qui permet d'estimer le CBR à partir du module de réaction mesuré.(équation 2.1)

Régions à sols peu portants : Les régions identifiées comme ayant des sols peu portants comprennent l'Abitibi au Québec et le Nord-Est de l'Ontario, Ces régions sont décrites comme des régions de lacs glaciaires où des matériaux fins comme les argiles sont abondants.

En résumé ces extraits soulignent l'importance de mesurer la capacité portante des sols notamment à l'aide du CBR et du module de réaction afin de déterminer les mesures nécessaires pour assurer la stabilité des structures construites sur ces sols peu portants comme les routes, De plus ils mettent en évidence des régions spécifiques où ces types de sols sont couramment rencontrés. [36-40]

2.2.1.caractéristiques des argile :

Les argiles sont des minéraux présents dans les sols qui possèdent certaines caractéristiques distinctives, Voici un résumé des principales caractéristiques des argiles :

Granulométrie :

Les argiles ont une granulométrie très fine, généralement inférieure à 0,005 mm selon les systèmes de classification couramment utilisés en génie civil, tels que l'AASHTO et l'ASTM.

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

Plasticité et cohérence :

Les sols argileux sont généralement plastiques et cohérents, Cela signifie qu'ils ont la capacité de se déformer sous contrainte tout en conservant leur intégrité structurale.

Surface spécifique élevée :

Les argiles possèdent une très grande surface spécifique en raison de leur structure en feuillet, Cette grande surface leur permet d'être très actives sur le plan électrochimique et de pouvoir adsorber des liquides tels que l'eau ainsi que des cations chargés positivement.

Réactivité chimique:

Les argiles ont une grande réactivité chimique en raison de leur structure cristalline, Une faible proportion d'un minéral argileux dans un sol peut modifier significativement ses propriétés et son comportement mécanique.

Hydratation :

Lorsque les feuillets d'argile sont hydratés ils se positionnent de manière parallèle sous l'influence de l'eau, Dans cet arrangement l'argile présente peu de force mécanique notamment en cisaillement ce qui la rend peu accommodante pour soutenir des charges verticales.

Capacité de rétention d'eau :

Certains types d'argiles ont une capacité de rétention d'eau très élevée pouvant retenir jusqu'à sept fois leur masse sèche en eau.

Effet sur le comportement des mélanges :

Lorsque le pourcentage d'argile dans un sol dépasse un certain seuil les particules de silts et de sable flottent dans une matrice argileuse ce qui peut modifier le comportement global du mélange.

En résumé les argiles sont des minéraux ayant des propriétés mécaniques et chimiques uniques ce qui les distingue des autres composants des sols et leur confère des

Chapitre 2 Travaux effectués sur les sols améliorés

caractéristiques spécifiques influençant leur comportement et leur utilisation en génie civil et en agriculture. [41-46]

2.2.2. Caractéristiques minéralogiques des argiles :

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une influence primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de stabilisation. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllosilicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydriques ajoutés à d'autres ions métalliques. La figure 2.1 illustre le bloc moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre (SiO_4) et de feuillets d'alumine octaèdre ($Al(OH)_6$).

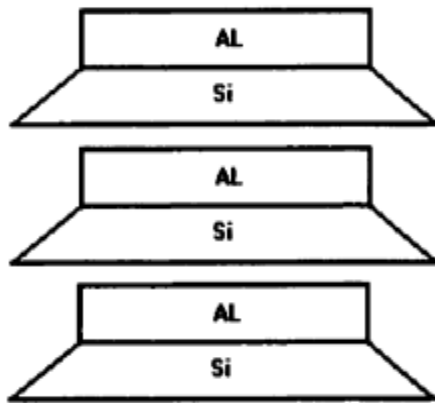


Figure 2.1 : Bloc moléculaire de base de l'argile

On retrouve quatre grands groupes minéralogiques chez les argiles; la kaolinite, la montmorillonite, l'illite et la chlorite. La kaolinite (figure 2.2) est constituée d'un feuillet de silice en forme de tétraèdre et d'une plaquette d'alumine en forme d'octaèdre. La charge positive de la plaquette de silice balance la charge négative de la plaquette d'alumine hydratée. Les deux feuillets forment donc une couche stable sauf en périphérie où les liens sont souvent brisés. [47] La kaolinite est considérée comme étant un minéral argileux 1:1 car les feuillets sont empilés en alternance. [48]

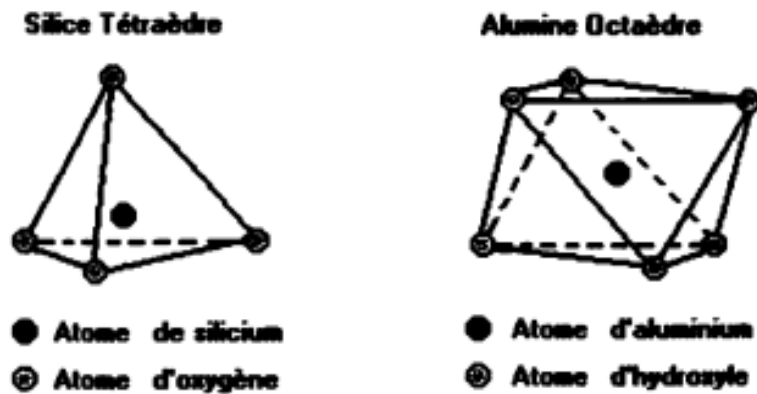


Figure 2.2 : Schéma de la structure de la kaolinite [49]

La montmorillonite, aussi appelée smectite, et l'illite possèdent, quant à elles, des feuillets de silice de part et d'autre de la plaquette d'alumine (figures 2.3 et 2.4). Ce sont donc des argiles possédant trois feuillets par couche qui sont reconnues comme ayant une structure 2:1. Cependant. Contrairement à la montmorillonite, les espaces entre les couches de l'illite sont reliés par un atome de potassium.

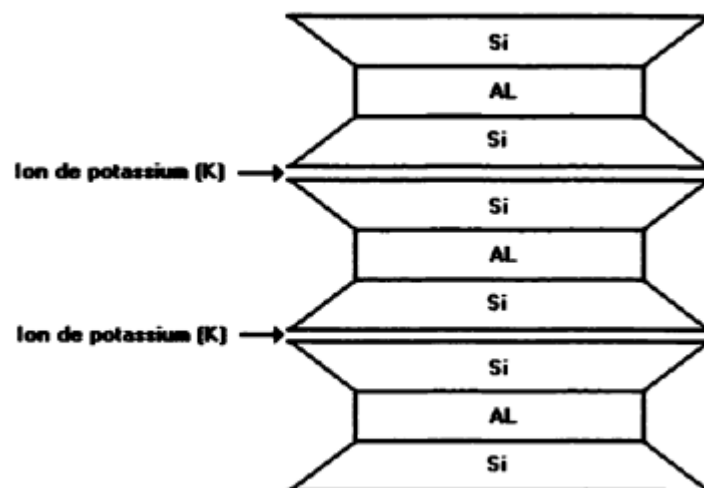


Figure 2.3 : Schéma de la structure de la montmorillonite

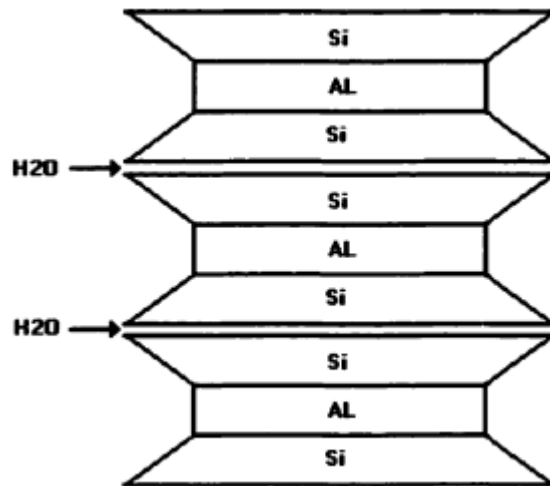


Figure 2.4 : Schéma de la structure de l'illite

Le dernier groupe appelé chlorite (figure 2.5) est composé d'une répétition de feuillets de silice, alumine, silice et gibbsite ou brucite. On la reconnaît donc comme ayant une structure 2:1:1. Étant donné que l'eau peut pénétrer entre les couches, le chlorite peut être gonflante. Or, elle n'est pas aussi active que la montmorillonite.

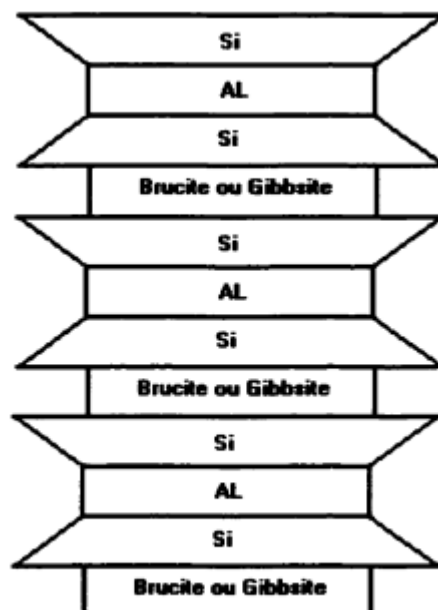


Figure 2.5 : Schéma de la structure de la chlorite

Alors que la méthode la plus précise pour classer les minéraux argileux est celle de la diffraction par rayons-X, il existe deux autres méthodes simples d'approximation.

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

La première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) utilisant la formule suivante :

$$(2.2) \quad A = I_p / \text{pourcentage d'argile}$$

Où :

A = Coefficient d'activité

I_p = Indice de plasticité

Le tableau 2.1 illustre la corrélation entre le coefficient d'activité et le type de minéral argileux.

Tableau 2.1 Coefficient d'activité de différents minéraux [50]

Minéral	Activité
Montmorillonite	1,0 – 7,0
Illite	0,5 – 1,3
Kaolinite	0,3 – 0,5
Chlorite	n.d.

Une deuxième méthode proposée par Casagrande suggère d'utiliser les limites d'Atterberg. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande (figure 2.6) peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différentiation thermique. Connaissant la limite de liquidité (WL) et l'indice de plasticité (I_p), le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 2.6.

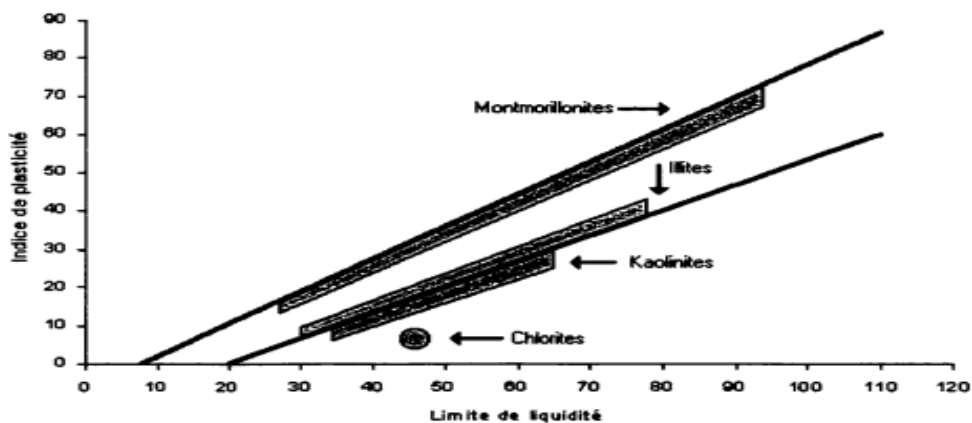


Figure 2.6 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

Alors que cette partie a mis en lumière les principales caractéristiques minéralogiques des argiles, la section 2.3 dressera un portrait des divers produits utilisés permettant de les stabiliser.

2.3. Techniques et produits potentiels de stabilisation :

Cette recherche dresse un portrait des techniques et produits utilisés pour la stabilisation des sols. De plus, fondé sur ces recherches, le choix du produit le mieux adapté aux besoins de l'industrie forestière est établi.

2.3.1. Processus de stabilisation :

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique de n'importe quel sol. Par contre, le compactage à lui seul n'est pas toujours suffisant et ceci est particulièrement vrai pour les sols à granulométrie fine.

Une autre forme de stabilisation peut se faire simplement en modifiant la courbe granulométrique du sol. Il s'agit de mélanger le sol avec des granulats de différentes dimensions pour lui donner une granulométrie étalée. Des coefficients mathématiques, tels que le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c), permettent de calculer l'étalement d'une courbe granulométrique donnée.

Il a été démontré à la section précédente que les argiles plastiques ont un comportement mécanique très variable dû à leur sensibilité à l'eau. Lorsque sèche et consolidée. Une argile peut avoir une capacité portante relativement bonne. Or, lorsqu'elle est humide elle perd ses propriétés mécaniques et devient très instable. Le principe général de la stabilisation est donc simple ; augmenter et maintenir la densité du sol. Pour une argile. Il s'agit de l'assécher suffisamment et de la garder imperméable, lui permettant ainsi de maintenir ses propriétés mécaniques.

La stabilisation chimique (physico-chimique) est une avenue intéressante pour améliorer les propriétés mécaniques des sols argileux. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. A cette époque, les pyramides

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée. [51] Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire. Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

Une autre méthode de stabilisation envisageable pour les granulats fins, qui sera également abordée dans ce chapitre, est celle de la stabilisation électrochimique. Cette dernière est possible par l'ajout d'une huile sulfurée << sulfonated oil >> au sol. Moins connue que la stabilisation physico-chimique, la stabilisation électrochimique a été utilisée sur plusieurs routes en Asie, l'Amérique du Sud et en Europe depuis environ 30 ans [52]. Elle est également utilisée aux États-Unis depuis quelques temps et commence à faire son apparition au Canada.

2.3.2. 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. [53-55] Rapporte qu'en général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé.

Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol à granulométrie fine. D'abord l'échange cationique et la floculation modifient presque instantanément la plasticité, la maniabilité, la résistance et les propriétés de déformation sous charge d'un sol. [56] Ces deux premières réactions constituent une modification à la structure mécanique du sol. Une telle modification peut généralement être atteinte avec aussi peu que 1 % de chaux.

Une deuxième séquence de réactions appelées réactions pouzzolaniques, constitue la période de stabilisation. Durant cette réaction, le mélange chaux-argile forme des agents de cimentation qui augmentent la résistance ainsi que la durabilité du mélange. Les réactions pouzzolaniques dépendent grandement de la température et évoluent avec le temps. En effet, les réactions pouzzolaniques sont un phénomène qui peut prendre du temps et la résistance d'un sol peut augmenter après plusieurs années.

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

Aussi, une température inférieure à environ 15 °C retarde les réactions alors qu'une température plus élevée les accélère. Les réactions pouzzolaniques sont possibles grâce à l'apport d'alumine et de silice fournies par l'argile. Il est alors très important de bien connaître la proportion d'argile présente dans le sol lorsque les réactions pouzzolaniques sont désirées.

Une présentation plus étoffée du mécanisme des réactions pouzzolaniques est donnée à la section 2.4 permettant de mieux comprendre les phénomènes de la stabilisation avec la chaux.

2.3.2.1. Influence de la chaux sur les limites d'atterberg :

La chaux est souvent utilisée comme agent stabilisateur dans le sol pour améliorer ses propriétés mécaniques et géotechniques. En ce qui concerne les limites d'Atterberg, qui sont des indicateurs de la plasticité d'un sol, l'ajout de chaux peut influencer ces limites de différentes manières :

Limite de liquidité (LL) : La limite de liquidité est la teneur en eau à laquelle un sol passe de l'état plastique à l'état liquide, L'ajout de chaux peut augmenter la LL en raison de son effet sur la structure du sol. La chaux agit en favorisant l'agrégation des particules fines ce qui augmente la résistance à l'écoulement de l'eau, Cela signifie que le sol nécessitera plus d'eau pour devenir liquide. [57]

Limite de plasticité (LP) : La limite de plasticité est la teneur en eau à laquelle un sol commence à se comporter plastiquement, L'ajout de chaux peut également influencer la LP en modifiant les caractéristiques du sol, La chaux peut agir en réduisant la plasticité du sol en favorisant la formation de liaisons entre les particules fines ce qui limite leur mouvement, Cela peut conduire à une réduction de la LP. [58]

Indice de plasticité (IP) : L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. En modifiant à la fois la LL et la LP l'ajout de chaux peut donc également influencer l'IP du sol. [59]

En général l'effet de la chaux sur les limites d'Atterberg dépend de divers facteurs tels que la composition du sol d'origine la quantité de chaux ajoutée et les conditions de mélange, Dans de nombreux cas l'objectif principal de l'ajout de chaux est de

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

stabiliser le sol en réduisant sa plasticité et en améliorant sa capacité portante ce qui peut être accompli en modifiant les limites d'Atterberg.

2.3.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques du compactage :

La chaux est souvent utilisée dans le domaine de la construction et du génie civil pour améliorer les caractéristiques des sols lors du compactage. Voici quelques-unes des influences de la chaux sur les caractéristiques du compactage :

Stabilisation du sol : La chaux réagit chimiquement avec certains composants du sol ce qui entraîne une augmentation de la cohésion et de la résistance du sol, Cela permet d'améliorer la stabilité du sol et de réduire son potentiel de gonflement et de retrait.

Augmentation de la portance : En réduisant la plasticité du sol et en améliorant sa résistance, la chaux permet d'augmenter la capacité de charge du sol, Cela signifie que le sol compacté avec de la chaux peut supporter des charges plus importantes sans subir de déformations excessives.

Réduction de la perméabilité : La chaux peut aider à réduire la perméabilité des sols ce qui est bénéfique dans les applications où une certaine imperméabilité est nécessaire comme dans la construction de barrages de digues ou de fondations.

Amélioration du travailabilité : En modifiant les propriétés physiques du sol la chaux peut également améliorer sa maniabilité et faciliter le processus de compactage, Cela permet d'obtenir une meilleure homogénéité et une répartition plus uniforme des efforts de compactage.

Réduction de la susceptibilité au gel : L'ajout de chaux peut également réduire la susceptibilité du sol au gel en améliorant sa stabilité et en réduisant sa capacité d'absorption d'eau, Cela est particulièrement important dans les régions où les cycles de gel et de dégel peuvent endommager les structures.

En résumé l'ajout de chaux lors du compactage des sols peut avoir plusieurs effets bénéfiques notamment l'amélioration de la stabilité, de la portance de l'imperméabilité et de la résistance au gel, Cependant il est important de prendre en compte les caractéristiques spécifiques du sol ainsi que les exigences du projet pour déterminer la quantité optimale de chaux à utiliser et les méthodes de compactage appropriées. [60-65]

2.3.2.3. Influence de la chaux sur la résistance du cisaillement :

La chaux est couramment utilisée dans la construction pour diverses applications y compris comme liant dans les mortiers et les enduits, Lorsqu'elle est utilisée dans ces applications la chaux peut influencer la résistance au cisaillement des matériaux, Voici comment la chaux peut affecter la résistance au cisaillement avec des références à des sources pertinentes :

Amélioration de la cohésion du sol : L'ajout de chaux peut améliorer la cohésion des sols argileux augmentant ainsi leur résistance au cisaillement, La chaux réagit chimiquement avec les argiles pour former des liaisons plus solides réduisant ainsi la susceptibilité au cisaillement, Cette amélioration de la résistance au cisaillement peut être observée dans les sols traités à la chaux utilisés dans les fondations les remblais et les terrassements. [66]

Stabilisation des matériaux granulaires : En mélangeant de la chaux avec des matériaux granulaires tels que le sable ou le gravier, la résistance au cisaillement du mélange peut être améliorée. La chaux agit comme un liant qui aide à agglomérer les particules, renforçant ainsi la structure globale et réduisant la déformation sous contrainte. [67]

Amélioration des propriétés des matériaux cimentaires : Dans les mélanges de chaux et de ciment la chaux peut influencer la formation de phases cristallines dans la matrice cimentaire ce qui peut avoir un impact sur la résistance au cisaillement du matériau durci, Des études ont montré que l'incorporation de chaux dans les mélanges cimentaires peut améliorer la résistance au cisaillement et la durabilité du matériau. [68]

Réduction de la perméabilité des sols : Lorsque la chaux est utilisée pour traiter les sols fins elle peut réduire la perméabilité du sol en favorisant la précipitation de fines particules, Cette réduction de la perméabilité peut également contribuer à améliorer la résistance au cisaillement car elle réduit la migration de l'eau à travers le sol réduisant ainsi les risques de liquéfaction sous contrainte. [69]

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

2.3.3. Utilisation du ciment portland :

Le Ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols pour les routes forestières dans l'Est du Canada. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le Ciment Portland comme stabilisants, certaines distinctions doivent être identifiées avant de faire un choix. Ces différences incluent la durabilité et la permanence des effets du traitement, la résistance initiale, le développement de la résistance en fonction du temps et le temps de cure.

2.3.3.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg :

L'utilisation du ciment portland peut avoir une influence sur les limites d'Atterberg qui sont des propriétés physiques des sols utilisées pour caractériser leur comportement plastique, Les limites d'Atterberg comprennent la limite de liquidité (LL) la limite de plasticité (PL) et la limite de retrait (WL) et sont utilisées pour évaluer la plasticité et le comportement des sols.

L'ajout de ciment portland à un sol peut modifier ses caractéristiques, notamment ses limites d'Atterberg. Voici quelques-unes des façons dont le ciment peut influencer ces limites :

Augmentation de la plasticité : L'addition de ciment portland peut augmenter la plasticité du sol en raison de la formation de liaisons chimiques et de la modification de la structure du sol.

Réduction de la perméabilité : Le ciment portland peut réduire la perméabilité du sol en comblant les vides et en créant une structure plus dense, ce qui peut également influencer les limites d'Atterberg.

Changement de la composition minérale : Le ciment portland peut interagir avec les minéraux du sol modifiant ainsi leur comportement et potentiellement les limites d'Atterberg.

Effet de la teneur en eau : L'addition de ciment portland peut également modifier la teneur en eau optimale du sol, ce qui pourrait avoir un impact sur ses limites d'Atterberg.

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

Il est important de noter que l'impact spécifique du ciment portland sur les limites d'Atterberg peut varier en fonction de divers facteurs, notamment le type de sol, la quantité de ciment portland ajoutée, la teneur en eau initiale du sol, et les conditions de compactage et de durcissement. [70-72]

2.3.3.2. Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage :

Le ciment portland est un matériau largement utilisé dans l'industrie de la construction pour la fabrication de béton et de mortier. Lorsqu'il est utilisé dans le processus de compactage le ciment peut avoir plusieurs influences sur les caractéristiques du matériau compacté, Voici quelques points à considérer :

Stabilité mécanique : L'ajout de ciment portland peut améliorer la stabilité mécanique du matériau compacté, Le ciment agit comme un liant aidant à relier les particules et à renforcer la structure globale.

Augmentation de la résistance : Le ciment portland peut augmenter la résistance du matériau compacté, En réaction avec l'eau le ciment forme un réseau cristallin qui lie les particules entre elles renforçant ainsi la structure et augmentant sa résistance à la compression.

Réduction de la perméabilité : L'incorporation de peut réduire la perméabilité du matériau compacté en remplissant les vides entre les particules, Cela peut être bénéfique dans les applications où l'étanchéité est importante comme dans la construction de fondations ou de barrages.

Contrôle de la plasticité : Le ciment portland peut aider à contrôler la plasticité du matériau compacté, En réagissant avec l'eau le ciment portland peut modifier les propriétés d'écoulement du matériau ce qui peut être utile pour atteindre les propriétés de maniabilité désirées lors du compactage.

Amélioration de la durabilité : L'ajout de ciment portland peut également améliorer la durabilité du matériau compacté en augmentant sa résistance aux intempéries à l'abrasion et à d'autres formes de détérioration.

Cependant il est important de noter que l'incorporation de ciment Portland peut également avoir des inconvénients potentiels tels que l'augmentation du coût le risque de fissuration due à la chaleur d'hydratation et des considérations environnementales

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

liées à l'extraction et à la production de ciment, Il est donc crucial de bien évaluer les avantages et les inconvénients de l'utilisation du ciment portland dans le processus de compactage en fonction des besoins spécifiques du projet et des conditions locales.

[73-75]

2.3.3.3. Influence du ciment sur la résistance du cisaillement :

Le ciment portland est un matériau largement utilisé dans l'industrie de la construction en particulier dans la fabrication de béton et de mortier, Il est produit en broyant du clinker avec des ajouts généralement du gypse et éventuellement d'autres matériaux, Le ciment portland est souvent utilisé dans la construction de fondations de dalles de murs et d'autres structures en béton armé.

L'incorporation de ciment portland dans un mélange de béton peut influencer diverses propriétés y compris la résistance au cisaillement, La résistance au cisaillement est importante dans de nombreux aspects de la construction notamment dans les fondations les dalles et les structures sujettes aux forces de cisaillement.

Des études ont été menées pour évaluer l'influence du ciment portland sur la résistance au cisaillement du béton, Ces études peuvent varier en fonction de nombreux facteurs tels que la composition spécifique du béton le type de ciment utilisé les conditions de durcissement etc. [76-78]

2.3.3.4. Les propriétés chimiques :

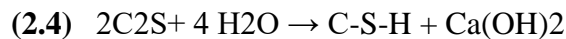
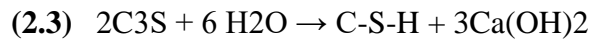
Le Ciment Portland est un matériau fin formé à partir d'un mélange de clinker et de gypse. Le clinker est composé principalement de quatre phases d'oxydes; silicate tricalcique (C3S). silicate bicalcique (C2S), aluminat tricalcique (C3A) et ferraoluminat tétracalcique(C4AF).

où (en chimie du ciment) : C = Ca, S = SiO₂ , A =AL₂O₃ et F = Fe₂O₃

Les deux phases de silice calcique sont les plus importantes dans le processus de stabilisation. Lors de l'hydratation, ces deux phases produisent l'hydroxyde de calcium (Ca (OH)₂) et l'hydrate de silice calcique (C3-S2-H3).L'hydroxyde de calcium fournit l'apport en calcium nécessaire à l'échange cationique, a la floculation de l'argile et à son agglomération. L'hydrate de silice calcique. Quant à lui, apporte la résistance ainsi que la structure au sol traité. [79]

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

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. La solution devient donc saturée en hydroxyde de calcium (équation 2.3). À mesure que les ions de calcium (Ca^{2+}) sont libérés. Ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. Après un certain temps (environ 12 heures). une quantité importante de calcium et d'eau est consommée formant ainsi le C-S-H (C = C3, S = S2, H = H3) et le $Ca(OH)_2$ (équation 2.4).



2.3.3.5. Processus de stabilisation :

Le processus de stabilisation initié par l'ajout du Ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes :

- L'échange cationique
- La floculation et l'agglomération de l'argile
- L'hydratation par cimentation
- Les réactions pouzzolaniques.

Le Ciment Portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation par cimentation. Tel qu'indiqué dans les équations 1.3 et 1.4, l'hydratation produit des matériaux de cimentation.

Lorsque le Ciment Portland est hydraté, en plus du C-S-H, il forme également l'hydrate d'alumine-calcique (C-A-H) et le $Ca(OH)_2$. Le C-S-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange.

2.3.3.6. Méthode d'application :

L'ajout du Ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Tel que discuté à la section 2.3.2, ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées.

[80] A développé une grille de décision qui fournit le stabilisant le plus approprié selon la granulométrie et les limites d'Atterberg. Il ressort de cette grille que le Ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux. Rapportent également que contrairement à la croyance populaire, le Ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un I_p pouvant atteindre 50.

Enfin [81]. Rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

2.3.4. Choix du stabilisant retenu dans le cadre de cette étude :

Les critères régissant le choix du stabilisant à recommander pour renforcer la rigidité des sols argileux lors de la construction des routes forestières ont été établis à la lumière de l'expérience de l'auteur et de ses collègues au sein de l'Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC)

Ces critères du choix de stabilisants sont listés ci-dessous par ordre d'importance :

- la disponibilité des produits de stabilisation à proximité des lieux des Travaux.
- L'historique de la performance et la compatibilité des stabilisants au type de sol à l'étude.
- Le cout des produits de stabilisation livrés au site.

Tout d'abord, l'option d'utilisation des cendres volantes a été évaluée afin de Voir si le produit était disponible dans la région prévue pour les planches D'essais. Plusieurs usines de co-génération opèrent présentement au Québec et En Ontario produisant des cendres volantes provenant de la combustion des Résidus d'écorce et de bois. Contrairement aux usines brûlant le charbon, ces Cendres volantes ne contiennent pas ta silice, l'alumine et la chaux nécessaires

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

Pour la stabilisation. L'usine la plus près produisant les cendres volantes Appropriées est au Nouveau-Brunswick, soit a plus de 1500 km du site d'essai, Cette avenue a automatiquement été rejetée.

Le Ciment Portland est principalement utilisé avec la chaux pour les sols à faible teneur en argile. Par exemple, pour les sols silteux et sableux, le ciment fournit un apport en silice et en alumine nécessaire au processus de stabilisation. Tel qu'il sera présenté au chapitre 3, le sol à l'étude contient une teneur en argile suffisamment élevée pour permettre l'utilisation de la chaux seule. De plus. Le Ciment Portland présente un coût initial plus élevé, soit 170 S/tonne comparativement à 135 S/tonne pour la chaux.

La stabilisation électrochimique à l'aide d'huile sulfurée a connu beaucoup de succès en Amérique du Sud et aux Etats-Unis depuis plusieurs années. Malgré son efficacité pour traiter les sols fins. Ce produit est relativement nouveau au Canada et fait présentement l'objet d'études techniques par les distributeurs. Des discussions entre les fournisseurs d'huiles sulfurées et FERIC sont présentement en cours afin de mettre sur pied des essais-terrains.

Les fibres synthétiques en polypropylène sont principalement utilisées en conjonction avec une stabilisation chimique permettant d'augmenter davantage la stabilité mécanique des sols fins. Puisque cette étude vise d'abord à trouver une méthode économiquement viable, l'intégration de fibres synthétiques au mélange pourrait être envisagée pour des essais futurs dans le cas où une stabilisation chimique est jugée insuffisante à elle seule.

Parmi les produits stabilisants existant sur le marché, cette recherche a identifié la chaux comme celui le mieux adapté à la situation présentée dans ce projet. Le coût, l'accessibilité du produit, l'historique de sa performance et sa compatibilité avec le sol à l'essai sont donc tous des critères qui ont été considérés lors de la sélection.

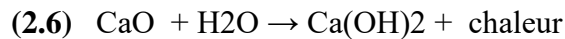
L'application des critères fait donc aisément ressortir la chaux. Ce choix a été renforcé par la revue bibliographique. Également, les essais de laboratoire et de terrain répertoriés dans le chapitre 3 traiteront davantage de la compatibilité du sol à l'étude au traitement à la chaux.

Chapitre 2 Travaux effectués sur les sols améliorés

Les prochaines sections traitent des propriétés de la chaux et du processus de stabilisation. [82]

2.4. Processus de stabilisation la chaux :

La chaux peut être utilisée sous deux formes soit, la chaux vive et la chaux hydratée. La chaux vive provient de la calcination de calcaire dans des fours rotatif ou verticaux à haute température ($> 900\text{ }^{\circ}\text{C}$). La calcination permet de libérer le gaz carbonique(CO_2) afin d'obtenir l'oxyde de calcium (CaO) qui est la chaux vive (équation 1.5). L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive [83] (équation 1-6).



Deux phases regroupant quatre types de réactions peuvent se produire lors d'une stabilisation à la chaux; l'échange cationique, la floculation et l'agglomération des argiles, la carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques entre la chaux, la silice et/ou l'alumin. [84-86] Dans un premier temps, les deux premières réactions augmentent la plasticité, la maniabilité ainsi que la résistance du sol et typiquement réduisent l'indice de plasticité tel qu'illustré à la figure 2.7. Cette première phase est reconnue comme étant la période de modification (« soil modification» ou « soil improvement ») du sol.

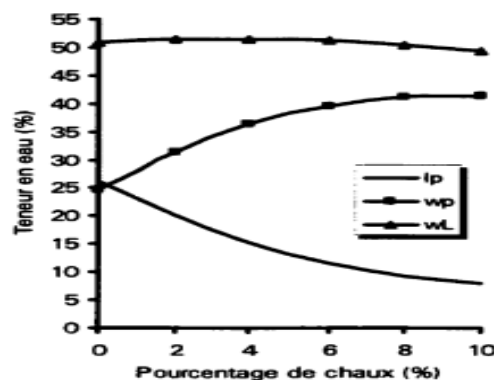


Figure 2.7 : Variation des limites d'atterberg en fonction du pourcentage de chaux par poids [87]

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

La deuxième phase est celle de la stabilisation comme telle comprenant le troisième et quatrième type de réaction. Cette période entraîne une cimentation du produit qui elle augmente davantage la résistance au cisaillement, la perméabilité ainsi que la durabilité du sol.

Il est reconnu qu'une température inférieure à 13 °C peut décélérer le processus de stabilisation alors qu'une température plus élevée l'accélère. [88] En utilisant de la chaux vive, la diminution de la teneur en eau sera plus forte en raison de la chaleur dégagée par la réaction (réaction exothermique). Quoique la chaleur dégagée par la réaction soit en grande partie responsable de l'évaporation de l'eau, le malaxage peut également provoquer une aération qui, elle aussi, est bénéfique à l'évaporation. Un apport de matériaux secs peut aussi contribuer au processus d'assèchement.

Quoique les deux types de chaux présentes puissent être utilisés. La chaux vive est plus populaire que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages. Par exemple, l'assèchement obtenu est supérieur. Et à poids égal, elle est plus efficace car elle ne contient pas d'eau ayant déjà servi à sa fabrication. Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte. [89-91]

Basé sur ces constats, il est reconnu que l'utilisation de chaux vive est moins coûteuse du point de vue du stockage ainsi que du transport pour traiter une même surface. De plus, un des buts du traitement des argiles est d'abaisser le taux d'humidité. La chaux vive répond mieux à cette exigence que la chaux éteinte car elle ne contient pas d'eau au départ et la réaction exothermique contribue à évaporer une plus grande quantité d'eau.

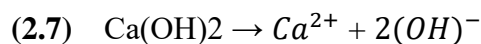
2.4.1. L'échange cationique :

La première réaction de la phase de modification est celle de l'échange cationique qui initie le processus de stabilisation très rapidement suivie par la floculation et l'agglomération de l'argile. Cet échange de cations est en général relativement très rapide, soit de l'ordre de quelques heures. En contact avec la chaux, les liaisons entre les particules argileuses sont modifiées ce qui les rend moins sensibles à l'eau. Certains minéraux argileux, telles la montmorillonite et l'illite, sont plus actifs sur le plan de l'échange cationique. [92-94] Tel que vu à la section 2.3.1, elles sont dotées d'une structure 2:1, soit deux feuillets de silice tétraèdre et une d'alumine octaèdre. Les

Chapitre 2 Travaux effectués sur les sols améliorés

deux surfaces de silice possèdent des ions négatifs (anions) et elles sont donc susceptibles d'attirer et de s'agglomérer aux ions positifs (cations) comme l'eau. C'est pour cette raison qu'elles possèdent également un indice de plasticité plus élevé que les autres types de minéraux argileux discutés au chapitre 2.

Lorsque la chaux vive est ajoutée au sol argileux une réaction de déshydratation se produit créant l'hydroxyde de calcium. Cette réaction assèche le sol considérablement. Ceci entraîne une dissolution de la silice et de l'alumine des particules d'argile. [95] L'hydroxyde de calcium se dissocie comme présenté dans l'équation suivante (1.7).



Les ions de calcium libérés entraînent l'échange cationique des ions de calcium bivalents (Ca^{2+}) de la chaux avec le sodium monovalent (Na^+) et l'hydrogène (H^+) de l'argile. L'échange cationique peut apporter les changements importants suivants.

- Réduction de la distance (épaisseur) entre les groupes de feuillets d'argiles réduisant la sensibilité à l'eau.
- Flocculation des particules d'argiles.
- Augmentation de l'angle interne de friction entre les particules agglomérées provoquant une augmentation de la résistance au cisaillement.
- Diminution de l'indice de plasticité.
- Changement de texture du sol d'une argile plastique vers un granulat friable.

2.4.2. La flocculation et l'agglomération de l'argile :

On appelle flocculation de l'argile, le fait de passer d'un état dispersé, dans lequel l'argile est plastique et sujette à des variations de volume suivant son niveau d'humidité, à un état flocculé beaucoup moins plastique et donc plus stable. L'argile prend donc l'apparence de matériaux granulaires s'agglomérant en grumeaux (figure 2.8). La flocculation et l'agglomération sont attribuées à un contenu élevé en électrolyte, un pH élevé et la réduction d'épaisseur entre les couches d'argiles par l'échange cationique. Comme l'échange cationique, la flocculation et l'agglomération sont relativement rapides où les changements significatifs ont lieu à l'intérieur de quelques heures.

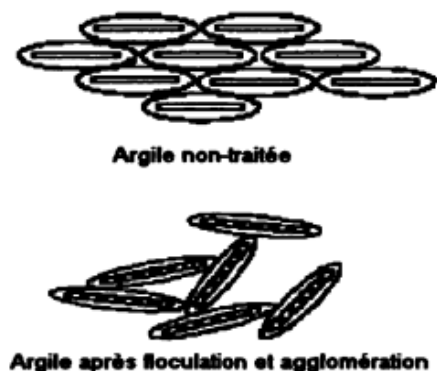


Figure 2.8 : Flocculation et agglomération d'une argile traitée à la chaux

Le résultat des deux premières réactions (échange cationique et floculation / agglomération) se reflète par un changement de la relation entre la densité et la teneur en eau. En effet, l'argile n'a plus la même nature où les propriétés physiques changent. Lorsque compacté, un mélange chaux-argile possède une densité maximale inférieure au sol non-traité. De plus, la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux.[96]

A cet effet, la figure 2.9 illustre bien le déplacement de la courbe de l'optimum Proctor d'une argile traitée à 4 % de chaux.

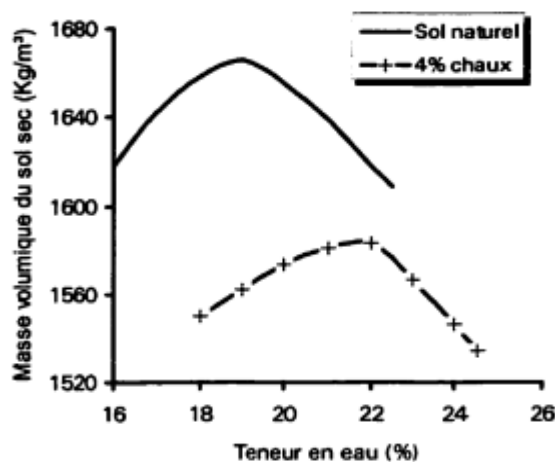
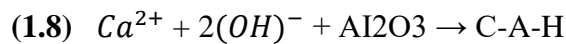
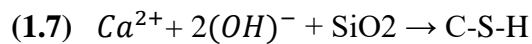


Figure 2.9 : Déplacement de la courbe Proctor suite à une stabilisation à la chaux.

2.4.3. La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques :

La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques sont les deux réactions secondaires responsables de ladite stabilisation. La carbonatation de la chaux est la réaction entre cette dernière et le CO₂ de l'atmosphère menant à la formation de carbonate de calcium. [97] Le calcium augmente le pH du sol augmentant ainsi la solubilité et la réactivité de la silice et de l'alumine présentes dans les particules d'argile. [98] Les ions de calcium s'associent à l'alumine et à la silice pour former des agents de cimentation (pouzzolanes) (équations 1.7 et 1.8). Ces produits sont donc des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des aluminates de calcium hydratés (C-A-H).



Les réactions pouzzolaniques peuvent se produire lentement, pouvant s'échelonner sur plusieurs mois et même des années. Durant cette période, le sol gagnera de la résistance en cisaillement et la plasticité sera diminuée.

Pour qu'une réaction pouzzolanique ait lieu, le pourcentage d'argile doit être >20 % et la somme d'argile et de silt doit être >35 %. [99] A défaut d'atteindre ces valeurs, il n'y aura pas suffisamment de silice ni d'alumine disponibles pour les réactions pouzzolaniques. Par contre, même si une stabilisation n'a pas lieu, une modification au sol peut être atteinte par le biais de la floculation et de l'agglomération.

Dans le cas où il n'y a pas suffisamment d'argile dans le sol à traiter, certains matériaux comme les cendres volantes (pouzzolanes) peuvent être ajoutées au mélange. Les cendres volantes ont la propriété de réagir avec la chaux en présence d'eau pour former des composés agissant comme liants. La chaux intervient dans cette réaction, d'abord comme une base forte : en élevant le pH, elle permet la mise en solution de l'alumine puis de la silice. La chaux se combine ensuite avec celles-ci pour former des aluminates et des silicates de calcium hydratés, analogues à ceux qui résultent de la cimentation des liants hydrauliques.

L'efficacité de la stabilisation des argiles avec la chaux est difficile à prédire. Le gain en résistance au cisaillement dépend de plusieurs variables : la minéralogie de l'argile,

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

le pH du sol, la présence de sol organique, le drainage, la capacité d'échange cationique, la grosseur des particules, la surface spécifique des particules, la quantité d'eau, la concentration en chaux ainsi que le temps de mûrissement. [100]

2.4.4. La performance des traitements à la chaux :

La performance à long terme d'un traitement à la chaux peut susciter beaucoup d'intérêt parmi les gens œuvrant dans le domaine. Cette partie traite brièvement de quelques études qui ont permis d'évaluer la durabilité de certains traitements.

2.4.4.1. La performance à long terme :

Stipule que peu d'études-terrain existent sur la performance a long terme des sols traités à la chaux ou au ciment. Il s'inquiète particulièrement sur la possibilité que la réaction de l'échange cationique puisse être réversible. Si ce phénomène existe, les propriétés mécaniques atteintes suite à une stabilisation pourraient être perdues. Or, ses recherches n'ont pu prouver cette allégation.

Un suivi réalisé par l'Oklahoma Département of Transportation a démontré des résultats de performance prometteuse d'une route stabilisée à la chaux. En effet, des observations faites après 5 et 12 ans de service ont prouvé que la route avait conservé ses propriétés initiales.

[101] a évalué la performance à long terme de l'infrastructure d'une route stabilisée à la chaux. Ses études ont démontré, entre autres, un gain de l'indice de CBR après 7 ans d'une argile traitée à 3 % de chaux vive passant de 20-29 à 30-35. Dans cette même étude. Des essais à la plaque permettant de catégoriser la valeur (k) d'une sous-fondation indiquent après 6 ans des gains de rigidité du simple au double. Dans ses recherches, confirme que, même après 17 ans de service, les deux sites évalués ont maintenu leurs performances.

Selon [102] le suivi-terrain le plus complet sur la performance à long terme a été réalisé par. [103] En effet a effectué la Comparaison des valeurs CBR de plusieurs sols non-traités à ceux traités ayant des teneurs en chaux déférentes. Il conclut que la résistance gagnée suite à une stabilisation à la chaux demeure permanente avec l'âge. [104] Affirme également qu'une stabilisation peut devenir permanente pour des sols ayant des indices de plasticité variant de 12 à 50.

2.4.4.2. L'effet gel-d 'égal :

L'effet gel-dégel peut susciter des questions quant à l'impact sur les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux. Des essais en laboratoire sur trois types de sol traités à la chaux ont été effectués dans le cadre d'une étude intensive par Suivant trois cycles de gel-dégel. L'étude démontre une baisse en résistance à la compression initiale d'environ 10 % pour chaque cycle (figure 2.10). Cette diminution est principalement causée par une augmentation en volume du sol.

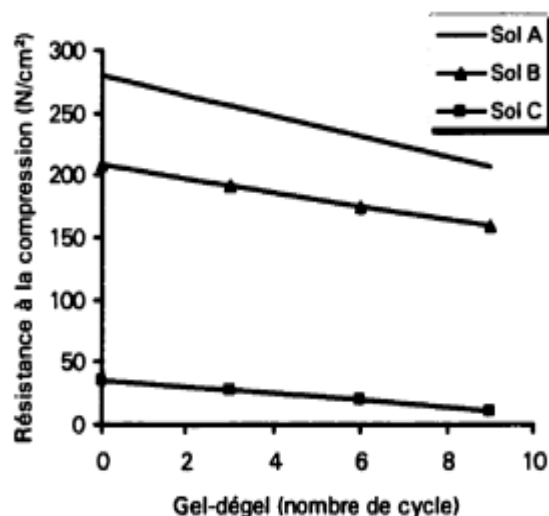


Figure 2.10 : Effet de plusieurs cycles de gel-dégel sur la résistance à la compression de trois sols traités à la chaux

Bien que les études menées par aient démontré des pertes en propriétés mécaniques après plusieurs cycles de gel-dégel, ceci n'est pas nécessairement vrai pour tous les types de sol. En effet. Les études de [105] démontrent que des réactions pouzzolaniques peuvent se produire même après plusieurs cycles de gel-dégel.

La figure 2.11 illustre des pertes en résistance à la compression de l'ordre de 14 à 19 % pour des sols traités à 3 et 5 % de chaux. Ces résultats ont été obtenus suite à 9 cycles de gel-dégel omettant un temps de cure entre chaque cycle échelonné sur une période de 9 jours. Par la suite, une période de cure de 48 heures à une température de 48,9 °C a permis au mélange de gagner de la résistance due aux propriétés pouzzolaniques de l'argile. Ces gains sont de l'ordre de 73 et 100% pour les sols traités à 3 et 5 % respectivement. Une autre série de cycles a été échelonnée à

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

nouveau sur une période de 9 jours où la perte en résistance enregistrée est de l'ordre de 3 % pour le sol traité à 3 % de chaux et de 33 % pour celui traité à 5 %.

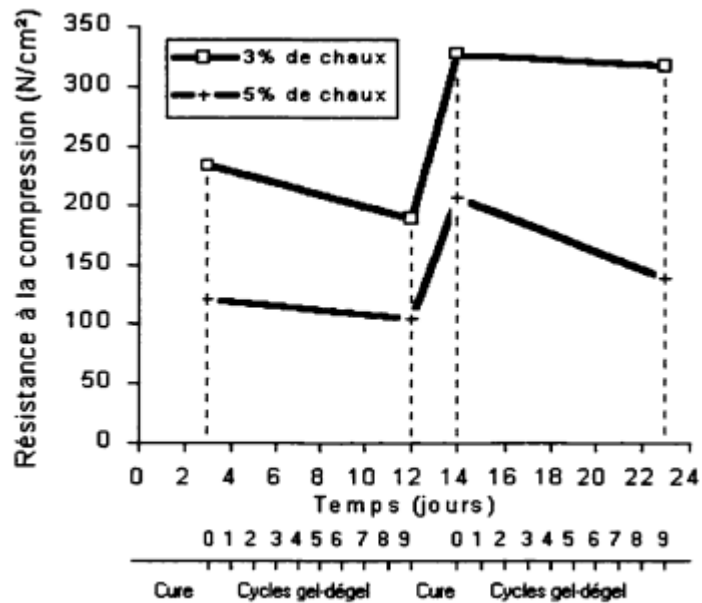


Figure 2.11 : Réactions pouzzolaniques suite à une série de cycles de gel-dégel

Les résultats présentés à la figure 2.11 démontrent que la perte en résistance attribuée aux cycles de gel-dégel n'est pas cumulative puisque les réactions pouzzolaniques permettent de regagner davantage cette perte. Or, ce phénomène peut seulement se produire lorsqu'il y a suffisamment de pouzzolanes disponibles dans le mélange.

2.5. Conclusion :

En conclusion la caractérisation des sols peu portants ainsi que l'étude approfondie des caractéristiques des argiles et de leurs propriétés minéralogiques sont essentielles pour déterminer les techniques et produits de stabilisation les plus adaptés. Parmi ces techniques l'utilisation de la chaux se révèle prometteuse avec une influence significative sur les limites d'Atterberg les caractéristiques du compactage et la résistance au cisaillement, De même l'utilisation du ciment Portland offre des avantages similaires mais nécessite une attention particulière quant à ses effets sur les propriétés chimiques du sol, Le processus de stabilisation qu'il soit basé sur la chaux ou le ciment implique des méthodes d'application spécifiques et la sélection judicieuse du stabilisant en fonction des besoins du projet, La prise en compte de phénomènes

Chapitre 2 Travaux effectué sur les sols améliorés

tels que l'échange cationique la floculation l'agglomération de l'argile la carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques contribue à améliorer la performance des traitements à la chaux notamment à long terme en tenant compte de facteurs environnementaux tels que l'effet gel-dégel.

Chapitre 3 :

Matériaux utilisés et Essais en
laboratoi

3.1. Introduction :

La stabilisation des sols est une technique essentielle dans le domaine de la géotechnique pour améliorer les propriétés mécaniques des sols et les rendre aptes à des usages constructifs variés, Ce processus implique l'utilisation de divers matériaux et méthodes notamment la chaux et le ciment pour modifier et renforcer les caractéristiques des sols.

Dans cette étude incluent principalement la chaux le ciment et différents types de sols, Les sont sélectionnés en fonction de leur composition granulométrique et de leurs propriétés géotechniques initiales qui sont cruciales pour déterminer l'efficacité des agents stabilisants.

La chaux et le ciment sont couramment employés pour la stabilisation des sols, La chaux réagit avec les particules d'argile pour améliorer la plasticité et la résistance tandis que le ciment crée des liaisons entre les particules de sol augmentant ainsi la rigidité et la durabilité du matériau.

Les essais géotechniques sont menés pour évaluer les propriétés des sols avant et après stabilisation, Le déroulement des essais comprend plusieurs étapes dont l'analyse granulométrique la détermination des limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) et la détermination de l'indice de plasticité.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des tailles des particules dans un échantillon de sol, La détermination des Limites d'Atterberg comprend la limite de liquidité et la limite de plasticité qui sont des indicateurs clés de la consistance du sol, L'indice de plasticité est calculé à partir de ces limites pour évaluer la plasticité du sol.

La classification et la minéralogie des sols-témoins sont essentielles pour comprendre la composition initiale des sols et prévoir leur comportement après stabilisation, Cette étape inclut également l'évaluation de l'applicabilité de la stabilisation à la chaux et au ciment en fonction des caractéristiques minéralogiques et géotechniques des sols.

Les essais de compactage, notamment les Essais Proctor sont effectués pour déterminer la densité optimale des mélanges de sol et d'agents stabilisants, Les essais et le comportement des mélanges au CBR (California Bearing Ratio) et au

cisaillement fournissent des informations sur la capacité portante et la résistance au cisaillement des sols stabilisés. L'essai au pycnomètre et l'essai au bleu méthylène sont également réalisés pour caractériser la densité et la réactivité des sols.

La préparation des échantillons est une étape cruciale qui comprend la confection des éprouvettes le malaxage le moulage et démoulage des mélanges stabilisés, Les échantillons sont ensuite soumis à des essais de résistance notamment la détermination de la résistance à la compression pour évaluer l'efficacité de la stabilisation.

En somme, cette étude vise à examiner de manière approfondie les méthodes de stabilisation des sols à la chaux et au ciment en utilisant une série d'essais géotechniques rigoureux pour déterminer les améliorations apportées aux propriétés mécaniques des sols.

3.2. Matériaux utilisés :

Les différents matériaux utilisés sont essentiellement l'argile de ZBABJA et la chaux Et ciment. Ces deux dernières ont été utilisées comme ajout Pour la stabilisation de l'argile déjà mentionnée.

3.2.1. Sol utilisés :

Le sol utilisé dans cette étude provient de la carrière d'argile de la briqueterie RAHMOUNE situé à (ZEBABDJA - Oued Fodda -) approximativement à 16KM à l'Est de la ville de Chlef en Algérie (Figure 3.1)



Fig. 3.1: sol fin (Jaune– Grise foncé)

Après l'extraction, le sol a été placé dans un CAMION et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation. Les

Différentes caractéristiques physique et mécanique du sol argileux utilisé ainsi que sa classification ont été déterminées suivant les normes américaines ASTM. 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 0/5 mm (figure 3.2)



Fig.3.2 : matériel de concassage et broyage

3.2.2. 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 3.3). Les propriétés physiques et chimiques de cette chaux sont présentées dans le tableau 3.1



Figure 3.3: Chaux vive de Saïda

Tableau 3.1: Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saïda.

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
Matériaux insoluble (%)	< 1,00
Densité apparente (g/l)	600 - 900

3.2.3. Ciment :

Le ciment utilisé est un ciment ordinaire qui provient de la cimenterie d'Oued Sly (Chlef), (figure 3.4), contenant une faible quantité de gypse pour régulariser sa prise. Ce ciment a une finesse de 2950 cm²/g et une masse volumique absolue de 3160 kg/m³. La composition chimique et minéralogique du ciment sont portées sur le tableau 3.2.

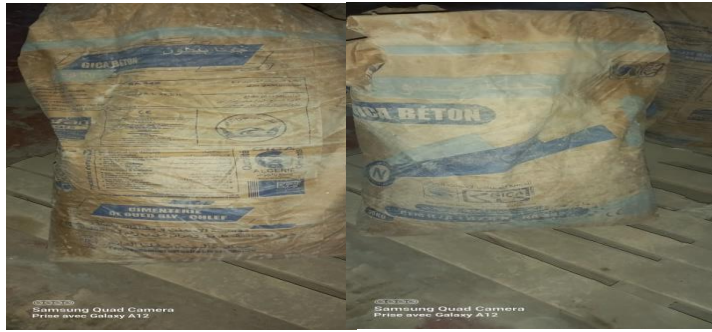


Fig.3.4 : ciment de chlef

Tableau 3.2 : Caractéristiques physico-chimiques des matériaux utilisés.

	CEM I	Calcaire	pouzzolane	laitier
SiO₂	20.58	0.55	46.4	42.20
Al₂O₃	4.90	0.40	17.5	5.85
Fe₂O₃	4.70	0.17	10.5	1.90
CaO	62.8	53.47	10.5	42.20
MgO	0.53	1.02	3.8	4.72
SO₃	2.28	1.50	0.4	1.54
Insoluble	0.42	/	/	/
Chaux libre	2.17	/	/	/
Na₂O	/	0.02	3.4	0.12
K₂O	/	0.05	1.5	0.43
PAF	1.00	43.13	4.31	0.80
SSB cm²/g	2950	3200	3100	3150
Taux de verre	/	/	> 15%	80%

3.3. Déroulement des essais :

3.3.1. Analyse granulométrique (par sédimentation) :

- **Équipement nécessaire :**

Une balance, un tamis à maille carrée de 80 μm d'ouverture, un bac, une étuve,

Un mortier avec pilon muni d'une extrémité en caoutchouc,

Un agitateur mécanique avec son récipient (sa vitesse peut atteindre 10000 tr/min),

Un dé flocculant (une solution à 5% d'hexametaphosphate de sodium préparée et conservée à l'abri de la lumière depuis moins d'un mois),

Deux éprouvettes cylindriques en verre transparent, graduées, d'une contenance minimale de 2500 cm^3 et de diamètre intérieur de 85 $\text{mm} \pm 5\text{mm}$,

Eau distillée ou déminéralisée,

Un agitateur manuel,

Un densimètre, il doit être de forme torpille,

Deux thermomètres,

Un chronomètre.



Fig.3.5 : équipement nécessaire

- **Préparation de la prise d'essai :**

Le tamisât, au tamis de 80 μm , de l'échantillon de sol, est recueilli avec son eau de lavage dans un bac. Le tout est mis à décanter. Une fois redevenue claire, l'eau du bac est siphonnée avec précaution sans entraîner d'éléments fins.

Le bac et son contenu sont ensuite placés dans une étuve jusqu'à séchage à poids constant. Après le séchage, désagréger le tamisât avec le pilon dans le mortier, puis l'homogénéiser. Ensuite, prélever une prise d'essai de $80 \text{ g} \pm 10 \text{ g}$.

Introduire la prise d'essai dans le récipient utilisé avec l'agitateur mécanique, puis ajouter 500 cm^3 d'un mélange constitué de 440 cm^3 d'eau distillée ou déminéralisée et 60 cm^3 d'une solution à 5% d'hexametaphosphate de sodium. Laisser imbiber pendant au moins 15 h à la température ambiante.

La prise d'essai est dispersée dans la solution d'eau et de dé flocculant au moyen de l'agitateur mécanique qui doit fonctionner pendant au moins 3 min à 10000 tr/min.

- **Exécution de l'essai :**

Verser la suspension dispersée dans une éprouvette d'essai immédiatement après la fin de l'agitation mécanique. Rincer le récipient ainsi que l'arbre et les palettes de l'agitateur avec de l'eau distillée ou déminéralisée. Le liquide de rinçage est recueilli dans l'éprouvette afin d'éviter de perdre une partie de l'échantillon de sol lors du transfert.

Compléter par de l'eau distillée ou déminéralisée à la température ambiante jusqu'à 2000 cm^3 .

Verser 2000 cm^3 de la même eau distillée ou déminéralisée dans une seconde éprouvette témoin et y plonger le thermomètre et le densimètre parfaitement propres.

Agiter vigoureusement verticalement la suspension au moyen de l'agitateur manuel pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette.

Retirer l'agitateur manuel et déclencher au même moment le chronomètre : par convention il s'agit du début de l'essai.

Plonger le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre.

Effectuer les lectures depuis le début de l'essai aussi longtemps que nécessaire, aux temps suivants: 30 s, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80, 240, 1440 min. A chaque lecture, noter la densité de la solution à 0,0001 près et la température de l'eau se trouvant dans l'éprouvette témoin à 0,1 °C près.

Toutes les lectures du densimètre doivent être faites au sommet du ménisque.

Exécuter les trois premières lectures (0,5, 1 et 2 min) sans retirer le densimètre de la solution.

À partir de la troisième lecture (t2 min), retirer le densimètre de la solution après chaque A mesure, le nettoyer puis le plonger dans l'éprouvette d'eau distillée ou déminéralisée.



Fig.3.6 : mode opératoire

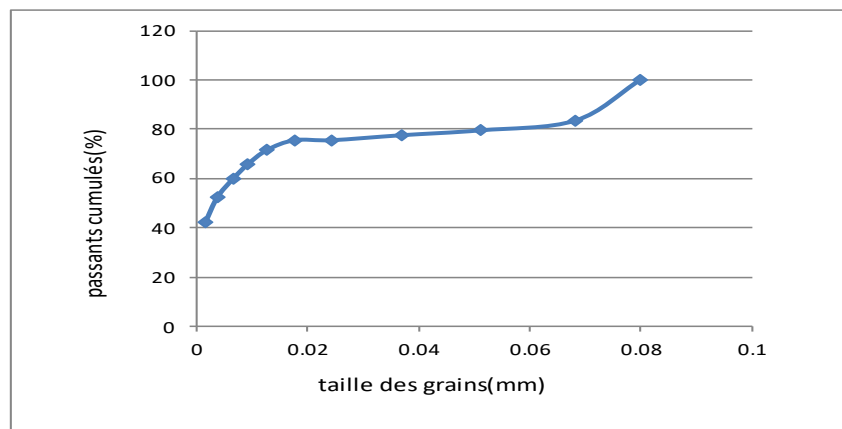


Fig.3.7 : Courbe granulométrique (sédimentation)

3.3.2. 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 3.8).

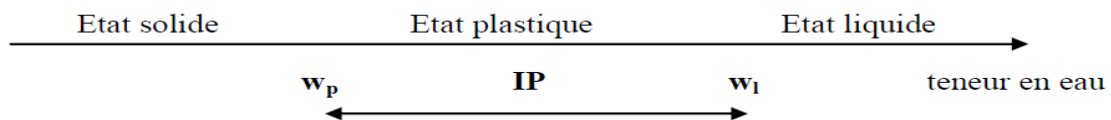


Fig.3.8 : Domaine plastique

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) ont été déterminées selon la norme [106]. Les sols préalablement broyés (mouture 0/2) et séchés à l'air (passant au tamis de 0.4 mm) Ensuite l'eau distillée a été ajoutée au mélange et pour améliorer la diffusion de l'eau dans le mélange (Figure 3.9)



Fig.3.9 : Imbibition des échantillons

3.3.2.1. Détermination de la limite de liquidité :

La totalité du matériau est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. On repartit 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.

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 3.10).



Figure 3.10: Remplissage de la coupelle et réalisation 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 côté des lèvres de la rainure pour en déterminer la teneur en eau (dessiccation à l'étuve) (Figure 3.11)



Figure 3.11: Prélèvement pour la mesure de la teneur en eau.

La limite de liquidité (wL) 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 , wL) pour au moins quatre couples de valeurs. La limite (wL) 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: $wL = 41.4\%$

3.3.2.2. 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 3.12).



Fig.3.12: 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 3.13).

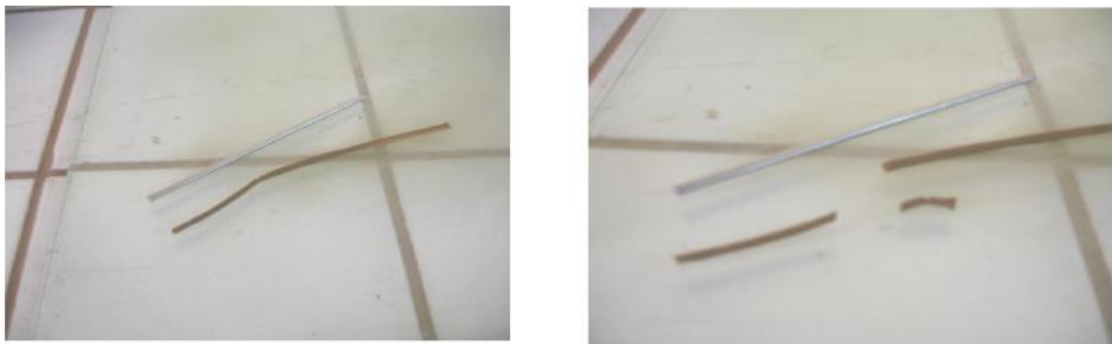


Fig.3.13 : Fissuration du rouleau

La limite de plasticité (wP) 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: $wP = 28.26\%$

3.3.2.3. Détermination de l'indice de plasticité :

L'indice de plasticité (IP) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité:

$$IP = wL - wP = 41.4 - 28.26 = 13.14\% < 15\%.$$

Il s'agit d'une argile moyennement plastique.

3.4. Classification et minéralogie des sols-témoins :

Sur la base de la granulométrie et des limites de consistance, il est opportun de catégoriser le sol à l'étude selon les méthodes de classification courantes.

L'identification d'une argile peu plastique est consolidée par le cheminement des méthodes de classification USCS (CL) et AASHTO (A-6) pour le sol retrouvé aux horizons B et C du pédon.

La minéralogie d'une argile peut grandement affecter sa réaction avec la chaux. Bien que l'analyse par diffraction des rayons-X n'a pas été réalisée en laboratoire pour classifier la minéralogie de l'argile, deux moyens d'approximation sont utilisés ci-dessous :

Le premier consiste à calculer le coefficient d'activité (A) de l'argile. Ce calcul a permis d'établir des coefficients de 0.4 et 0,3 pour les horizons B et C respectivement. Basé sur les valeurs d'approximation, tab.2.1 les deux horizons pourraient être catégorisés comme étant des kaolinites (A = 0,3 à 0,5).

Une deuxième méthode repose sur l'utilisation de l'abaque de plasticité de Casagrande fig 2.6. En superposant l'information découlant des limites d'Atterberg sur cette figure, l'abaque suggère que les deux horizons soient catégorisés comme étant une illite.

Bien que ces deux techniques utilisées ne soient que des approximations, elles suggèrent la présence de deux types de minéralogie, soient l'illite et la kaolinite.

Tel que rapporté par différents auteurs, [107] plusieurs catégories minéralogiques sont normalement présentes dans la plupart des sols argileux retrouvés dans l'Est Canadien.

3.5. Applicabilité de la stabilisation :

3.5.1. A la chaux :

Avant d'évaluer différents mélanges de chaux-argile, plusieurs documents ont été consultés afin de connaître la compatibilité du sol à l'étude au traitement à la chaux. Selon [108] les sols qui ont une proportion d'argile aussi basse que 7 % et un indice de plasticité d'aussi peu que 10 peuvent être stabilisés à la chaux. [109] Recommande que la présence d'argile soit d'au moins 10 %. Comme guide général de stabilisation, la chaux doit être considérée comme liant primaire, du moins comme pré-stabilisant pour tous les types de sols ayant un indice de plasticité plus grand que 10 avec plus de 25 % des particules fines passant au tamis No. 200.

Dans le cas où l'indice de plasticité dépasse 30 et que plus de 25 % des particules fines passent au tamis No. 200, [110] recommande d'utiliser la chaux comme traitement ou de l'utiliser comme prétraitement, Le premier traitement à la chaux sert à ramener l'indice de plasticité en bas de 30 en préparation à un traitement au ciment.

Il est entendu que ces lignes directrices doivent être considérées avec prudence sachant que moins il y a d'argile, moins fortes seront les réactions pouzzolaniques. Tel que discuté au chapitre 2, [111] recommande que l'argile soit présente à plus de 20 %, où la somme d'argile et de silts est >35 %, pour qu'une réaction pouzzolanique ait lieu. Basé sur ce constat, on peut supposer que les sols ayant entre 7 et 20 % d'argile ne sont pas nécessairement stabilisés lorsque traités à la chaux mais plutôt modifiés. Seulement l'échange cationique suivi de la floculation et l'agglomération auraient lieu. Pour cette raison, suggère de faire un deuxième traitement au ciment permettant d'apporter les pouzzolanes nécessaires pour une stabilisation (cimentation).

En se référant aux divers auteurs cités ci-haut, on peut constater que le sol à l'étude répond à toutes les exigences mentionnées. Soit : plus de 7 % d'argile et un indice de

plasticité supérieur à 10 dans le cas de [112] ; plus de 10 % d'argile dans le cas de et, plus de 20 % d'argile ou la somme d'argile et de silts est >35 % dans le cas de [113] pour les réactions pouzzolaniques.

3.5.2. Au ciment :

La stabilisation de l'argile au ciment est une technique couramment utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques et de durabilité des sols argileux. Cette méthode consiste à ajouter du ciment au sol argileux, ce qui entraîne une série de réactions chimiques qui améliorent la résistance, la stabilité et la résistance à l'eau du sol. Voici les principales considérations et applications de cette technique :

Avantages de la stabilisation de l'argile au ciment :

- **Amélioration de la résistance mécanique :**

Le ciment réagit avec l'argile pour former des composés cimentés (comme les silicates de calcium hydratés et les aluminates de calcium hydratés) qui augmentent la résistance à la compression du sol.

- **Réduction de la plasticité :**

La stabilisation au ciment diminue l'indice de plasticité de l'argile, la rendant moins sensible aux variations d'humidité.

- **Amélioration de la durabilité :**

Les sols traités au ciment sont plus résistants aux cycles de gel-dégel et à l'érosion.

- **Réduction du gonflement :**

La stabilisation réduit la tendance des argiles expansives à gonfler en présence d'eau, ce qui est crucial pour les infrastructures telles que les routes et les fondations.

Applications pratiques :

- **Construction routière :**

Utilisée pour la stabilisation des sous-couches et des couches de base des routes, améliorant la portance et la longévité de la structure routière.

- **Fondations de bâtiments :**

Appliquée pour améliorer les sols argileux sous les fondations, réduisant les risques de tassement différentiel et de mouvements des fondations.

- **Dallages industriels :**

Employée dans la construction de dalles de sol, surtout dans les zones industrielles où une résistance accrue est nécessaire.

- **Pistes d'aéroport :**

La technique est utilisée pour stabiliser les sols sous les pistes, taxiways et aires de stationnement des avions, assurant une surface stable et durable.

Considérations techniques :

- **Propriétés du sol :**

L'efficacité de la stabilisation dépend des propriétés initiales du sol. Les sols argileux très plastiques et expansifs bénéficient le plus de cette technique.

- **Dosage du ciment :**

Le dosage optimal de ciment doit être déterminé en laboratoire pour chaque type de sol afin d'atteindre les propriétés souhaitées sans excès de ciment, ce qui pourrait être économiquement non viable et écologiquement non favorable.

- **Conditions environnementales :**

La stabilisation doit être réalisée dans des conditions contrôlées pour assurer une cure adéquate du sol-ciment. Les conditions extrêmes de température et d'humidité peuvent affecter les résultats.

- **Compatibilité avec d'autres matériaux :**

Le ciment peut interagir avec d'autres additifs ou stabilisants (comme la chaux) utilisés dans le traitement du sol, et ces interactions doivent être étudiées pour éviter des effets indésirables.

Études de cas et expériences pratiques :

Divers projets à travers le monde ont démontré l'efficacité de la stabilisation de l'argile au ciment. Par exemple, des routes rurales en Inde et en Afrique ont été construites avec cette méthode, montrant une amélioration significative en termes de

durabilité et de maintenance. Des essais en laboratoire et sur le terrain montrent généralement une augmentation notable de la résistance à la compression non confinée et une réduction des propriétés de gonflement après stabilisation.

La stabilisation de l'argile au ciment est une technique éprouvée et efficace pour améliorer les propriétés des sols argileux dans diverses applications de construction. Elle offre des avantages significatifs en termes de résistance, de durabilité et de réduction de la plasticité et du gonflement des sols. Pour une application réussie, il est crucial de bien comprendre les caractéristiques spécifiques du sol à stabiliser et de déterminer les dosages de ciment appropriés grâce à des tests de laboratoire.

3.6. Compactage (Essais Proctor) : 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 [114]. 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 3.14). 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

Fig.3.14 : 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 modifié) étant choisis, on procède au compactage des éprouvettes humidifiées en respectant les modalités d'exécution des essais Proctor modifié (Figure 3.15).

**Fig.3.15** : 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 3.16).



Retirement de la rehausse



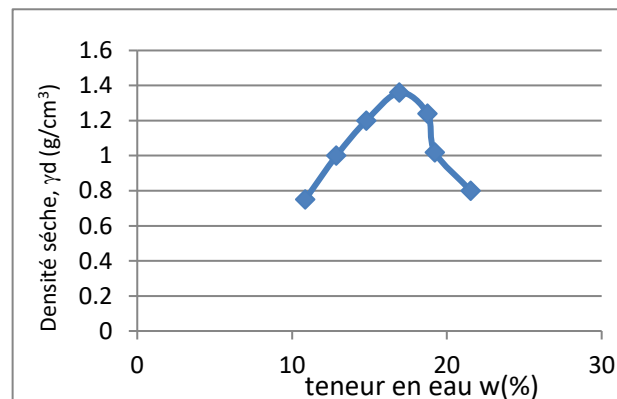
Arasement de l'éprouvette

Fig.3.16 : Séquence des étapes post-compactage

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 pré humidifié. 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 modifié (PM). La figure 3.16, présente la courbe de compactage Proctor modifié de l'argile. La teneur en eau optimale et le poids volumique maximal sont respectivement :

$$w_{opt} = 16,945\%$$

$$\gamma_{dmax} = 1,36$$

**Fig.3.17** : Courbe de compactage Proctor

3.7. Essais au CBR :

Placer l'ensemble plaque de base, moule CBR éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston.

Procéder au poinçonnement de la manière suivante :

- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau (stopper dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement).
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon. (1.27 mm/min)
- Exécuter le poinçonnement à vitesse constante
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0.625 - 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
Comme décrit dans la figure 3.17.

Faire une mesure de la teneur en eau au voisinage de la zone poinçonnée et immédiatement après l'essai (au moins 2 prélèvements à gauche et à droite).



Fig.3.18 : équipement nécessaire de CBR

3.8. Essais 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 [115] et [116]. 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. Ces quantités sont ensuite malaxées avec des teneurs en eau optimales pour produire les conditions de densités désirées (densité sèche maximale).

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 3.19).



Compactage partiel manuel



Compactage final à la presse

Fig.3.19 : 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 3.20).



Fig.3.20 : 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, 200 et 300 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 3.21). 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



Fig.3.21 : 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 tangentiellles 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).

3.9. Essai au pycnomètre :

Un pycnomètre désigne un instrument de laboratoire utilisé pour mesurer, à une température déterminée, la masse volumique d'un produit liquide ou solide. Il est généralement composé de deux éléments en verre s'assemblant précisément par un joint en verre rodé:

Une fiole (classiquement d'une capacité de 25 à 500 cm³) ; un bouchon percé d'un tube très fin (capillaire).

Lorsque l'on ajuste le bouchon sur la fiole, le trop-plein de liquide s'échappe par l'extrémité supérieure du tube et, dans la mesure où ce tube est très fin, le volume de liquide est déterminé avec une grande précision.

Le but de l'essai au pycnomètre est de déterminer le poids volumique de la matière constituant les grains solides d'un sol qui est désigné par (γ_s). La masse volumique des grains solides du sol (γ_s) est le quotient de la masse de ces grains solides (m_s) par leur volume (v_s).

En connaissant le poids volumique des grains solides (γ_s), on peut avoir d'autre paramètre qu'en ne peut pas les déterminer par essai en appliquant la formule qui les définit en fonction de (γ_s) et d'autre paramètres connus.

A utilisé dans cet essai (matériel utilise) :

- Un réchaud électrique ou plaque chauffante ou réchaud à gaz,
- Un tamis de 100 microns,
- Un bac de contenance 3 à 5 kg,

Chapitre 3 Matériaux utilisés et Essais en laboratoire

- Des coupelles tarées pour la pesée de l'échantillon à tester
- un pycnomètre.
- Une balance de précision.
- Un flacon d'eau distillé.
- Sol sec (sable jaune + Sable gris)

En utilisant le principe de la poussée d'Archimède (le poids du liquide déplacé égale au poids du corps plongé dans le liquide). Donc on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec la connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique (γ_s).

Le sol qu'on a utilisé dans cet essai a un diamètre de ses grains solides inférieur à 0.1 mm parce qu'il était tamisé.

- Peser le pycnomètre vide Q_0
- Peser le pycnomètre rempli d'eau jusqu'au trait repère soit Q_1 .
- Peser une quantité de sol introduire dans le pycnomètre Q_2
- Ajouter une quantité d'eau et agiter ou réchauffer pour éliminer l'air
- Après un certain temps on ajoute de l'eau distillée jusqu'au repère fixe et on pèse l'ensemble et on note le poids (Q_3)

Comme le montre la figure 3.22

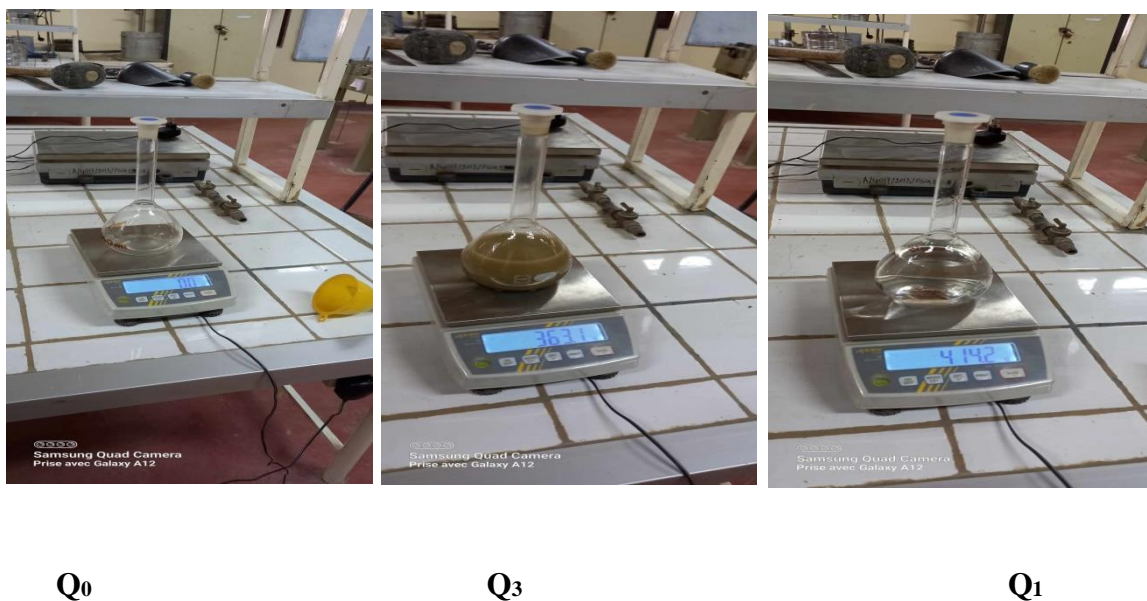


Fig.3.22 : Exécution de l'essai

3.10. Essai au bleu de méthylène :

La valeur de bleu de méthylène (MB) est une autre mesure de l'argilo site. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de sol dans de l'eau, soit, en d'autres termes, la quantité de bleu pouvant s'adsorber sur les particules du sol. Etant donné que ce sont les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) qui ont la plus grande capacité d'adsorber le bleu de méthylène, on a donc par cet essai une estimation globale de la quantité et de l'activité des argiles contenues dans le sol. La MB s'exprime en g de bleu par kilo de sol sec.

L'échantillon est séché jusqu'à masse constante et pesé. Il est passé au tamis et mis en suspension dans de l'eau. On ajoute une solution de bleu de méthylène (concentration: 10 g/l) à la suspension sous agitation permanente. On détermine la quantité de solution de bleu de méthylène nécessaire pour saturer la suspension. Le point de saturation est déterminé par un essai à la tache dans lequel une goutte de suspension est posée sur un papier filtre. Si la tache formée sur le papier reste entourée durant cinq minutes par un cercle bleu clair, on considère que le point de saturation est atteint



Fig.3.23 : Appareillage pour essai au bleu de méthylène

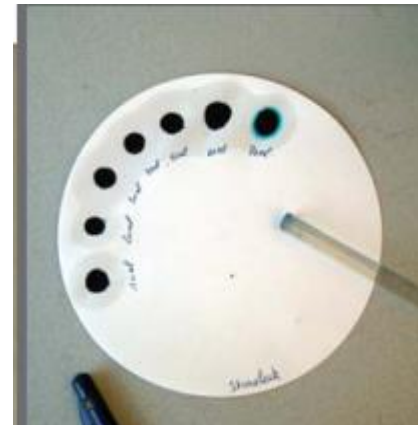


Fig.3.24 : Essai au bleu de méthylène à la tache

Principaux seuils indicatifs:

- $MB \leq 25$: sols faiblement argileux;

- $MB > 60$: sols très argileux.

La norme européenne [117] mentionnée ci-dessus précise la méthode de détermination de la MB de la fraction 0/2 mm dans les sables ou le tout-venant. La norme française [118], quant à elle, précise le mode opératoire pour la détermination de la valeur au bleu de méthylène d'un sol (VBS) de la fraction 0/50 mm dans les sols ou les matériaux rocheux. En outre, la norme européenne exprime les résultats en grammes de bleu de méthylène par kilogramme de matériau sec alors que la norme française exprime les résultats en grammes de bleu par 100g de matériau sec. Il y a donc un facteur 10 de différence entre les valeurs de valeur au bleu selon que l'on utilise la norme européenne ou française ! On peut admettre une correspondance approchée entre ces deux mesures du type :

$$VBS = 0,1 \times (MB) \times (\text{tamisât à 2 mm}) / 100$$

Dans ce document, ainsi que dans les fascicules pratiques qui le complètent, les valeurs de MB mentionnées sont exprimées selon la norme européenne (en g de bleu/kg de matériau sec).

La MB est à utiliser pour les sols peu argileux. L'indice de plasticité est le critère le mieux adapté pour les sols dont l'IP est ≥ 12 .

3.11. Détermination de la résistance à la compression :

Le sol argileux a été séché avant son utilisation dans les mélanges. Au début les quantités de sols argileux et de matériel de renforcement ont été mélangées ensemble à l'état sec. Tous les spécimens d'essai ont été compactés à la densité sèche du sol pur et à sa teneur en eau maximum déduites des essais de compactage.

Tous les spécimens d'essai ont été compactés à la densité sèche du sol mélangé avec ciment et à sa teneur en eau maximum déduites des essais de compactage des mélanges

3.11.1. Préparation des échantillons :

La préparation des mélanges est une étape très importante pour le bon déroulement d'un programme d'essais au laboratoire.

Les échantillons sont, dans un premier temps, du sol argileux mélangé avec des différents pourcentages de ciment, et après avec la chaux. Dans un deuxième temps, on mélange le sol avec des différents pourcentages (6%, 8%, 10%, 12%, 14%) pour choisir le pourcentage qui donne une bonne résistance avant de le mélanger avec les pourcentages des deux types cités, pour voir l'effet sur le sol.

3.11.1.1. Ciment :

Tous les échantillons ont été préparés avec différents pourcentages. du poids du sol. Le ciment a été mélangé au sol sec. L'addition de ciment a été faite très soigneusement et le pourcentage est calculé en poids.

3.11.1.2. La chaux :

Tous les échantillons ont été préparés avec différents pourcentages. Du poids du sol. La chaux a été mélangée au sol sec. L'addition de ciment a été faite très soigneusement et le pourcentage est calculé en poids (figure 3.25)



Fig.3.25 : Mélange de chaux et d'argile

3.11.2. Confection des éprouvettes :

Les éprouvettes utilisées dans notre étude sont des éprouvettes réalisées d'un moule cylindrique ($D=7\text{cm}$, $h=14\text{cm}$) (figure 3.26) à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale déduite des essais de compactage. Les nombres des échantillons est de trois éprouvettes pour chaque essai.



Fig.3.26 : des éprouvettes réalisées d'un moule

3.11.2.1. Le malaxage :

Le malaxage est exécuté manuellement, les étapes de malaxage sont :

Combinaisons (sol-ciment), (sol-la chaux)

Le mode opératoire a été fait suivant les étapes suivantes :

- Peser les quantités nécessaires des constituants pour un mélange
- introduire les granulats dans le récipient de malaxage
- Ajouter la teneur en eau optimale et on fait le malaxage manuellement.

3.11.2.2. Moulage et démoulage :

Après le malaxage de combinaisons des échantillons est prêt à l'emploi. L'échantillon est introduit d'un moule (Figure 3.26) déjà graissés par une huile pour faciliter le démoulage après faire de compactage.

Le remplissage du moule est exécuté en plusieurs couches à chaque fois on verse une couche et on la compacte manuellement jusqu'au remplissage du moule et après ces étapes on place l'échantillon sous la machine de confection pour le bien compacter (Figure 3.26). Il faut araser les éprouvettes à l'aide d'une règle. La face supérieure de l'éprouvette doit être lisse et bien finie.

Après démoulage, Chaque échantillon est stocké dans un sachet en plastique pour préserver l'humidité. Les échantillons sont confectionnés pour différentes périodes : 7,14 et 28 jours (figure 3.27)



Moule



remplissage



compactage partiel manuel



Compactage final à la presse

Eprouvette finie

stockage des éprouvettes

Fig.3.27 : Moule et Préparation des éprouvettes, Et stockage des éprouvettes pour différentes périodes.

3.11.3. Résistance à la compression :

Les essais ont été examinés dans la machine d'essai de compression à 7 jours, 14 jours et 28 jours. Les charges correspondantes étaient mesurées pendant l'essai (Fig. 3.28).

La vitesse l'écrasement 1 mm/min.



Fig.3.28 : presse de compression

L'état des échantillons après essai dans la (figure 3.29).



Fig.3.29 : les éprouvettes après essai

3.12. Conclusion :

Au terme de cette étude nous avons pu évaluer l'efficacité de la stabilisation des sols à l'aide de la chaux et du ciment à travers une série d'essais rigoureux.

Les matériaux principaux utilisés incluent divers sols naturels la chaux et le ciment, Les sols ont été prélevés et classifiés en fonction de leur granulométrie et de leur composition minéralogique.

Les sols utilisés ont subi une analyse granulométrique détaillée afin de déterminer la distribution des particules et leur compatibilité avec les agents stabilisants.

La chaux et le ciment ont été choisis pour leurs propriétés stabilisantes chacun ayant été testé séparément et en combinaison avec différents sols pour évaluer leur efficacité.

Les essais ont été menés selon un protocole standardisé incluant plusieurs étapes clés :

- Analyse Granulométrique: Cette analyse a permis de caractériser la taille des particules des sols.

- Détermination des Limites d'Atterberg : Les limites de liquidité et de plasticité ainsi que l'indice de plasticité ont été déterminés pour évaluer la consistance des sols.
- Classification et Minéralogie des Sols-Témoins : Les sols ont été classifiés et leur composition minéralogique étudiée pour mieux comprendre leur comportement sous stabilisation.
- Applicabilité de la Stabilisation : La pertinence de la stabilisation à la chaux et au ciment a été examinée pour chaque type de sol.

Des essais Proctor ont été réalisés pour déterminer les caractéristiques de compactage des sols stabilisés permettant d'optimiser la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale.

Les essais sur les mélanges stabilisés ont inclus des tests de CBR (California Bearing Ratio) et de cisaillement révélant l'amélioration significative de la résistance des sols après stabilisation.

Des essais au pycnomètre et au bleu de méthylène ont été effectués pour mesurer la densité des particules et l'activité argileuse des sols respectivement.

La préparation des échantillons a impliqué le malaxage, le moulage et le démoulage des éprouvettes suivant des méthodes standardisées pour assurer la reproductibilité des résultats.

Les essais de résistance à la compression ont montré une amélioration notable des propriétés mécaniques des sols stabilisés, confirmant l'efficacité des agents utilisés.

En conclusion, la stabilisation des sols à la chaux et au ciment s'est avérée efficace avec des améliorations significatives observées dans la résistance mécanique et la stabilité des sols traités, Les essais menés ont permis de démontrer que la combinaison de ces agents stabilisants est applicable à une variété de sols améliorant ainsi leur performance pour des applications en génie civil.

Chapitre 4 :

Présentation et interprétation des résultats

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

4.1. Introduction :

Le présent chapitre présente et interprète les différents résultats obtenus lors des essais Conduits en laboratoire sur l'argile de ZEBABDJA. Le premier essai après les essais d'identifications était celui du Proctor modifié afin d'identifier la teneur en eau optimale et la densité maximale relative de notre sol pour les utiliser dans les mélanges avec le ciment, et la même chose pour la chaux afin d'utiliser ces caractéristiques pour les mélanges de ciment et sol et la chaux. L'essai d'écrasement est le deuxième essai. Ce dernier a permis la détermination de la compression simple et la consistance de l'argile stabilisée et enfin le troisième essai qui est le cisaillement direct pour l'évaluation des paramètres de résistance le quatrième essai est le CBR .

4.2. Interprétation des résultats :

4.2.1. Interprétation des résultats d'essai Proctor modifié :

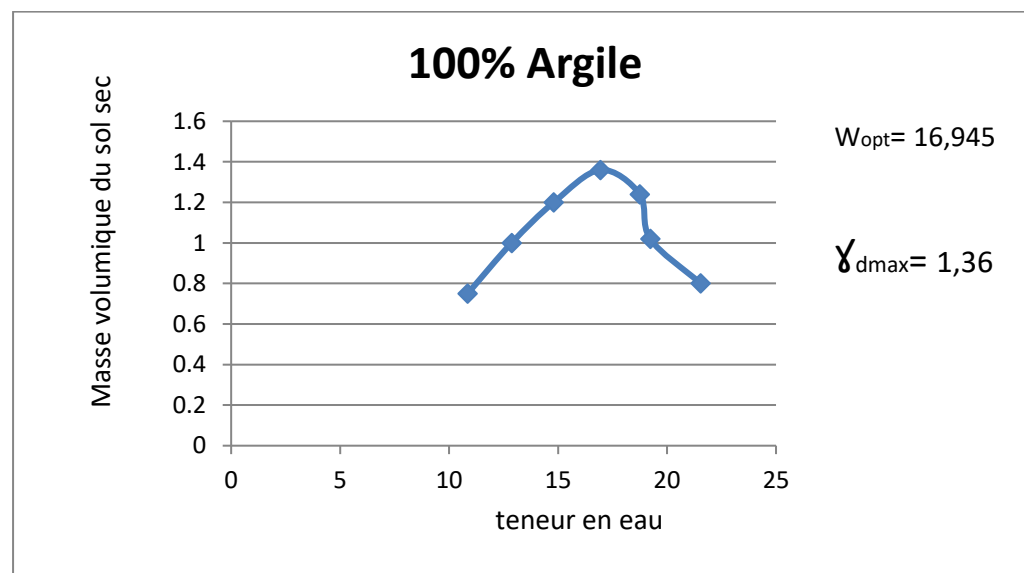


Fig.4.1 : Essais Proctor modifié 100% Argile

4.2.1.1. Traitement avec le ciment :

De même principe que l'état naturel, la préparation des mélanges et le compactage ont été effectuées selon le principe de l'essai normal. La (figure 4.2) montre que les courbes Proctor des échantillons argileux avec des pourcentages des ciments.

L'augmentation des

Pourcentages de ciment (6%, 8%, 10%, 12%) ont une stabilisation de la teneur en eau celle-ci le même pour tous les pourcentages.

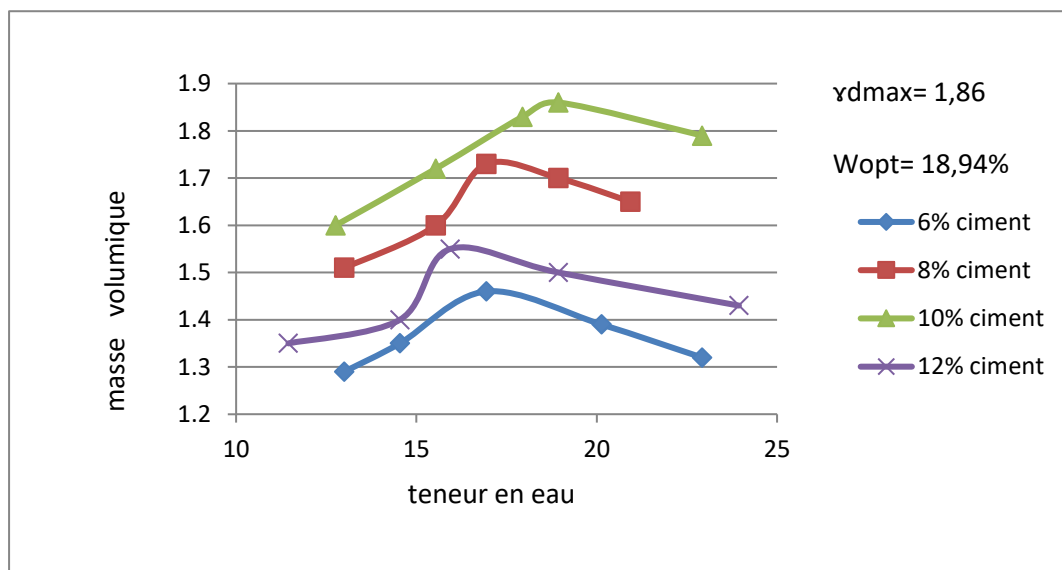


Fig.4.2 : Essais Proctor modifié Argile avec (6%, 8%, 10%, 12%) de ciment

4.2.1.2. Traitement avec la chaux :

De même principe que l'état naturel, la préparation des mélanges et le compactage ont été effectuées selon le principe de l'essai normal. La (figure 4.3) montre que les courbes Proctor des échantillons argileux avec des pourcentages de la chaux.

L'augmentation des

Pourcentages de la chaux (6%, 8%, 10%, 12%) ont une stabilisation de la teneur en eau celle-ci le même pour tous les pourcentages.

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

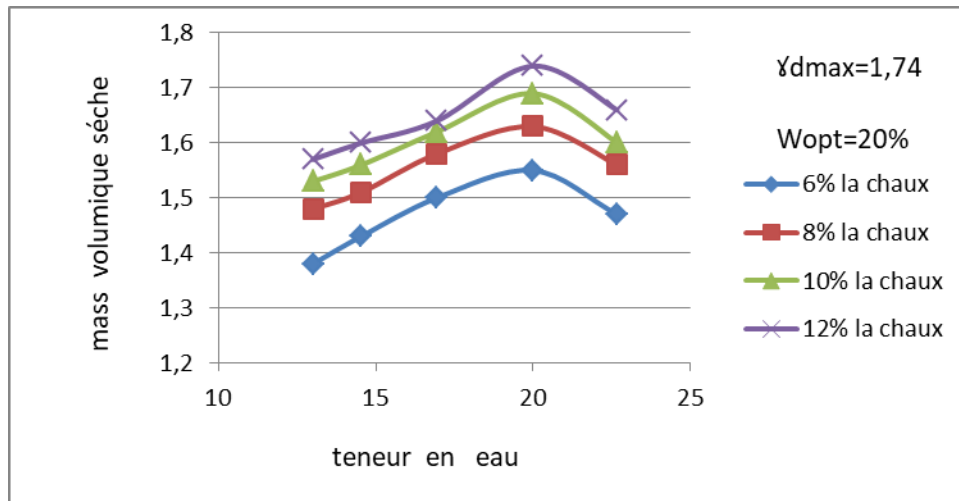


Fig.4.3 : Essais Proctor modifié Argile avec (6%, 8%, 10%, 12%) de la chaux

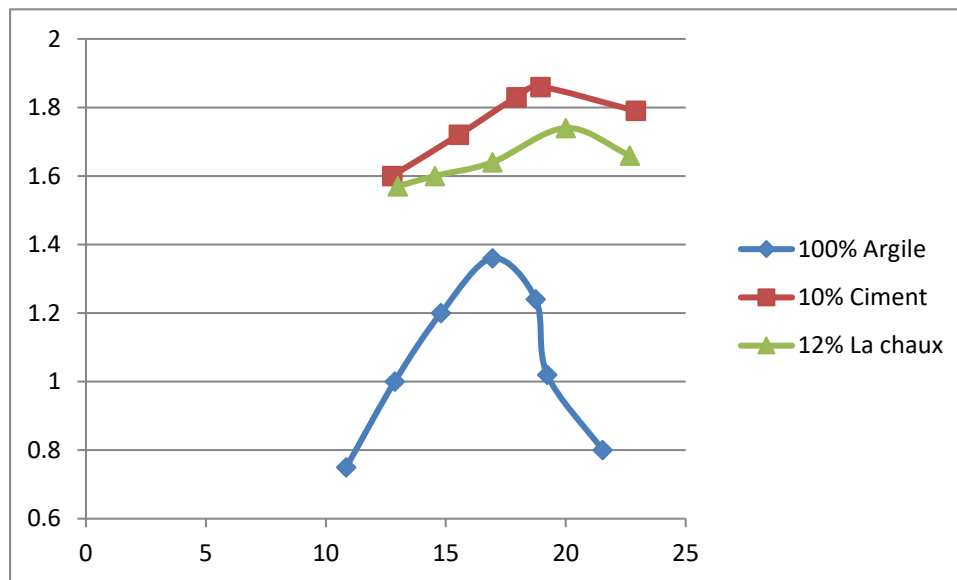


Fig.4.4 : Les courbes de meilleur résultats essai proctor modifié et sol non traité

- On remarque qu'en ajoutant de la chaux et du ciment à l'argile, les propriétés de cette argile sont améliorées

4.2.2. Etude comparative des deux techniques de traitement :

4.2.2.1. Evolution de la densité sèche en fonction du pourcentage d'ajout :

- Après 7 jours :

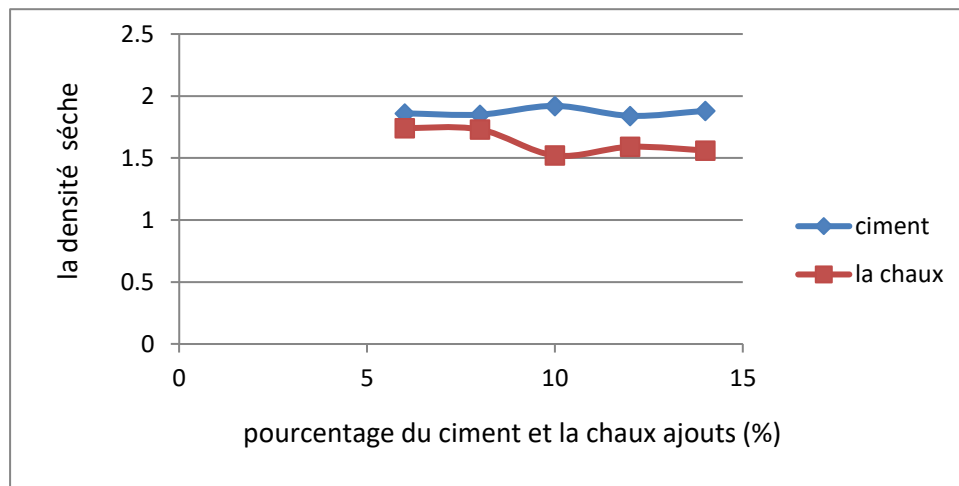


Fig.4.5 : Evolution de la densité sèche optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 7 jours (ciment et la chaux)

- Après 14 jours :

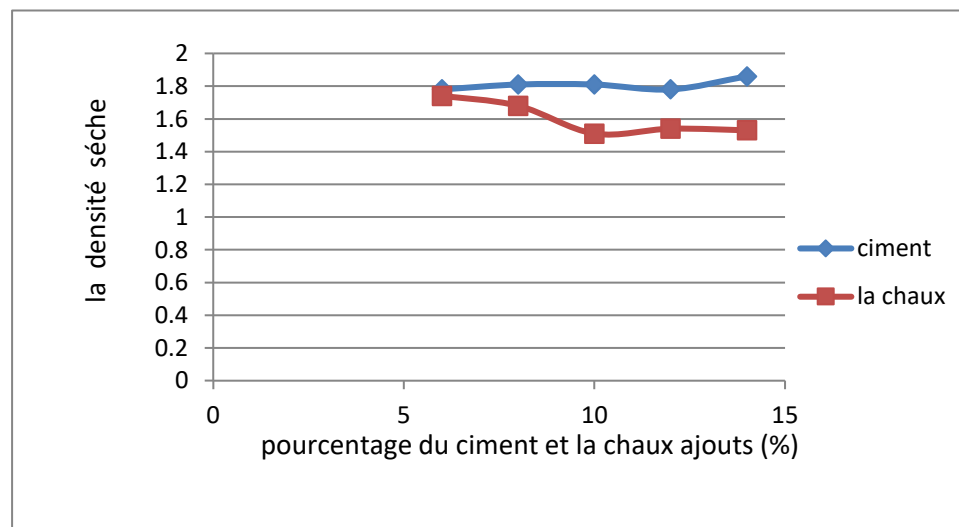


Fig.4.6 : Evolution de la densité sèche optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 14 jours (ciment et la chaux)

- Après 28 jours :

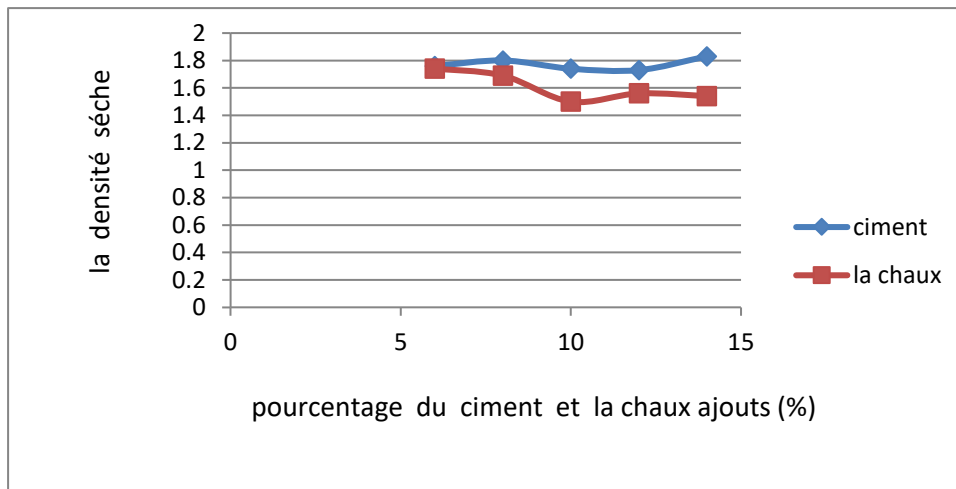


Fig.4.7 : Evolution de la densité sèche optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 28 jours (ciment)

4.2.2.2. Evolution de la teneur en eau en fonction du pourcentage d'ajout :

- Après 7 jours :

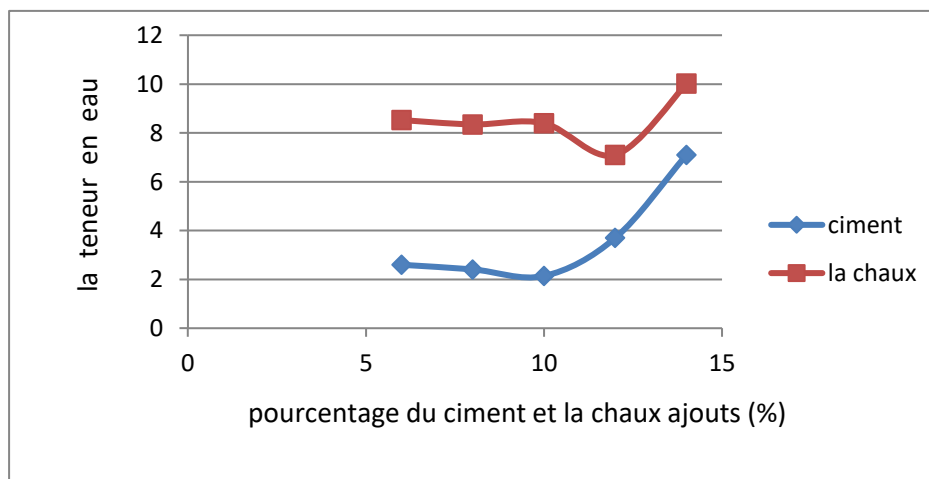


Fig. 4.8 : Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 7 jours (ciment, chaux).

- **Après 14 jours :**

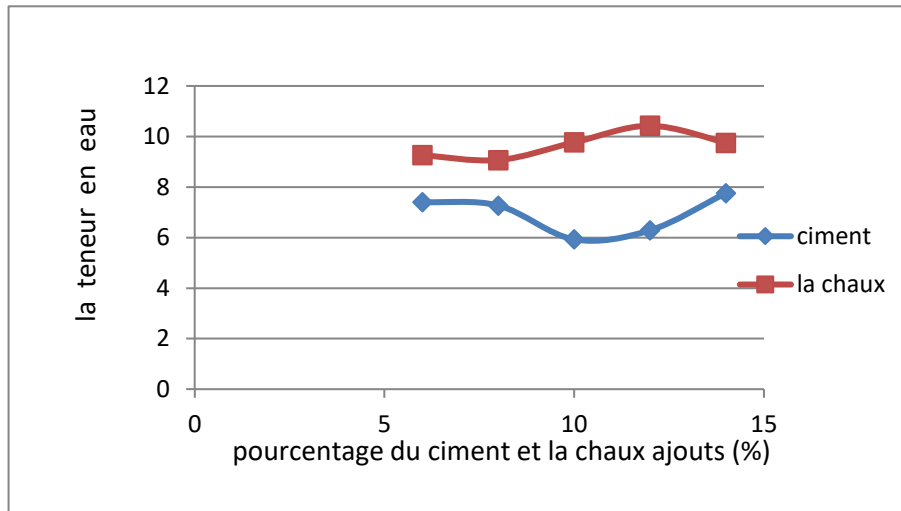


Fig. 4.9 : Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 14 jours (ciment, chaux).

- **Après 28 jours :**

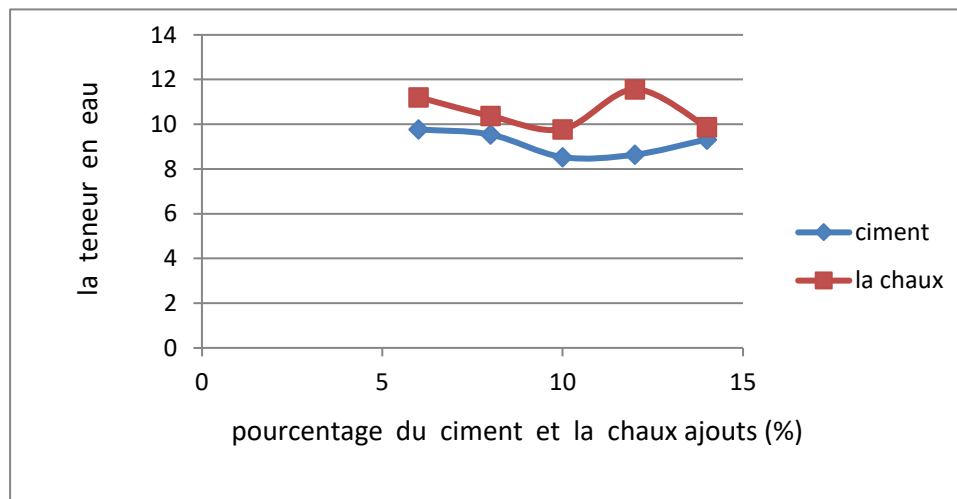


Fig. 4.10 : Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du pourcentage d'ajout après 28 jours (ciment, chaux).

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

Tab.4.1 : Comparaison entre l'effet la chaux et ciment

Traitement à la chaux	Traitement au ciment
<p>L'addition de la chaux aux sols argileux entraîne une augmentation du ph du sol qui est responsable de la dissolution de l'alumine et de la silice présents dans l'argile. En effet, les réactions entre la chaux, la silice et l'alumine libres, concourent à la formation de nouveaux minéraux comme des CSH (silicates de calcium hydratés), des CAH (aluminates de calcium hydratés), et des CASH (aluminosilicates de calcium hydratés) qui sont principalement responsables de la consolidation c'est-à-dire l'augmentation des résistances mécaniques</p>	<p>Contrairement à la chaux, la poudre de ciment contient en elle-même tout ce dont elle a besoin pour réagir et former des produits cimentaires (CSH, CAH, CASH). Le ciment va créer des liens physiques entre les particules augmentant ainsi la résistance des sols comparativement à la chaux qui a besoin de silice et d'alumine provenant des particules argileuses pour développer les réactions pouzzolaniques.</p>

- On remarque que la densité du ciment avec l'argile augmente plus que la densité de la chaux avec l'argile, mais dans la teneur en eau on voit le contraire.
- Cela signifie que plus la teneur en eau est faible, plus la densité est élevée et plus la teneur en eau est élevée, plus la densité est faible.

4.2.3. Essai au pycnomètre :

γ_s : le poids volumique des grains solides

$$\gamma_s = \frac{m_2 - m_1}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3} * \gamma_e$$

$$\gamma_e = 1 \text{ g / cm}^3$$

m_1 : masse pycnomètre vide

m_2 : masse pycnomètre + argile

m_3 : masse pycnomètre + argile + l'eau

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

m_4 : masse pycnomètre + l'eau

Tab.4.2 : Les essais en laboratoire du pycnomètre

Essai	1	2
m_1	163,72g	163,72g
m_2	193,84g	193,78g
m_3	680,96g	680,96g
m_4	661,82g	661,82g
γ_s	2,74	2,67

$$\gamma_s = \frac{\gamma_{s1} + \gamma_{s2}}{2} = \frac{2,74 + 2,67}{2} = 2,705 \text{ g / cm}^3$$

Alors : $\gamma_s = 2,705 \text{ g / cm}^3$

4.2.4. Essai au bleu de méthylène :

Tab.4.3 : la teneur en eau du bleu méthylène

Essai	1
Tare vide (g)	18,16 g
Poids totale humide (g)	23,16 g
Poids totale sec (g)	22,42 g
w	17,37%

- Masse sèche de la prise d'essai :

$$m_0 = \frac{mh}{1+w} = \frac{23,16}{1+0,17} = 19,79 \text{ g}$$

- Masse de bleu introduite (solution à 10 g/L) :

$$B = V \cdot 0,01$$

$$V = 120 \text{ g/L}$$

$$B = 120 \cdot 0,01 = 1,2$$

- Le matériau dont nous disposons a un D_{\max} inférieur à 5 mm, nous utilisons donc cette loi :

$$V_{BS} = \frac{B}{m_0} \cdot 100$$

Alors :

$$V_{BS} = \frac{1,2}{19,79} \cdot 100 = 6,06 = 6$$

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

D'après la norme [119] (Septembre 1992) " Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières":

VBS <0.1: Sol insensible à l'eau.

VBS = 0.2: Apparition de la sensibilité à l'eau.

VBS = 1.5: Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.

VBS = 2.5: Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

VBS = 6: Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

VBS = 8: Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

Alors :

VBS = 6 → Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

4.2.5. Interprétation des résultats d'essais C.B.R :

- **100% Argile :**

Tab.4.4 : Lecture initiale du cadran de la presse (100% Argile)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	480	960	1420	1760	2300	2620	2860
$\bar{\sigma}$ en (Mpa)	0,24	0,48	0,72	0,89	1,17	1,33	1,45

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad A = \pi r^2 \quad , \quad r = 25 \text{ mm}$$

$$A = 1962,5 \text{ mm}^2$$

- P1 et P2 : sont les contraintes dans le matériau testé correspondant à des enfoncements 2,5mm et 5 mm
- $CBR1 = (P1 / P'1) * 100$
- $CBR2 = (P2 / P'2) * 100$

$$P'1 = 6,9 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad P'2 = 10,3 \text{ MPa}$$

Sont les contraintes dans les matériaux type correspondant à des enfoncements 2,5 mm et 5 mm

- $CBR = \text{Max} (CBR1, CBR2)$
- $CBR1 = (0,89/6,9) * 100 = 12,89$
- $CBR2 = (1,17/10,3) * 100 = 11,35$

$$CBR = \text{Max} (12,89, 11,35)$$

$$\text{Indice CBR} = 12,89$$

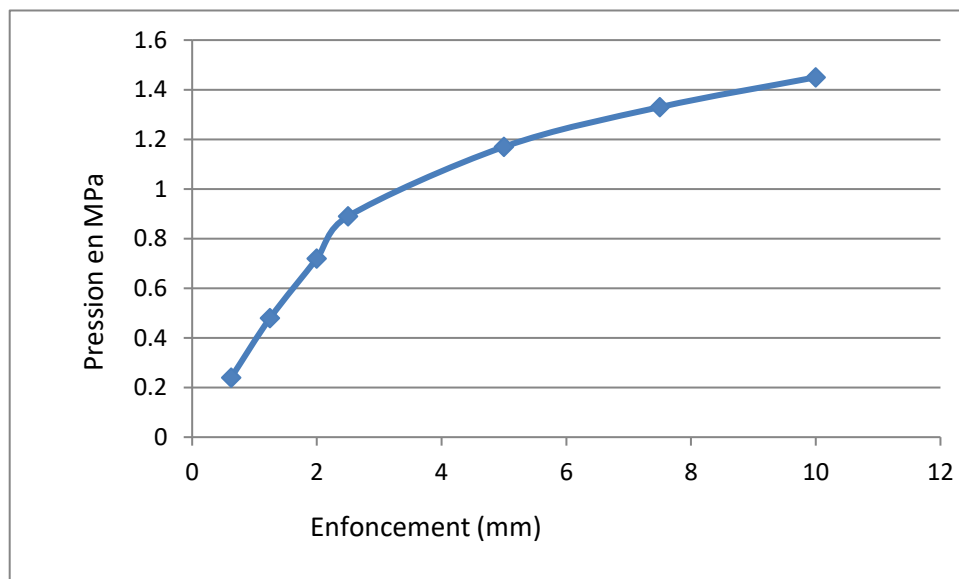


Fig.4.11 : graphe du CBR (100% Argile)

4.2.5.1. Traitement avec le ciment :

- **8% ciment :**

Tab.4.5 : Lecture initiale du cadran de la presse (8% Ciment)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1500	2360	3080	3660	5540	7060	8260
$\bar{\sigma}$ en (Mpa)	0,76	1,20	1,56	1,86	2,82	3,59	4,20

- $CBR1 = (1,86/6,9) * 100 = 26,95$
- $CBR2 = (2,82/10,3) * 100 = 27,37$

$$CBR = \text{Max} (26,95, 27,37)$$

Indice CBR = 27,37

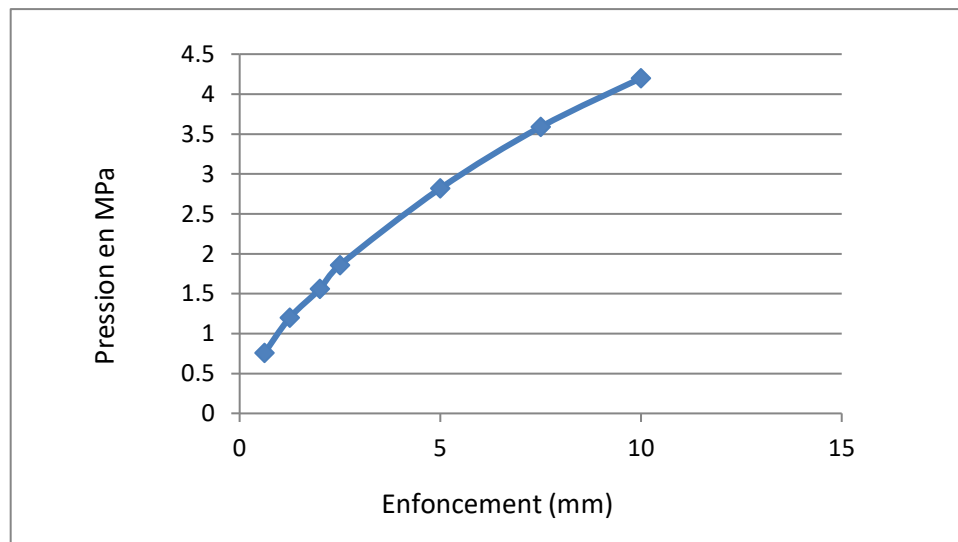


Fig.4.12 : graphe du CBR (8% Ciment)

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

- **10% Ciment :**

Tab.4.6 : Lecture initiale du cadran de la presse (10% Ciment)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1480	2500	3380	4180	6600	8340	9720
$\bar{\sigma}$ en (Mpa)	0,75	1,27	1,72	2,12	3,36	4,24	4,95

- $CBR1 = (2,12/6,9) * 100 = 30,72$
- $CBR2 = (3,36/10,3) * 100 = 32,62$

$$CBR = \text{Max} (30,72, 32,62)$$

$$\text{Indice CBR} = 32,62$$

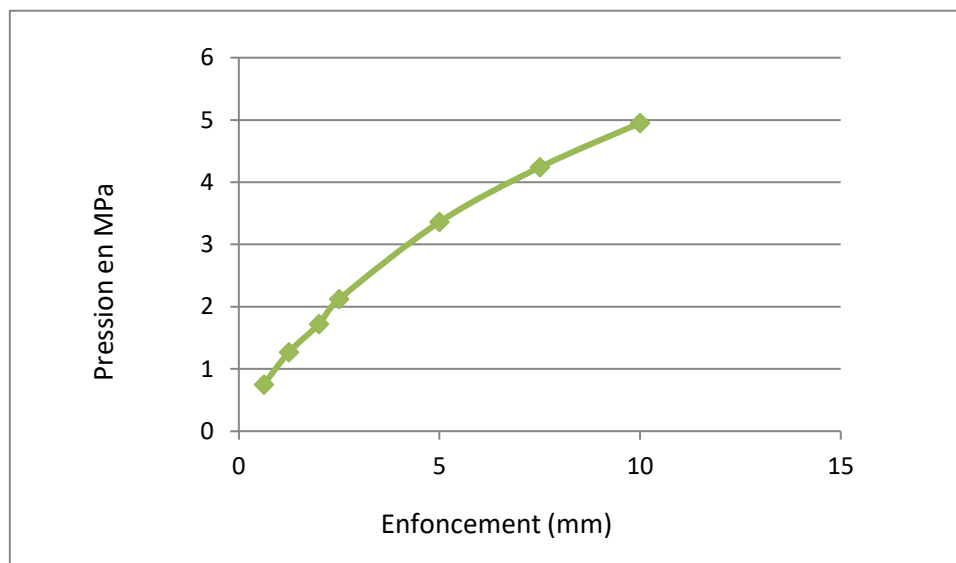


Fig.4.13 : graphe du CBR (10% Ciment)

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

- **12% Ciment :**

Tab.4.7 : Lecture initiale du cadran de la presse (12% Ciment)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1860	2960	3860	4560	6780	8160	9200
$\bar{\sigma}$ en (Mpa)	0,94	1,50	1,96	2,32	3,45	4,15	4,68

- $CBR1 = (2,32/6,9) * 100 = 33,62$
- $CBR2 = (3,45/10,3) * 100 = 33,49$

$$CBR = \text{Max} (33,62, 33,49)$$

Indice CBR = 33,62

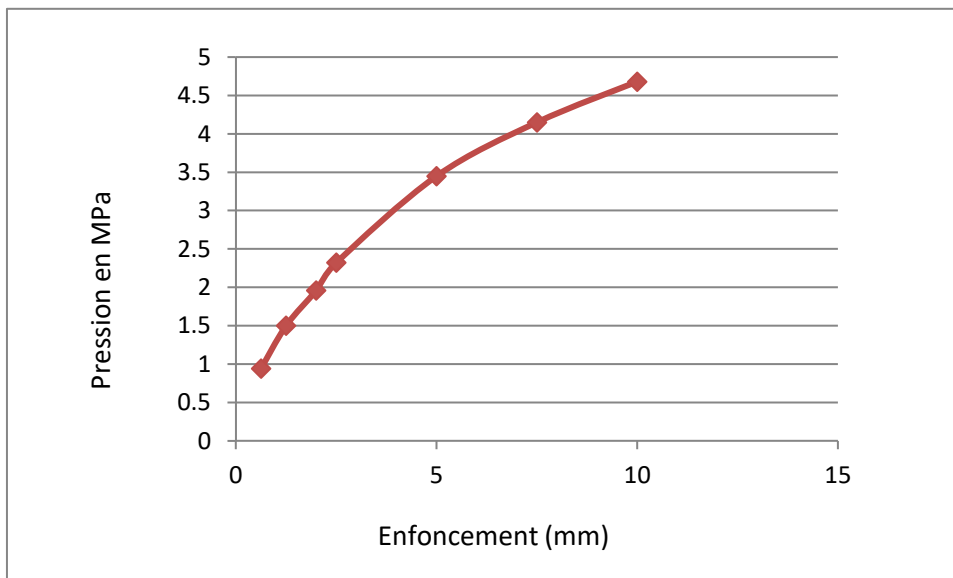


Fig.4.14 : graphe du CBR (12% Ciment)

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

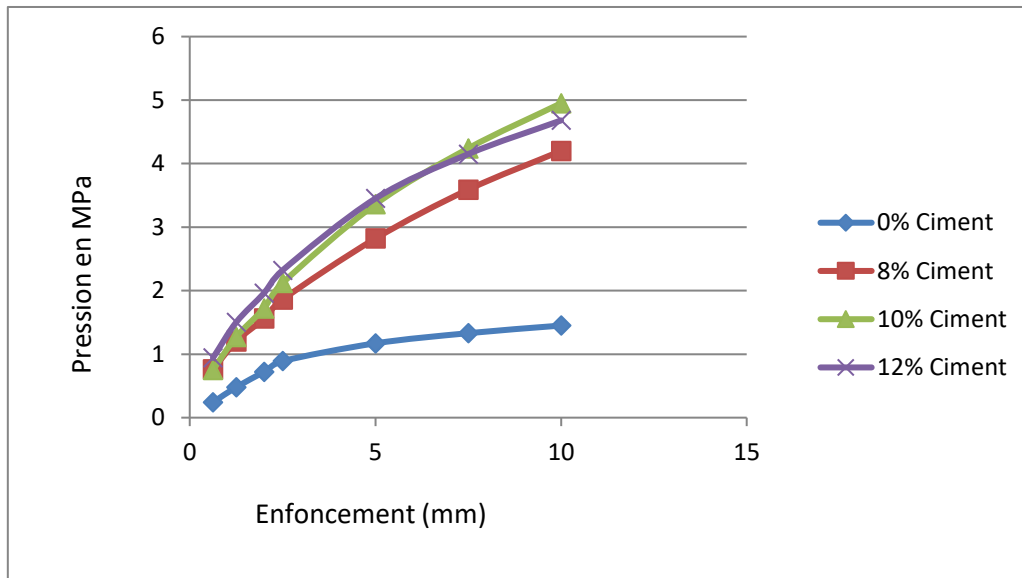


Fig.4.15 : les graphes du CBR (8%, 10%, 12% du Ciment) et 100% Argile

- Nous remarquons dans les courbes que lorsque du ciment est ajouté à l'argile, la pression augmente jusqu'à la valeur maximale à 10%, et après cela elle commence à diminuer.

4.2.5.2. Traitement avec la chaux :

- **8% La chaux :**

Tab.4.8 : Lecture initiale du cadran de la presse (8% La chaux)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1400	2280	2900	3520	5420	6940	8280
σ en (Mpa)	0,71	1,16	1,47	1,79	2,76	3,53	4,21

- $CBR_1 = (1,79/6,9) * 100 = 25,94$
- $CBR_2 = (2,76/10,3) * 100 = 26,79$

$$CBR = \text{Max} (25,94, 26,79)$$

$$\text{Indice CBR} = 26,79$$

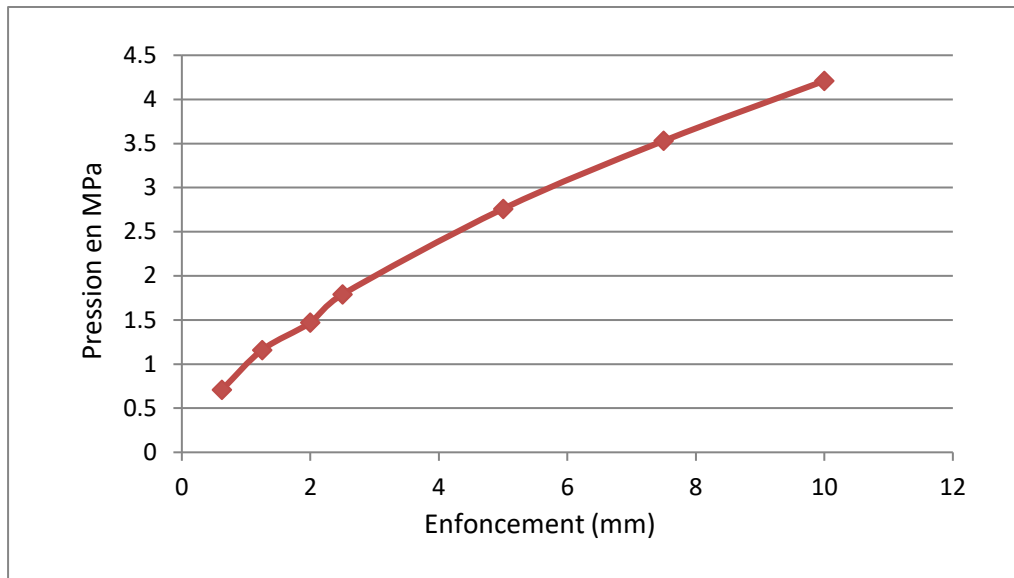


Fig.4.16 : graphe du CBR (8% La chaux)

- **10% La chaux :**

Tab.4.9 : Lecture initiale du cadran de la presse (10% La chaux)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1300	2160	2780	3360	5420	7120	8560
σ en (Mpa)	0,66	1,10	1,41	1,71	2,76	3,62	4,36

- $CBR_1 = (1,71/6,9) * 100 = 24,78$
- $CBR_2 = (2,76/10,3) * 100 = 26,79$

$$CBR = \text{Max} (24,78, 26,79)$$

$$\text{Indice CBR} = 26,79$$

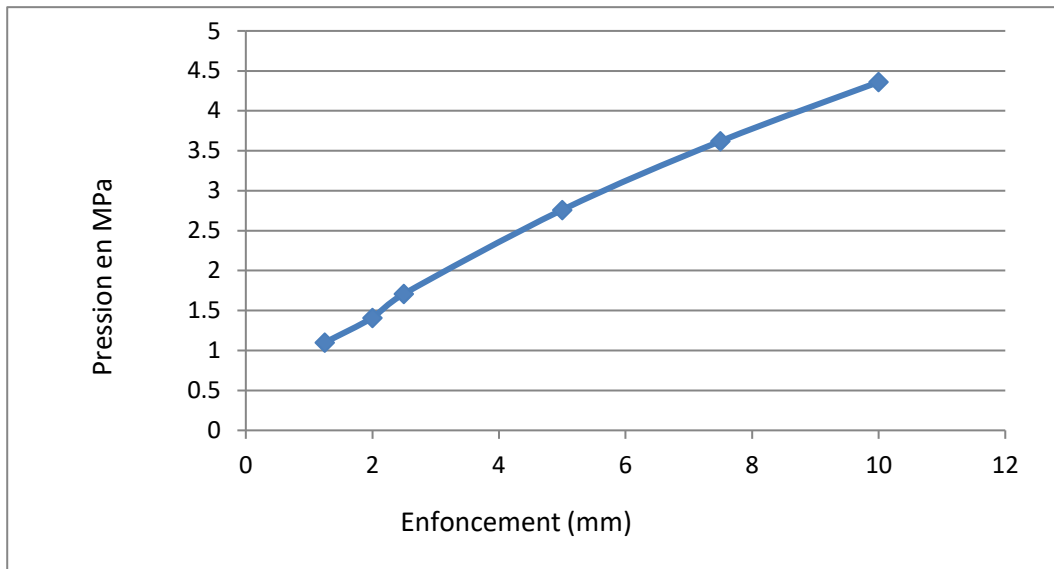


Fig.4.17 : graphe du CBR (10% La chaux)

- **12% La chaux :**

Tab.4.10 : Lecture initiale du cadran de la presse (12% La chaux)

T en (min)	0,5	1	1,5	2	4	6	8
Δh en (mm)	0,625	1,25	2	2,5	5	7,5	10
F en (N)	1300	2560	3480	4280	6060	7500	8760
$\bar{\sigma}$ en (Mpa)	0,66	1,30	1,77	2,18	3,08	3,82	4,46

- $CBR1 = (2,18/6,9) * 100 = 31,59$
- $CBR2 = (3,08/10,3) * 100 = 29,90$

$$CBR = \text{Max} (31,59, 29,90)$$

$$\text{Indice CBR} = 31,59$$

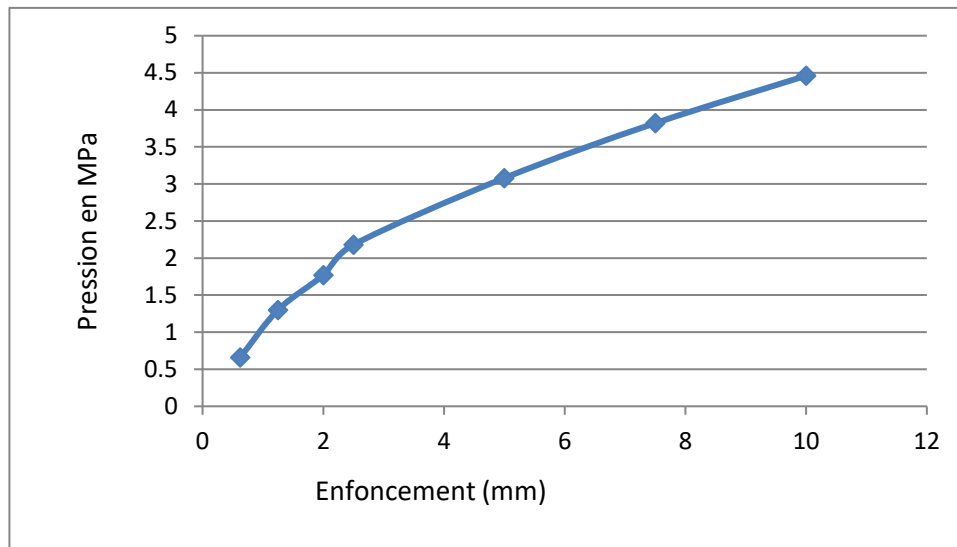


Fig.4.18 : graphe du CBR (12% La chaux)

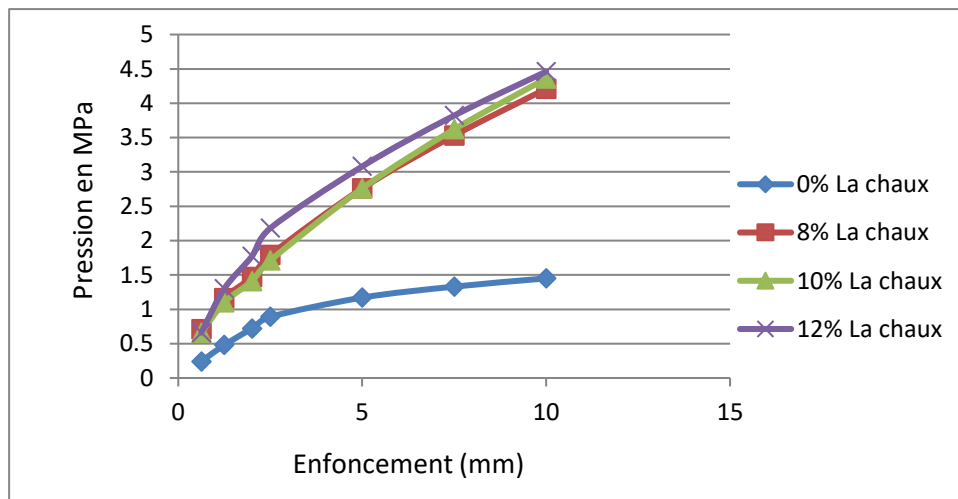


Fig.4.19 : les graphes du CBR (8%, 10%, 12% de la chaux) et 100% Argile

- Nous remarquons dans les courbes que lorsque du ciment est ajouté à l'argile, la pression augmente jusqu'à la valeur maximale à 12%.

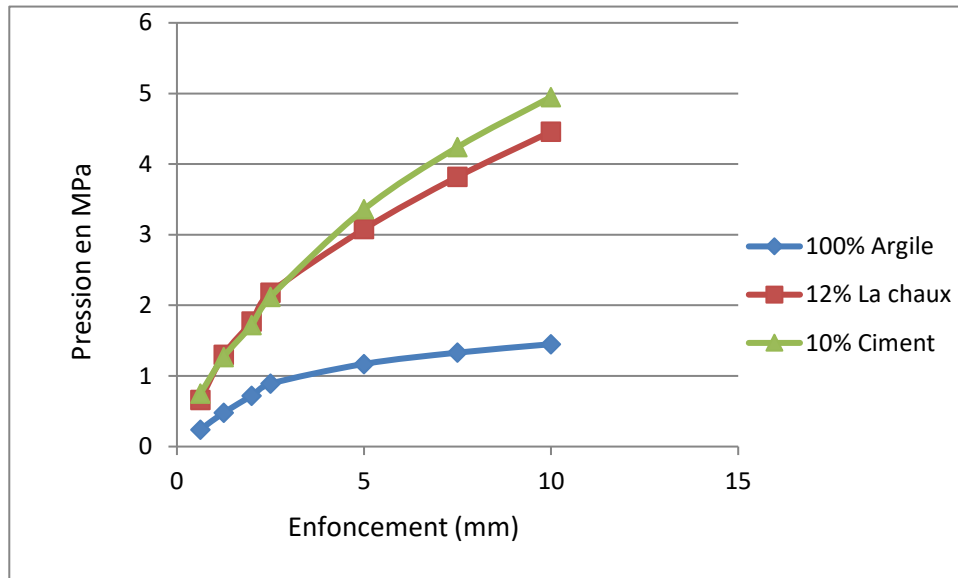


Fig.4.20 : Les graphes de meilleur résultats et sol non traité.

De ces courbes nous concluons que l'ajout de ciment à l'argile nous donne une plus grande pression que l'ajout de la chaux à l'argile.

4.2.6. Limites d'Atterberg :

4.2.6.1. Limite de liquidité (LL):

Tab.4.11 : les essais de limite de liquidité en laboratoire

Essai	1	2	3
Nombre de coups N	16	32	20
Tare M_0 (g)	17,8	18,1	18,1
Poids totale humide M_1 (g)	23,5	33,1	29,8
Poids totale sec M_2 (g)	21,70	28,90	26,30
Teneur en eau (%)	46,1	38,8	42,6

On trace la courbe de nombre de coups en fonction du teneur en eau, puis en projetant au point 25 sur l'axe des Y, on extrait la valeur W_L par projection sur l'axe des X.

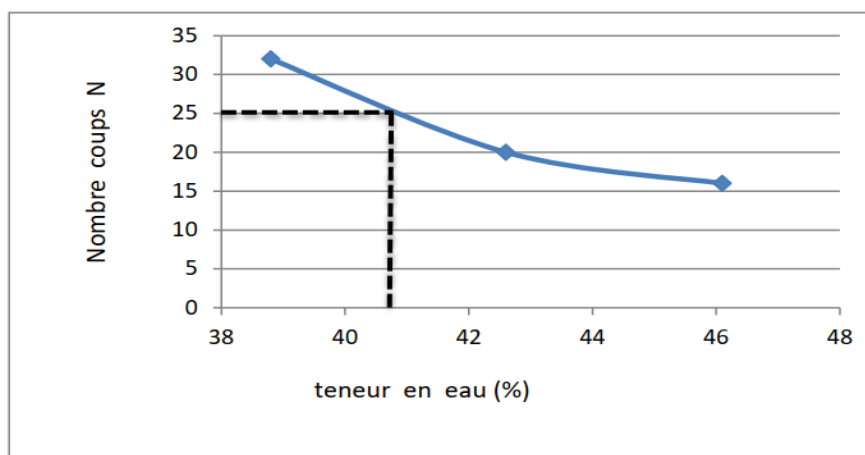


Fig.4.21 : courbe de nombre de coups en fonction du teneur en eau

Et de la partir de la courbe et par projection on en extrait la valeur de W_L

Donc : $W_L = 41,4$

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

4.2.6.2. Limite de plasticité (LP):

Tab.4.12 : les essais de limite de plasticité en laboratoire

Essai	1	2	3
Tare M_0 (g)	18	18,2	17,9
Poids totale humide M_1 (g)	19,5	20,3	21,4
Poids totale sec (g)	19,10	19,90	20,70
Teneur en eau (%)	36,3	23,5	25

D'après ce résultat on trouve :

$$W_p = \frac{36,3 + 23,5 + 25}{3} = 28,26\%$$

$$W_p = 28,26\%$$

4.2.6.3. L'indice de plasticité (I_p) :

$$I_p = W_L - W_p$$

$$W_L = 41,4$$

$$W_p = 28,26$$

Donc :

$$I_p = 41,4 - 28,26 = 13,14$$

$$I_p = 13,14\%$$

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

Tab.4.13 : quelques valeurs clés de l' I_p

Indice de plasticité I_p	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Donc à partir du tableau des valeurs clés de l' I_p , nous concluons que l'argile que nous avons étudiée est moyennement plastique

$$5 < I_p = 13,14 < 15$$

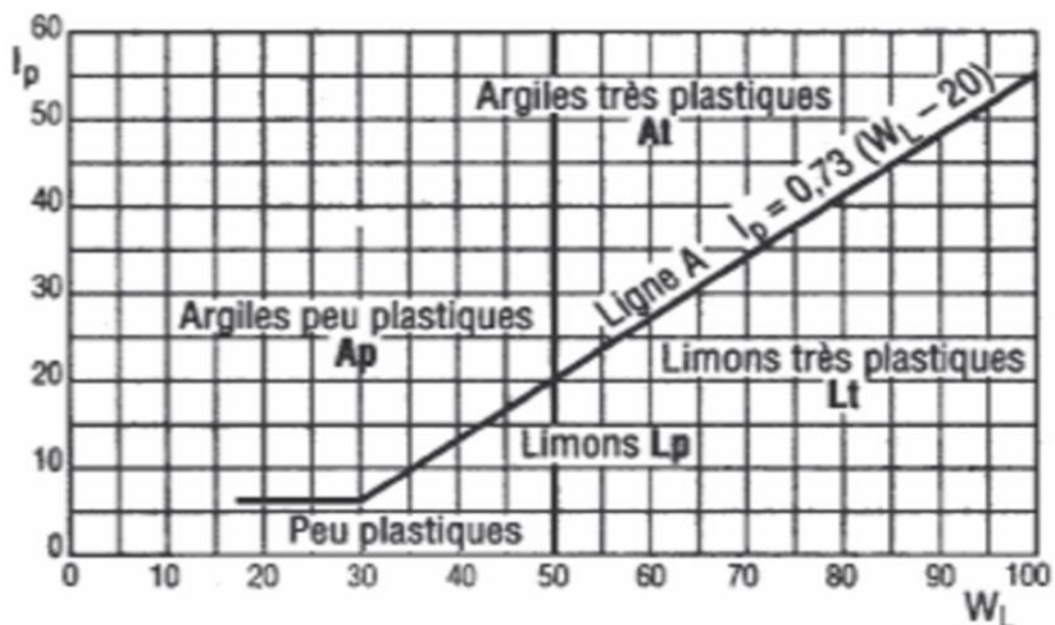


Fig.4.22 : classification LPC : diagramme de plasticité

Si on utilise l'abaque de classification des sols selon le LCPC on trouve pour :

Sol : argile peu plastique

4.2.7. Résistance à la compression :

4.2.7.1. La courbe de résistance à la compression simple de l'argile non traitée :

Les résultats de la résistance à la compression sont présentés dans le (tableau 4.14) pour différentes périodes. La courbe de résistance à la compression simple(UCS) de l'argile non traitée est montrée sur la (Figure 4.21).

Tab.4.14 : résultats de la résistance à la compression (100% argile).

Jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	6,5918	1,7128
14	7,7881	2,0237
28	8,252	2,1442

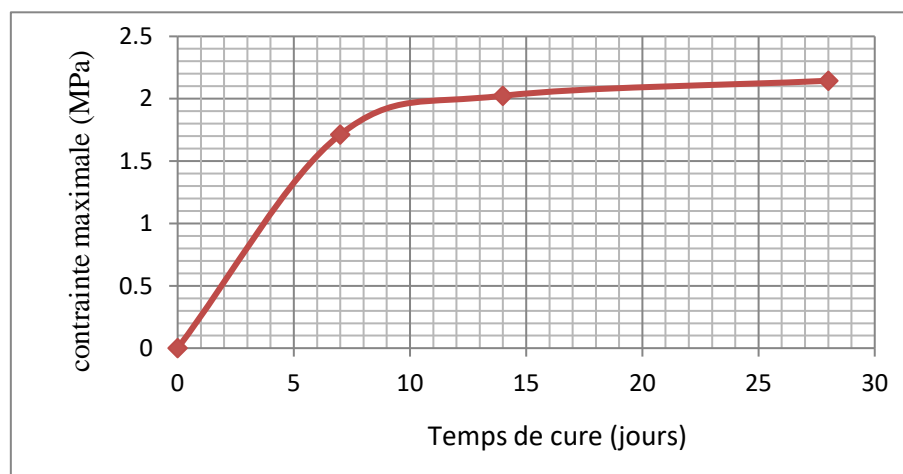


Fig.4.23 : courbe de 100% argile.

4.2.7.2. Influence de l'addition du ciment Sur la Compression Simple :

Les résultats de la résistance à la compression sont présentés dans les tableaux et les courbes ci-après pour différentes périodes, et différents teneur en ciment. Les résultats des différents pourcentages montrent le développement de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation des jours de conservations.

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

L'influence du pourcentage de ciment sur la compression simple, a fait l'objet de l'étude. Les résultats sont représentés successivement pour des pourcentages de : 6%, 8%, 10%, 12% et 14% d'ajout.

4.2.7.2.1. Influence du 6% de ciment sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 6% de Ciment a permis de tracer la courbe De résistance de la (figure 4.22). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours. Cette argile traitée à 6% de ciment a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.15).

Tab.4.15 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 6%

jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	7,2266	1,8778
14	7,6904	1,9983
28	12,5161	3,3358

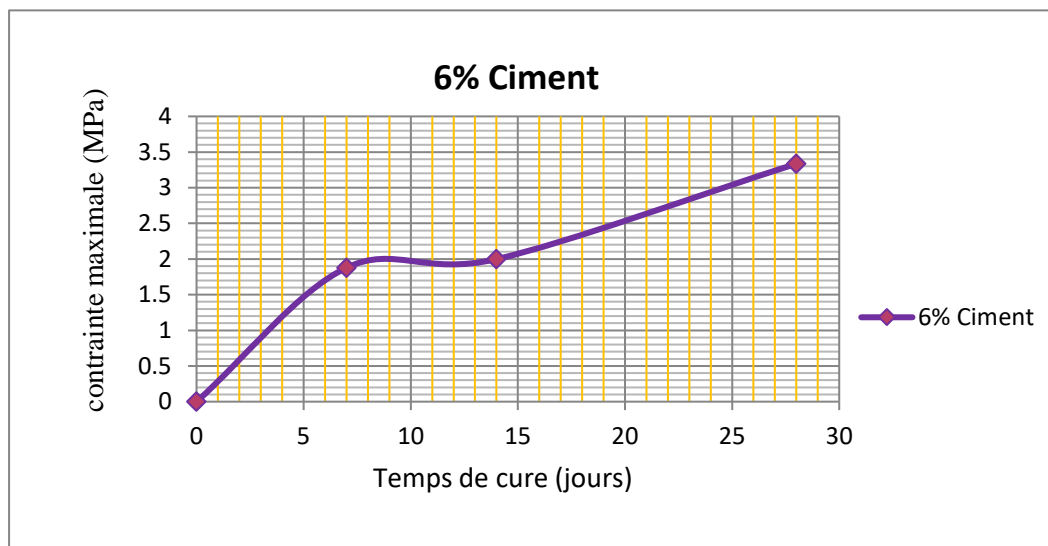


Fig.4.24 : courbe de l'argile traitée à 6% ciment.

4.2.7.2.2. Influence du 8% de ciment sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 8% de ciment a permis de tracer la courbe De résistance de la (figure 4.23). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours. Cette argile traitée à 8% de ciment a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.16).

Tab.4.16 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 8%.

jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	7,6895	1,9382
14	10,7503	2,7934
28	17,985	4,6733

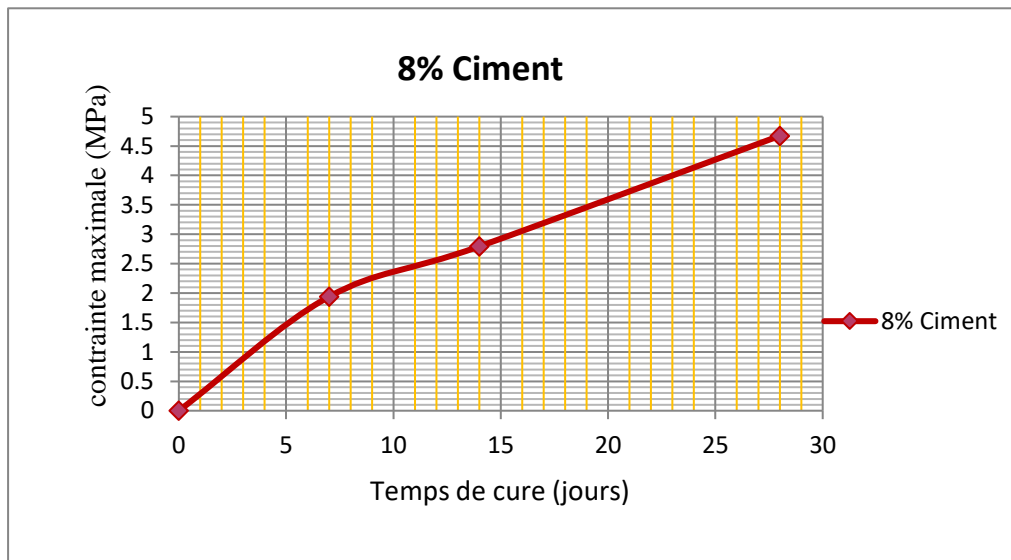


Fig.4.25 : courbe de l'argile traitée à 8% ciment.

4.2.7.2.3. Influence du 10% de ciment sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 10% de ciment a permis de tracer la courbe De résistance de la (figure 4.24). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours. Cette argile traitée à 10% de ciment a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.17).

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

Tab.4.17 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 10%.

jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	7,0882	2,4184
14	11,1054	2,9576
28	18,0508	4,8096

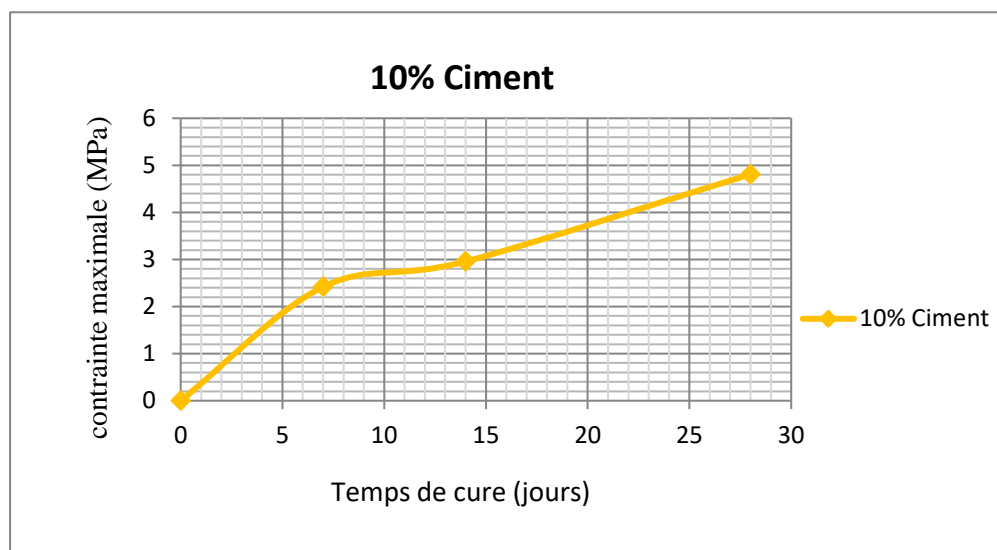


Fig.4.26 : courbe de l'argile traitée à 10% ciment.

4.2.7.2.4. Influence du 12% de ciment sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 12% de ciment a permis de tracer la courbe de résistance de la (figure 4.25). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours. Cette argile traitée à 12% de ciment a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.18).

Tab.4.18 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 12%.

jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	10,2946	2,2755
14	10,4105	2,5248
28	13,5132	3,5113

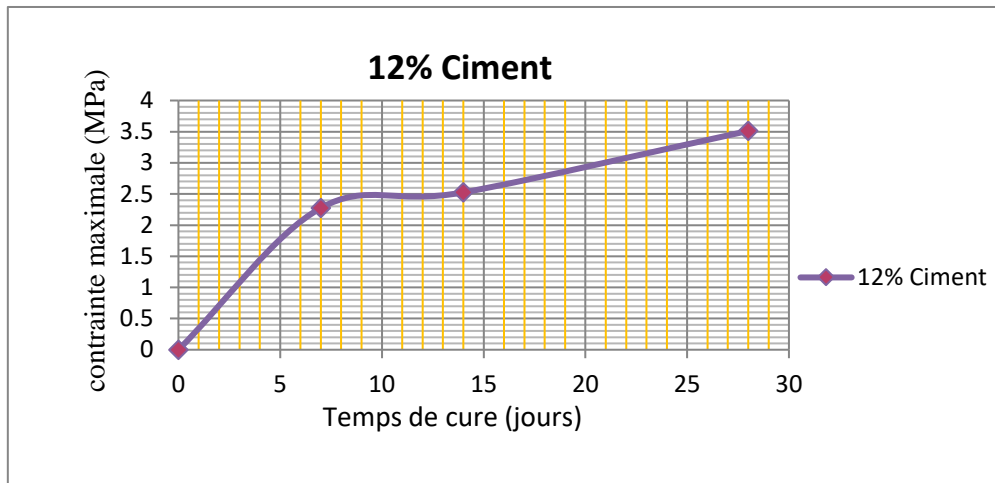


Fig.4.27 : courbe de l'argile traitée à 12% ciment.

4.2.7.2.5. Influence du 14% de ciment sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 14% de ciment a permis de tracer la courbe De résistance de la (figure 4.26). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours. Cette argile traitée à 14% de ciment a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.19).

Tab.4.19 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 14% ciment.

jours	(F) en KN	(σ) en N/mm ²
7	6,6717	1,6575
14	10,1481	2,2180
28	12,1025	3,2472

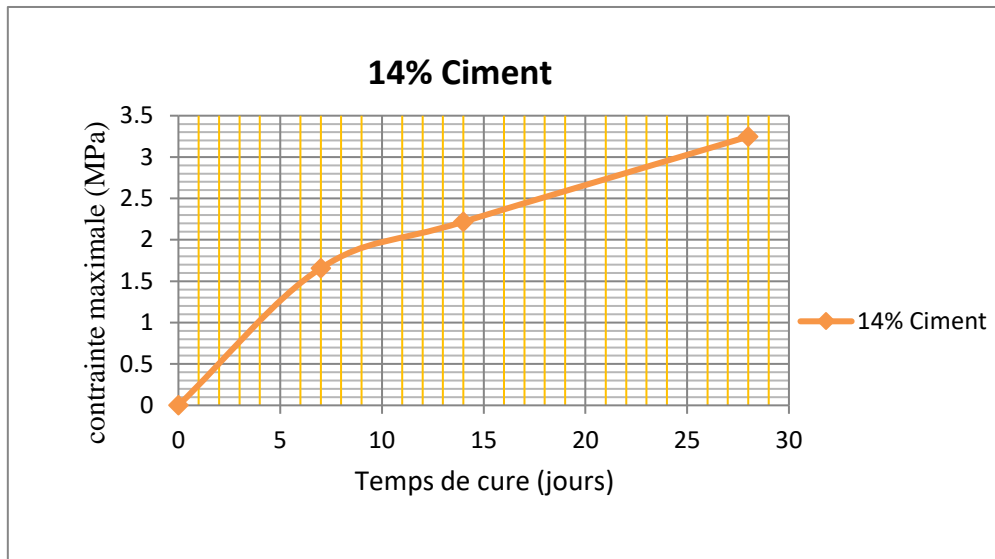


Fig.4.28 : courbe de l'argile traitée à 14% ciment.

4.2.7.2.6. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 6%, 8%, 10%, 12% et 14% de ciment :

(Figure 4.27). Cette figure illustre l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction du pourcentage de ciment ajouté pour des durées de conservation de 7, 14 et 28 jours. Les histogrammes obtenus montrent une amélioration de la résistance à la compression simple avec l'augmentation du pourcentage de ciment. Cette amélioration devient plus marquée avec l'allongement du temps de conservation, chaque augmentation du temps de conservation influençant positivement la résistance (tableau 4.20).

Tab.4.20 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à différents pourcentage de ciment

jour	0% Ciment		6% Ciment		8% Ciment		10% Ciment		12% Ciment		14% Ciment	
	F [KN]	σ N/mm ²	F [KN]	σ N/mm ²	F [KN]	σ N/mm ²	F [KN]	σ N/mm ²	F [KN]	σ N/mm ²	F [KN]	σ N/mm ²
07	6,5918	1,7128	7,2266	1,8778	7,6895	1,9382	7,0882	2,4184	10,2946	2,2755	6,6717	1,6575
14	7,7881	2,0237	7,6904	1,9983	10,7503	2,7934	11,1054	2,9576	10,4105	2,5248	10,1481	2,2180
28	8,252	2,1442	12,5161	3,3358	17,985	4,6733	18,0508	4,8096	13,5132	3,5113	12,1025	3,2472

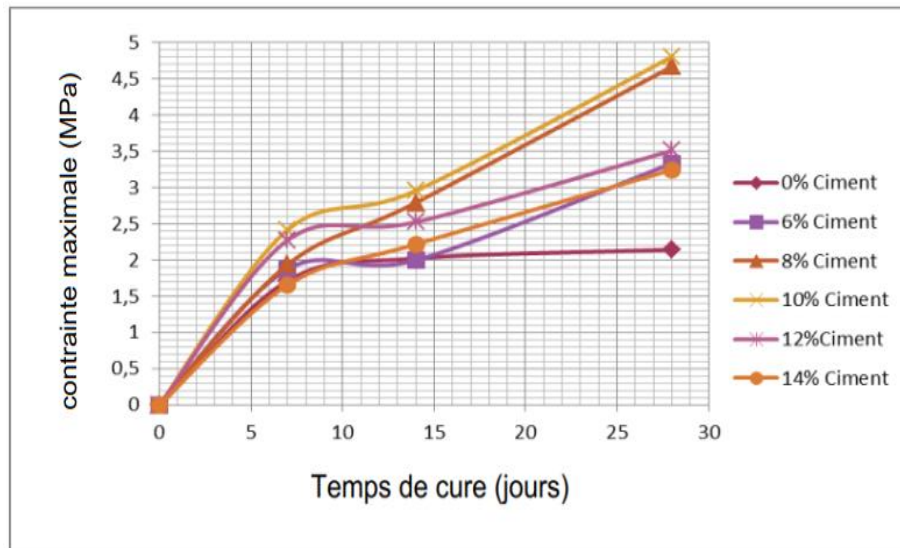


Fig.4.29: courbe UCS des différents pour pourcentages de traitement le ciment.

4.2.7.3. Influence du Pourcentage de la chaux Sur la Compression Simple :

Les résultats de la résistance à la compression sont présentés dans les tableaux et les courbes ci-après pour différentes périodes, et différents teneur en la chaux. L'influence du pourcentage de la chaux sur la compression simple, a fait l'objet de l'étude. Les résultats sont représentés successivement pour des pourcentages de : 6%, 8%, 10%, 12% et 14% d'ajout.

4.2.7.3.1. Influence du 6% de la chaux sur la compression simple :

La compression simple de l'argile traitée à 6% de la chaux a permis de tracer la courbe de résistance de la (figure 4.28). Cette argile traitée a montré l'augmentation de contraintes à chaque fois on augmente les jours de conservation. Cette argile traitée à 6% de la chaux a montré des contraintes à la rupture obtenue des différents périodes dans un (tableau 4.21).

jours	F en [KN]	σ en [N/mm ²]
07	9,5296	2,4762
14	12,0117	2,6428
28	17,0654	4,4344

Tab.4.21 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 6% de la chaux

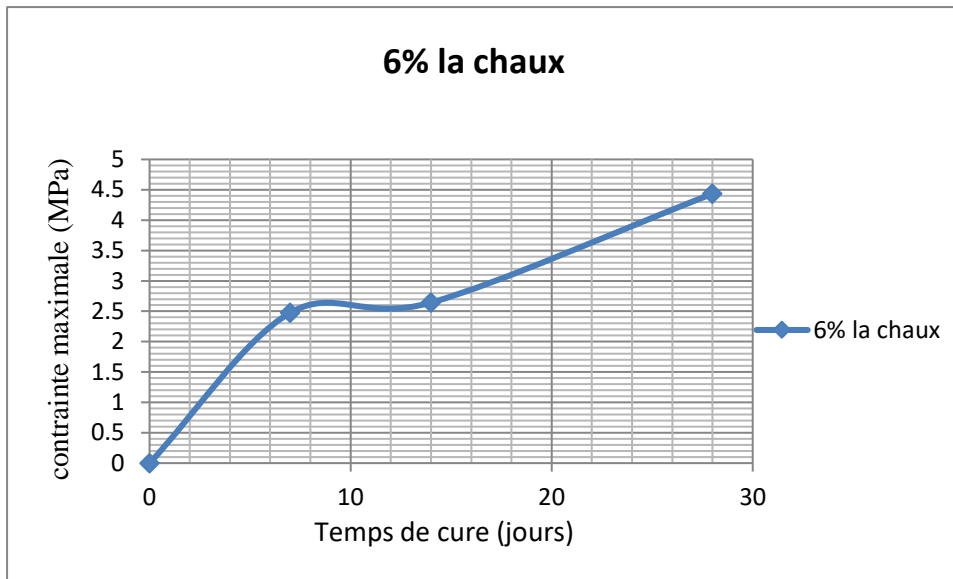


Fig.4.30 : courbe UCS de l'argile traitée à 6% la chaux.

4.2.7.3.2. Influence du 8% de la chaux sur la compression simple :

Une stabilisation de contrainte de l'argile traitée à 8% de la chaux. Cette argile traitée à 8% de la chaux a montré une augmentation de contraintes à la rupture dans 07 jours et 14 jours et 28 jours dans un (tableau 4.22).et la (figure 4.29).

Tab.4.22 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 8% la chaux

jours	F en [KN]	σ en [N/mm ²]
07	10,4736	2,7215
14	13,5254	3,5145
28	17,3778	4,8765

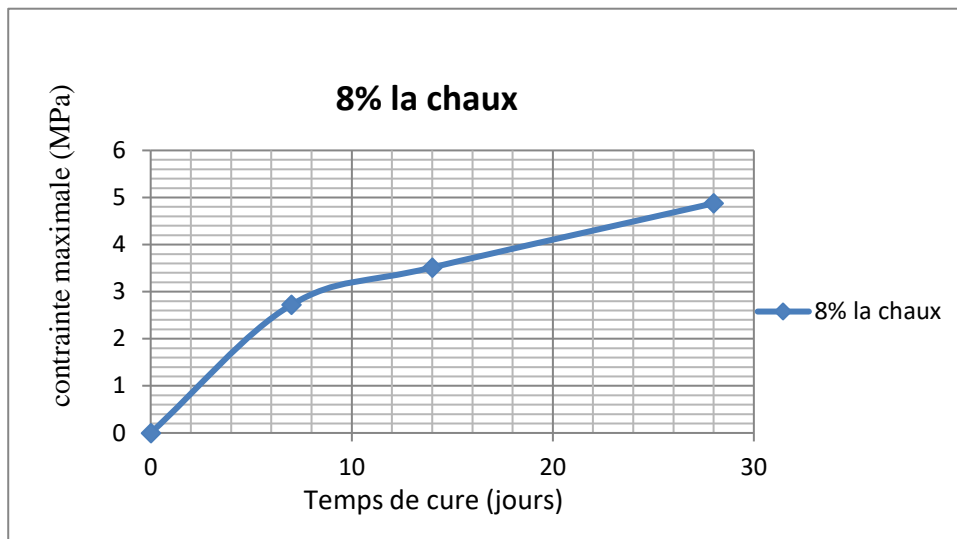


Fig.4.31 : courbe de l'argile traitée à 8% la chaux.

4.2.7.3.3. Influence du 10% de la chaux sur la compression simple :

Une stabilisation de contrainte de l'argile traitée à 10% de la chaux. Cette argile traitée à 10% de la chaux a montré une augmentation de contraintes à la rupture dans 07 jours et 14 jours et 28 jours dans un (tableau 4.23).et la (figure 4.30).

Tab.4.23 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 10% la chaux.

jours	F en [KN]	σ en [N/mm ²]
07	10,7655	2,9588
14	13,8152	3,7724
28	17,9501	5,1421

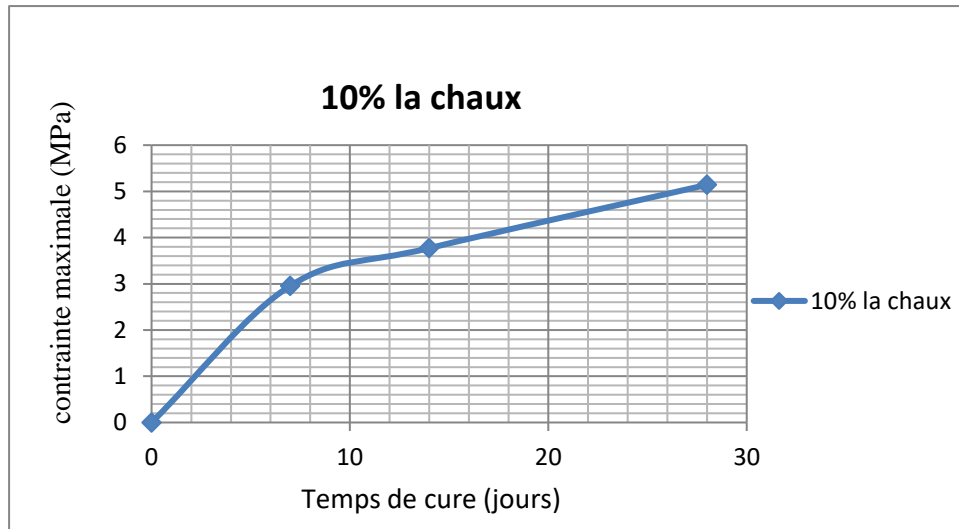


Fig.4.32 : courbe de l'argile traitée à 10% la chaux.

4.2.7.3.4. Influence du 12% de la chaux sur la compression simple :

Une stabilisation de contrainte de l'argile traitée à 12% de la chaux. Cette argile traitée à 12% de la chaux a montré une augmentation de contraintes à la rupture dans 07 jours et 14 jours et 28 jours dans un (tableau 4.24).et la (figure 4.31).

Tab.4.24 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 12% la chaux.

jours	F en [KN]	σ en [N/mm ²]
07	13,1313	3,3385
14	13,9762	3,9403
28	18,1205	5,4453

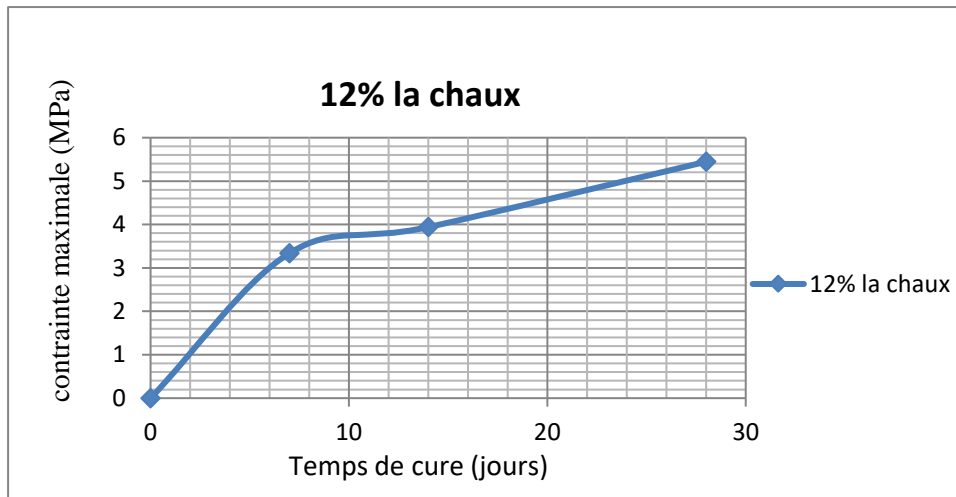


Fig.4.33 : courbe de l'argile traitée à 12% la chaux.

4.2.7.3.5. Influence du 14% de la chaux sur la compression simple :

Une stabilisation de contrainte de l'argile traitée à 14% de la chaux. Cette argile traitée à 14% de la chaux a montré une augmentation de contraintes à la rupture dans 07 jours et 14 jours et 28 jours dans un (tableau 4.25).et la (figure 4.32).

Tab.4.25 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à 14% la chaux.

jours	F en [KN]	σ en [N/mm ²]
07	9,8654	2,1579
14	12,7214	3,1557
28	13,9719	3,9801

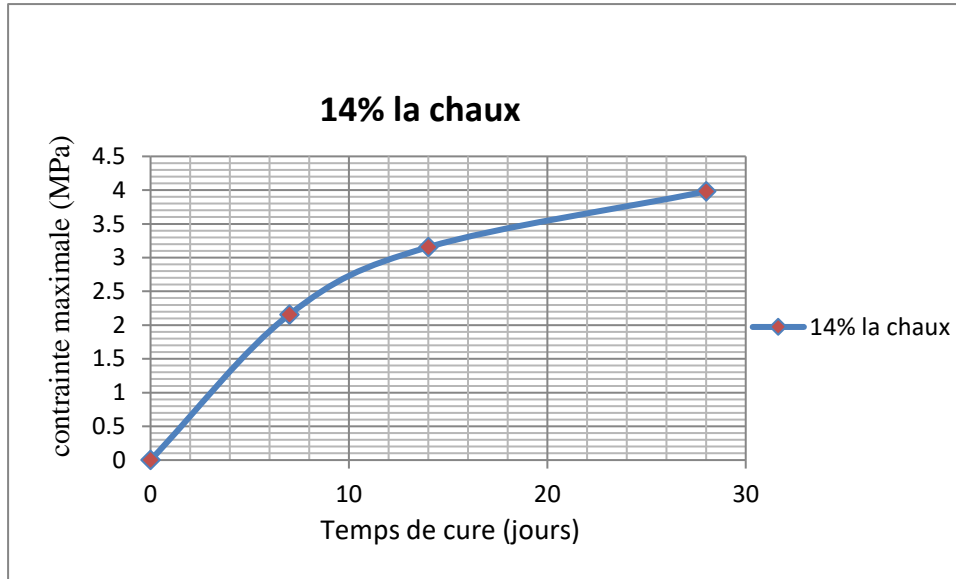


Fig.4.34 : courbe de l'argile traitée à 14% la chaux.

4.2.7.3.6. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 6%, 8%, 10%, 12% et 14% de la chaux :

La comparaison des résultats des argiles non traité et traitées à différents pourcentages et différents temps de conservation est donnée sur le (figure 4.33). Cette figure illustre l'évolution de la compression simple en fonction du pourcentage d'ajout de la chaux pour 7,14 et 28 jours de conservation. Les histogrammes obtenus montrent Il y a une diminution de la pression simple avec l'augmentation du pourcentage de la chaux. À chaque fois on augmente le temps de conservation il a une influence négative sur la résistance (tableau 4.26).

Tab.4.26 : résultats de la résistance à la compression du sol traitée à différents pourcentage de la chaux.

jour	0%		6%		8%		10%		12%		14%	
	F	6	F	6	F	6	F	6	F	6	F	6
	[KN]	N/mm ²	[KN]	N/mm ²	[KN]	N/mm ²	[KN]	N/mm ²	[KN]	N/mm ²	[KN]	N/mm ²
07	6,5918	1,7128	9,5296	2,4762	10,4736	2,7215	10,7655	2,9588	13,1313	3,3385	9,8654	2,1579
14	7,7881	2,0237	12,0117	2,6428	13,5254	3,5145	13,8152	3,7724	13,9762	3,9403	12,7214	3,1557
28	8,252	2,1442	17,0654	4,4344	17,3778	4,8765	17,9501	5,1421	18,1205	5,4453	13,9719	3,9801

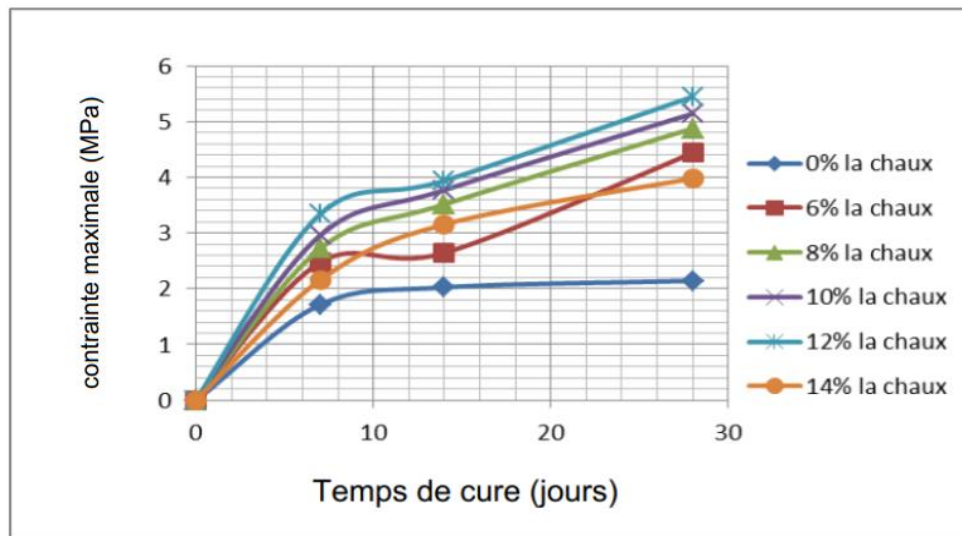


Fig.4.35 : courbes UCS des différents pourcentages de traitement la chaux.

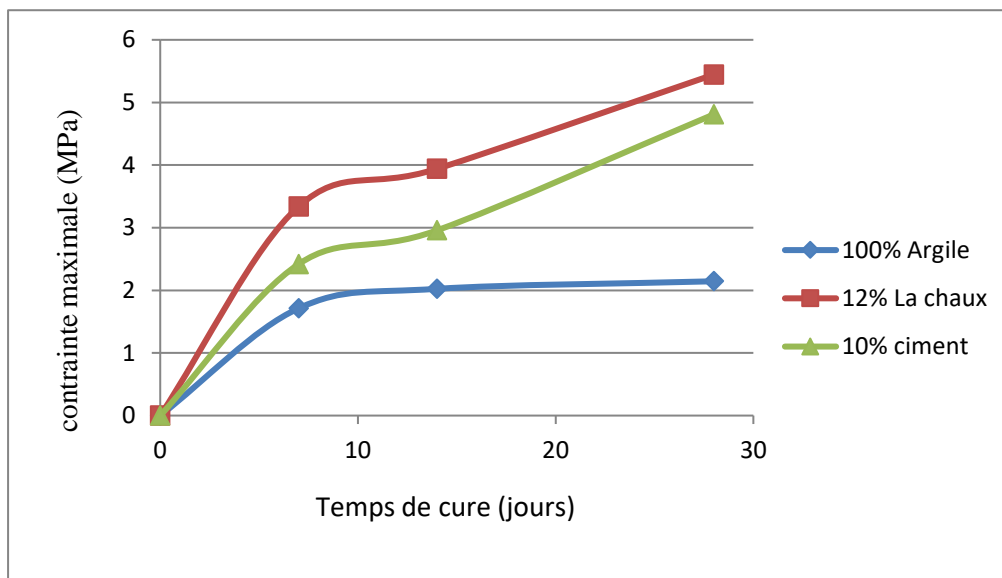


Fig.4.36 : Les courbes de meilleurs résultats et sol non traité UCS

D'après les courbes, nous remarquons que l'ajout de chaux à l'argile nous donne une meilleure résistance que l'ajout de ciment à l'argile.

4.2.8. Essai au cisaillement direct :

Pour étudier l'influence du traitement à la chaux et au ciment sur les paramètres de résistance de l'argile de Zebabdja, une série d'essais de cisaillement direct avec la boîte de Casagrande a été réalisée. Ce chapitre présente et discute les résultats obtenus pour une argile non traitée, ainsi que pour des argiles traitées avec 8%, 10% et 12% de chaux et de ciment, aux teneurs en eau optimales et aux densités sèches maximales respectives déterminées lors des essais de compactage au Proctor modifié. Pour chaque type d'argile, trois essais de cisaillement direct ont été effectués sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

4.2.8.1. Le cisaillement direct de l'argile non traitée :

La figure 4.37 illustre la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée, soumise aux contraintes normales mentionnées précédemment. Les courbes obtenues indiquent une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats montrent que les contraintes de cisaillement maximales respectives sont de 81,66 kPa, 119,53 kPa et 168,69 kPa. Les déplacements linéaires correspondants sont de 7,301 mm, 7,4 mm et 7,401 mm pour les différentes contraintes normales appliquées. Les essais ont été menés jusqu'à la rupture des échantillons. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et de déduire les paramètres de résistance de l'argile. Cette enveloppe est représentée sur la figure 4.38, où la cohésion obtenue est de l'ordre de 36,287 kPa et l'angle de frottement interne est égal à 23,51°.

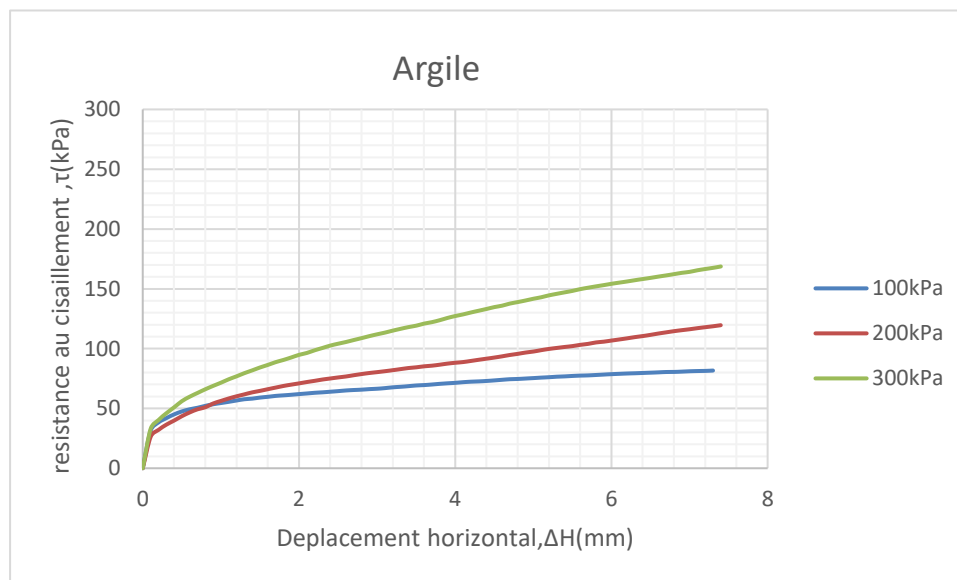


Fig.4.37 : Courbe Contrainte – Déplacement (100% argile).

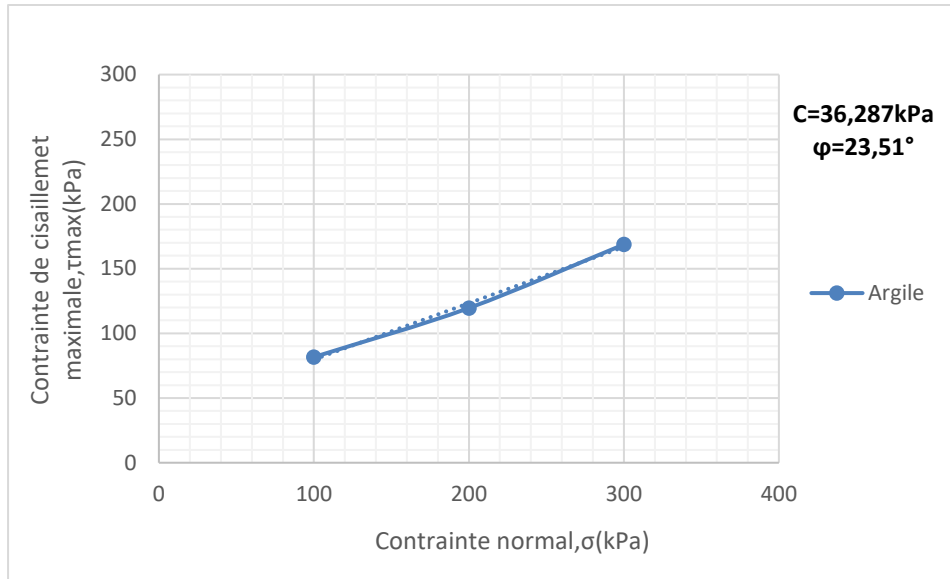


Fig.4.38 : Courbe Contrainte max – contrainte normale (100% argile).

4.2.8.2. Influence du 8% de ciment sur le cisaillement direct :

La (figure 4.39) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 8% de ciment et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 114,58 ; 200,13 et 251,69 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 7,001 mm, 6,401 mm et 7,201 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.40) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 51.69kPa et l'angle de frottement interne égal à 34.34°C.

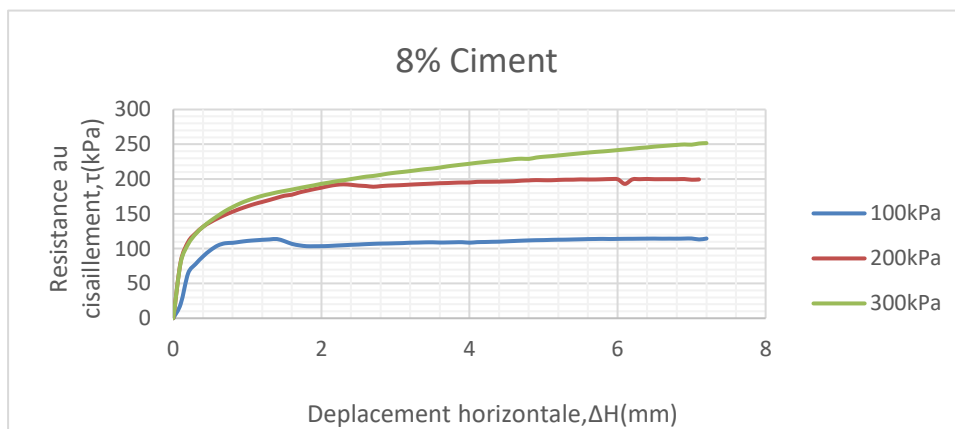


Fig.4.39 : Courbe Contrainte – Déplacement 8% de ciment.

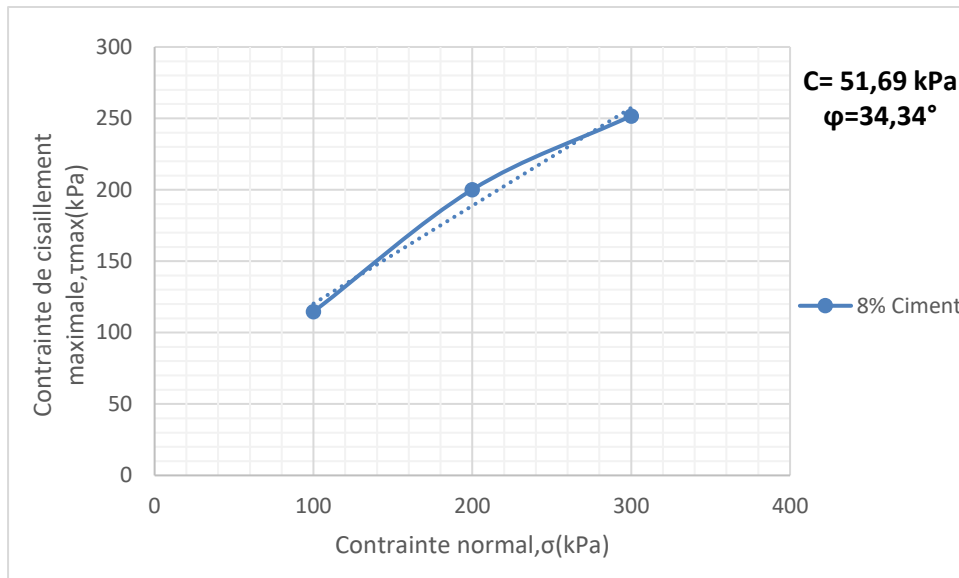


Fig.4.40 : Courbe Contrainte max – Contrainte normale 8% de ciment.

4.2.8.3. Influence du 10% de ciment sur le cisaillement direct :

La (figure 4.41) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 10% de ciment et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 162,80 ; 222,55 et 259,36 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 1,2 mm, 4 mm et 5,001 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.42) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 118.35 kPa et l'angle de frottement interne égal à 25.77°C.

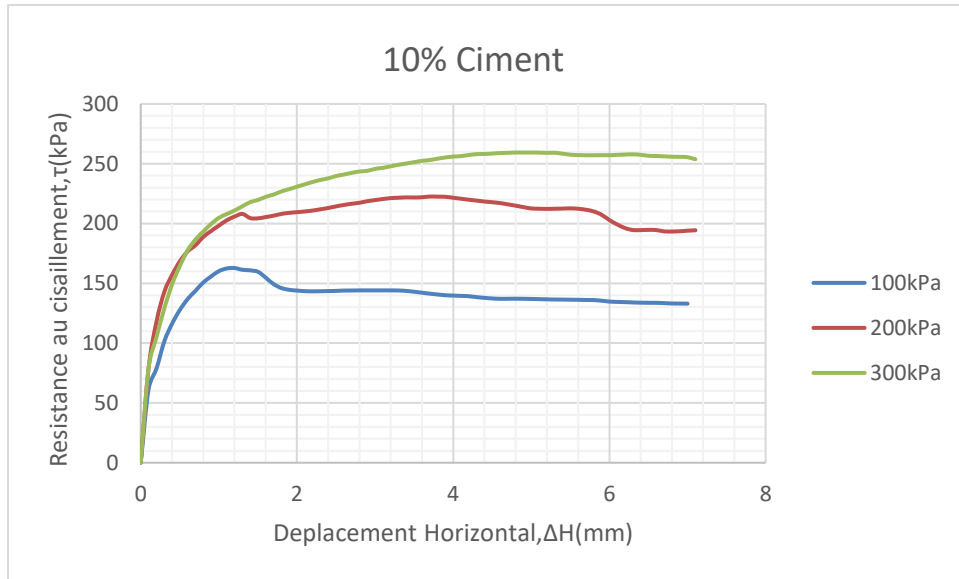


Fig.4.41 : Courbe Contrainte - Déplacement 10% de ciment.

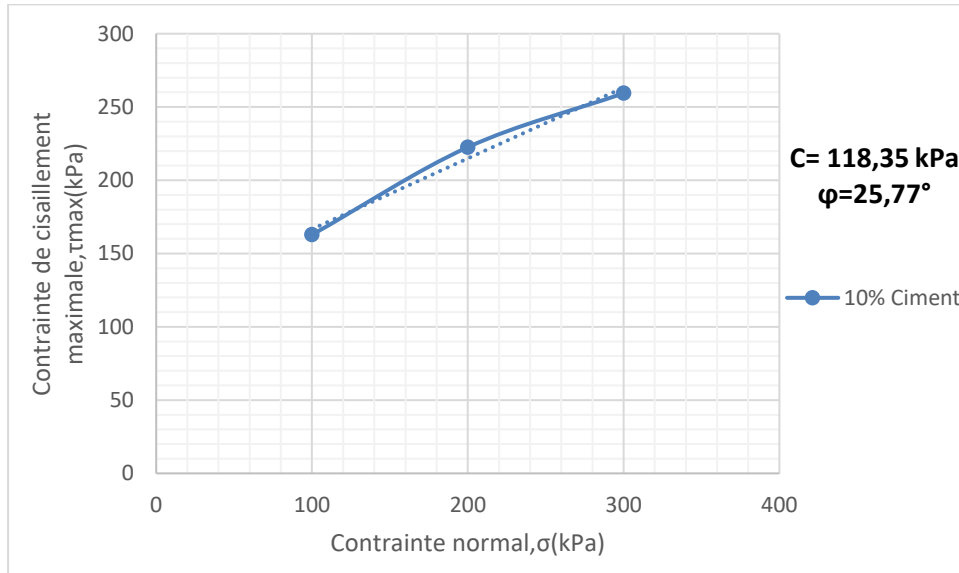


Fig.4.42 : Courbe Contrainte max –contrainte normale 10% de ciment.

4.2.8.4. Influence du 12% de ciment sur le cisaillement direct :

La (figure 4.43) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 12% de ciment et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 123,66 ; 203,66et 254,30 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 0,901 mm, 5,804 mm et 6,8 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.44) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 63.24 kPa et l'angle de frottement interne égal à 33.15°.

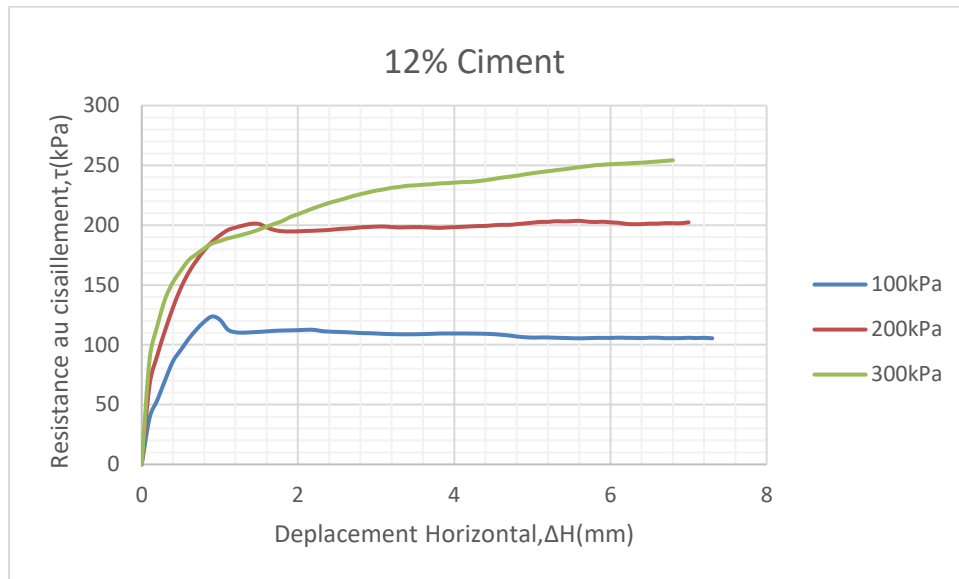


Fig.4.43 : Courbe Contrainte-Déplacement 12% de ciment.

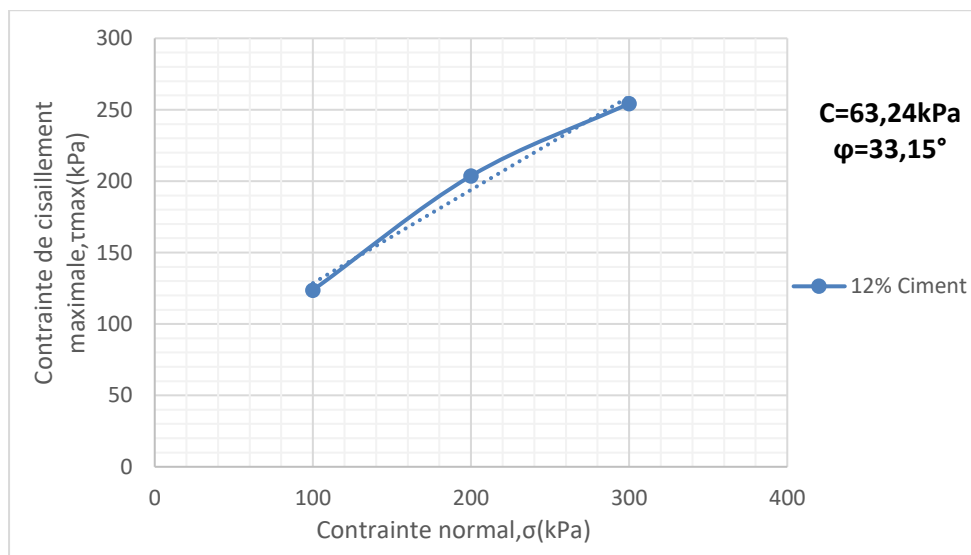


Fig.4.44 : Courbe Contrainte max-Contrainte normale 12% de ciment.

4.2.8.5. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 8%, 10%, et 12% de ciment :

La comparaison des résultats de la boîte de cisaillement pour les différents paramètres sont représentés sous forme d'histogrammes pour la variation de la

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

contrainte de cisaillement, Le déplacement et les paramètres de résistance en fonction du pourcentage de ciment. Les figure 4.45, figure 4.46, et figure 4.47 montrent :

- A la contrainte normale de 100 KPa on a une augmentation de contrainte de cisaillement à la rupture à 8%, 10% et 12% de ciment.
- A la contrainte normale de 200 KPa et 300 KPa la même chose augmentation de contrainte de cisaillement à la rupture à 8%, 10% et 12% de ciment.

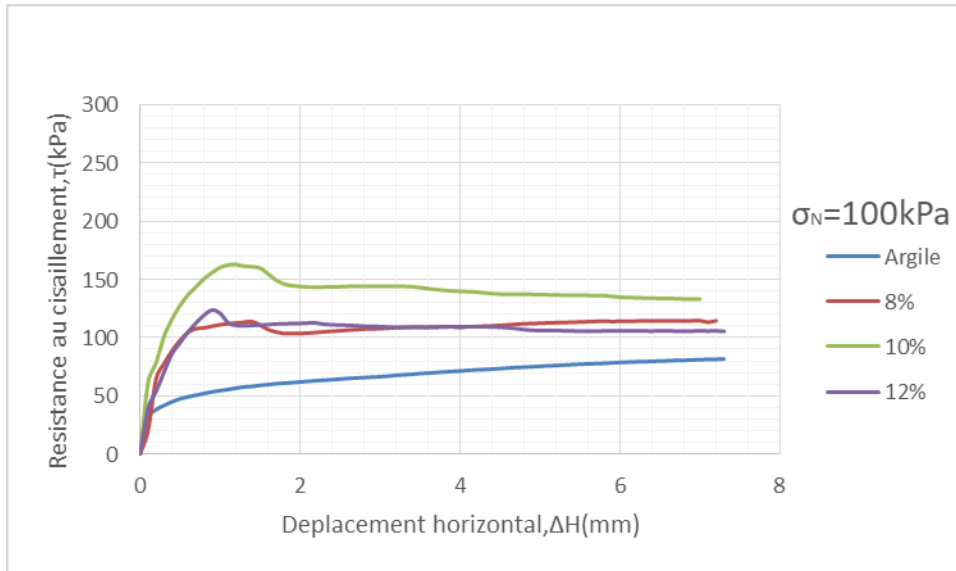


Fig.4.45 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 100 KPa.

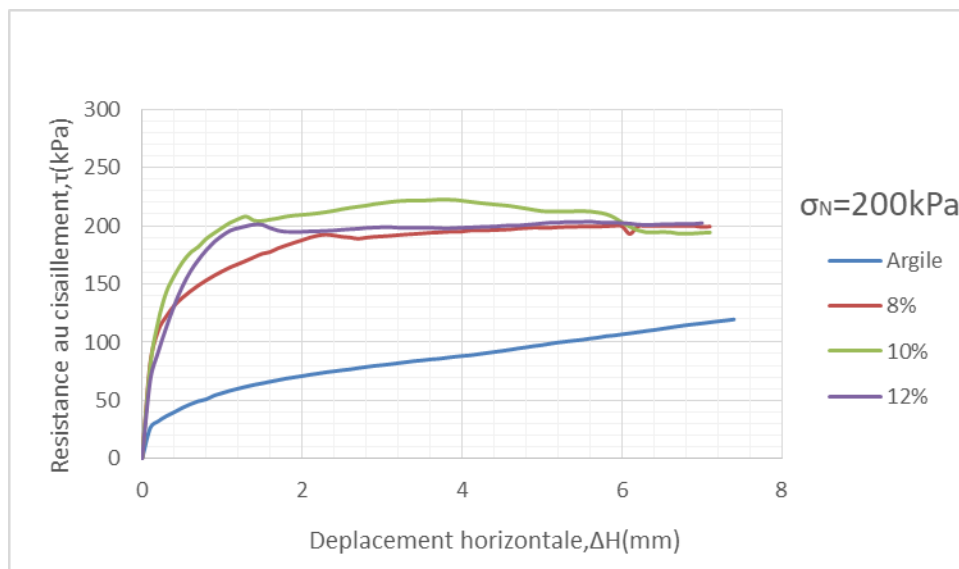


Fig.4.46 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 200 KPa.

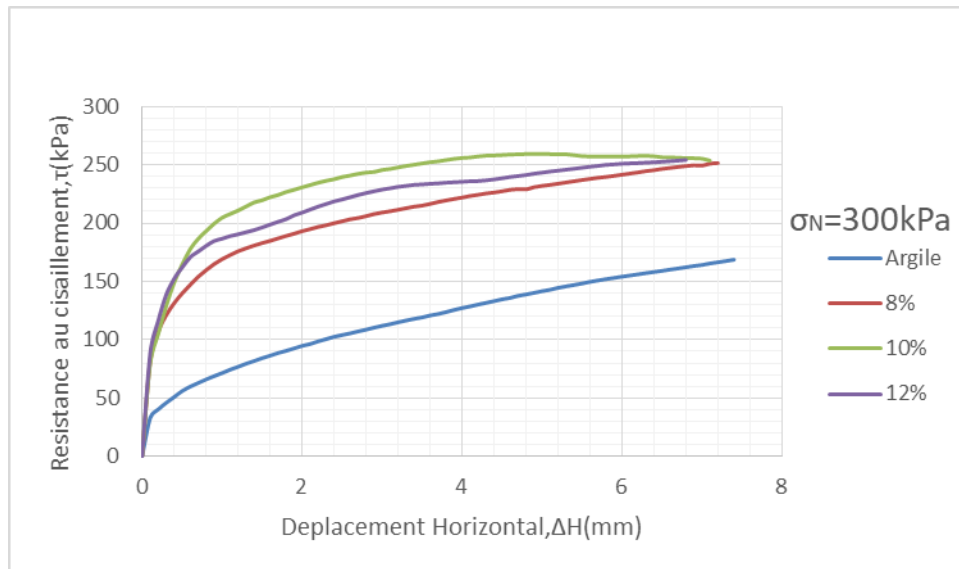


Fig.4.47 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 300 KPa.

Tab.4.27 : les résultats de cisaillement direct (ciment)

	0%	8%	10%	12%
100 KPa	81,66	114,58	162,80	123,66
200 KPa	119,53	200,13	222,55	203,66
300 KPa	168,69	251,69	259,36	254,30
C en KPa	36,287	51,69	118,35	63,24
Φ en °C	23,51	34,34	25,77	33,15

- Dans le tableau, nous remarquons que la résistance augmente à mesure que la contrainte augmente et le pourcentage de ciment qui nous donne la valeur la plus élevée est de 10%

4.2.8.6. Influence du 8% de la chaux sur le cisaillement direct :

La (figure 4.48) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 8% de la chaux et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte

Chapitre 4 Présentation et interprétation des résultats

normale augmente Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 98,13 ; 135,58 et 185,11 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 7,501 mm, 7,501 mm et 7,403 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.49) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 52.639kPa et l'angle de frottement interne égal à 23.5°C.

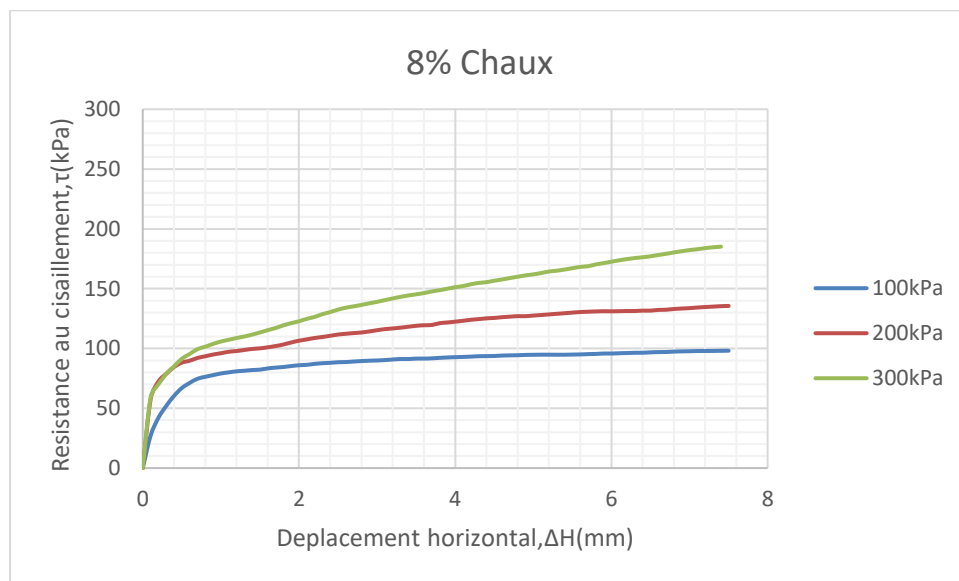


Fig.4.48 : Courbe Contrainte - Déplacement 8% de la chaux.

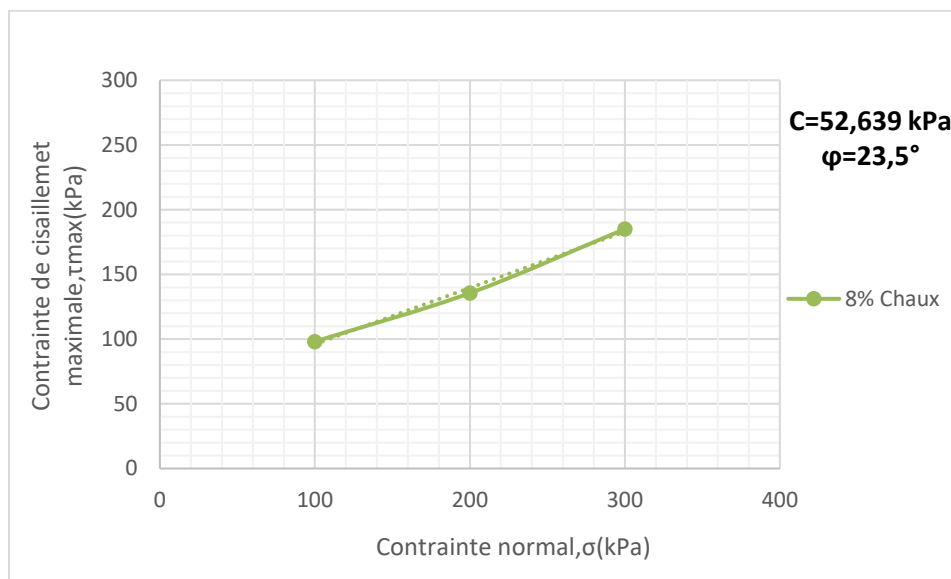


Fig.4.49 : Courbe Contrainte max-Contrainte normale 8% de la chaux.

4.2.8.7. Influence du 10% de la chaux sur le cisaillement direct :

La (figure 4.50) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 10% de la chaux et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 109,91 ; 119,41 et 199,77 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 7,3 mm, 7,402 mm et 7,2 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.51) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 53.18 kPa et l'angle de frottement interne égal à 24.19°C.

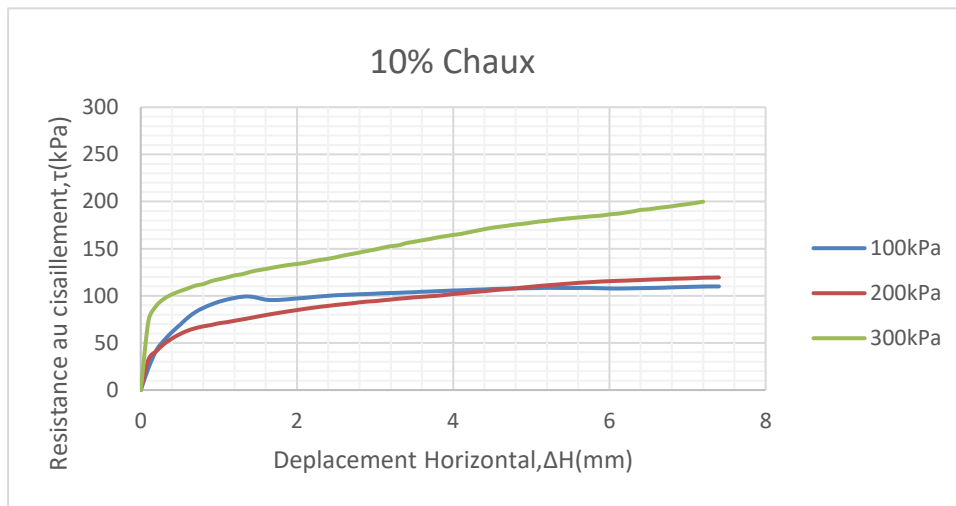


Fig.4.50 : Courbe Contrainte - Déplacement 10% de la chaux.

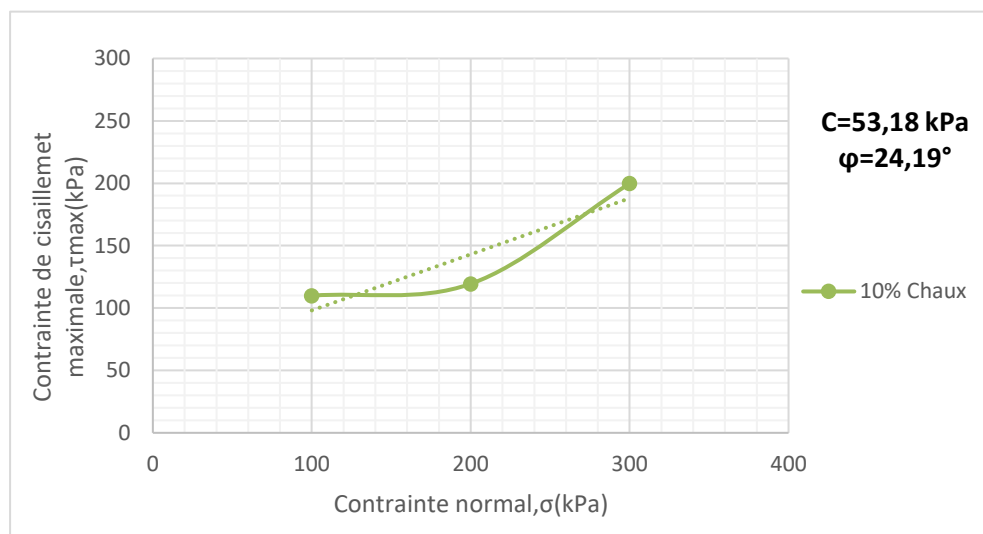


Fig.4.51 : Courbe Contrainte max-Contrainte normale 10% de la chaux.

4.2.8.8. Influence du 12% de la chaux sur le cisaillement direct :

La (figure 4.52) présente la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction du Déplacement horizontal pour l'argile traitée à 12% de la chaux et soumise aux contraintes Normales de 100, 200 et 300kPa. Les courbes obtenues montrent un accroissement de la Contrainte au cisaillement à la rupture lorsque la contrainte normale augmente. Les résultats Montrent les contraintes de cisaillement maximale respectives 118.77 ; 140.33 et 243.38 kPa. Les déplacements linéaires respectifs sont de 2.2 mm, 7,301 mm et 6.401 mm pour les contraintes normales appliquées. Les essais ont été conduits jusqu'à la rupture des spécimens. Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur la (figure 4.53) où la cohésion obtenue est de l'ordre de 42.89 kPa et l'angle de frottement interne égal à 31.93°C.

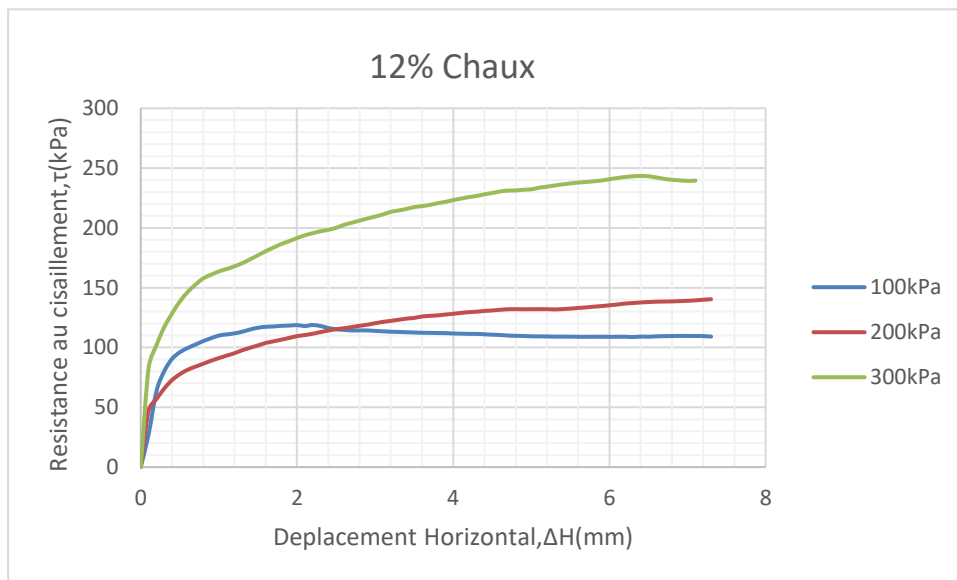


Fig.4.52 : Courbe Contrainte - Déplacement 12% de la chaux.

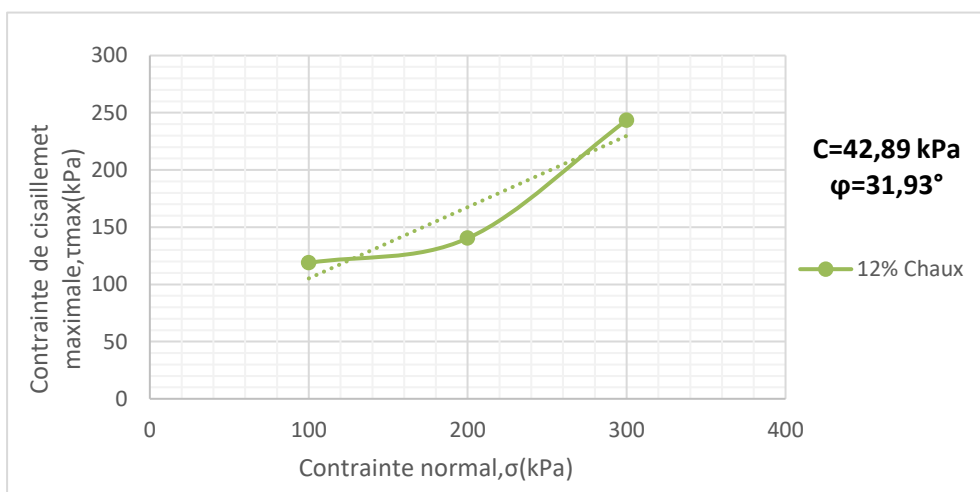


Fig.4.53 : Courbe Contrainte max-Contrainte normale 12% de la chaux.

4.2.8.9. La comparaison des résultats des essais sur l'argile non traitée et traitée à 8%, 10%, et 12% de la chaux :

La comparaison des résultats de la boîte de cisaillement pour les différents paramètres sont représentés sous forme d'histogrammes pour la variation de la contrainte de cisaillement, Le déplacement et les paramètres de résistance en fonction du pourcentage de la chaux. Les figure 4.54, figure 4.55, et figure 4.56 montrent :

- A la contrainte normale de 100 KPa on a une augmentation de contrainte de cisaillement à la rupture à 8%, 10% et 12% de la chaux.
- A la contrainte normale de 200 KPa et 300 KPa la même chose augmentation de contrainte de cisaillement à la rupture à 8%, 10% et 12% de la chaux.

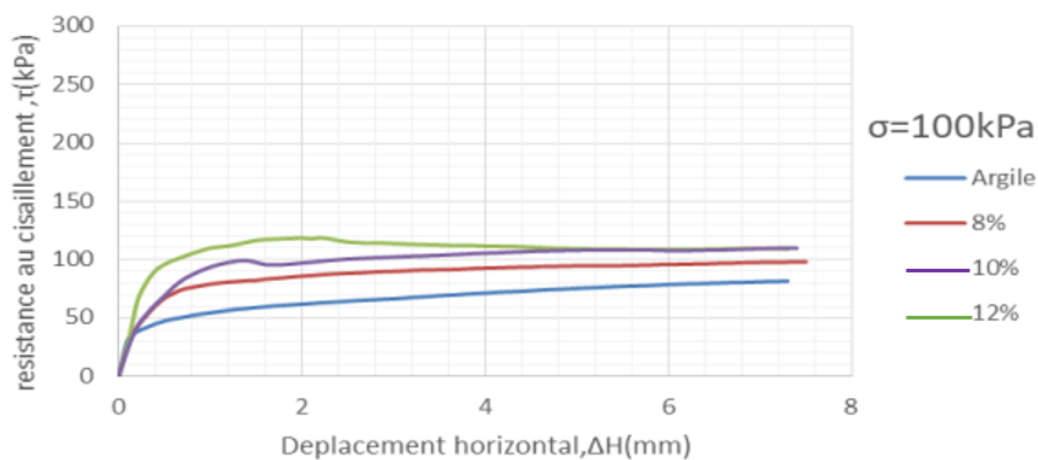


Fig.4.54 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 100 KPa.

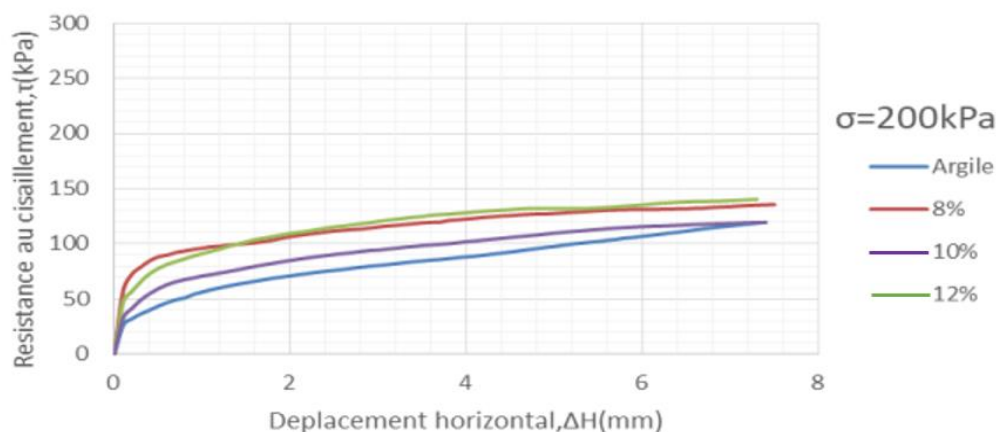


Fig.4.55 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 200 KPa.

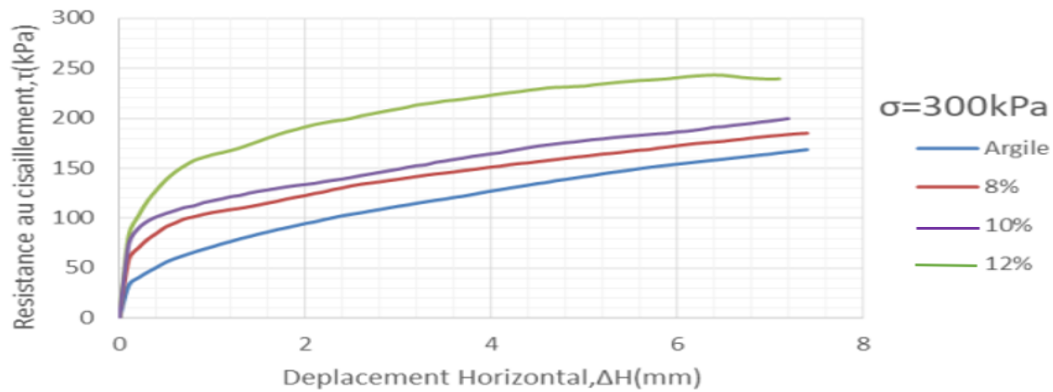


Fig.4.56 : Les Courbe Contrainte-Déplacement de l'argile traitée et l'argile non traitée à 300 KPa.

Tab.4.28 : les résultats de cisaillement direct (la chaux)

	0%	8%	10%	12%
100 KPa	81,66	98,13	109,91	118,77
200 KPa	119,53	135,58	119,41	140,33
300 KPa	168,69	185,11	199,77	243,38
C en KPa	36,287	52,639	53,18	42,89
Φ en °C	23,51	23,5	24,19	31,39

- Dans le tableau, nous remarquons que la résistance augmente à mesure que la contrainte augmente, tout comme l'angle de frottement, et le pourcentage de la chaux qui nous donne la valeur la plus élevée est de 12% .

4.3. Conclusion :

L'interprétation et l'exploitation des résultats obtenus ont montré que :

Les paramètres mécaniques de l'argile sont clairement influencés par l'ajout de ciment et la chaux.

1. L'adduction de ciment et la chaux à cette argile a beaucoup influé sur ses caractéristiques de Compactage. L'augmentation de la résistance à la compression des mélanges traités est bien Remarquée à partir de premier temps de conservation 07 jours jusqu'à 28 jours.

2. l'addition de ciment et la chaux donne un accroissement de la résistance des mélanges selon de ciment et la chaux jusqu'à 10% et jusqu'à 12% pour le ciment et la chaux à partir de deux pourcentage là la résistance commence à chuter.

3. On a remarqué que l'ajout des deux matériaux à l'argile nous a donné une forte amélioration de la résistance à la compression simple aux durées de conservation. La valeur minimale de contrainte de différent ajout représente 2 fois celle de l'argile non traité. Et les résultats nous montrent une augmentation remarquable dépasse 15 fois des celles de l'argile non traité.

4. Les résultats que j'ai trouvés concernant l'addition de l'argile par ciment et la chaux, avec les pourcentages 6%, 8%, 10%, 12% et 14%, sont confirmés par les travaux dans (chapitre 1 et chapitre 2 recherche bibliographique-).

5. Les essais de cisaillement direct sur l'argile traitée ont bien montré une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture et de la cohésion relativement à l'argile non traitée.

Mieux encore l'enveloppe de Mohr-Coulomb augment de pente lorsque le taux De ciment est plus important c'est-à-dire une amélioration de l'angle de frottement Interne.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

5. Conclusion générales et perspectives :

Pour conclure ce travail sur l'amélioration des sols instables par des méthodes mécaniques et chimiques, ainsi que l'analyse de l'effet de la durée de cure sur les propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux, plusieurs points clés émergent :

1. Identification et Caractérisation des Sols Instables :

Les sols instables, principalement constitués d'argiles, limons et marnes, présentent divers problèmes tels que le gonflement, le tassement et les glissements, affectant des structures variées comme les bâtiments et les chaussées.

2. Méthodes d'Amélioration des Sols :

Les méthodes étudiées incluent le compactage (dynamique et vibrocompactage), le préchargement, ainsi que l'utilisation de stabilisants chimiques comme la chaux et le ciment. Chaque méthode vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols instables.

3. Effet de la Durée de Cure :

L'effet de la durée de cure sur les mélanges stabilisés est analysé pour comprendre comment les propriétés physiques et mécaniques évoluent avec le temps, notamment sous l'influence de la chaux et du ciment.

4. Résultats des Essais en Laboratoire :

Les essais ont inclus des analyses granulométriques, la détermination des limites d'Atterberg, des essais Proctor modifié, des essais de cisaillement et des essais de résistance à la compression. Les résultats montrent une amélioration significative des propriétés des sols traités par rapport aux sols non traités.

5. Interprétation des Résultats :

Les données obtenues permettent de comparer les effets des différents pourcentages de stabilisants (ciment et chaux) sur les propriétés des sols, notamment la densité sèche, la teneur en eau, la résistance au cisaillement et la résistance à la compression.

En perspectives, ce travail ouvre la voie à plusieurs développements :

- **Études Complémentaires :**

Approfondir l'analyse des mécanismes à long terme, incluant les effets environnementaux comme le gel-dégel sur les mélanges stabilisés.

Conclusion générale et perspectives

- **Applications Pratiques :**

Transposer ces résultats dans des projets de construction réels pour évaluer leur performance en conditions de terrain.

- **Optimisation des Méthodes :**

Explorer des variantes des méthodes actuelles pour améliorer encore les propriétés des sols tout en minimisant les coûts et les impacts environnementaux.

En conclusion, cette étude contribue à enrichir les connaissances sur l'amélioration des sols instables, offrant des solutions potentielles pour résoudre des problèmes géotechniques critiques dans divers contextes de construction et d'infrastructure.

Référence

- [1]. TERZAGHI, Karl, PECK, Ralph B., et MESRI, Gholamreza. Soil mechanics in engineering practice. 1996.
- [2]. Das, B. M. Principles of Geotechnical Engineering. 2017. Cengage Learning.
- [3]. Lambe, T. W., & Whitman, R. V. Soil Mechanics. 1979. Wiley.
- [4]. Bowles, J. E. Foundation Analysis and Design. 1996. McGraw-Hill Education.
- [5]. International, ASTM. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). 2022.
- [6]. Administration, Federal Highway. Soil Classification and Identification. 2012. Geotechnical Engineering Circular No.
- [7]. Geotechnical Site Investigations. Standards, Australian. 1726.
- [8]. Velde, B. Introduction to Clay Minerals: Chemistry, Origins, Uses and Environmental Significance. 1992. Springer. ISBN: 978-0412460607.
- [9]. Murray, H.H. Applied Clay Mineralogy: Occurrences, Processing and Applications of Kaolins, Bentonites, Palygorskitesepiolite, and Common Clays. 2007. Elsevier. ISBN: 978-0080457632.
- [10]. Bergaya, F., & Lagaly, G. Handbook of Clay Science. 2013. Elsevier. ISBN: 978-0080993624. (Eds.).
- [11]. Singer, A., & Galan, E. Soil Mineralogy with Environmental Applications. 2007. Soil Science Society of America. ISBN: 978-0891188055. (Eds.).
- [12]. Stucki, J.W., & Goodman, B.A. Clays and Clay Minerals: Geological Origin, Mechanical Properties and Industrial Applications. 2015. Nova Science Pub Inc. ISBN: 978-1634820427. (Eds.).
- [13]. Brady, N.C. et Weil, R.R. The Nature and Properties of Soils. 2008. 14e édition.
- [14]. Singer, M.J., Munns, D.N. et Griggs, F.T. Soils: An Introduction. 2005. 6e édition.
- [15]. Lal, R. Soil Carbon Sequestration to Mitigate Climate Change. 2004. Geoderma.
- [16]. Lal, R. Soil Health and Climate Change. 2015. (Ed.).
- [17]. GRIM, Ralph E. Clay mineralogy. 1953. LWW.
- [18]. Moore, D. M., & Reynolds Jr, R. C. X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. 1997. Oxford University Press.

- [19]. Brady, Nyle C., and Ray R. *The Nature and Properties of Soils*. 2016. Weil. Pearson
- [20]. Lal, Rattan. *Soil Erosion Research Methods*. 1994. CRC Press.
- [21]. Hillel, Daniel. *Introduction to Environmental Soil Physics*. 2003. Academic Press.
- [22]. Nations, Food and Agriculture Organization (FAO) of the United. *Guidelines for soil description*. 2006. FAO.
- [23]. Publications Office of the European Union. *Guidelines for good agricultural practice for reducing soil compaction*. 2012. Commission, European.
- [24]. Lal, Rattan. *Soil management and restoration for carbon sequestration to mitigate the accelerated greenhouse effect*. 2001. *Progress in Environmental Science*, 1(4).
- [25]. Mitchell, J.K. *Fundamentals of Soil Behavior*. 1993. John Wiley & Sons.
- [26]. Fredlund, D.G., and Rahardjo, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. 1993. John Wiley & Sons.
- [27]. International, ASTM. *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. 2020. ASTM D2216 - 20.
- [28]. (ASCE), American Society of Civil Engineers. *Guidelines for the Design and Construction of Sustainable, Low-Rise Buildings in Seismic Zones*. 2016. ASCE 7-16.
- [29]. (FHWA), Federal Highway Administration. *Geotechnical Engineering Circular No. 4 - Soil and Rock Classification and Logging Manual*. 2001. FHWA-NHI-01-031.
- [30]. (BGS), British Geological Survey. *Shrink-swell in clayey soils*. 2004. *Geotechnical Properties of UK Soils: Key to Characterization*.
- [31]. (SSSA), Soil Science Society of America. *Soil Physics Companion*. 2001. SSSA.
- [32]. Peck, Ralph B., Walter E. Hanson, and Thomas H. Thornburn. *Foundation engineering*. 1997. John Wiley & Sons.
- [33]. Ali, DJEBLI Taoufik Mohamed Abdelkaoui et OTMAN. *Amélioration des propriétés mécaniques d'un sol fin argileux traité par la chaux: Influence de la durée de cure* 2020. UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.
- [34]. Lawton, E.C., (2004). *Non grouting techniques*. In: *Practical foundation engineering handbook*, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p. .
- [35]. Bell, F.G., (1993). *Engineering treatment of soils*. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.
- [36]. Henry, K.S. (1999). *Geotextile Reinforcement of Low-Bearing-Capacity Soils, Comparison of Two Design Methods Applicable to Thawing Soils*. US Army Corps of

Engineers, Cold Regions Research & Engineering Laboratory (CRREL). Hanover, NH. Spécial Report99-7.29 p.

[37]. Biczysko, S.J. (1996). Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade. pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeur). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183 p.

[38]. Little, D.N. (1995). Hand book for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.

[39]. Provencher, Y. (2000). Discussion avec le directeur de programme de voire forestière, M. Yves Provencher, sur les sites argileux exploités par les compagnies forestières de l'Est Canadien. Département de voirie forestière, Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC), Division de l'Est. Pointe-Claire, Québec.

[40]. Landry, B., Mercier, M. (1992). Notions de géologie. Modulo Editor, 3e édition.

[41]. Hole, John F. Engineering Properties of Soils and Their Measurement. 1991. In Soil Mechanics: Concepts and Applications, 23-51. CRC Press.

[42]. Howard, K. Introduction to Soil Mechanics Laboratory Testing. 1986. In Soil Mechanics Laboratory Testing, 1-12. ASTM International.

[43]. Holtz, Robert D., William D. Kovacs, and Thomas Sheahan. Introduction to Soil Mechanics. 1991. In An Introduction to Geotechnical Engineering, 39-82. Pearson.

[44]. AASHTO. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. 1990. American Association of State Highway and Transportation Officials.

[45]. ASTM. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. 1991. ASTM International.

[46]. Little, D. N. Clay Mineralogy. 1995. In Handbook of Soil Sciences: Properties and Processes, 3-24. CRC Press.

[47]. Scholen, D.E. (1995). Stabilizer Mechanisms in Nonstandard Stabilizers. pp. 252-260. Présenté au Sixth International Conférence on Löw-Volume Road, volume 2. Minneapolis. Minnesota. 25-29 juin, 1995. Transportation Research Board. National Academy Press, Washington, D.C. 367 p.

[48]. Holtz, R.D., Kovacs, W.D., Lafleur, J. (1991). introduction à la géotechnique. Édition de l'école Poly technique de Montréal. Montréal, Québec. 808 p.

[49]. Craig, R.F. (1987). Soil mechanics. Van No strand Reinhold (UK) Co. Ltd., Fourth Edition. Berkshire, England.410 p.

- [50]. Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. University of California, Berkeley. John Wiley & Sons, Inc., New-York. NY. 422 p.
- [51]. Rogers, C.D.F., Glendenning, S., Dixon, N. (1996b). *Lime Stabilisation*. Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183p.
- [52]. Puffer. W., Gearhart, R.C., Escobar. R. (1983). *New stabilization method uses chemicals, geotextiles*. Forest Industries, Miller Freeman Publications. 3 p.
- [53]. Biczysko, S.J. (1996). *Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade*. pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendenning, S., Dixon, N. (éditeur). *Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department*. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183 p.
- [54]. Greaves, H.M. (1996). *An Introduction to Lime Stabilization*. pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendenning, S., Dixon, N. (éditeurs). *Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department 25 September, 1996*. Thomas Telford, London, En gland. 183 p.
- [55]. Kelley, C.M. (1988). *A Long Range Durability Study of Lime Stabilized Bases at Military Posts in the Southwest*. National Lime Association, Bulletin328.
- [56]. Moore. R.K. (1987). *Lime Stabilization*. Prepare par le Transportation Research Board Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization. Transportation Research Board. National Research Council, Washington. D.C. State of the art report 5.59 p.
- [57]. Sridharan, A., Rao, S. M., & Murthy, N. S. *Liquid limit of kaolinitic soils*. 1988. *Geotechnique*, 38(2), 191-198.
- [58]. Takam Djumbong, L. *Ouro Harissou. Etudes des ressources argileuses du Nord Cameroun*. 2023.
- [59]. Sridharan, A., & Nagaraj, H. B. *Compressibility behaviour of remoulded, fine-grained soils and correlation with index properties*. 2000. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 712-722.
- [60]. Mitchell, J.K. *Fundamentals of Soil Behavior*. 1993. John Wiley & Sons.
- [61]. Bell, F.G. *Lime Stabilization of Clay Minerals and Soils*. 1996. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA).
- [62]. Little, D.N., Prozzi, J.A., and Franklin, A.G. *Soil Stabilization Principles and Practice*. 2007. John Wiley & Sons.

- [63]. International, ASTM. Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization. 2008. ASTM International.
- [64]. (FHWA), Federal Highway Administration. Lime Stabilization (PDF). 2001. FHWA Soil Stabilization Series No. 8. Publication No. FHWA-IF-02-005.
- [65]. (BSI), British Standards Institution. Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes - Part 4: Compaction-Related Tests. 2003. BSI.
- [66]. Mitchell, J. K. Fundamentals of Soil Behavior. 1993. John Wiley & Sons.
- [67]. Little, D. N., et al. Stabilization of Granular Materials Using High Calcium Lime. 1998. Transportation Research Record, 1618(1), 99-104.
- [68]. Bentur, A., & Mindess, S. Fibre Reinforced Cementitious Composites . 2007. Taylor & Francis.
- [69]. Handy, R. L. Lime Stabilization of Clay Minerals and Soils. 1993. ASTM International.
- [70]. Lambe, T. W., & Whitman, R. V. Wiley. Soil Mechanics. 1991.
- [71]. DAS, Braja M. et SOBHAN, Khaled. Principles of geotechnical engineering. 1990.
- [72]. MITCHELL, James Kenneth, SOGA, Kenichi, et al. Fundamentals of soil behavior. 2005. New York : John Wiley & Sons.
- [73]. Edinburgh Gate. Properties of Concrete, Pearson Education Limited. 2011. NEVILLE, A. M. p. 58-661, Harlow England.
- [74]. MALHOTRA, V. Mohan et MEHTA, Povindar Kumar. High-performance, high-volume fly ash concrete: materials, mixture proportioning, properties, construction practice, and case histories. 2002.
- [75]. ALEXANDER, Mark et MINDESS, Sidney. Aggregates in concrete. 2005. CRC.
- [76]. ALEXANDER, Mark et MINDESS, Sidney. Aggregates in concrete. 2005.
- [77]. NEVILLE, Adam M., et al. Properties of concrete. 1995. London : Longman.
- [78]. MEHTA, Povindar K. et MONTEIRO, Paulo. Concrete: microstructure, properties, and materials. 2006.
- [79]. Pnisinski, J.R., Bhattachaja, S. (1999). Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. pp. 215-227. Présenté au Seventh International Conference on Low-Volume Roads. 23-26 mai, 1999, Baton Rouge, Louisiana. Transportation Research Record No. 1652, Volume 1. National Académie Press, Washington, D.C. 275 p.

- [80]. Little, D.N. (1995). Hand book for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.
- [81]. Chaddock, B.C.J. (1996). The Structural Performance of Stabilised Soil in Road Foundations. pp.75-94. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183p.
- [82]. Dr. Gabriel J. Assaf, M. Yves Provencher, Dr. François Brissette, Dre. Mireille Battikha. ÉTUDE TECHNIQUE-ÉCONOMIQUE DE LA STABILISATION À LA CHAUX DES SOLS ARGILEUX EN VOIRIE FORESTIÈRE. 2000. COLE DETECHNOLOGIE SUPÉRIEURE UNIVERSITÉ DU QUÉBEC.
- [83]. Chauvin, R., Ponte ville, P., Colombier, G. (1980). Liants hydrauliques et pouzzolaniques. Revue générale des routes et des aérodromes, France. Guide pratique de construction routière 14. 75 p.
- [84]. Chauquette, M. (1988). La stabilisation à la chaux des sols argileux du Québec. Thèse de Ph.D. Faculté des Sciences et de Génie, Université Laval, Québec, Qué. 188 p.
- [85]. Locat, J., Bénibé, M.A., Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. Revue canadienne de géotechnique. Conseil national de recherches Canada, Ottawa, Ont. Volume 27, numéro 3. 10 p.
- [86]. Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (1996b). Lime Stabilisation. Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183p.
- [87]. Kezdi, A. (1979). Stabilized Earth Roads, Developments in geotechnical engineering 19. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, NY.
- [88]. Moore. R.K. (1987). Lime Stabilization. Prepare par le Transportation Research Board Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization. Transportation Research Board. National Research Council, Washington. D.C. State of the art report 5.59 p.
- [89]. Greaves, H.M. (1996). An Introduction to Lime Stabilization. pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department 25 September, 1996. Thomas Telford, London, En gland. 183 p.
- [90]. WINTERKORN, Hans F. et PAMUKCU, Sibel. Soil stabilization and grouting. In : Foundation engineering handbook. Boston, MA : Springer US, 1991. p. 317-378.

- [91]. Puiatti, D. (1980). Stabilisation des sols et couches de forme. Revue générale des routes et des aérodromes, France. Guide pratique de construction routière 15. 16 p.
- [92]. Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (1996b). Lime Stabilisation. Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183p.
- [93]. Craig, R.F. (1987). Soil mechanics. Van Nostrand Reinhold (UK) Co. Ltd., Fourth Edition. Berkshire, England. 410 p.
- [94]. Holtz, R.D., Kovacs, W.D., Lafleur, J. (1991). Introduction à la géotechnique. Édition de l'école Polytechnique de Montréal. Montréal, Québec. 808 p.
- [95]. Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N., Balasubramanian, A.S. (1996). Soft Ground improvement in lowland and other environments. ASCE, New York, NY
- [96]. Little, D.N. (1995). Hand book for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.
- [97]. Chauquette, M. (1988). La stabilisation à la chaux des sols argileux du Québec. Thèse de Ph.D. Faculté des Sciences et de Génie, Université Laval, Québec, Qué. 188 p.
- [98]. Hetzog, A., Mitchell, J.K. (1963). Reaction Accompanying Stabilization of Clay with Cement. Highway Research Record 36, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C. pp. 166-171.
- [99]. Broms, B.B. (1991). Stabilization of soil with lime columns. Dans : Fang, H.-Y. (ed.) Foundation Engineering Handbook (2e édition), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 833-855.
- [100]. Locat, J., Bénibé, M.A., Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. Revue canadienne de géotechnique. Conseil national de recherches Canada, Ottawa, Ont. Volume 27, numéro 3. 10 p.
- [101]. Biczysko, S.J. (1996). Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade. pp. 5-12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 September, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- [102]. Little, D.N. (1995). Hand book for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.
- [103]. Afmuth, R.E. (1970). Strength and Durability of Stabilized Layers Under Existing Pavements. Construction Engineering Research Lab, Report M4.

- [104]. Kelley, C.M. (1988). A Long Range Durability Study of Lime Stabilized Bases at Military Posts in the Southwest. National Lime Association, Bulletin 328.
- [105]. Thompson, M.R., Dempsey, B.J. (1969). Autogenous Healing of Lime Soil Mixture. Highway Research Record No. 263.
- [106]. ASTM D4318
- [107]. TREMBLAY, Helene, LEROUEIL, Serge, et LOCAT. Jacques. Mechanical improvement and vertical yield stress prediction of clayey soils from eastern Canada treated with lime or cement. 2001. Canadian geotechnical journal, vol. 38, no 3, p. 567-579.
- [108]. Thèse de doctorat. NGU Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel. 2015. Université Paris-Est. NGUYEN, Thi Thanh Hang.
- [109]. TRAN, Van Duy, et al. Étude de l'amélioration des sols par traitement à la chaux. 2013.
- [110]. Little, D.N. (1987). Fundamentals of the stabilization of soil with lime. National Lime Association, Arlington, Virginia. Bulletin 332. 20 p.
- [111]. BROMS, Bengt B. Stabilization of soil with lime columns. In : Foundation engineering handbook. 1991. Boston, MA : Springer US, p. 833-855.
- [112]. 158. EIGENBROD, K. D., BURAK, J.-P., et GRAHAM, J. Drained. deformation and failure due to cyclic pore pressures in soft natural clay at low stresses. Canadian Geotechnical Journal, 1987, vol. 24, no 2, p. 208-215.
- [113]. Moore. Stabilization of soil with lime columns. 1987. In : Foundation engineering handbook. Boston, MA : Springer US, 1991. p. 833-855. 161
- [114]. ASTM D698
- [115]. ASTM D3080
- [116]. ASTM D6528
- [117]. NBN EN933-9
- [118]. NF P94-068
- [119]. ASTM D4318