

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ MOSTAFA  
BEN BOULAIID-BATNA 2  
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



THÈSE

En Vue de l'Obtention du Diplôme de

**DOCTORAT EN-SCIENCES**

*OPTION: GÉOTECHNIQUE*

Présentée par

**ZIANI Hocine**

*Thème*

**Étude de l'Influence des Laitiers sur le Taux  
et l'Amplitude de l'Affaissement d'un Sol  
par la Méthode Double Consolidation**

*Soutenue Publiquement à Batna le : 18 /04/2019*

Devant le Jury composé de :

Pr. MAALEM Toufik	Président	Université Batna2
Pr. ABBECHE Khelifa	Directeur de Thèse	Université Batna2
Pr. BENMEBAREK Sadok	Examineur	Université Biskra
Pr. KHEMISSA Mohamed	Examineur	Université M'sila
Pr. MESSAST Salah	Examineur	Université Skikda
Dr. DEMAGH Rafik	Examineur	M.C.A, Université Batna2
Pr. HAMMOUD Farid	Invité	Université Batna2

## **REMERCIEMENTS**

Je remercie le bon Dieu de m'avoir aidé pour l'élaboration de cette thèse, de me donner le courage et le sang froid durant ces années de travail.

Toute ma gratitude, mon respect et ma profonde reconnaissance au directeur de thèse Professeur, *Khelifa Abbèche*, de l'Université Batna 2. Je tiens à le remercier vivement pour toute la confiance qu'il a placée en moi en acceptant de diriger cette thèse. Par sa disponibilité, sa patience et surtout de m'avoir écouté dans les moments difficiles et m'orienter avec ses conseils édifiants et formateur pour arriver à finaliser ce travail. Bravo Professeur.

Je remercie aussi les membres de jury les professeurs : *M<sup>r</sup>. Maâlem Toufik* (U.Batna 2), pour avoir présidé ma soutenance de thèse, *M<sup>r</sup>. Benmebarek Sadok* (U.Biskra), *M<sup>r</sup>. Khemissa Mohamed* (U.M'sila), *M<sup>r</sup>. Messast Salah* (U.Skikda), *M<sup>r</sup>. Demagh Rafik* (MCA U.Batna 2) d'avoir accepté d'être membres du jury et l'invité d'honneur *Pr. Hammoud Farid* (U.Batna 2). Qu'ils trouvent tous ici l'expression de mes profonds respects et gratitude pour avoir prendre le temps et la peine d'examiner mon travail.

Je tiens à témoigner toute ma gratitude envers le Professeur, *Luis Pais Andrade* de l'Université Beira Interior-Portugal, pour son aide, sa disponibilité et ses remarques constructives, le Professeur *Jorge Castro Gomes*, directeur du laboratoire CMADE (Portugal) de la même université, pour le matériel qu'il a mis à notre disposition pour finir cette étude.

Je remercie *M<sup>r</sup> Bougiroud* de l'École Centrale de Lyon-France et *M<sup>r</sup>. Laraba Rachid* Ingénieur au CRAPC-Tipasa pour leurs aides dans la réalisation des tests (MEB/EDAX).

Je remercie le staff technique du laboratoire LNHC-EST de Sétif, surtout *Toufik, Salah et Cheikh Achour* de leurs collaborations pour réaliser les essais standards et œdométriques, ainsi que le directeur du laboratoire MDS de l'université de M'sila pour l'accueil et la mise à notre disposition tous les moyens pour la réalisation de nos essais de succion.

Je remercie chaleureusement les "hommes de l'ombre" *D<sup>r</sup>. Larbi Belagraâ* et *Pr.Hammoud Farid*, de l'université de M'sila et l'Université de Batna-2 respectivement pour leurs apports précieux dans l'élaboration de l'article en Anglais.

Je remercie *M<sup>r</sup>. S. Benkhaled* chef commercial de la cimenterie Lafarge M'sila pour la mise à disposition de la quantité nécessaire de la pouzzolane naturelle ainsi que les techniciens du laboratoire de la cimenterie Hjar-Essoud de Skikda pour la procuration du laitier granulé. Je remercie toute ma famille et surtout ma femme pour son soutien et ses encouragements durant ces années dures. Je demande pardon à ma petite famille pour mes agacements et mes oublis.

Enfin pour ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, *Khoudour. M et Brahim. B*, mes enseignants du primaire jusqu'au doctorat, trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.

*Remerciements. Je vous demande donc toute votre indulgence en cas d'oubli ou de maladresse.*

*Hocine Ziani*

*Je dédie ce travail :*

*À l'âme, de mon père **EL HADJ LAKHDAR**, ma Grand-mère et Khali Salah*

*À ma mère que Dieu la garde*

*À ma petite famille*

*À mes frères et sœurs*

***À tous ceux qui me sont chers***

## SOMMAIRE

RÉSUMÉ.....	VIII
SUMMARY .....	IX
الملخص.....	X
LISTE DES FIGURES .....	XI
LISTE DES TABLEAUX .....	XVII
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES .....	XX
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

### CHAPITRE 1

#### GÉNÉRALITÉS SUR LES SOLS NON SATURÉS

1.1 INTRODUCTION.....	6
1.2 MINÉRAUX ARGILEUX.....	6
1.2.1 STRUCTURE DES MINÉRAUX ARGILEUX.....	6
a/ COUCHE TÉTRAÉDRIQUE.....	7
b/ COUCHE OCTAÉDRIQUE.....	8
c/ LIAISON ENTRE LES COUCHES TÉTRAÉDRIQUES ET OCTAÉDRIQUES.....	9
1.2.2 MINÉRAUX INTERSTRATIFIÉS.....	9
1.2.3 CLASSIFICATION DES PHYLLOSILICATES.....	10
1.3 DIFFÉRENTES FAMILLES DE MINÉRAUX ARGILEUX LES PLUS FRÉQUENTS.....	11
1.3.1 KAOLINITES.....	11
1.3.2 SMECTITES.....	12
1.3.3 VEMICLITES.....	12
1.3.4 L'ILLITE.....	13
1.3.5 CHLORITES.....	13
1.4 PROPRIÉTÉS COLLOÏDALES DES ARGILES.....	14
1.4.1 GONFLEMENT CRISTALLIN.....	14
1.4.2 GONFLEMENT OSMOTIQUE.....	14
1.5 COMPORTEMENT EN SOLUTION AQUEUX.....	15
1.5.1 THÉORIE DE LA DOUBLE COUCHE.....	15
1.5.2 MODE D'ÉCHANGE ET ATTRACTION DES IONS.....	17
1.5.3 THÉORIE DLVO.....	18
1.6 TYPES D'ASSOCIATIONS DES PARTICULES EN MILIEU AQUEUX.....	19
1.6.1 AGRÉGATION FACE-FACE.....	20
1.6.2 ORGANISATION BORD-FACE ET BORD-BORD.....	20
1.7 SOL NON SATURÉS.....	21
1.7.1 MICROSTRUCTURE DES SOLS NON SATURÉS.....	22
1.7.2 RELATION MICROSTRUCTURE-PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES SOLS NON SATURÉS.....	22
1.7.3 POROMÉTRIE AU MERCURE.....	22
1.8 MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS.....	24

1.9 MICROSTRUCTURE DES SOLS GRANULAIRES.....	27
1.10 MICROSTRUCTURE DES SOLS COMPACTÉS.....	28
1.11 CONCLUSION.....	31

## *CHAPITRE 2*

### *ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES SOLS*

#### *À EFFONDREMENT BRUSQUE*

2.1 INTRODUCTION .....	33
2.2 DEFINITION, LOCALISATION ET HISTORIQUE DES SOLS AFFAISSABLES.....	33
2.3 QULQUES EXEMPLES D'EFFONDREMENT DANS LE MONDE .....	35
2.4 PHÉNOMÈNE D'EFFONDREMENT DES SOLS NON SATURÉS .....	38
2.5 TYPES DE SOLS AFFAISSABLES.....	39
2.5.1 SOLS ÉOLINS (LOESS) .....	39
2.5.2 SOLS SÉDIMENTS PAR L'EAU .....	39
2.5.3 SOLS RÉSIDUELS .....	39
2.6 PARAMÈTRES QUI CONTROLENT SUR L'AFFAISSEMENT DES SOLS.....	40
2.7 FORMATION DES SOLS AFFAISSABLES.....	41
2.8 MÉCANISMES DE COLLAPSE .....	41
2.8.1 LIAISONS INTERGRANULAIRES DES SOLS AFFAISSABLES .....	42
2.8.2 PHÉNOMÈNE DE SUFFUSION.....	43
2.9 PHÉNOMÈNE DE SUCCION.....	44
2.9.1 DÉFINTION.....	44
2.9.2 PRESSION CAPILLAIRE .....	45
2.9.3 COURBE CARACTERISTIAUE DU SOL.....	49
2.9.4 'HYSTÉRÉSIS.....	50
2.10 DIFFÉRENTS METHODES DE PRÉDICTION. ....	50
2.10.1 MÉTHODES BASÉES SUL LES PARAMETRES D4ETAT DE SOL.....	51
a/ MÉTHODES BASÉES SUR L'NDICE DES VIDES, LA DENSITE ET LA TENEUR EN EAU.....	51
b/ METHODES BASÉES SUR LA TENEUR EN EAU ET LES LIMITES DE CONSISTANCE.....	52
c/ MÉTHODES BASÉES SUR LA DENSITE ET LES LIMITES DE .....	52
d/ MÉTHODES BASÉES SUR LA TAILLE ET LA DISTRIBUTION DES GRAINS .....	53
e/ MÉTHODES BASÉES SUR D'AUTRES PARAMÈTRES .....	53
f/ MÉTHODES BASÉES SUR LES REPRÉSENTATIONS GRAPHIQUES .....	55
2.10.2 MÉTHODES BASÉES SUR LES ESSAIS AU LABORATOIRE .....	56
a/ ESSAI SIMPLE OEDOMÈTRE.....	56
b/ ESSAI DOUBLE OEDOMÈTRE.....	57
c/ DISCUSSIONS SUR LES RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES .....	58
d/ ESSAI TRIAXIAL.....	59
2.11 MÉTHODES DE TRAITEMENT DES SOLS .....	60
2.11.1 DOMAINES ET LIMITES D'APPLICATION .....	60
2.11.2 DIFFÉRENTES CLASSES D'AMÉLIORATION DES SOLS .....	60

a/ SUBSTITUTION TOTALE OU PARTIELLE DE SOL .....	61
b/ AMÉLIORATION DE SOL DANS LA MASSE .....	61
2.11.3 AMÉLIORATION DE SOL PAR INCLUSIONS VERTICALES .....	65
a/ RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS RIGIDES .....	65
b/ RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTÉS .....	66
c/ RENFORCEMENT PAR COLONNES MORTIER- CIMENT "JET GROUTING" .....	66
d/ RENFORCEMENT PAR COLONNES DE SOL TRAITÉ À LA CHAUX ET/ OU CIMENT .....	67
2.11.4 QUELQUES EXEMPLES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES .....	68
a/ RAFFINERIE GÉNÉRALE LAZARO CARDENAS MINATILAN-MÉXIQUE .....	68
b/ TERMINAL CÉREALIER DJEN-DJEN JIJEL- ALGÉIE .....	68
c/ PLATE FORME A GAZELEY CHPONNAY-FRANCE .....	68
d/ ZONE INDUSTRIELLE GNL 3Z ARZEW- ALGÉRIE .....	69
e/ BARRAGE OUED ZIATINE CAP SERRAT- TUNISIE .....	69
2.11.5 COMPARAISON DES AVANTAGES ET LIMITES DES TRAITEMENTS .....	70
2.12 CONCLUSION .....	72

### CHAPITRE 3

## MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET ESSAIS

3.1 INTRODUCTION .....	74
3.2 MATERIAUX UTILISÉS .....	74
3.2.1 KAOLIN DE TAMAZERT.....	74
3.2.2 SABLE DES DUNES.....	76
3.2.3 LAITIER GRANULÉ .....	77
3.2.4 POZZOLANE NATURELLE.....	78
3.3 ESSAIS DE CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUES .....	79
3.4 RECONSTITUTION DES SOLS.....	82
3.5 PROGRAMME D'ESSAIS .....	83
3.5.1 ESSAIS OEDOMÉTRIQUES .....	84
a/ L'OEDOMÈTRE .....	85
b/ CELLULE OEDOMÉTRIQUE .....	85
c/ MODE OPÉRATOIRE DE L'ESSAI OEDOMÉTRIQUE .....	86
d/ DAME DE COMPACTAGE .....	87
3.5.2 ESSAI DE SUCCION PAR PAPIER FILTRE WHATMAN 42 (ASTMD5298-10).....	88
a/ MESURE DE LA SUCCION MATRICIELLE .....	88
b/ SUCCION ÉQUILIBRANTE .....	89
c/ PRÉDÉTERMINATION DE LA MASSE DU PAPIER FILTRE.....	89
d/ TRANSFÉRER LES PAPIERS FILTRES .....	89
e/ DÉTERMINATION DE LA MASSE DE PAPIER FILTRE.....	89
f/ TEMPÉRATURE D'ÉQUILIBRAGE .....	89
g/ DÉROULEMENT DE L'ESSAI .....	90
h/ PHASE DE CALCULE.....	90

3.5.3 ESSAI PROCTOR SUR ÉCHANTILLONS TRAITÉS .....	92
3.5.4 OBSERVATION AU MICROSCOPE ÉLECTRONIQUE Á BALAYAGE (MEB).....	92
a/ PRÉPARATION DE L'ÉCHANTILLON.....	93
b/ MODE OPÉRATOIRE .....	93
3.6 CONCLUSION .....	93

## *CHAPITRE 4*

### *ÉTUDE DE L'EFFET DU TRAITEMENT SUR LE POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DES SOLS*

4.1 INTRODUCTION.....	96
4.2 RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES.....	96
4.2.1 SABLE.....	96
4.2.2 KAOLIN.....	97
4.2.3 SOL RECONSTITUE (NON TRAITÉ) (S) .....	98
4.2.4 EFFET DU TAUX DE TRAITEMENT SUR LA CONSISTANCE DU SOL (S).....	102
4.2.5 EFFET DU TAUX DE TRAITEMENT SUR LE COMPACTAGE DES SOLS TRAITÉS.....	104
4.3 DÉTERMINATION DU POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DU SOL (S).....	105
4.3.1 EFFET DE LA TENEUR EN EAU ET DE L'ÉNERGIE DE COMPACTAGE SUR LE ( $C_p$ ) de (S).....	108
4.4 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DU SOL TRAITÉ AU LAITIER GRANULÉ.....	109
4.4.1 EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE $C_{p\ max}$ DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER GRANULÉ.....	116
4.4.2 EFFET DU DEGRÉ DE COMPACTAGE SUR LE $C_{p\ max}$ DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER.....	117
4.5 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DU SOL TRAITÉ A LA POUZZOLANE NATURELLE.....	118
4.5.1 EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE $C_{p\ max}$ DES SOLS TRAITÉS A LA POUZZOLANE.....	124
4.5.2 EFFET DU TAUX DE TRAITEMENT SUR LE $C_{p\ max}$ DES SOLS TRAITÉS A LA POUZZOLANE.....	125
4.6 EFFET DU TAUX DE TRAITEMENT SUR LE $C_{p\ max}$ DES SOLS TRAITÉS AUX LAITIERS.....	127
4.7 CONCLUSION .....	129

## *CHAPITRE 5*

### *ÉTUDE DE L'EFFET DES LAITIERS SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES*

5.1 INTRODUCTION .....	131
5.2 ESSAI DE SUCCION PAR PAPIER FILTRE WHATMAN 42 .....	131
5.2.1 PROCÉDURE D'ESSAI .....	132
5.2.2 SUCCION DANS LE SOL TÉMOIN (S).....	132
5.2.3 SUCCION DANS LES SOLS TRAITÉS AU LAITIER GRANULÉ.....	134
5.2.4 SUCCION DANS LE SOL TRAITÉ Á LA POUZZOLANE NATURELLE .....	140
5.3 ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS AU MICROSCOPE ELECTRONIQUE Á BALAYAGE...145	
5.3.1 OBSERVATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS ET LE SOL TÉMOIN (S) .....	145
5.3.2 SOL TRAITÉ AU LAITIER GRANULÉ.....	147
5.3.3 SOL TRAITÉ Á LA POUZZOLANE NATURELLE.....	148

5.4 CONCLUSION.....149

***CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES***

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES .....151

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....156



## RÉSUMÉ

Les sols affaissables sont des sols non saturés qui possèdent une haute résistance apparente et peuvent même supporter des charges très élevées lorsqu'ils sont secs. Mais, ils présentent de fortes réductions du rapport de vide lorsqu'ils sont mouillés, due à l'annulation de la cimentation entre les particules provoquant la rupture des ponts argileux (silt) ce qui engendre une nouvelle matrice granulaire d'un sol plus dense suivie d'un affaissement brusque même sans chargement. Ces sols occupent près de 13 millions de km<sup>2</sup> du globe, dont la plupart sont des sols relativement secs et se localisent en zone aride et semi-aride.

L'Afrique du Nord dont l'Algérie et surtout le Sud-Est n'est pas épargnée du phénomène d'affaissement des sols, car ces territoires ont un climat méditerranéen saharien, aride et semi-aride. Le problème démographique, l'étendue de ces sols à travers le monde et la nécessité absolue d'urbaniser ces régions pour l'extension future des villes, oblige les géotechniciens à prévoir des solutions aux risques dégagés par ces sols sur les humains, les infrastructures et les ouvrages. Vu les dégâts et les sérieux dommages induits par ce phénomène spectaculaire, mais récurrent à travers le monde, des études de caractérisation et d'identification sont lancées pour déterminer les causes et les types de sols affaissables en premier lieu et de proposer les remèdes adéquats pour une stabilisation parfaite, moins coûteuse, non nuisible à l'environnement et durable.

La présente thèse est une contribution aux solutions des sols à affaissement brusque après mouillage, elle présente une étude expérimentale détaillée sur leurs comportements avant et après traitement. Les produits utilisés pour corriger les défauts et améliorer leurs structures sont le laitier granulé (déchets artificiels) et la pouzzolane naturelle. La détection de l'effondrabilité se fait à l'aide des essais de compressibilité à l'œdomètre par la méthode double consolidation, à différentes teneurs en eau, degré de compactage et pourcentages étudiés des ajouts. L'aspect triphasique et la présence de sollicitations thermiques modifient l'état de l'eau interstitielle et le comportement hydromécanique des sols non saturés. Le dispositif expérimental utilisé pour caractériser l'effet de la succion sur le comportement hydrique du sol affaissable (liaisons intergranulaires et ponts argileux) est la méthode de mesure indirecte au papier-filtre (Whatman 42). Enfin, l'analyse par microscopie électronique à balayage combinée avec l'énergie de dispersion des rayons X (MEB/EDAX) pour voir les changements dans le squelette granulaire du sol avant et après le traitement.

Les résultats de l'étude sont concluants: les ajouts (laitier ou pouzzolane), réduisent le potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) et d'aspiration dans le sol au fur et à mesure de l'augmentation de la teneur en humidité, l'énergie de compactage et le taux des ajouts.

Le potentiel d'effondrement maximal ( $C_{p \text{ max}}$ ) est enregistré sous la contrainte verticale appliquée 400kPa et sa réduction maximale est observée dans les échantillons humidifiés à 6%, compactés à 60 coups et traités à 7% des ajouts.

**Mots Clés :** Sol affaissable, Oedomètre, Laitier, Pouzzolane, Succion, MEB/EDAX.

---

## SUMMARY

The collapsible soils have a high apparent strength and can withstand very high loads when dry, but they exhibit strong reductions in the void ratio when wet, caused by the cancellation of cementation between particles due to the rupture of clay bridges (silt) which gives a new granular matrix of a denser soil. These soils occupy nearly 13 million km<sup>2</sup> of the globe, most of which are relatively dry soils and are therefore in arid and semi-arid zones.

North Africa which Algeria and mainly South-East, is not spared to the collapse soil phenomenon, because these territories have a Saharan Mediterranean climate, arid and semi-arid. The demographic problem, the extent of collapsible soils throughout the world and the absolute necessity of urbanizing these regions for the future extension of cities, obliges geotechnicians to provide solutions to the risks created by these soils on humans, infrastructures and works. Given the devastation and the serious damage caused by this spectacular phenomenon, but recurring around the world, characterization and identification studies are launched by the specialists to determine the causes and the types of collapsible soils in the first place and to propose the suitable remedies for a perfect stabilization, less expensive not harmful to the environment and sustainable.

The present thesis is a contribution to the solutions of the lands with sudden collapse after wetting; it presents a detailed experimental study on their behaviors before and after treatment. The products used to correct the defects and improve their structures are granulated slag (artificial waste) and natural pozzolan, the detection of the collapsible aspect is made using the tests of compressibility to the oedometer by the double consolidation method, at different water contents, degree of compaction and studied percentages of additions. The tri-phasic aspect and the presence of thermal stresses modify the state of interstitial water and the hydro mechanical behavior of unsaturated soils.

The experimental set-up developed to characterize the effect of suction on the water behavior of the collapsible soil is the indirect measurement method by filter paper. This makes it possible to assert the influence of suction on the intergranular links and clay bridges of this type of soil. Finally, scanning electron microscopy analysis combined with X-ray scattering energy (SEM / EDAX) to see changes in the soil granular skeleton before and after treatment.

The results of the study are conclusive because the additions (slag or pozzolan), reduce the potential for collapse ( $C_p$ ) and suction in the soil as and when the moisture content increases, compaction energy and the rate of additions. The maximum collapse potential ( $C_{p \max}$ ) is recorded under the applied vertical stress 400 kPa, its maximum reduction is observed in the 6% wetted samples, compacted at 60 strokes and treated at 7% of the additions.

**Key words:** Collapsible soil, Oedometer, Slag, Pozzolan, Suction, SEM/EDAX

## المخلص

تتمتع التربة القابلة للهبوط بقوة عالية واضحة، يمكنها تحمل الأحمال العالية جدًا عند تجفيفها، لكنها تظهر انخفاضًا قويًا في نسبة الفراغ عند البلل، بسبب إلغاء الارتباط الإسمنتي بين الجسيمات وتمزق جسور الطين (الطمي) التي تعطي مصفوفة حبيبية جديدة أكثر كثافة للتربة. تحتل هذه التربة ما يقرب من 13 مليون كيلومتر مربع من العالم، معظمها تربة جافة نسبيًا، وبالتالي فهي موجودة في المناطق الجافة وشبه الجافة إن شمال أفريقيا، التي تقع الجزائر فيها، لا تنجو من ظاهرة انهيار التربة، لأن هذه الأراضي تتمتع بمناخ متوسطي صحراوي جاف إلى شبه جاف. إن المشكلة الديموغرافية ومدى امتداد التربة القابلة للهبوط في جميع أنحاء العالم والضرورة المطلقة لاستغلالها في التوسع العمراني للمدن، تلزم الجيوتقنيون بتوفير حلول للمخاطر الناجمة عن هذه التربة على البشر والبنية التحتية والمنشآت.

اعتبارًا للأضرار و التشوهات الجسيمة التي تسببها هذه الظاهرة المذهلة و المتكررة في جميع أنحاء العالم، فإن دراسات التوصيف، التحديد تم إطلاقها لمعرفة أسبابها، أنواعها في المقام الأول واقتراح العلاجات المناسبة في المقام الثاني لاستقرار مثالي، أقل تكلفة، لا تضر بالبيئة ومستدامة.

إن الأطروحة هي مساهمة في إيجاد الحلول للأراضي ذات الانهيار المفاجئ بعد الابتلال، وهي تقدم دراسة تجريبية مفصلة عن سلوكياتها قبل وبعد العلاج. المواد المستخدمة لتصحيح العيوب وتحسين بنيتها هي الخبث المحبب (المخلفات الاصطناعية) والبوزولانا الطبيعية، ويتم الكشف عن الجانب القابل للهبوط باستخدام اختبارات الانضغاطية بجهاز الادومتر بطريقة الدمج المزدوج، باختلاف في محتويات الماء، درجة الرص ونسب مئوية مدروسة من الإضافات. إن الجانب ثلاثي الطور ووجود الإجهادات الحرارية التي تعدل حالة المياه البينية، والسلوك الهيدروميكانيكي للتربة غير المشبعة. تم تطوير التركيب التجريبي لتوصيف تأثير الامتصاص على السلوك المائي للتربة القابلة للهبوط وطريقة القياس غير المباشرة بواسطة ورق الترشيح. هذا يمكننا من تأكيد تأثير الامتصاص على الوصلات بين الحبيبات وجسور الطين لهذا النوع من التربة. أخيرا، تحليل مسح المجهر الإلكتروني جنبًا إلى جنب مع طاقة تشتت الأشعة السينية (SEM / EDAX) لرؤية التغييرات في الهيكل التركيبي لحبيبات التربة قبل وبعد العلاج.

نتائج الدراسة تؤكد أن إضافة (الخبث أو البوزولان) تقلل من احتمال الانهيار (Cp) و الامتصاص في التربة غير المشبعة مع زيادة محتوى الرطوبة، طاقة الضغط ومعدل الإضافات. تم تسجيل أقصى احتمال للإنهيار (Cp max) تحت الضغط الرأسي المطبق البالغ 400 كيلوباسكال ويلاحظ الحد الأدنى له في العينات المبللة بنسبة 6%، المضغوطة 60 ضربة والمعالجة بنسبة 7% من الإضافات.

**الكلمات المفتاحية:** التربة القابلة للهبوط، الادومتر، الخبث، البوزولان، الامتصاص، MEB / EDAX

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE 1

### GÉNÉRALITES SUR LES SOLS NON SATURÉS

FIGURE 1.1 : POLYÈDRE DE PHYLLOSILICATE.....	7
FIGURE 1.2 : PRICIPAUX TYPES DE MINÉRAUX DE PHYLLOSILICATES.....	7
FIGURE 1.3 : COUCHE TÉTRAÉDRIQUE.....	8
FIGURE 1.4 : COUCHE OCTAÉDRIQUE.....	8
FIGURE 1.5 : REMPLISSAGE CATONIQUE DES CAVITES ; a) COUCHE DIAOTAÉDRIQUE ; b) COUCHE TRIOCTAÉDRIQUE.....	8
FIGURE 1.6 : MODE DE LIAISON ENTRE COUCHE TÉTRAÉDRIQUE ET OCTAÉDRIQUE.....	9
FIGURE 1.7 : CHARGE ÉLECTRIQUE DES COUCHES ÉLEMENTAIRES DES MINÉRAUX ARGILEUX.....	9
FIGURE 1.8 : DIFFÉRENTES POSSIBILITES D'INTERSTRATIFICATION AU SEIN DES PHYLLOSILICATE.....	10
FIGURE 1.9 : PROJECTION DE LA COMPOSITION CHIMIQUE DES PRINCIPAUX PHYLLOSILICATES DANS LE DIAGRAMME TERNAIRES ; a) $M^+ - 4Si - R^{2+}$ ; b) $M^+ - 4Si - 3R^{2+}$ (D'APRES MEUNIER ET VELDE, 1989).....	10
FIGURE 1.10 : SCHÉMA DE LA PARTICULE DE KAOLINITE (LIAISON ENTRE FEUILLETS).....	12
FIGURE 1.11 : SCHÉMA DE LA PARTICULE DE SMECTITE (LIAISON ENTRE FEUILLETS).....	12
FIGURE 1.12 : SCHÉMA DE LA PARTICULE DE D'ILLITE (LIAISON ENTRE FEUILLETS).....	13
FIGURE 1.13 : SCHÉMA DE LA PARTICULE DE CHLORITE (LIAISON ENTRE FEUILLETS).....	13
FIGURE 1.14 : SCHÉMA RECAPITULATIF ; a) KAOLINITE ; b) SMECTITE ; c) ILLITE ; d) CHLORITE (LIAISON ENTRE FEUILLETS).....	13
FIGURE 1.15 : SCHÉMA REPRÉSENTATIF D'UN GONFLEMENT CRISTALLIN.....	14
FIGURE 1.16 : THÉORIE DE LA DOUBLE COUCHE DIFFUSE DU SYSTÈME EAU-ARGILE.....	15
FIGURE 1.17: MODÈLE DE STERN-GOUY-CHAPMAN (DIAHAN, 2007).....	16
FIGURE 1.18 : LA CHUTE DU POTENTIELLE ÉLECTRIQUE $\psi_0$ , DUE A UNE AUGMENTATION DE LA FORCE IONIQUE (LUKHAM et al., 1999).....	17
FIGURE 1.19 : REPRÉSENTATION TYPIQUE DE L'ÉNERGIE POTENTIELLE TOTALE D'INTERACTION EN FONCTION DU DISTANCE ENTRE PARTICULES (LUKHAM ET ROSSI, 1999).....	19
FIGURE 1.20 : ARRANGEMENT DES PARTICULES D'ARGILES EN SUSPENSION (VAN OLPHEN, 1977 ; MODIFIÉ PAR BULTEL, 2001) ; a) DISPERSION ; b) AGRÉGATION FACE-FACE ; c) ASSOCIATION BORD-FACE ; d) ASSOCIATION BORD-BORD.....	19
FIGURE 1.21 : REPRÉSENTATION DE LA STRUCTURE FRACTALE DES GELS DE KAOLINITE (PIGNON et al., 1998).....	21
FIGURE 1.22 : REPRÉSENTATION DES PHASES D'EXECUTION DE L'ESSAI POROSIMÉRIQUE (FERBER, 2005).....	23
FIGURE 1.23 : EXEMPLE DE DISTRIBUTION DES PORES ( FERBER, 2005).....	24

FIGURE 1.24 : STRUCTURE ET DISTRIBUTION DES PORES SELON TYPES DE SOLS.....	24
FIGURE 1.25 : COMPOSITION MICROSTRUCTURALE DE SOL FIN (ALONSO et al., 1990).....	25
FIGURE 1.26 : MICROSTRUCTURE D'UN SOL FIN (MONTANEZ, 2000).....	26
FIGURE 1.27 : ASSEMBLAGE DES PARTICULES ARGILEUSES (COLLINS, 1974).....	26
FIGURE 1.28 : OBSERVATION DE LOESS AU MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE (MEB) (CUI ET MARCIAL, 2000).....	27
FIGURE 1.29 : EFFET DE COMPACTAGE SUR LA STRUCTURE DU SOL.....	29
FIGURE 1.30 : COURBES POROSIMÉTRIQUES D'ÉCHANTILLONS DE GRUNDITE COMPACTÉS DU COTÉ SEC ET HUMIDE DE L'OPTIMUM DE PROCTOR (DELAGE ET CUI, 200) .....	29
FIGURE 1.31 : IMAGE DE MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE D'UN ECHANTILLON DE LIMON COMPACTE DE JOSSIGNY (FELAGE ET CUI, 2000B).....	30

## CHAPITRE 2

### ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES SOLS

#### À EFFONDREMENT BRUSQUE

FIGURE 2.1: PAYS AFFECTÉS PAR L'EFFONDREMENT Á TRAVERS LE GLOBE (GOOGLE EARTH).....	34
FIGURE 2.2 : RÉGIONS ARIDES ET SEMI ARIDES DE L'AFRIQUE DU NORD (INSTITUT NATIONAL DE LA ZONE ARIDE (1950).....	35
FIGURE 2.3 : EXEMPLES DE SOLS EFFONDREMENT DANS LE MONDE.....	36-37
FIGURE 2.4 : PROCESSUS D'EFFONDREMENT PROPOSÉ PAR CASAGRANDE (1932) SELON (HUSTON et al., 1988).....	38
FIGURE 2.5 : SOL PARTIELLEMENT SATURÉ D'APRES ; a) MITCHELL (1962), SELON (HOUSTON et al., 1988).....	42
FIGURE 2.6 : LIAISONS INTERGRANULAIRES SELON (BARDEN et al.,1973) ET CODUTO (1991).....	43
FIGURE 2.7 : REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE SOLS NON SATURÉS (DELAGE ET CUI,2000).....	45
FIGURE 2.8 : REMONTÉE CAPILLAIRE (LOI DE LAPLACE).....	46
FIGURE 2.9 : APPAREILLAGE DE MESURE DE SUCCION.....	47
FIGURE 2.10 : EXEMPLE DE COURBE CARACTÉRISTIQUE D'UN SOL, (D'APRES VINAPALLI et al., 1999).....	49
FIGURE 2.11 : EFFET D'HYSTERESIS D'APRES LE MODÈLE DE (VAN GENUCHTEN, 1980).....	50
FIGURE 2.12 : L'AFFAISSEMENT SELON LE CRITÈRE DE (GIBBS ET BARA, 1962).....	55
FIGURE 2.13 : COURBE LINÉAIRE DE L'INDICE DE COLLAPSE ET DENSITE SÈCHE (ASTM, 2000).....	55
FIGURE 2.14 : COURBE ESSAI SIMPLE OEDOMÈTRE (JENNINGS ET KNIGHT, 1975).....	56
FIGURE 2.15: ESSAI DOUBLE OEDOMÈTRES (JENNINGS ET KNIGHT, 1975).....	57
FIGURE 2.16 : L'APPAREIL TRIAXIAL ET L'ÉPROUVETTE CYLINDRIQUE.....	59
FIGURE 2.17 : COURBE DE VÉRIFICATION DE LA POSSIBILITÉS DE VIBROCOMPACTAGE (PENÉTROMÈTRE STATIQUE) (MASSARSCH ET HAPPEL, 1991).....	62
FIGURE 2.18 : DRAINS VERTICAUX REALISES PAR FONÇAGE D'UN TUBE MÉTALLIQUE.....	63
FIGURE 2.19 : PRINCIPE DE RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS RIGIDES.....	66

FIGURE 2.20 : PRINCIPE DE RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTÉS.....	66
FIGURE 2.21 : PRICIPE DE RENFORCEMENT PAR JET GROUTIG.....	67
FIGURE 2.22: ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE D'UNE COLONNE DE CHAUX-CIMENT (KIVELÖ, 1996).....	67

### CHAPITRE 3

#### MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET ESSAIS

FIGURE 3.1: ÉCHANTILON DE KAOLIN UTILISÉ.....	76
FIGURE 3.2 : ANALYSE PAR EDAX DU KAOLIN.....	76
FIGURE 3.3 : ÉCHANTILLON DE SABLE DE BOUSSAÂDA (M'SILA) TAMISÉ A 2MM.....	76
FIGURE 3.4 : ÉCHANTILLON DU LAITIER GRANULÉ.....	77
FIGURE 3.5 : ANALYSE PAR EDAX DU LAITIER GRANULÉ.....	77
FIGURE 3.6 : ÉCHANTILLON DE LA POUZZOLANE NATYRELLE.....	78
FIGURE 3.7 : SPECTRE DE DIFFRACTION AUX RAYONS X DE LA POUZZOLANE NATURELLE DE BENI-SAF.....	79
FIGURE 3.8 : ÉTATS D'UN SOL EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU.....	80
FIGURE 3.9 : CLASSIFICATION DES SOLS SELON CASAGRANDE.....	81
FIGURE 3.10 : COURBE D'ESSAI PROCTOR NORMAL ET MODIFIÉ.....	81
FIGURE 3.11 : ÉCHANTILLON DE SOL NON TRAITÉ (S).....	82
FIGURE 3.12 : ANALYSE PAR EDAX DU SOL NON TRAITÉ (S).....	83
FIGURE 3.13 : ESSAI DOUBLE OEDOMÈTRE.....	85
FIGURE 3.14: BANC D'OEDOMÈTRES Á CHARGE FRANTAL.....	83
FIGURE 3.15 : CELLULE OEDOMÉTRIQUE.....	86
FIGURE 3.16 : DAME DE COMPACTAGE CONÇUE AU LABORATOIRE.....	87
FIGURE 3.17: EMBLACEMENT D'UN PAPIER FILTRE CENTRAL PROTEGÉ PAR DEUX AUTRES.....	88
FIGURE 3.18 : ESSAI DE SUCCION AU PAPIER FILTRE WHATMAN 42.....	91
FIGURE 3.19 : COURBES D'ETALONNAGE DE SUCCION-TENEUR EN EAU PAR LE MOUILLAGE DU PAPIER FILTRE (FREDLUND, D.G ET XING, A. (1994).....	91
FIGURE 3.20 : MOULE ET DAME DE COMPACTAGE DE L'ESSAI PROCTOR NORMAL.....	92
FIGURE 3.21 : APPAREILLAGE MEB/EDAX UTILISÉ.....	93

### CHAPITRE 4

#### ÉTUDE DE L'EFFET DU TRAITEMENT SUR LE POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DES SOLS

FIGURE 4.1: ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DU SABLE.....	97
FIGURE 4.2 : ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DU KAOLIN.....	97
FIGURE 4.3 : ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DU SOL NON TRAITÉ(S).....	98
FIGURE 4.4: COURBE PROCTOR NORMAL DU SOL (S).....	99
FIGURE 4.5 : LIMITE DE LIQUIDITÉ DU SOL (S).....	100
FIGURE 4.6 EFFET DES AJOUTS SUR LIMITE DE LIQUIDITÉ DU SOL (S):.....	103
FIGURE 4.7 EFFET DES AJOUTS SUR L'INDICE DE PLASTICITÉ DU SOL (S) :.....	103

FIGURE 4.8 : EFFET DU TAUX DU LAITIER GRANULÉ SUR LE COMPACTAGE DU SOL (S).....104

FIGURE 4.9 : EFFET DU TAUX DE LA POUZZOLANE NATURELLE SUR LE COMPACTAGE  
DU SOL (S).....105

FIGURE 4.10 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ POUR LE SOL (S) ( $E_c = 20$  COUPS).....107

FIGURE 4.11 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ POUR LE SOL (S) ( $E_c = 40$  COUPS).....107

FIGURE 4.12 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ POUR LE SOL (S) ( $E_c = 60$  OUPS).....107

FIGURE 4.13 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{p \max}$  DU SOL (S).....108

FIGURE 4.14 : EFFET DE L'ÉNERGIE DE COMPACTAGE SUR LE  $C_{p \max}$  DU SOL (S)..... 109

FIGURE 4.15: COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1L}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS)..... 110

FIGURE 4.16 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1L}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS)..... 111

FIGURE 4.17 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1L}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....111

FIGURE 4.18: COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{3L}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....112

FIGURE 4.19 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{3L}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....112

FIGURE 4.20 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{3L}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....112

FIGURE 4.21 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{5L}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....113

FIGURE 4.22 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{5L}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS)..... 113

FIGURE 4.23 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{5L}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....114

FIGURE 4.24 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7L}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....114

FIGURE 4.25 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7L}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....115

FIGURE 4.26 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7L}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....115

FIGURE 4.27 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 20$  COUPS).....116

FIGURE 4.28 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 40$  COUPS).....116

FIGURE 4.29 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 60$  OUPS).....116

FIGURE 4.30 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 20$  COUPS)..... 117

FIGURE 4.31 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 40$  COUPS).....117

FIGURE 4.32 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{p \max}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 60$  COUPS).....117

FIGURE 4.33 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1P}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....118

FIGURE 4.34 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1P}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....119

FIGURE 4.35 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{1P}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....119

FIGURE 4.36 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ( $S_{3P}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....120

FIGURE 4.37 : COURBE DE COMPRESSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{3P}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....120

FIGURE 4.38 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{3P}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....120

FIGURE 4.39 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{5P}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....121

FIGURE 4.40 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{5P}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....121

FIGURE 4.41 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ( $S_{5P}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....122

FIGURE 4.42 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7P}$ ) ( $E_c = 20$  COUPS).....122

FIGURE 4.43 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7p}$ ) ( $E_c = 40$  COUPS).....123

FIGURE 4.44 : COURBE DE COMPRÉSSIBILITÉ DU SOL TRAITÉ ( $S_{7p}$ ) ( $E_c = 60$  COUPS).....123

FIGURE 4.45 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 20$  COUPS).....124

FIGURE 4.46 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 40$  COUPS).....125

FIGURE 4.47 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 60$  COUPS).....125

FIGURE 4.48 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 20$  COUPS).....126

FIGURE 4.49 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 40$  COUPS).....126

FIGURE 4.50 : EFFET DU COMPACTAGE SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS Á LA  
POUZZOLANE ( $E_c = 60$  COUPS).....126

FIGURE 4.51 : EFFET DU TAUX D’AJOUT SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS ( $E_c = 20$  COUPS).....127

FIGURE 4.52 : EFFET DU TAUX D’AJOUT SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS ( $E_c = 40$  COUPS).....128

FIGURE 4.53 : EFFET DU TAUX D’AJOUT SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS ( $E_c = 60$  COUPS).....128

**CHAPITRE 5**

**ÉTUDE DE L’EFFET DES LAITIERS SUR LA SUCCION  
ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES**

FIGURE 5.1 : VARIATION DE LA SUCCION DE SOL ( $S$ ) EN D’FONCTION DU DEGRÉ DE  
SATURATION( $S_r$ ).....133

FIGURE 5.2 : SUCCION DANS LE SOL NON TRAITÉ ( $S$ ) Á DIFFÉRENTES ( $E_c$ ) ET ( $W_0$ ).....133

FIGURE 5.3 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER SUR LA COURBE D’ÉTELONNAGE  
( $E_c = 20$  COUPS).....136

FIGURE 5.4 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER SUR LA COURBE D’ÉTELONNAGE  
( $E_c = 40$  COUPS).....136

FIGURE 5.5 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER SUR LA COURBE D’ÉTELONNAGE  
( $E_c = 60$  COUPS).....136

FIGURE 5.6 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 20$  COUPS).....137

FIGURE 5.7 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 40$  COUPS).....137

FIGURE 5.8 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE  $C_{P_{max}}$  DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 60$  COUPS).....137

FIGURE 5.9 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 20$  COUPS).....138

FIGURE 5.10 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER  
( $E_c = 40$  COUPS).....138



FIGURE 5.11 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER ( $E_c = 60$ COUPS).....	138
FIGURE 5.12 : EFFET DE LA TENEUR DU LAITIER SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 20$ COUPS)...	139
FIGURE 5.13 : EFFET DE LA TENEUR DU LAITIER SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 40$ COUPS)...	139
FIGURE 5.14 : EFFET DE LA TENEUR DU LAITIER SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 60$ COUPS)...	139
FIGURE 5.15 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE SUR LA COURBE D'ÉTELONNAGE ( $E_c = 20$ COUPS).....	141
FIGURE 5.16 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE SUR LA COURBE D'ÉTELONNAGE ( $E_c = 40$ COUPS).....	141
FIGURE 5.17 : LOCALISATION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE SUR LA COURBE D'ÉTELONNAGE ( $E_c = 60$ COUPS).....	142
FIGURE 5.18 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE $C_{p \max}$ DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 20$ COUPS).....	142
FIGURE 5.19 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE $C_{p \max}$ DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 40$ COUPS).....	142
FIGURE 5.20 : EFFET DE LA SUCCION SUR LE $C_{p \max}$ DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 60$ COUPS).....	143
FIGURE 5.21 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 20$ COUPS).....	143
FIGURE 5.22 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 40$ COUPS).....	143
FIGURE 5.23 : EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA SUCCION DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE ( $E_c = 60$ COUPS).....	144
FIGURE 5.24 : EFFET DE LA TENEUR DE LA POUZZOLANE SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 20$ COUPS).....	144
FIGURE 5.25 : EFFET DE LA TENEUR DE LA POUZZOLANE SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 40$ COUPS).....	144
FIGURE 5.26 : EFFET DE LA TENEUR DE LA POUZZOLANE SUR LA SUCCION DES SOLS ( $E_c = 60$ COUPS).....	145
FIGURE 5.27 : OBSERVATION AU MEB : a) KAOLIN, b) LAITIER GRANULÉ, c) LA POUZZOLANE NATURELLE.....	146
FIGURE 5.28 : MEB DU SOL NON TRAITÉ (S).....	147
FIGURE 5.29 : MEB/EDAX DU SOL NON TRAITÉ(S).....	147
FIGURE 5.30 : EFFET DU DEGRÉ DE COMPACTAGE ET DE LA TENEUR EN EAU SUR L'ARRANGEMENT DES PARTICULES DU SOL TRAITÉ AU LAITIER GRANULÉ....	148
FIGURE 5.31 : MEB/EDAX DU SOL TRAITÉ AU LAITIER GRANULÉ.....	148
FIGURE 5.32 : EFFET DU DEGRÉ DE COMPACTAGE ET DE LA TENEUR EN EAU SUR L'ARRANGEMENT DES PARTICULES DU SOL TRAITÉ Á LA POUZZOLANE NATURELLE.....	149
FIGURE 5.33 : MEB/EDAX DU SOL TRAITÉ Á LA POUZZOLANE NATURELLE.....	149

# **LISTE DES TABLEAUX**

## **CHAPITRE 1**

### **GÉNÉRALITES SUR LES SOLS NON SATURÉS**

TABLEAU 1.1 CLASSIFICATION DES PHYLLOSILICATES (BESSON et al., 999a).....	11
TABLEAU 1.2 CAPCITÉ D'ÉCHANGE IONIQUE DES PHYLLOSILICATES (HUBERT, 2008).....	18

## **CHAPITRE 2**

### **ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES SOLS**

#### **À EFFONDREMENT BRUSQUE**

TABLEAU 2.1 TÉCHNIQUE ET PRINCIPES DE MESURE DE SUCCION (TOWNEND et al., 2000), (TRANTINO et al., 2008), DELAGE et al., (2008) .....	47
TABLEAU 2.2 MÉTHODES BASEES SUR L'INDICE DES VIDES.....	51
TABLEAU 2.3 MÉTHODES BASEES SUR LES LIMITES DE CONSISTANCE.....	52
TABLEAU 2.4 MÉTHODES BASÉES SUR LA DENSITE ET LES LIMITES DE CONSISTANCE.....	52
TABLEAU 2.5 MÉTHODES BASÉES SUR LA TAILLE DES GRAINS .....	53
TABLEAU 2.6 MÉTHODES BASÉES SUR D'AUTRES PARAMÈTRES.....	53
TABLEAU 2.7 SEUILS DE DENSITÉ ET INDICE DE COLLAPSE DU SOL DE JOSE (ASTM, 2000).....	56
TABLEAU 2.8 IMPORTANCE DE L'AFFAISSEMENT EN FONCTION DE %C <sub>p</sub> .....	58
TABLEAU 2.9 RÉCAPITULATIF DES TECHNIQUES D'AMÉLIORATION DES SOLS .....	70
TABLEAU 2.10 MÉTHODES DE TRAITEMENT EN FONCTION DE LA NATURE DU SOL .....	70
TABLEAU 2.11 COMPARAISON DES AVANTAGES ET DES LIMITES DES TRAITEMENTS SELON ROLLIN ET ROGERS (1994).....	71

## **CHAPITRE 3**

### **MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET ESSAIS**

Tableau 3.1 ANALYSE CHIMIQUE ET MINÉRALOGIQUE DU KAOLIN.....	75
Tableau 3.2 ANALYSE GRANULOMETRIQUE ET PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DU KAOLIN .....	75
Tableau 3.3 COMPOSITION CHIMIQUE DU LAITIER GRANULÉ .....	77
Tableau 3.4 ANALYSE CHIMIQUE DE LA POUZZOLANE DE BOUHMIDI, BENI-SAF (ALGERIE).....	78
Tableau 3.5 ANALYSE MINÉRALOGIQUE DE LA POUZZOLANE NATURELLE.....	78
Tableau 3.6 CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE DEGRÉ DE PLASTICITÉ.....	80
Tableau 3.7 CLASSIFICATION DES SOLS SELON VBS (GTR 92).....	82
Tableau 3.8 APPÉLATION DE SOL NON TRAITÉ ET SOLS TRAITÉS .....	82
Tableau 3.9 DIFFÉRENTS TESTS RÉALISÉS AU LABORATOIRE.....	84
Tableau 3.10 ÉNERGIE DE COMPACTAGE APPLIQUÉE Á L'ÉCHANTILLON DE SOL.....	88

## CHAPITRE 4

### ÉTUDE DE L'EFFET DU TRAITEMENT SUR LE POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DES SOLS

Tableau 4.1 LIMITES DE CONSISTANCE DU KAOLIN.....	98
Tableau 4.2 CLASSIFICATION DU SOL (S) SELON GTR 92 .....	99
Tableau 4.3 LIMITE DE LIQUIDITÉ ( $w_l$ ) DE SOL (S) .....	99
Tableau 4.4 LIMITE DE PLASTICITÉ ( $w_p$ ) DE SOL (S) .....	99
Tableau 4.5 LIMITE DE CONSISTANCE DU SOL (S).....	100
Tableau 4.6 ACTIVITÉ DES ARGILES ET DES SOLS ARGILEUX, BARNES (1995).....	101
Tableau 4.7 CRITÈRES DE CONSISTANCE POUR UN SOL AFFAISSABLE .....	101
Tableau 4.8 CRACÉTISTIQUES GÉOTECHNIQUES DES MATÉRIAUX DE COMPOSITION ET DE SOL (S) .....	102
Tableau 4.9 VALEURS DE L'ESSAI DE CONSISTANCE DES SOLS TRAITÉS AU LAITIER .....	102
Tableau 4.10 VALEURS DE L'ESSAI DE CONSISTANCE DES SOLS TRAITÉS Á LA POUZZOLANE...	103
Tableau 4.11 PROGRAMME D'ESSAIS OEDOMETRIQUES .....	105
Tableau 4.12 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL SOUS DIFFÉRENTES CONTRAINTES VERTICALES (P).....	106
Tableau 4.13 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT MAXIMAL ( $C_{p \max}$ ) DE SOL (S) (P=400kPa).....	109
Tableau 4.14 ESSAIS OEDOMÉTRIQUES POUR ÉCHANTILLONS TRAITÉS .....	110
Tableau 4.15 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{1L}$ ).....	110
Tableau 4.16 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{3L}$ ).....	111
Tableau 4.17 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{5L}$ ).....	113
Tableau 4.18 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{7L}$ ).....	114
Tableau 4.19 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{1P}$ ).....	118
Tableau 4.20 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{3P}$ ).....	119
Tableau 4.21 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{5P}$ ).....	121
Tableau 4.22 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT ( $C_p$ ) DU SOL ( $S_{7P}$ ).....	122
Tableau 4.23 POTENTIEL D'AFFAISSEMENT MAXIMAL ( $C_{p \max}$ ) DES SOLS TRAITÉS (P=400kPa)....	124
Tableau 4.24 TAUX DE RÉDUCTION DU ( $C_{p \max}$ ) DES SOLS TRAITÉS =400kPa).....	127

## CHAPITRE 5

### ÉTUDE DE L'EFFET DES LAITIERS SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES

Tableau 5.1 ESSAIS DE SUCCION ET DE MEB RÉALISÉS SUR LES ÉCHANTILLONS DE SOLS .....	132
Tableau 5.2 SUCCION DU SOL (S) Á DIFFÉRENTES TENEURS EN EAU ( $w_0$ ) ET ÉNERGIES DE COMPACTAGES ( $E_c$ ).....	133
Tableau 5.3 VARIATION DE LA SUCCION A DIFFÉRENTES TENEURS EN EAU ET ÉNERGIES DE COMPACTAGES DANS LES SOLS TRAITÉS AU LAITIER GRANULÉ .....	134

Tableau 5.4 TAUX DE RÉDUCTION DE LA SUCCION A DIFFÉRENTES TENEURS EN EAU ET  
ÉNERGIES DE COMPACTGES DANS LE SOL TRAITÉ  $S_{7L}$ .....135

Tableau 5.5 VARIATION DE LA SUCCION A DIFFÉRENTES TENEURS EN EAU ET ÉNERGIES DE  
COMPACTAGES DANS LES SOLS TRAITÉS A LA POUZZOLANE NATURELLE.....140

Tableau 5.6 TAUX DE RÉDUCTION DE LA SUCCION A DIFFÉRENTES TENEURS EN EAU ET  
ÉNERGIES DE COMPACTGES DANS LE SOL TRAITÉ  $S_{7P}$ .....141

## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES UTILISÉS

### LISTE DES SYMBOLES UTILISÉS

Notation	Définition
Ac	Activité des sols
VBS	Masse de bleu introduit
Cp	Potentiel d'affaissement
Cu	Coefficient d'uniformité
Cc	Coefficient de courbure
Cp	Potentiel d'affaissement du sol non traité
C <sub>p max</sub>	Potentiel d'affaissement à la charge P=400kPa
Dr	Densité relative
Dx	Diamètre à travers lequel passe x% du sol
e	Indice des vides
e <sub>0</sub>	Indice des vides initial
e <sub>L</sub>	Indice des vides à la limite de liquidité
e <sub>sec</sub>	Indice des vides au début de saturation
e <sub>sat</sub>	Indice des vides à fin de saturation
Ec	Energie de compactage
Δe	Variation de l'indice des vides entre l'état sec et l'état inondé
ES <sub>v</sub>	Equivalent de sable visuel
ES <sub>v</sub>	Equivalent de sable piston
g	Accélération de la pesanteur
Gs	Densité spécifique
h	Hauteur de chute
hc	Hauteur d'ascension capillaire
hj	Hauteur de la couche j
Hr	Humidité relative
Hc	Variation de la hauteur après mouillage
H0	Hauteur initiale de l'échantillon
I <sub>a</sub>	Indice d'activité
Ic	Indice de consistance
ID	Indice de densité
Il	Indice de liquidité
I <sub>mg</sub>	Potentiel total d'affaissement
I <sub>ngi</sub>	Potentiel total d'affaissement à l'oedomètre
Ip	Indice de plasticité
Iw	Indice de maniabilité
K	Coefficient d'affaissement
KT1	Kaolin trié
KT2	Kaolin pour céramique et caoutchouc
KT3	Kaolin pour papier
Kb	Constante de Boltzmann
Mf	Masse de papier-filtre sec
Mw	Masse d'eau dans le papier filtre
m <sub>0</sub>	Masse sèche de la prise d'essai
M0	Masse du mouton
M1	Masse totale sèche
M2	Masse de pycnomètre + eau

$\eta$	Porosité initiale
$P_0$	Pression de vapeur d'eau pure libre
$P$	Pression de vapeur d'eau
$P_{cs}$	Pression totale de l'affaissement du sol à sa teneur en eau naturelle.
$P_{cn}$	Pression totale de l'affaissement lorsque le sol est saturé.
%PF	Pourcentage des fines
$r$	Rayon du tube capillaire
$R$	Constante des gaz parfait
$s$	Succion dans le sol
$S$	Sol non traité
$S_{1L}$	Sol traité par 1% de laitier
$S_{3L}$	Sol traité par 3% de laitier
$S_{5L}$	Sol traité par 5% de laitier
$S_{7L}$	Sol traité par 7% de laitier
$S_{1P}$	Sol traité par 1% de pouzzolane
$S_{3P}$	Sol traité par 3% de pouzzolane
$S_{5P}$	Sol traité par 5% de pouzzolane
$S_{7P}$	Sol traité par 7% de pouzzolane
$S_r$	Degré de saturation
$T$	Température absolue
$T_c$	Masse du récipient froid
$T_h$	Masse du récipient chaud
$U_a$	Pression relative du gaz (air)
$U_{ads}$	Pression d'adsorption
$U_c$	Pression capillaire
$U_w$	Pression relative du liquide (eau)
$V$	Volume de la bague de l'oedomètre
$V_{se}$	Vitesse ultrasonique
$VBS$	Valeur du bleu de sol
$V_s$	Volume des grains solides
$w$	Teneur en eau naturelle
$w_f$	Teneur en eau initial
$w_0$	Teneur en eau du papier filtre
$w_{opt}$	Optimum de Proctor
$w_{sat}$	Teneur en eau à l'état de saturation
$w_L$	Limite de liquidité
$w_P$	Limite de plasticité
$P$	Charge verticale appliquée en kPa
$\sigma_v$	Contrainte verticale
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\gamma_{dLW}$	Poids volumique sec à la limite de liquidité
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_s$	Poids volumique des grains solides
$\psi_t$	Succion totale
$\psi_m$	Succion matricielle

**LISTE DES ABRÉVIATIONS**

<b>Notatin</b>	<b>Définition</b>
ASTM C	Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates, American Society for Testing and Materials
ASTM D	Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper
MB (ABNT)	Associação. Brasileira de. Normas Técnicas.
CTC	Control Technique des Constructions
LNHC	Laboratoire National de l'Habitat et la Construction
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
CRAPC	Centre de Recherche Scientifique et Technologique en Analyse Physico-Chimique
EDAX	Energie Dispersive Associe aux Rayons X
MEB	Microscopie Electronique à Balayage
GTR	Guide des Terrassements Routiers

# ***INTRODUCTION GÉNÉRALE***



## **INTRUDUCTION GÉNÉRALE**

La mécanique des sols et des roches s'est généralement intéressée dans le passé à l'étude des matériaux totalement saturés en eau ou parfaitement secs. Or, en génie civil, en ingénierie de l'environnement où en ingénierie des réservoirs, on rencontre fréquemment des problèmes qui impliquent des sols ou des roches sous saturation partielle.

La pesanteur, loi physique sur l'attraction des corps, est le moteur des affaissements des sols, dès qu'il y a des vides sous la surface. On distingue deux catégories de vides, les vides diffus où la porosité naturelle des terrains est occupée par des fluides et des vides francs qui sont les galeries et les cavernes naturelles ou artificielles.

Au début, la mécanique des sols s'est limitée principalement à l'étude des sols saturés en raison de difficultés dans la mesure de la pression interstitielle  $u_w$  de l'eau liquide et dans l'interprétation des résultats expérimentaux, de plus la majorité des travaux ont été menés dans des pays tempérés.

Vu les désordres remarquables sur les ouvrages, les tassements différentiels des constructions civiles, industrielles et routières, des glissements de talus, digues ou barrages en terre, des éboulements de parois de galeries souterraines ou encore les tassements des remblais, ont poussé les géotechniciens ces derniers temps et plus précisément au milieu des années 1980 de donner plus d'importance aux sols non saturés. Cependant de nombreux phénomènes complexes qui affectent le comportement des sols ou des causes purement mécaniques qui produisent un état d'instabilité inhabituel du sol. Ce groupe de sol est connu génériquement comme "sols structurellement métastables".

La présence d'argile avec un pourcentage significatif de fines dans un sol favorise les phénomènes de *retrait-gonflement* sous l'effet des variations de l'humidité et peut engendrer l'*affaissement* du sol en surface lorsqu'ils sont meubles (Arab, 2008), (Abbèche et al., 2005), (Lade et Yamamuro, 1997), si le sol (sable, limon, vase et argile) est saturé et a une formation géologique peu compacte avec une granulométrie faible il perd une partie ou la totalité de sa portance permettant ainsi le tassement des objets lourds (gros machines, constructions...) situés en surface. Ces "mouvements de terrain" que se soit lents ou rapides, minimes ou gigantesques, paisibles ou violentes ont des conséquences sur notre environnement, nous-mêmes et nos biens.

L'affaissement des sols touche les zones arides et semi arides, notamment les pays de l'hémisphère nord situé entre les 30° et 55° parallèles ainsi que ceux d'Amérique du sud

(Abelev, 1988). Le sud-est Algérien n'est pas épargné de ce phénomène, car l'affaissement de sol provoque le cisaillement des pipes line qui assurent le transport des hydrocarbures vers le nord ce qui porte préjudice au coût de réalisation pendant les travaux et de leur entretien lorsqu'ils sont opérationnels.

Les sols affaissables, sont des sols non saturés, largement répandus dans le monde, caractérisés par des structures lâches ou peu denses formées souvent de grains allant du limon au sable fin (Abbèche, 2005 ; Delage, 2000 ; Houston et al, 1994). L'affaissement peut se produire aussi bien dans le cas d'un sol naturel (dépôts éoliens, dépôts alluvionnaires ou sols résiduels), que d'un sol compacté (remblais artificiels). Construire sur des sols considérés comme inconstructibles est un challenge qu'il faut relever en raison des risques qu'ils peuvent présenter ces sols après l'humidification induite par l'activité humaine (irrigations excessives, fuites de conduites d'eau, etc.), ou naturelle avec ou sans chargement. Cela incite les géotechniciens à chercher une solution pour ce genre de sols après la connaissance de leurs comportements. Des nouvelles et diverses techniques de traitement ont été établies pour améliorer leurs caractéristiques mécaniques, en agissant sur sa propre structure soit de provoquer son effondrement avant d'y construire, soit en y incorporant des inclusions. La profondeur de sol effondrable et le type de fondation désignent la nature de traitement à appliquer (Ayadat, Dahili, Maiz H. A, 1998).

Le traitement à la chaux des sols est une pratique très ancienne, comme en témoignent les bétons de terre traditionnels (argile + sable + chaux) et la Grande Muraille de Chine dont le matériau de nombreuses sections est un mélange compacté d'argile et de chaux. Le traitement des sols avec un liant est la technique qui consiste à incorporer, au sein du sol, cet élément (liant) d'apport avec éventuellement de l'eau et de les mélanger jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène pour lui conférer des propriétés nouvelles. Il s'agit d'un traitement qui utilise les affinités chimiques du sol et du liant (doc technique sep 2004). La stabilisation des sols affaissables a été étudiée par un grand nombre de chercheurs (abbèche et al, 2010 ; Ayadat et Gherabli, 1995 ; Karol, 2003). Dans les sols non saturés, le traitement consiste à réduire le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ).

Notre travail a pour but de proposer un traitement pour ce type de sol afin de les rendre constructibles tout en diminuant son potentiel d'affaissement à un niveau acceptable, en utilisant deux produits, le premier est un déchet industriel (*laitier granulé* des hauts fourneaux), pour protéger l'environnement et préserver la nature, le deuxième est la *pouzzolane naturelle* qui est un produit disponible et non coûteux. La localisation de ces sols dans les régions connues par leur potentiel d'eau souterraines, favorise leur affaissement et par conséquent la ruine des ouvrages.

**La problématique**, de cette thèse consiste à caractériser les sols affaissables, de comprendre les mécanismes de leurs formations et d'étudier l'effet des laitiers sur taux de son potentiel d'affaissement ( $C_p$ ). **L'objectif** principal de cette recherche expérimentale est d'envisager la possibilité de réduire le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol témoin (S), à différentes teneurs en eau, énergies de compactage et différents taux de laitiers, à un niveau acceptable. Tout en déterminant la relation entre le potentiel d'affaissement-succion du sol (S) avant et après traitement et l'effet des laitiers sur la microstructure des sols.

Le manuscrit comportant une partie théorique sur les sols affaissables et une autre expérimentale concernant leur traitement par les (laitiers), est organisé en cinq (05) chapitres.

**Le chapitre 1**, s'intéresse à la famille des argiles, leur comportement rhéologique qui est gouverné par les interactions intergranulaires (entre les feuillettes argileux). La notion des sols non saturés, leur interaction chimique avec un milieu aqueux, ainsi qu'une analyse microstructurale pour observer l'arrangement des particules causant l'affaissement lors de l'hydratation. **Le chapitre 2**, c'est une synthèse bibliographique concernant l'évolution des recherches sur les sols affaissables, leurs formations, leurs caractérisations, les mécanismes d'affaissement et les différentes méthodes de prédiction. Enfin du chapitre une chronologie sur les différents types et techniques de stabilisation des sols affaissables. **Le chapitre 3**, commence par la présentation des matériaux utilisés dans la composition du sol témoin (S) (kaolin et sable des dunes), les ajouts utilisés dans le traitement (laitier granulé et la pouzzolane naturelle) ainsi que les différents essais de caractérisations géotechniques. Puis les essais principaux à savoir l'essai oedométrique, l'essai de succion par papier filtre Whatman 42 et les tests d'analyse microstructurale, sur le sol avant et après traitement. **Le chapitre 4**, englobe et analyse les résultats des essais préliminaires et l'essai du double oedomètre, pour le sol non traité (S) et les échantillons de sols traités aux laitiers, compacté, humidifié à différentes énergies et teneurs en eau respectivement. Pour évaluer l'effet, de compactage, de la teneur en eau et le taux traitement sur le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) de sol avant et après traitement. **Le chapitre 5**, regroupe les résultats issus de la mesure de succion par papier-filtre Whatman 42 et l'analyse au microscope électronique à balayage (MEB/EDAX) des échantillons de sols cités auparavant, afin de trouver une corrélation entre les deux essais et de discuter l'effet d'ajouts sur le taux et l'amplitude de potentiel d'affaissement ( $C_p$ ).

Enfin comme toute recherche expérimentale, cette thèse nous permet de faire le point sur les résultats obtenus et de tirer les conclusions nécessaires sur la stabilisation de sol témoin (S) par les laitiers, et d'envisager quelques perspectives pour la valorisation de notre travail.

*Chapitre 1*

***GÉNÉRALITÉS SUR LES  
SOLS NON SATURÉS***

## Chapitre 1

# GÉNÉRALITÉS SUR LES SOLS NON SATURÉS

## 1.1 Introduction

La majorité des travaux de la mécanique des sols ont été consacré principalement aux sols saturés, car ces travaux ont été réalisés dans les pays où la variation entre les précipitations et l'évaporation est faible. Cependant dans les pays secs ou désertique où l'évaporation est plus importante qu'une infiltration due à de faibles précipitations, créant un déséquilibre dans la teneur en eau à la surface des massifs de sols et le comportement de non saturation de sol se fait ressentir. Suivant la nature du sol, cet état peut entraîner des désordres tels que le gonflement des argiles très plastique ou l'effondrement des limons (Delage, 1987). L'étude des sols non saturés devient préoccupante tenant compte de leur comportement qui pose un problème aux ouvrages en terre (barrages en remblais, digues, stabilités des talus, ...etc.).

Les sols naturels non saturés sont pourtant très fréquents dans les régions arides ou semi-arides (Dudley, 1970). Ces sols sont macroporeux, métastables, à structure ouverte lâche, se trouvant sous forme de dépôts (alluviaux, colluviaux, éoliens et les loëss).

La présence des particules fines et leur aptitude à l'eau sont l'origine des risques dans ces sols (affaissement, gonflement, liquéfaction,..). Ce chapitre présente la composition des différentes familles d'argile et leur effet sur les sols non saturés.

## 1.2 Les Minéraux Argileux

Le mot argile désigne deux notions dans le vocabulaire géologique : une particule dont les dimensions sont inférieures à  $4\mu\text{m}$ , quels que soit sa nature minéralogique et un minéral. Ces minéraux se trouvent dans les roches sédimentaires, ils sont généralement issus de l'altération d'autres silicates.

### 1.2.1 Structure des minéraux argileux

Les minéraux argileux appartiennent à la famille des silicates, plus précisément les phyllosilicates (du grec « phullon », feuille et du latin « silis », silex) (Meunier, 2002), ou "silicates en feuillets". Leur structure est caractérisée par un empilement des feuillets identiques (espèces simples) ou différents (espèces interstratifiées) de couches octaédriques et tétraédriques (Meunier, 2002). Ces deux couches bidimensionnelles constituées de polyèdres élémentaires comportent des oxygènes ( $\text{O}^{2-}$ ) ou des hydroxyles ( $\text{OH}^-$ ) à leur sommet ou un

assemblage régulier d'oxygène et d'hydroxyles et divers cations en leur centre (Caillère et al, 1982) (figure 1.1). L'espace interfoliaire renferme les différents cations ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ).

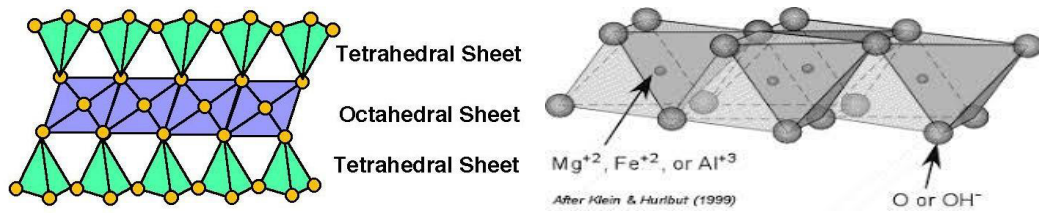


Figure 1.1: Polyèdre de phyllosilicates

- Selon l'agencement des couches on peut distinguer trois principaux types de minéraux :
- type 1:1 ou T-O (1 couche octaédrique +1 couche tétraédrique) (figure 1.2a).
  - type 2:1 ou T-O-T (1 couche octaédrique +2 couches tétraédriques) suivant le remplissage ou non de l'espace interfoliaire (figure 1.2b).
  - type 2:1:1 ou T-O-T-o est similaire au type précédent mais l'espace interfoliaire est occupé par une couche d'octaèdres (figure 1.2c).

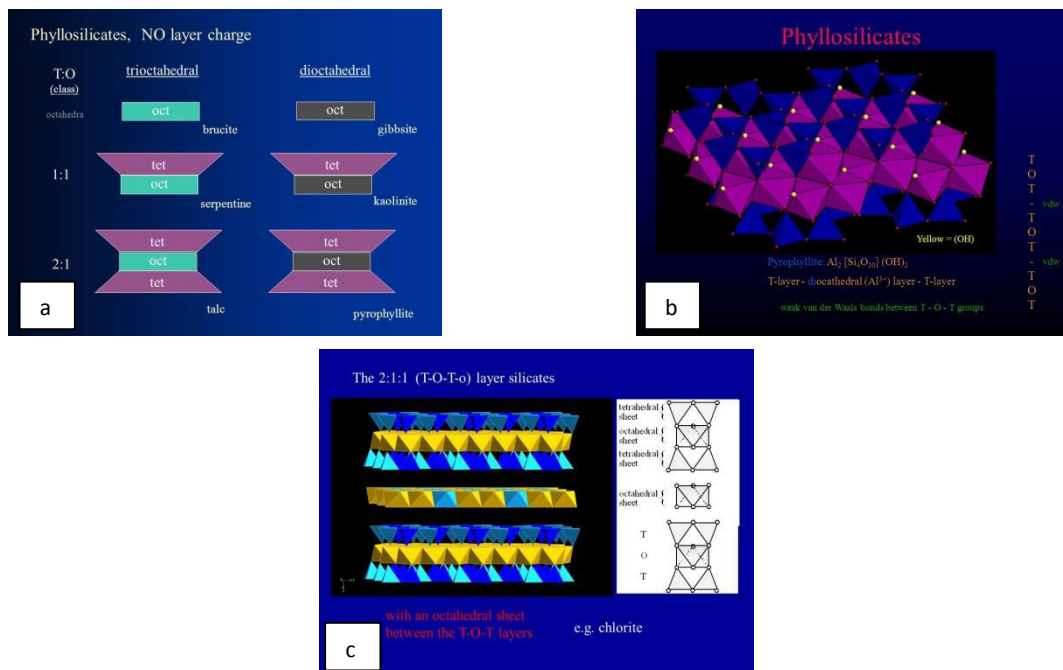


Figure 1.2 Principaux types de minéraux de phyllosilicates

**a/ Couche tétraédrique**

La couche tétraédrique des phyllosilicates est constituée de tétraèdres comportant quatre atomes d'oxygène à leurs sommets (trois planaires et un apical) et un cation central  $\text{Si}^{4+}$  ( $\text{SiO}_4$ )<sup>4-</sup>. Les tétraèdres sont liés entre eux par les trois sommets et le quatrième reste libre (oxygène apical). Les oxygènes de base forment un réseau de deux dimensions présentant une symétrie hexagonale et des cavités hexagonales (figure 3.1).

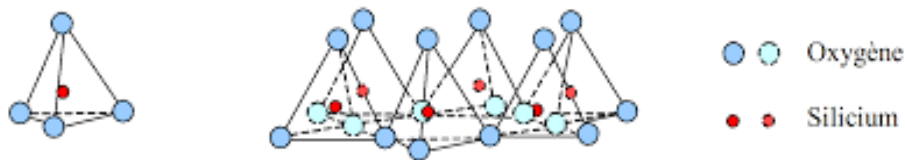


Figure 1.3 : Couche tétraédrique

### b/ Couche octaédrique

La couche octaédrique est formée par des octaèdres jointifs dont les sommets sont soit des oxygènes soit des hydroxyles. Ces anions sont liés à un cation central trivalent ( $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ) ou bivalent ( $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ) en coordinance 6 (figure 1.4). Les octaèdres sont liés entre eux par les deux sommets. Selon le remplissage cationique des cavités, on peut distinguer deux groupes parmi les familles argileuses :

- Les minéraux dioctaédriques lorsque deux cavités (2/3) sur trois sont remplies par des cations trivalents ( $\text{Al}^{3+}$ ). Les dimensions d'une couche dioctaédrique alumineuse sont :  $a = 1,50 \text{ nm}$ ,  $b = 0,864 \text{ nm}$  et d'épaisseur  $c = 0,274 \text{ nm}$  (figure 1.5a).

- Les minéraux trioctaédriques si les trois cavités (3/3) sont remplis par des cations divalents ( $\text{Mg}^{2+}$ ). Les dimensions d'une couche trioctaédrique magnésienne sont :  $a = 1,411 \text{ nm}$ ,  $b = 0,943 \text{ nm}$  et  $c = 0,245 \text{ nm}$  (figure 1.5b).

La mesure de la dimension  $b$  est réalisée sur des diffractogrammes de poudres désorientées ( $d_{060}$ ) ; elle permet de différencier les phyllosilicates di ou trioctaédriques.

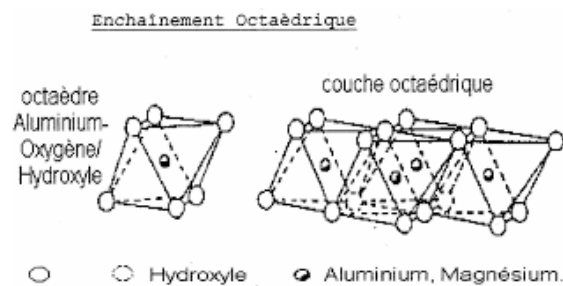


Figure 1.4 : Couche octaédrique (Holtz et Covacs, 1996).

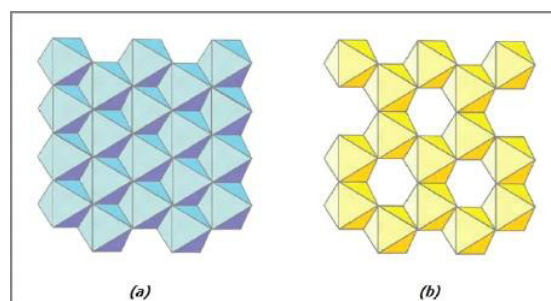


Figure 1.5 : Remplissage cationique des cavités :  
a) Couche dioctaédrique, b) Couche trioctaédrique

### c/Liaison entre les couches tétraédriques et octaédriques

Les feuillets résultant de la liaison entre couches octaédrique et tétraédrique sont obtenus par le partage des oxygènes apicaux des tétraèdres qui remplacent les hydroxyles formant les sommets des octaèdres (figure 1.6). Cette liaison induit des déformations pour les deux couches car leurs dimensions ne sont pas identiques. Les jonctions entre anions et cations sont partiellement ioniques (transfert d'un électron de l'un à l'autre) et partiellement covalentes (partage d'un électron par mise en commun des orbitales extérieures). Ce sont donc des liaisons très stables (Caillère et al, 1982).

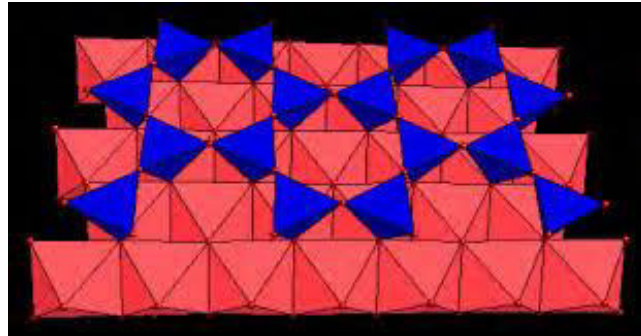


Figure 1.6 : Mode de liaison entre la couche tétraédrique et octaédrique

Charge électrique	Ions	Couches élémentaires	Feuillet
6 -	12 -	Couche hexagonale d'oxygène	} <i>Tétraédrique</i>
	16 +		
	10 -	Couche compacte d'oxygène et hydroxyles	
6 +	4 O <sup>2-</sup>	Couche compacte d'hydroxyles	} <i>Octaédrique</i>
	4 Si <sup>4+</sup>		
	6 -	6 OH <sup>-</sup>	

Figure 1.7: Charge électrique des couches élémentaires des minéraux argileux.

### 1.2.2 Minéraux interstratifiés

L'interstratification, c'est la superposition de feuillets de deux minéraux différents (un feuillet d'illite et un feuillet de smectite). Parmi les interstratifiés les plus fréquents, smectite-illite (figure 1.8), entre argiles TOT, entre argiles TOT o et TO (smectite -kaolinite). Cette superposition de feuillets de différentes natures de motifs peut avoir une distribution parfaitement régulière ou une distribution totalement aléatoire. Les minéraux argileux interstratifiés reconnus dans les sols sont composés de l'empilement d'au moins deux types de feuillets 1:1/2:1 ; 2:1/2:1 ; 2:1/2:1:1. Les récents développements des logiciels de modélisation des diffractogrammes de rayons X ont révélé que les interstratifiés à trois composants (2:1/2:1/2:1:1) (Drits et al., 1997, 2004),( Lanson et al., 2009).



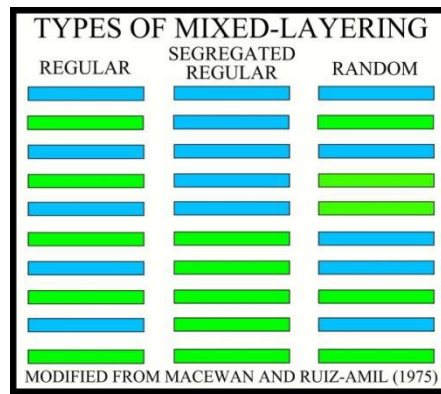
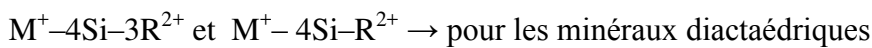


Figure 1.8 : Différentes possibilités d’interstratification au sein des phyllosilicates

### 1.2.3 Classification des phyllosilicates

La classification des phyllosilicates (tableau 1.1) se fait selon deux critères essentiels: le type de feuillet constituant le cristal, et l’occupation cationique du feuillet octaédrique (di-octaédrique ou trioctaédrique). Le groupe des phyllosilicates 2:1 se subdivise selon la valeur de la charge interfoliaire (charge permanente) issue des diverses substitutions cationiques au sein des feuillets. Meunier et Velde (1989), ont proposé la construction de diagrammes ternaires pour lesquelles les principaux phyllosilicates sont projetés  $M^+-4Si-R^{2+}$  et  $M^+-4Si-3R^{2+}$  (figure 1.9). Ce type de diagramme permet de représenter à la fois les phyllosilicates dioctaédriques et trioctaédriques (Bouchet et al. 2000).

Avec :



$M^+ = K^+ + Na^+ + 2Ca^{2+} \rightarrow$  la somme des charges électriques des cations alcalins et alcalino-terreux.



Pour les minéraux trioctaédriques cette somme est divisée par 3 pour calculer le taux de remplissage des sites octaédriques.  $3R^{2+} = (Fe^{2+} + Mg^{2+} + M_n^{2+})/3$ .

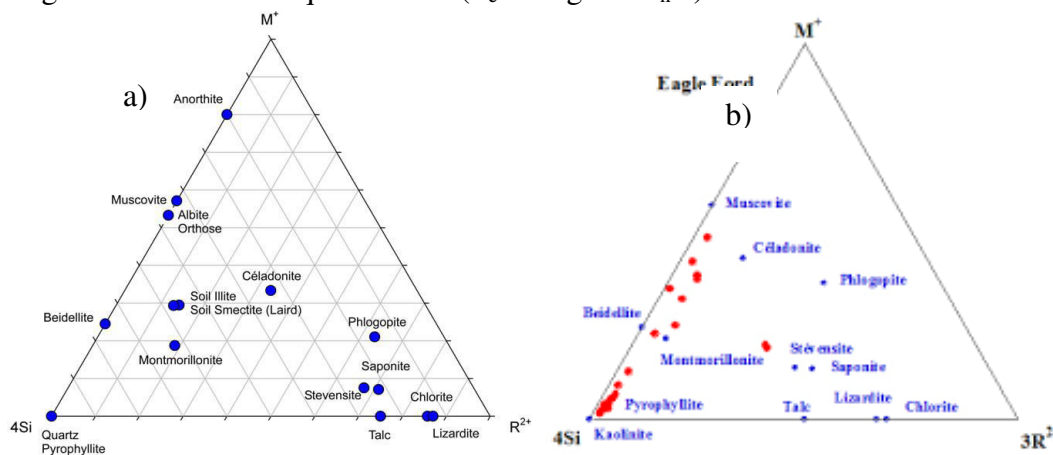


Figure 1.9 : Projection de la composition chimique des principaux phyllosilicates dans les diagrammes ternaires :a)  $M^+-4Si-R^{2+}$  ; b)  $M^+-4Si-3R^{2+}$  (d’après Meunier et Velde, 1989)

Tableau 1.1 Classification des phyllosilicates (Besson et al.,1990a)

Groupe	Feuillet	Nature de la couche octaédrique	CHF (charge du feuillet)	Exemples
Kaolin	1 :1	Dioctaédrique	≈ 0	Kaolinite, dickite, nacrite
Serpentin	1 :1	Trioctaédrique		Chrysotile, antigorite, lizardite
Pyrophyllite	2 :1	Dioctaédrique	≈ 0	Pyrophyllite
Talc	2 :1	Trioctaédrique		Talc, willemseite
Mica	2 :1	Dioctaédrique Trioctaédrique	≈ 1	Muscovite, paragonite, céladonite Phlogopite, biobite, lépidotite
Mica dur	2 :1	Dioctaédrique Trioctaédrique	≈ 2	Margarite Clintonite, anandite,
Chlorite	2 :1 :1 TOT o	Dioctaédrique Di-trioctaédrique Trioctaédrique	Variable	Donbassite Cookeite, sudoite Clinochlore, chamosite, nimite
Smectite	2:1	Dioctaédrique Trioctaédrique	≈0.2 à 0.6	Montmorillonite, beidellite Saponite, hectorite
Vermiculite	2:1	Dioctaédrique Trioctaédrique	≈0.65 à 0.8	Vermiculite dioctaédrique Vermiculite trioctaédrique
Palygorskite	2:1	-	variable	Palygorskite
Sepiolite	2:1	-	variable	Sepiolite

### 1.3 Différentes Familles de Minéraux Argileux les plus Fréquents

#### 1.3.1 Kaolinite ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}$ ) $\text{Al}_4$ $(\text{OH})_8$

La kaolinite est une minérale composée de silicate d'aluminium hydraté, du groupe des silicates, sous-groupe des phyllosilicates 1 :1, caractérisée par une structure alternée de feuillets en tétraèdre (silicium) et feuillets en octaèdre (aluminium) (figure 1.10). La liaison entre deux feuillets successifs est assurée par l'oxygène ( $\text{O}^{2-}$ ), ces liaisons se forment entre les hydroxyles de la couche octaédrique et les oxygènes de la couche tétraédrique, induisant un arrangement serré entre les feuillets, éliminant toute pénétration (eau, molécules organiques ou ions minéraux). Dans ce cas les liaisons interfoliaires sont la conséquence de l'effet composé de liaison d'hydrogène et les forces de Van Der Waals.

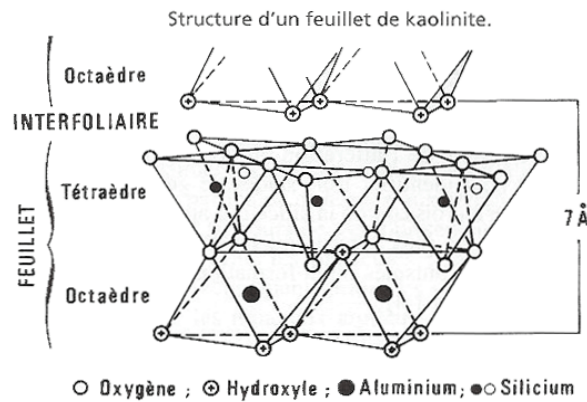


Figure 1.10: Schéma de la particule de kaolinite (liaison entre feuillets)

### 1.3.2 Smectites $(OH)_4 Si_8 (Al_{10/3}, Mg_{2/3}) O_{20}, nH_2O$

Dont la montmorillonite et la bentonite appartiennent à la famille des phyllosilicates 2:1 gonflant (figure 1.11), le feuillet élémentaire est composé d'une couche octaédrique compressée entre deux couches tétraédriques. Les feuillets chargés négativement sont équilibrés par des cations interfoliaires de nature variable (Besson et al., 1990a), c'est la capacité d'échange cationique (CEC). Ces cations ( $Ca^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Na^+$  et  $K^+$ ) de liaison interfoliaire sont peu liés à la structure et peuvent être échangés par d'autres cations, cet état permet la pénétration des molécules telles que l'eau, ce qui induit un gonflement de la structure.

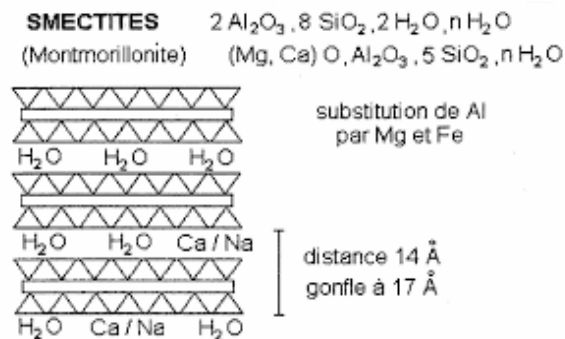


Figure 1.11: Schéma de la particule de smectite (liaison entre feuillets)

### 1.3.3 Vermiculites $(Mg,Ca)_{0,7}(Mg,Fe,Al)_6(Al,Si)_8O_{22}(OH)_4.8H_2O$

Les vermiculites sont des micas noirs, possédant une structure argileuse monoclinique très voisine des smectites (type 2 :1), Elles sont en général trioctaédriques, caractérisées par un déficit de charge plus important dû à un remplacement ( $Si \rightarrow Al$ ) dans les sites tétraédriques, compensée par un remplissage dans l'espace interfoliaire par des cations ( $Mg^{2+}$ ) et des couches d'eau.

### 1.3.4 L'illite $(K, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4.6} O_{20} (OH)_4$

L'illite est un minéral argileux (de type 2:1). Composée de trois couches, une octaédrique d'aluminium entourée par deux couches tétraédriques de silicate. Dans les couches de silice un ion  $Si^{4+}$  sur quatre est remplacé par un ion  $Al^{3+}$ . Le déficit de charge qui en résulte est compensé dans l'espace interfoliaire par des ions potassium  $K^+$  peu hydratés, responsables du collapse des feuillets argileux, de l'absence de gonflement de l'illite et qui assurent des liaisons fortes entre les feuillets (figure 1.12).

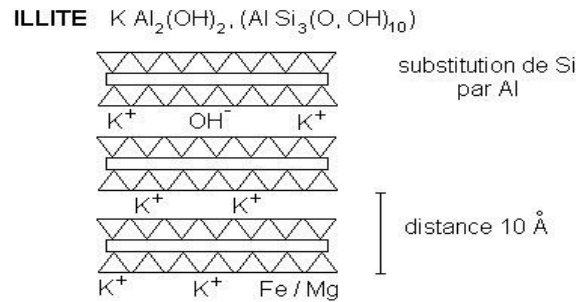


Figure 1.12: Schéma de la particule d'illite

### 1.3.5 Chlorites $(OH)_4 (Si Al)_8(Mg, Fe)_6O_{20}$

Les chlorites appartiennent à la famille des phyllosilicates 2:1:1. Un chlorite est un minéral alumino-silicaté de fer ou de magnésium de feuillets de type mica (2:1), de charge négative due aux substitutions tétraédriques  $Al^{3+}$  par  $Si^{4+}$ . Le déficit de charge est compensé par l'insertion d'une couche octaédrique chargée positivement dite "brucite" (figure 1.13).

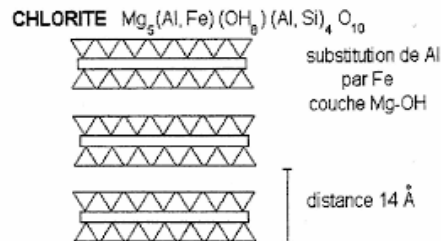


Figure 1.13: Schéma de la particule de chlorite

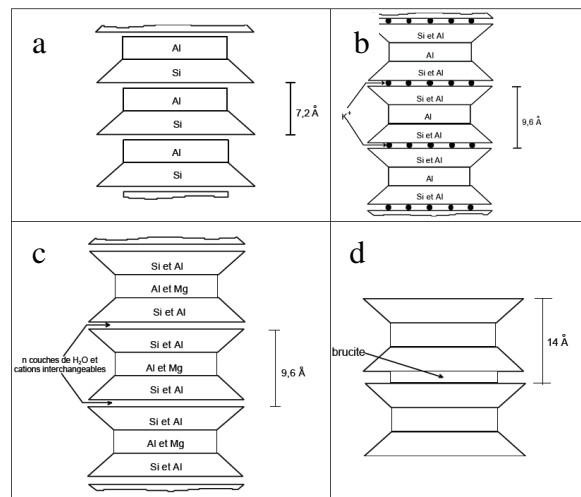


Figure 1.14 : Schéma récapitulatif, a) kaolinite, b) illite, c) smectite et d) chlorite

## 1.4 Propriétés Colloïdes des Argiles

Les minéraux argileux sont caractérisés par leur petite taille, la structure en feuillets et la charge négative des particules. Elles forment avec l'eau des particules en suspension dont la taille est comprise entre 20 nm et 200 nm (les colloïdes), qui flocculent une fois les charges des particules sont neutralisées par des ions. La stabilité colloïdale des particules argileuses concerne la distribution des charges électriques à leur surface hydratée d'une part et la détermination des critères de stabilité entre les forces qui y agissent de l'autre part.

### 1.4.1 Gonflement cristallin

À l'état sec, la cohésion des empilements de feuillets résulte d'un équilibre entre forces d'attraction de Van der Waals et forces électrostatiques entre les feuillets chargés et les cations. Le gonflement cristallin (figure 1.15) est le résultat de l'interaction entre les cations interfoliaires et les feuillets permettant la pénétration de molécules d'eau dans cet espace, provoquant la formation d'états hydratés. Cette situation ne se manifeste pas dans les minéraux 1 :1 et certains minéraux 2 :1, car l'interaction cation-feuillet est tellement forte que les cations sont fixes (inchangables) et les surfaces sont réduites. Cependant dans le cas des feuillets 2 :1 (smectites, vermiculites), l'attraction est moins importante d'où l'apparition des espaces interfoliaires permet l'échange entre la solution du milieu et les cations, ce qui entraîne la variation dans le volume du feuillet par augmentation de sa distance basale ( $2.5 \text{ \AA}$  ( $10^{-10} \text{ m}$ )), pour permettre à la molécule d'eau d'entrée (Bouchet et al., 2000) et induit un gonflement cristallin (intercristallin). Dans les smectites, la distance basale d'un feuillet peut augmenter de plus de 70%.

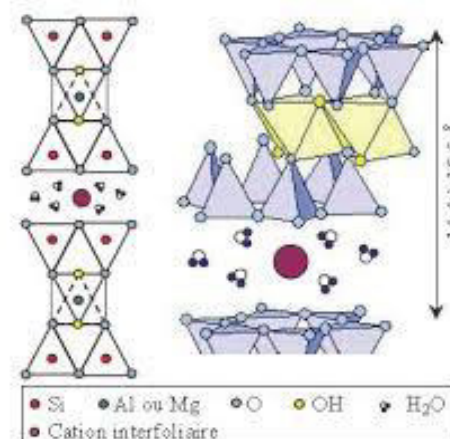


Figure 1.15 : Schéma représentatif du gonflement cristallin

### 1.4.2 Gonflement osmotique

Le gonflement osmotique se manifeste lorsqu'il ya des différences de concentrations ionique entre les bords des phyllosilicates et la solution porale (Madsen et Müller-Vonmoos, 1989). Dans ce cas la surface argileuse chargée négativement se rassemble à une membrane

argileuse semi-perméable, séparant les deux solutions et empêche la traversée des cations (Van Damme, 2002). Cette différence des pressions osmotiques entre les deux particules et la solution à l'équilibre est appelée "pression de répulsion interparticulaire".

Ce phénomène d'origine microscopique se répète plusieurs fois et à grande échelle peut répercuter par l'apparition d'un gonflement observable, donc c'est un phénomène qui provoque un gonflement à longue portée. Il est nécessaire de noter que le gonflement d'un sol argileux dépend non seulement de la minéralogie des argiles mais aussi de la texture (Bauer-Plaindoux et al., 1998).

## 1.5 Comportement des Argiles en Solution Aqueuse

### 1.5.1 Théorie de la double couche

Les minéraux argileux sont chargés négativement, donc ont un déficit en cations dû aux substitutions isomorphiques. L'ensemble des cations sont attirés par la surface des particules pour établir l'équilibre (l'électroneutralité), ce nuage d'électron s'entoure en double couche, une couche où les cations sont fixes à la surface (la couche de Stern), la deuxième couche, couche diffuse ou couche de Gouy-Chapman dont les cations sont mobiles à proximité de la surface du particule (figure 1.16), et dépend fortement de la force ionique de la solution (Pallier, 2008). Le modèle de Stern-Gouy-Chapman à montrer l'arrangement ionique en double couche et l'évolution du potentiel électrique de la surface de la particule vers la solution (Dihang, 2007) (figure 1.17).

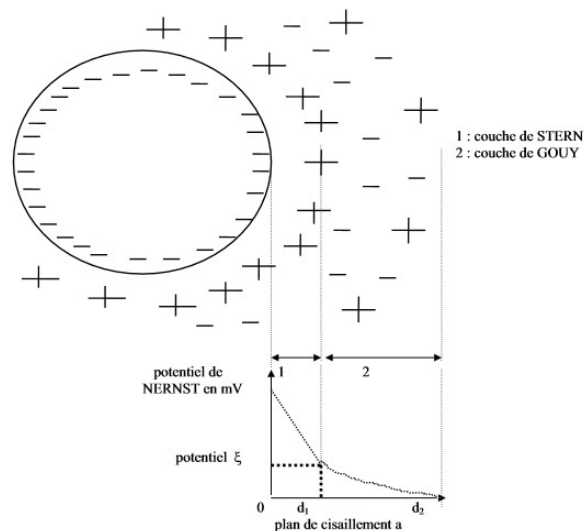


Figure 1.16 : Théorie de la double couche diffuse du système eau-argile

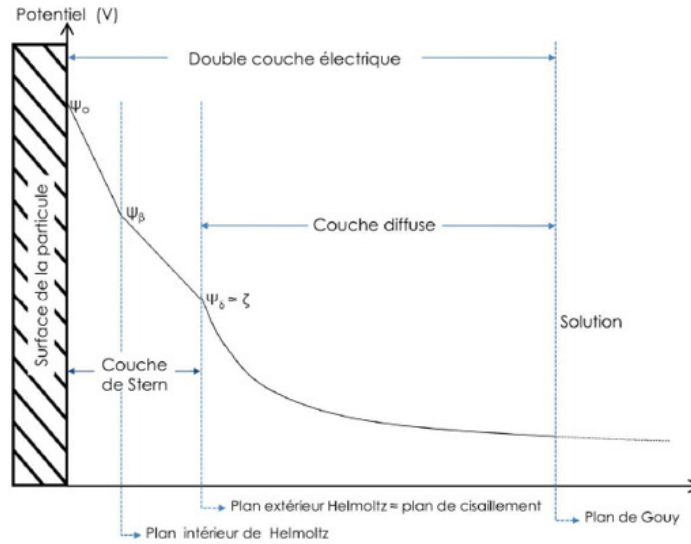


Figure 1.17 : Modèle de Stern-Gouy-Chapman. (Dihang, 2007)

L'équation de Poisson-Boltzman permet d'établir une relation entre la distribution spatiale du potentiel électrique et la concentration ionique :

$$\nabla^2 \psi = -\frac{1}{\epsilon_0 \epsilon_r} \sum n_i^0 z_i e^{-\frac{z_i e \psi}{k_B T}} \quad (1.1)$$

$\nabla^2$ : le Laplacien

$\epsilon_r$ : est la permittivité relative du milieu (appelée aussi constante diélectrique),

$e$ : la charge élémentaire,

$n_i^0$ : le nombre d'ions  $i$  par unité de volume loin de la surface chargée

$z_i$ : la valence associé à l'ion  $i$ .

$\psi$ : le potentiel électrique (V),

$k_B$  : la constante de Boltzmann ( $13.8 \cdot 10^{-24}$  J/K),

$T$  : la température absolue (K).

L'équation différentielle (1.1) est non linéaire, n'admet pas de solution explicite, mais peut être simplifiée par des approximations. N'est pas applicable pour de fortes concentrations d'ions (potentiel électrique  $\psi > 50$ mV).

Des approximations faites par Debye-Hückel pour linéariser l'équation (1.1), on considère que le potentiel électrostatique est faible dans la double couche. L'équation simplifiée est :

$$\psi_x = \xi e^{-kx} \quad (1.2)$$

$$k^{-1} = \left( \frac{\epsilon_0 \epsilon_r k_B T}{2 e^2 N_A I} \right)^{1/2}$$

$\psi_x$  : potentiel électrique (de surface) distant de  $x$  au plan d'Helmutz

$\xi$  : potentiel zéta, valeur du potentiel au plan d'Helmutz

$k^{-1}$  : longueur de Debye

I : force ionique

$$I = \frac{1}{2} \sum_i c_i z_i^2 \quad (1.3)$$

$c_i$  : concentration d'ions de type i (mol/L(M)).

Cette solution nous indique que le potentiel électrostatique décroît de façon plus rapide, ont éloignant de la surface du feuillet (l'épaisseur de la double couche  $k^{-1}$  diminue) (figure 1.18).

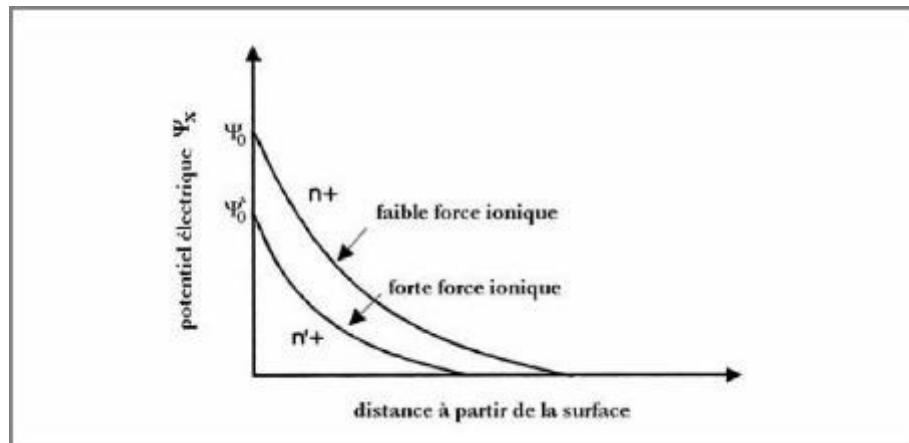


Figure 1.18 : La chute du potentiel électrique  $\psi_0$ , due à une augmentation de la force ionique (Lukham et al., 1999)

### 1.5.2 Mode d'échange et d'attraction des cations

La mise en contact entre la particule argileuse et la molécule d'eau, provoque un déséquilibre osmotique et chimique du fait de la non-superposition parfaite des centres de gravité des cations et des anions, dus à la dissymétrie de la molécule d'eau.

Ces dernières sont captées par l'adsorption à la surface des feuillets, modifient ainsi l'état du matériau en provoquant son gonflement. Les cations sont adsorbés par 3 manières :

- les substitutions isomorphiques créent des cavités à la surface d'atomes superficiels qui favorisent l'attraction des cations à proximité de la surface.
- Même les cations assez loin de la surface peuvent être captés par ces sites surfaciques et coller par les liaisons d'hydrogènes électrostatiques.
- la diminution rapide des forces d'attraction avec la distance, l'assemblage est d'autant plus stable que la distance entre cation et anion est faible. Si les dimensions des cations et des cavités sont identiques, l'excès d'anion induit sa déshydratation.

Les modes d'attractions sont fonction de l'intensité de la charge et de son emplacement dans l'espace interfoliaire. Dans les phyllosilicates de mêmes charges, les cations suivent la loi de l'énergie croissante de leur hydratation (Hubert, 2008) :



- Césium ( $\text{Cs}^+$ ) > Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) > Potassium ( $\text{K}^+$ ) > Sodium ( $\text{Na}^+$ ) > Lithium ( $\text{Li}^+$ ) > Baryum ( $\text{Ba}^{2+}$ ) > Strontium ( $\text{Sr}^{2+}$ ) > Calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) > Magnesium ( $\text{Mg}^{2+}$ ).

Tableau 1.2 Capacités d'échanges ioniques des phyllosilicates (Hubert, 2008)

Nom	Type	Surface spécifique ( $\text{m}^2/\text{g}$ )			CEC en meq/100g
		Interne	Externe	Totale	
Kaolinite	1 : 1	0	10-30	10-30	5-15
Illite	2 : 1	20-55	80-120	100-175	25-45
Smectite (montmorillonite)	2 : 1	600-700	80	700-800	80-150
Vermiculite	2 : 1	700	40-70	740-700	100-150
Chlorite	2 : 1 : 1	-	100-175	100-175	5-15

### 1.5.3 Théorie DLVO

C'est la théorie la plus ancienne et la plus utilisée, développée par : Derjaguin, Landau, (1941) et Verwey, Overbeek (1948), qui repose sur les interactions entre les particules colloïdes. Elle suppose que le potentiel d'interaction totale interparticulaire ( $V_t$ ) soit la somme du potentiel répulsif développé par la contraction des doubles couches électriques diffuses de deux particules s'approchant l'une de l'autre ( $V_r$ ), et le potentiel attractif dispersif constant dû aux forces de Van der Waals ( $V_a$ ).

$$V_t = V_r + V_a$$

La somme de ces potentiels attractifs et répulsifs peut avoir différents profils en fonction de la concentration en électrolyte et de la température de la suspension. Ces deux paramètres vont conditionner la stabilité de la suspension et sa mode de floculation ou de coagulation. Sur la figure (1.19), on observe trois cas remarquables de stabilité :

La courbe -A, pour de faibles forces ioniques, le potentiel de répulsion électrostatique est nettement élevé par rapport au potentiel attractif de Van der Waals. Les particules se repoussent et la dispersion est dans un état stable. Plus la barrière de potentiel (energy barrier) maximum primaire  $\psi_{\max}$  est grand, plus la suspension est stable. La courbe -B, pour des forces ioniques modérées, la courbe présente un maximum primaire  $\psi_{\max}$  et un minimum secondaire (secondary minimum). Les particules sont placées dans ce  $\psi_{\text{sec}}$ , elles sont en équilibre et floculées. Le phénomène de floculation est réversible, lorsque  $\psi_{\text{sec}}$  n'est pas profond ( $\psi_{\text{sec}}/K_B T \approx 1$ ). La courbe -C, pour des forces ioniques élevées, la courbe n'a aucun maximum, dans ce cas la floculation est très rapide et irréversible. La distance entre les particules correspond au minimum primaire  $\psi_{\min}$ . Les particules sont dans un état de coagulation.

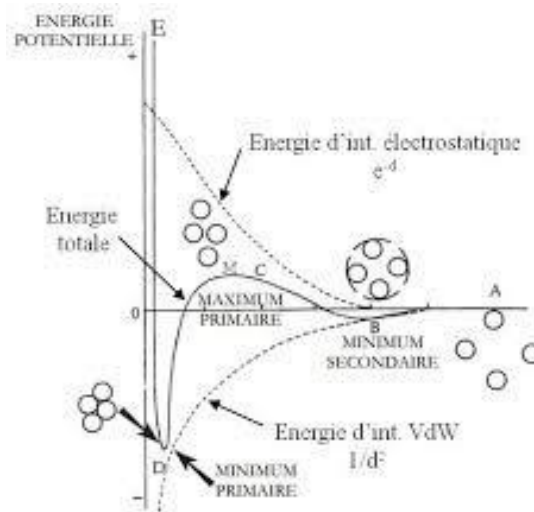


Figure 1.19 : Représentation typique de l'énergie potentielle totale d'interaction en fonction du distance entre particules (Luckham et Rossi, 1999)

## 1.6 Types d'Associations des Particules en Milieu Aqueux

Généralement une charge en suspension se trouve sous deux aspects, soit agglomérée, soit en dispersion stable. Cependant les particules de bentonite ont un comportement complexe (Le pluart, 2002). Le mode de jonction des particules pour former un gel tridimensionnel est souvent fonction de deux paramètres, la concentration en particules argileuses et le taux de sel dans le milieu aqueux (Luckham et Rossi, 1999). Dans le cas de montmorillonite, il faut avoir une concentration de particules de plus de 3% pour concrétiser la formation du gel tridimensionnel. La dispersion stable des montmorillonites sous forme de feuillets séparés ou de particules fines, s'explique par l'absence d'interaction entre les particules dues à la répulsion des feuillets des doubles couches (Callaghan et Ottewill, 1974). Pour des concentrations diluées Van olphen (1977), a proposé un modèle pour les suspensions colloïdales qui repose sur trois modes d'association de particules lors de la floculation: ces arrangements sont : face/face, bord/face et bord/bord, (figure 1.20).

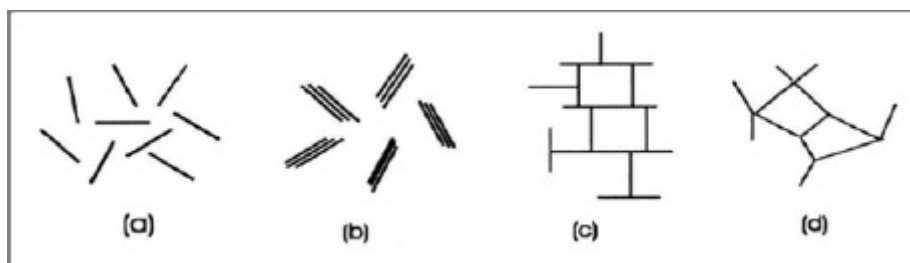


Figure 1.20 : Arrangement des particules d'argiles en suspension (Van Olphen, 1977, modifié par Bultel, 2001) : (a) dispersion ; (b) agrégation face-face ; (c) association bord-face ; (d) association bord-bord

### 1.6.1 Agrégation face-face

Résultat de l'interaction des doubles couches électriques de deux feuillets. Elle peut entraîner l'agrégation des feuillets lorsque les deux doubles couches sont réunies parfaitement et que les feuillets ne sont plus éloignés que par une couche médiane de cations positifs. Ce type d'association peut conduire à l'obtention d'agrégats de feuillets parallèles distants de moins de 20 Å. Dans ce cas, les assemblages structuraux des particules pouvant se regrouper pour former un gel sont moins nombreux du fait que la surface d'interaction entre l'argile et la solution diminue (Luckham et Rossi, 1999).

### 1.6.2 Organisations bord-face et bord-bord

Les bords des feuillets sont des liaisons rompues de silice et d'alumine. Ils peuvent agir à la fois comme un acide et comme une base, selon le pH de la solution et chargés positivement ou négativement. Sous certaines conditions de pH, les bords des feuillets et les faces présentent des polarités opposées et développent des forces électrostatiques attractives. Cette organisation favorise l'établissement d'organisations de forme "château de cartes" qui est responsable d'un piégeage important d'eau et conduit à une structure continue en trois dimensions similaires à un gel.

Autres modèles de texture pour les sols argileux sont proposés dans la littérature. L'organisation en "château de cartes", ne fait pas l'unanimité (Luckham et Rossi, 1999). Car celle-ci présente deux principales limites, la première limite est la faible probabilité de la prédominance d'une interaction bord/face sur la répulsion face/face, du fait de la faible surface des bords par rapport aux faces (montmorillonite). L'autre limite de cette théorie est liée au fait qu'elle décrive le gel à des valeurs élevées de pH, valeurs pour lesquelles les charges portées par les bords et les faces des feuillets sont négatives. Cependant Vali et Bachmann (1988) défendent le modèle de "bande". Pour eux, les agrégats seraient composés de feuillets agglomérés par des interactions face-face, mais avec un recouvrement partiel de leurs surfaces respectives. De Krestsner et al. (1998), concluent que la floculation conduit à une association bord/bord de feuillets, alors que l'agrégation est due à une association face/face de feuillets. L'utilisation du MEB, avait démenti la théorie de château de cartes de Van Olphen. (Pons et al., 1981) et (Tessier, 1984). Ils suggèrent que la formation du gel est le résultat d'un réseau alvéolaire des pores lenticulaires formé par la flexibilité des feuillets. Van Damme et al. (1987), ont proposé un modèle très similaire constitué d'un réseau lenticulaire approché et formé par agrégation aléatoire de feuillets. Gens et Alonso (1992), on se référant aux travaux munis par Collins et Mc Grown (1974), dressent un autre schéma pour les sols gonflants, ont supposé que les particules élémentaires sont le résultat de la superposition de feuillets sous forme de plaquettes et leur assemblage donne des agrégats. Pignon *et al.* (1998)

ont combiné différentes techniques d'analyse pour caractériser la structure de gel de kaolinite à l'échelle microscopique et macroscopique (figure 1.21). Ils ont montré l'existence de zones organisées de quelques dizaines de nanomètres pour former des agrégats denses de tailles microniques. À plus grande échelle, ces agrégats microniques forment une structure tridimensionnelle continue, qui donne à ces gels leur structure.

Enfin les modes d'associations de feuillets et des particules déterminant la structure des suspensions restent un domaine de désaccord entre les chercheurs ce qui explique les multitudes suppositions qui aboutissent à des différents résultats.

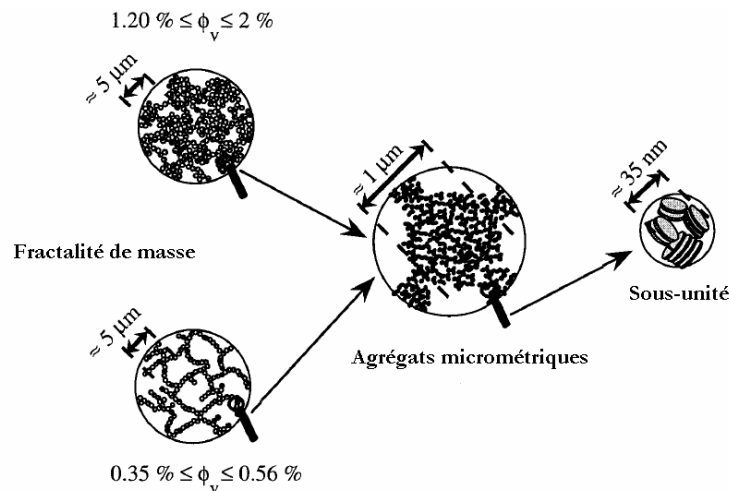


Figure 1.21 : Représentation de la structure fractale des gels de kaolinite (Pignon et al., 1998)

## 1.7 Sol non Saturé

Les sols non saturés sont des sols triphasiques (solide, eau et gaz (air)), c'est-à-dire des sols dont les pores sont remplis au minimum de deux fluides qui sont l'air et l'eau. Se manifestent dans les pays à climat sec ou désertique. Dans ces zones, les variations importantes entre les phénomènes d'évaporations et de précipitations font varier les profils de la teneur en eau de la surface des massifs de sols. Cette influence se caractérise par des déformations (désordres) qui dépendent de la nature de sol (gonflement ou affaissement). Dans les pays à climat tempéré le phénomène de non saturation des sols apparaisse dans les assiettes des projets sujets des remblais compactés où le problème d'infiltration et remonté capillaire se traduit par des gonflements ou des effondrements.

Les sols non saturés sont formés de particules de sable, de limon, d'argile, d'oxydes colloïdaux et, si le sol se situe à une profondeur faible, de matière organique (Pedro, 1976). L'interface eau-air forme un ménisque qui engendre un état de pression négative de l'eau (suction) dans le sol. La suction sera détaillée dans les chapitres suivants.

### 1.7.1 Microstructure des sols non saturés

La technique du microscope électronique à balayage (MEB) et la porosimétrie au mercure sont utilisés pour analyser l'arrangement des particules, des agrégats et la distribution des rayons de pores, c'est-à-dire l'interaction entre les particules d'un sol non saturés (Delage et Lefebvre 1984, Cuisinier et Masrouri 2005 ; Nowamooz et Masrouri 2010). Ces études de microstructures du sol peuvent expliquer leur comportement observable (macroscopique) et leurs propriétés physiques (romero et simms, 2008). Plusieurs paramètres peuvent intervenir en même temps dans la microstructure et la macrostructure (Van olphen, 1977 ; Rosenqvist, 1984) :

- la nature du sol ;
- la taille des particules argileuses
- l'histoire du chargement ;
- l'état hydrique et la minéralogie

L'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique dans un sol non saturé peut être plus importante que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. La présence de la succion dans un sol non saturé, ajoute une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), ce qui laisse à dire que, le sol non saturé résiste mieux au cisaillement qu'au sol saturé. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée.

### 1.7.2 Relation microstructure-propriétés géotechniques des sols non saturés

Dans les sols non saturés l'analyse microstructural, portée plus d'attention aux sols compactés (Ahmed et al. 1974 ; Tessier et al. 1992 ; Delage et al. 1996 ; Cui et al. 2002), qu'aux sols intacts ou remaniés (Sides et Barden 1971 ; Pusch et Schomburg 1999 ; Djéran-Maigre et al. 1998). Il y a eu des tentatives pour relier la microstructure des sols compactés à leurs propriétés géotechniques, pour expliquer les changements volumiques résultant de la compression oedométrique ou des compactages dynamiques (Ahmed et al. 1974). Cependant Tessier et al. (1992) et Delage et al. (1996), ont consacré leurs travaux aux relations entre la microstructure et les propriétés principales d'un sol compacté comme la résistance, la compressibilité et la perméabilité. Cependant la bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant les différents chemins de sollicitations reste la seule alternative pour expliquer le comportement gonflable ou affaissable d'un sol non saturés.

### 1.7.3 Porosimétrie au mercure

La porosimétrie au mercure est une méthode basée sur l'inclusion du mercure qui est un liquide non mouillant dans le matériau (Diamond, 1970 ; Pllerin, 1979). L'essai consiste à faire pénétrer le mercure dans le milieu poreux toute en appliquant une contrainte P

importante au fur et à mesure que les pores sont faibles, qui sont assimilés à un tube capillaire de rayon  $r$ . Le rayon d'accès aux pores est déterminé par la formule de Washburn :

$$r = \frac{2 \gamma \cos \theta}{p} \quad (1.4)$$

$r$  : le rayon d'accès des pores

$\gamma$  : la tension interfaciale de mercure ( $484 \times 10^{-3} \text{ N/m}^2$ )

$\theta$  : l'angle de contact mercure-solide ( $130^\circ$ - $147^\circ$ )

$p$  : la contrainte (pression) de mercure

Avant de commencer l'essai, l'échantillon doit être séché pour être mis sous vide. Le mode opératoire de cette technique se résume à :

- congeler les échantillons à très basses températures avec de l'azote liquide, pour éviter la formation de cristaux de gel qui induisent la variation de volume.

- évaporer directement la glace ainsi obtenue par sublimation.

L'essai de porosimétrie est réalisé en quatre étapes citées ci-dessous (figure 1.22).

- Étape 1: mettre l'échantillon sous vide (1 Pa), afin que l'ensemble du volume poreux soit disponible pour l'injection.

- Étape 2: Phase de " basse pression" : le mercure est injecté par paliers jusqu'à la pression atmosphérique. Cette phase permet de décrire les plus gros pores ( $\varnothing < 10 \mu\text{m}$ ), ce qui correspond à l'espace interagrégat.

- Étape 3: Phase de "haute pression" : l'installation de l'échantillon sur l'appareil où va s'effectuer l'injection entre la pression atmosphérique et la pression maximale qui détermine la taille minimale des pores analysés, ce qui correspond à l'espace intra-agrégat.

- Étape 4: Phase "d'extrusion", retirer le mercure en diminuant la pression par paliers jusqu'à retourner à la pression atmosphérique, pour quantifier le volume des vides dont le rayon réel est supérieur au rayon d'entrée. Car cette différence est l'origine du piégeage du mercure lors de l'enlèvement de mercure.

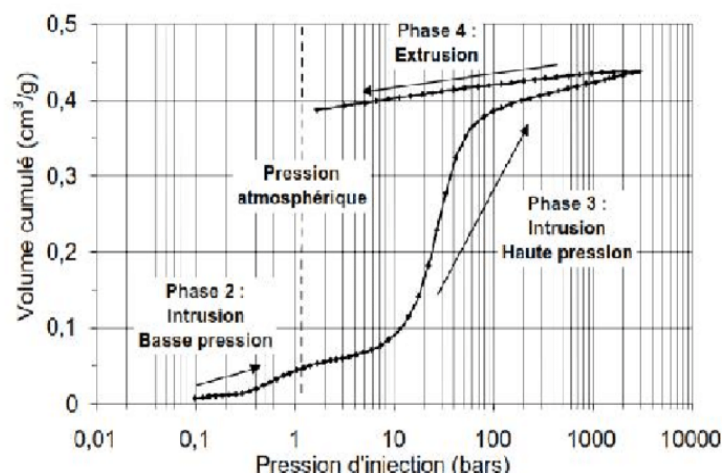


Figure 1.22: Représentation des phases d'exécution de l'essai porosimétrique (Ferber, 2005).

La représentation des résultats bruts consiste à reporter les volumes cumulés, rapportés à la masse sèche de l'échantillon, en fonction du diamètre des pores, calculés selon la loi (1.3)

Pour mieux visualiser la répartition des volumes par taille de pores, on représente le rapport variation de volume - variation du logarithme du volume injecté  $[dV/d(\lg D)]$  en fonction du diamètre des pores (figure 1.22). C'est la "distribution des tailles de pores" (PSD : Pore Size Distribution) et (Pore Size density Curves).

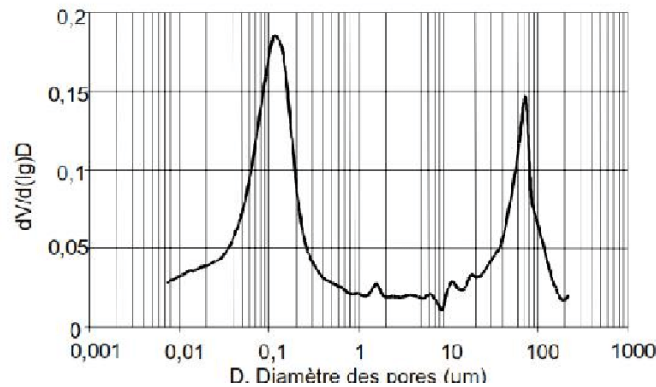


Figure 1.23: Exemple de distribution de tailles de pores (Ferber, 2005).

Les conclusions déduites de l'essai porosimétrique de plusieurs sols :

- une distribution bimodale de pores, dû à la présence de grands et petits pores (Rahardjo et al., 2004 ; Zhang et Chen, 2005) cités par Satyanaga en 2013 (figure 1.24).
- une distribution unimodale due à l'uniformité ou presque des pores.

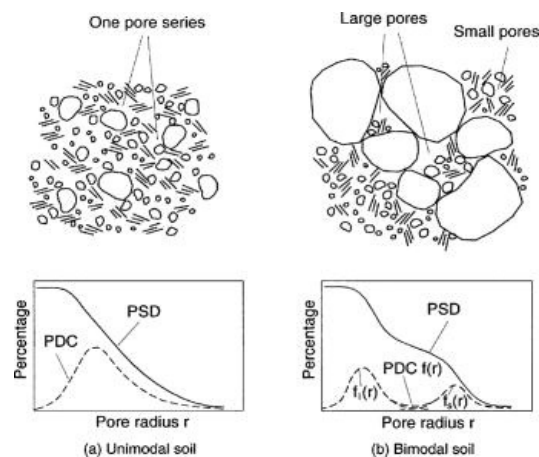


Figure 1.24: Structure et distribution des pores selon types de sols

Dans la microstructure des sols on utilise les techniques de porosimétrie au mercure, le microscope électronique à balayage (MEB), microscope optique, diffraction des rayons X.

## 1.8 Microstructure des Sols Fins

Les sols fins sont des matériaux dont les particules argileuses occupent une place prédominante. Un sol est dit fin si lors de l'analyse granulométrique les particules argileuses

(< 2 $\mu$ m) sont supérieures à 3%, et les particules grossières (> 2mm) inférieures à 10% (Collins et McGown, 1974). Les sols fins désignent en général les argiles, les silts et les limons. Ces sols sont caractérisés par des forces de surface très importantes, dont les forces d'attraction et de répulsion ont un rôle déterminant dans la mise en place des particules élémentaires (plaquettes). Les espaces vides dans les sols fins sont de 3 types :

-les pores inter élémentaire ; -les pores inter agrégats ; -les pores intra-agrégats.

La figure 1.25 montre les types les plus fréquents de microstructures de sols fins, sur la classification de base de (Alonso et al, 1990). (a) se manifeste généralement dans les sols gonflants, alors que (b et c) sont des caractéristiques des sols à comportement affaissable lors d'humidification sous certaines charges.

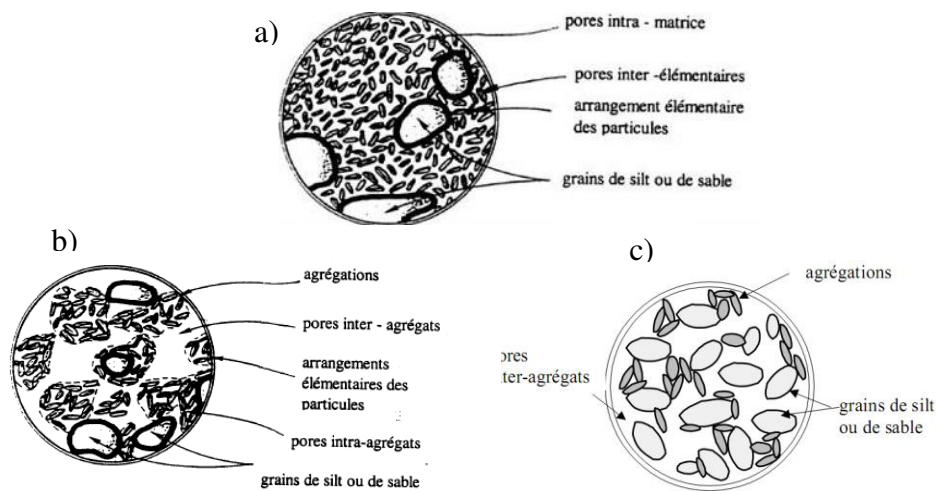


Figure 1.25 : Composition microstructurale de sols fins (Alonso et al., 1990)

Le comportement affaissable se présente souvent dans les sols fins où les particules de silt ou de sable composent la majeure partie. Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent sous l'un des trois forment : en agrégations, comme des connecteurs et parfois comme de "couverture" de particules granulaires. Dans ces sols, la partie dominante du volume des pores est de type inter-agrégats, ils occupent assez de place par rapport aux pores intra-agrégats. Cependant des chercheurs ont expliqué le caractère affaissable des sols, par l'arrangement des particules en nid d'abeilles et l'importance des liaisons (orientation des plaquettes). Montanez (2002) a montré le caractère affaissable d'un échantillon de sol avant et après humidification et conclu que le nombre élevé de pores caractérise l'aspect métastable de la structure, par conséquent l'humidification provoque un réarrangement intergranulaire conduisant la densification (figure 1.26). Alors que d'autres ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules à base de microscope électronique à balayage (MEB). Collins (1984) propose trois (3) types d'unités de base :



- l'arrangement des particules élémentaires,
- l'assemblage des particules (agrégats),
- les pores.

L'arrangement des particules dépend des interactions entre les particules élémentaires individuelles. Par exemple, dans l'argile limoneuse (silteuse), il a remarqué que les particules de silt ou de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile ou d'autres matières. De nombreuses plaquettes se rassemblent et forment de grandes particules (agrégats), dont leur forme dépend principalement de la concentration en électrolyte. Cependant les assemblages sont sous forme des ponts (des chaînes) qui assurent la liaison entre les grains de silt et de sable (figure 1.27).

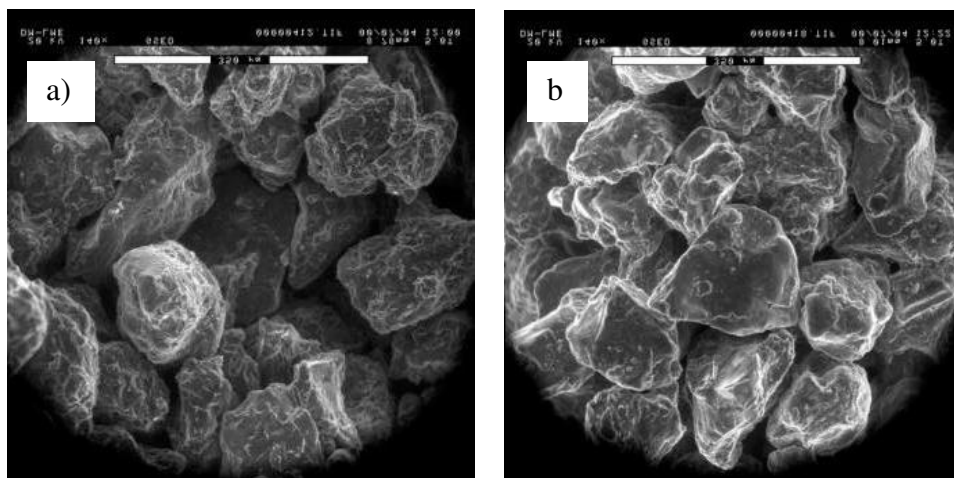


Figure 1.26: Microstructure d'un sol affaissable (Montanez, 2002) :  
a) structure à l'état sec; b) structure après humidification (affaissement)

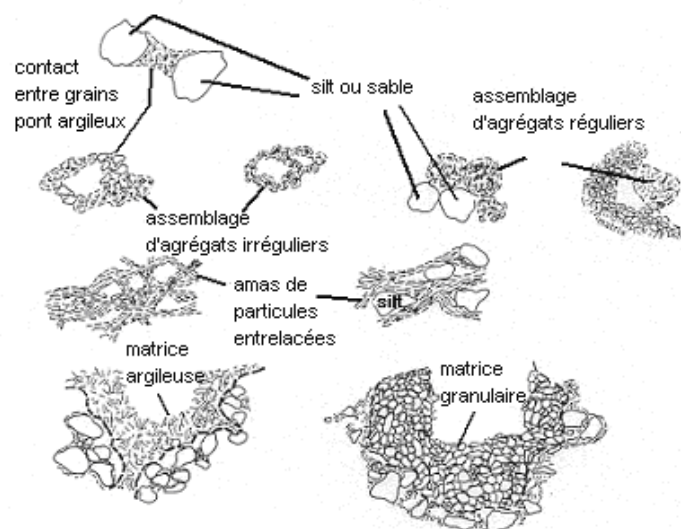


Figure 1.27 : Assemblages des particules argileuses (Collins, 1974).

L'analyse au microscope électronique à balayage (MEB) des loëss de la France (Nord de la France) (figure 1.28), ont montré que le matériau comporte de grosses agrégations de grains de limon liés par des agrégations argileuses et la présence des zones composées par des grains propres de limon avec quelques liaisons argileuses, dont leur distribution est aléatoire. Le loess étudié présente de gros pores entre les agrégations ayant un diamètre supérieur à 100  $\mu\text{m}$ . Ce type de structure de sol peut être qualifié d'affaissable (Muñoz-Castelblanco, 2011)

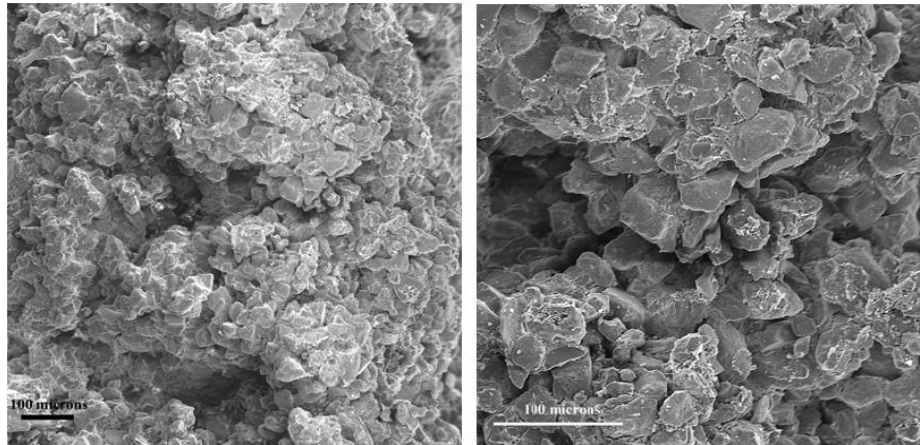


Figure 1.28 Observation de loess au microscope électronique à balayage

(Cui et Marcial, 2003)

## 1.9 Microstructure des Sols Granulaires

Les sols granulaires sont des milieux formés de grains solides sans liaison effective les uns avec les autres. Le comportement rhéologique d'un tel milieu résulte essentiellement des propriétés des grains élémentaires. La forme des particules et leur position relative peuvent créer une sorte de "cohésion apparente" au sein du milieu granulaire, sans qu'il y ait pour autant attraction physique ou chimique entre les particules (Mitchell, 1993). Ce type de cohésion provoque une résistance au déplacement relatif des grains. La géométrie des surfaces en contact peut créer des blocages à cause de reliefs macroscopiques et donc une résistance au déplacement dans une direction.

L'absence d'eau dans les sols granulaires engendre un réarrangement des grains plutôt tridimensionnels avec de faibles liaisons où seules les forces de frottement prédominent. Dans le cas d'un sol non saturé, la succion peut apporter une certaine cohésion ce qui augmente de plus les liaisons entre les grains. Les interactions entre les grains sont essentiellement dues aux forces de contact et conduisent à divers arrangements (Davallo, 1991).

Davallo (1991), a expliqué l'absence de la cohésion dans les sols granulaires par :

- compressibilité et réarrangement des grains ;
- glissement et rotation des grains ;
- rupture et écrasement des grains.

## 1.10 Microstructure des Sols Compactés

Depuis les travaux de Proctor datés de 1933, les chercheurs consacrent une grande partie de leurs travaux au compactage et le rôle de l'eau (Hogentofier, 1936, cité dans Cui, 1993), et la théorie de la double couche électrique (Lambe, 1958), qui confirme l'accentuation des déformations de la structure argileuse, compacté à une teneur en eau plus élevée. Côté sec de l'optimum de Proctor, les particules argileuses présentent une structure floclée caractérisé par une dispersion bord-bord ou face-bord. Côté humide, développement d'un système de particules parallèles, davantage orientées ou dispersées, caractérisé par une perméabilité faible (figure 1.29).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau faible donne des agrégats durs et peu déformables, de densité sèche faible et structure ouverte (micropores), de comportement isotrope. Le déplacement vers le côté humide (avant le pic), par augmentation de la teneur en eau fait perdre peu à peu aux particules leur dureté, la structure a un comportement ouvert et moitié orienté. Au-delà du pic, l'augmentation de la teneur en eau induit une diminution de la densité sèche, l'eau ne remplace plus l'air piégé dans les pores, les particules de plus et génère un comportement anisotrope.

L'étude de l'influence de la structure (floclée ou dispersée) sur le comportement mécanique était en général faite sur des échantillons compactés et préalablement saturés. Plusieurs auteurs ont étudié la microstructure des sols compactés en utilisant les techniques citées (la porosimétrie au mercure et la microscopie électronique à balayage (MEB)). La préparation des échantillons pour ces essais est caractérisée par l'étuvage de l'échantillon à l'utilisation de la lyophilisation, et par le développement de méthodes d'imposition de succion a permis d'avoir une idée plus précise sur l'influence de différents paramètres, intrinsèques (composition minéralogique), ou d'état (teneur en eau, densité sèche, succion..), sur la microstructure des sols compactés. Les courbes obtenues par Ahmed et al, (1974) (cités par Delage et Cui, 2000) sur des échantillons compactés du côté sec et humide (figure 1.30) de l'optimum, permettent des observations qui ont été confirmées par microscopie électronique à balayage pour le limon de Jossigny.

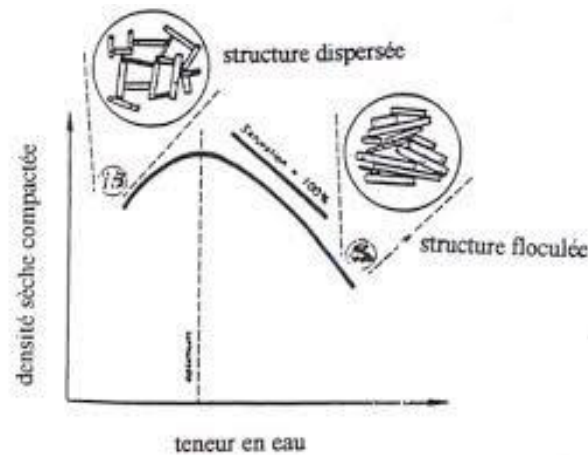


Figure 1.29 : Effet de compactage sur la structure du sol

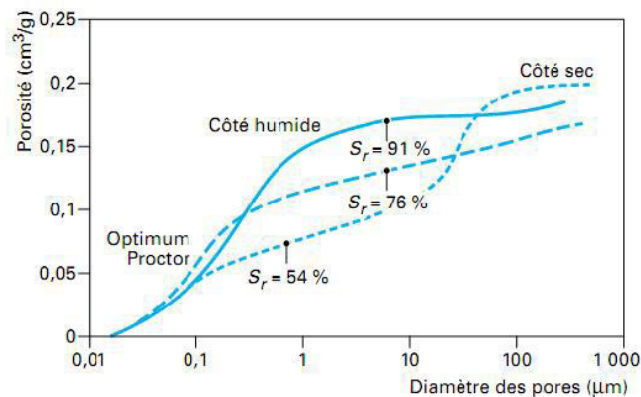


Figure 1.30: Courbes porosimétriques d'échantillons de grundite compactés du côté sec et humide de l'optimum Proctor (Delage et Cui, 2000)

Les observations issues des figures 1.30 et 1.31 émanant des auteurs suscités se résument comme suit :

- côté sec de l'optimum : une double porosité est observée, correspondante à une structure en agrégats; la famille de pores de petit diamètres ( $0,04 \mu\text{m}$ ) correspond aux pores internes aux agrégats, alors que les pores de diamètre d'accès moyen de  $30 \mu\text{m}$  sont situés entre les agrégats. Sur la photographie correspondante (figure 1.31a), un agrégat de  $70 \mu\text{m}$  environ de diamètre, constitué de grains de limon de diamètre voisin de  $20 \mu\text{m}$ , est clairement apparents. La phase argileuse ( $34 \% < 2 \mu\text{m}$ ) est peu apparente, les plaquettes étant collées sur les grains de limon. Dans les sols plus argileux, les agrégats sont constitués de l'agglomération de minéraux argileux.

- la courbe porosimétrique de l'échantillon humide est unimodale, avec un point d'inflexion à  $0,24 \mu\text{m}$ , représentatif de la structure observée sur la figure (1.31c): les grains de limon sont entièrement contenus dans une matrice formée de l'argile hydratée, au point de n'être plus clairement apparents. Le rayon, déterminé par la pénétration du mercure, est le rayon d'entrée dans cette matrice argileuse. Par rapport à la photographie précédente, on

observe que l'hydratation permise par une teneur en eau plus forte engendre une augmentation considérable du volume de la phase argileuse.

-la structure du limon de Jossigny à l'optimum Proctor est plutôt du type granulaire (figure 1.31b), sans présence apparente d'agrégats, avec une courbe porosimétrique représentative de pores mal classés, de diamètre compris entre 0,20 et 100  $\mu\text{m}$ . Il est possible que cette configuration, moins bien ordonnée, soit obtenue par rupture des agrégats lors du compactage, du fait d'une résistance moindre des agrégats, due à une teneur en eau plus grande.

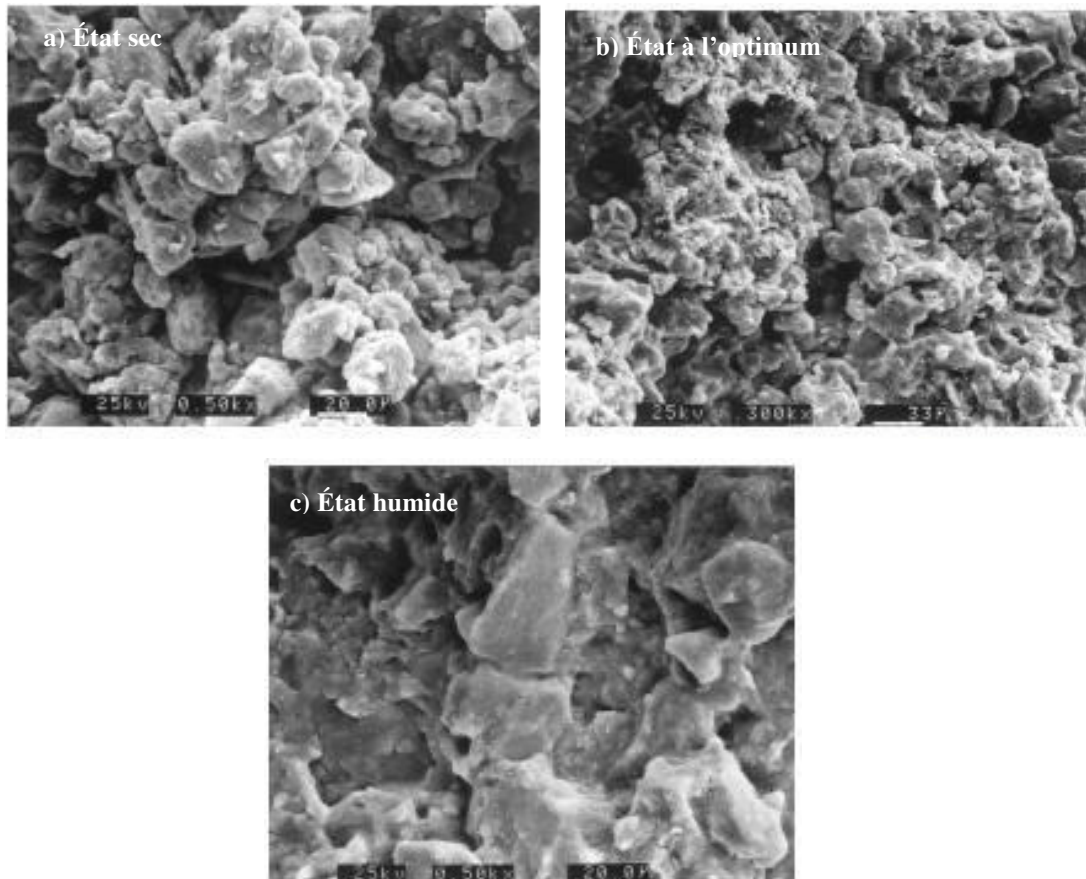


Figure 1.31: Images de microscope électronique à balayage d'un échantillon de limon compacté de jossigny (Delage et Cui, 2000 B).

-pour les degrés de saturation indiqués sur la (figure 1.30), si l'on admet que l'eau est contenue dans les plus petits pores, on observe que les agrégats de l'échantillon humide sont proches de la saturation (pores intra-agrégats de diamètre inférieur à 1  $\mu\text{m}$ ), et que les pores interagrégats sont pleins d'air. De même, la majorité des pores de l'échantillon humide sont remplis d'eau, entraînant l'occlusion et la non-continuité de l'air. Dans l'échantillon à l'optimum, seuls les gros pores de diamètre d'accès supérieur à 60  $\mu\text{m}$  sont pleins d'air.

## 1.11 Conclusion

Dans ce chapitre, une revue bibliographique concernant les sols non saturés a été présentée. Ces sols sont caractérisés par la présence des particules fines, qui en contact avec l'eau causent des déformations brusque à la matrice granulaire du sol. Parmi les phénomènes les plus connus sont : l'affaissement, le gonflement, liquéfaction,...etc. Connaitre la nature de ces sols c'est limiter les risques engendrés par leur comportement.

Ce comportement dépend de plusieurs paramètres dont : la minéralogie, la granulométrie, la microstructure, la teneur en eau, la succion et la nature des sollicitations appliquées. L'affaissement des sols compactés, phénomène propre aux sols non saturés qui se produit lors d'un mouillage sous certaines conditions initiales, a été évoqué aussi dans ce chapitre. L'analyse microstructurale des sols nous permet de distinguer, que le compactage du coté sec de l'optimum provoque une distribution bimodale des pores, et unimodale du coté humide ou a l'optimum, alors que l'augmentation de la succion réduit les macropores.

L'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique dans un sol non saturé peut être plus importante que dans un sol saturé, car la présence de la succion ajoute une résistance en plus (cohésion apparente) dans les sols non saturés. Une bonne interprétation de leur microstructure durant les différents chemins de sollicitations, peut faciliter l'explication de leur aspect gonflant ou affaissable.

*Chapitre 2*

*ANALYSE*

*BIBLIOGRAPHIQUE DES*

*SOLS Á AFFAISSEMENT*

*BRUSQUE*

**Chapitre 2****ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES SOLS  
À AFFAISSEMENT BRUSQUE****2.1 Introduction**

Le phénomène d'affaissement caractérise les sols métastables, qui régissent généralement par l'apparition de déformations importantes et irréversibles, dues à un réarrangement brutal des particules solides, lorsqu'ils sont exposés à des infiltrations d'eau naturelle (pluie) ou induits par l'activité humaine volontairement (barrages) ou involontairement (fuites de canalisation, inondation,...etc.) (Goldschtein, 1969) avec ou sans chargement. Les changements de conditions hydriques dans le sol argileux initialement sec par l'ensemble des réseaux (canal, pipelines, irrigation par l'agriculture) ont engendré d'importants tassements (Prokopovich, 1986).

**2.2 Définition, Localisation et Historique des Sols Affaissables**

Les sols affaissables sont des sols partiellement saturés, c.-à-d. que leur degré de saturation s'étend de 0 à 100 % (ni en état saturé ni en état sec), selon (Fredlund et Rahardjo 1993). Ces sols possèdent une haute résistance apparente, mais ils sont sensibles à des fortes réductions du rapport de vide lorsque le sol est mouillé (Liausu et al 1995). La plupart des sols affaissables sont composés principalement de limon et de sable fin avec de petites quantités d'argile et dans certaines circonstances peuvent contenir des graviers et des galets, si le sol se situe à une profondeur faible et de matière organique (Charles et Menzies 2007). Ils occupent près de 13 millions de km<sup>2</sup> du globe, dont la plupart sont des sols relativement secs et se situent donc en zone aride et semi-aride (Dudley, 1970). Dans ces régions, l'évaporation à partir des nappes phréatiques est un terme prépondérant de leur bilan et constitue le principal flux sortant. Ces zones ont des profils isotopiques comportant deux parties, une profonde où le flux d'eau est ascendant et une partie superficielle où le flux d'eau et se forme de vapeur (Barnes et Allison, 1983). Enfin dans le cas d'un sol nu comme le Sahara, il est noté à 2m pour un flux de 1 mm par an (Fontes et al, 1986). Chaque continent possède ces zones de risque.

Définir un environnement aride est complexe par sa diversité naturelle et surtout les modifications dues à l'activité humaine qui s'y déroulent, cependant l'indice d'aridité qui



est fonction des précipitations et de la température est leur facteur commun de classification, la zone hyper aride couvre 4,2 % dont l'indice d'aridité est de 0.03, dépourvu de végétation, les pluies sont peu fréquentes et irrégulières, parfois inexistantes pendant de longues périodes, la zone aride 14,6% et l'indice d'aridité entre  $0.03 \div 0.2$  se caractérise par l'absence d'agriculture, sauf là où il y a irrigation la végétation est généralement rare, les précipitations sont extrêmement variables, dont les quantités annuelles allant de 100 à 300 millimètres. La zone semi-aride 12,2% a un indice d'aridité compris entre  $0.2 \div 0.5$ , peut supporter une agriculture pluviale, la végétation indigène est représentée par diverses espèces, telles que les graminées et plantes graminiformes, herbes non graminéennes et petits buissons, arbrisseaux et arbres, la précipitation annuelle varie de 300-800 millimètres, la zone subhumide, a un indice d'aridité compris entre  $0.5 \div 0.75$ . Ainsi, les régions arides, semi-arides et subhumides sèches occupent 5,45 milliards d'hectares.

Ces surfaces sont habitées par le cinquième de la population mondiale soit 1,2 milliard d'habitants en 2000. Près d'un tiers de la superficie totale du monde. Environ 70 % des 5,2 milliards d'hectares de terres arides vouées à l'agriculture sont déjà dégradés (figure 2.1).

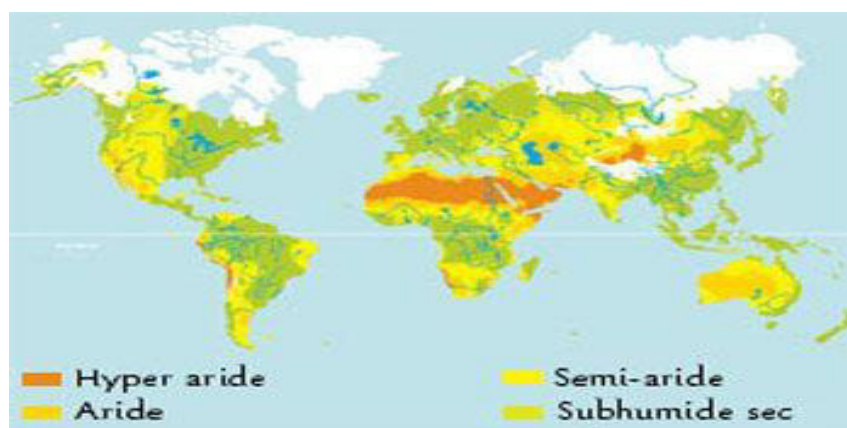


Figure 2.1 : Pays affectés par l'effondrement à travers le globe (Google Earth).

Autrement dit, plus de 110 pays sont potentiellement menacés par la désertification. L'Afrique, l'Asie et l'Amérique latine sont les régions les plus gravement menacées. Les 2/3 du continent africain sont recouverts par des déserts ou des terres sèches (UNESCO 2006). L'Afrique du Nord dont l'Algérie, est surtout le sud-est n'est pas épargnée du phénomène de l'effondrement des sols, car ces territoires ont un climat méditerranéen saharien, aride et semi-aride (Louis, 1960) (figure 2.2). La désertification touche aujourd'hui pratiquement un quart de la superficie totale du globe (Atlas mondial, 2000). Les populations urbaines des zones arides ont augmenté de 4 à 16% au cours des 40 dernières années, contre environ 3,2% dans le reste du monde (White et Nackoney (2003)) et (Cooke, R.U et al, (1982)).

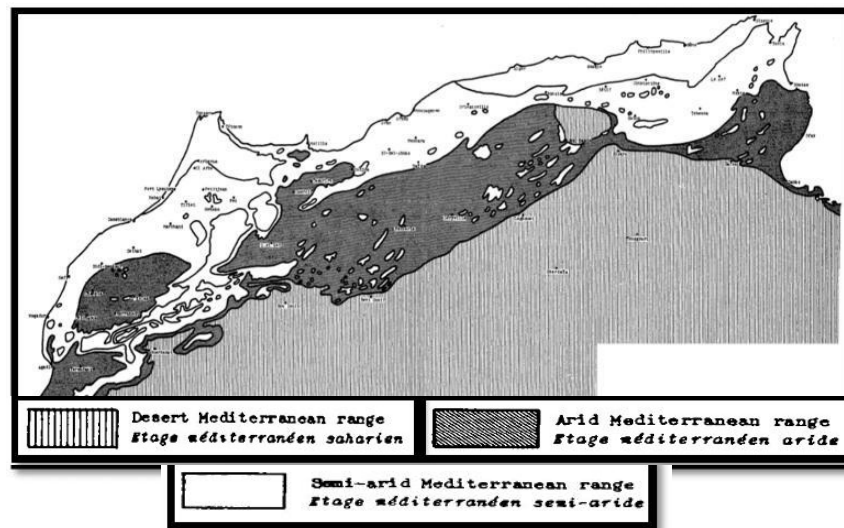


Figure 2.2 : Régions arides et semi-arides de l’Afrique du Nord (Institut National de la zone aride (1950).

Le problème démographique et l’étendue des sols affaissables à travers le monde, pose une nécessité absolue d’urbanisée ces régions et de prévoir des solutions aux risques dégagés par ces sols sur les infrastructures et les ouvrages. Dans ces sols triphasiques, la circulation de l’eau déclenche des réactions physico-chimiques et le sol se gonfle ou s’affaisse selon sa nature argileuse ou limoneuse (Delage, 1989) et la présence de l’air-eau dans les pores prend des formes variées, selon la domination de l’un et l’empêchement de l’autre de circuler librement, ou les deux peuvent se déplacer conjointement (Delage et al, 2000). Bishop et d’autres chercheurs lancent le concept de contrainte effective aux sols non saturés pour faciliter l’interprétation des résultats aux alentours des années soixante. Mais généralement l’étude des sols non saturés ne connut de développement important qu’au milieu des années 1980. Vu les dégâts et les sérieux dommages induits par ce phénomène spectaculaire, mais récurrent à travers le monde, des études de caractérisation et d’identification sont lancés par les géotechniciens pour déterminer les causes et les types de sols affaissables en premier lieu et de proposer les remèdes pour les stabiliser et les rendre constructibles en second lieu.

### 2.3 Quelques Exemples de l’Effondrement dans le Monde

À titre d’exemples, nous citons quelques effondrements de terrains qui ont secoué le monde ces derniers temps :

- ❖ le 26 octobre 1986, un incident géologique majeur a eu lieu au sud-est de l’Algérie.

Un affaissement de terrain de 80 m de profondeur et de près de 200 m de diamètre s’est produit sur le champ pétrolifère d’Haoud Berkaoui, au sud-ouest de la ville d’Ouargla. Ce forage qui a mal tourné a des conséquences écologiques majeures sur la pollution des

nappes phréatiques. En effet, l'eau de la nappe dite du « *Sahara Septentrional* » remonte vers la surface (figure 2.3a).

❖ le 03/04/2015 La Malogne, France, des trous de 2 à 3 mètres de profondeur, répartis sur une surface de certains hectares dans un champ d'épeautre. Les dégâts sont impressionnants. Une partie du sol de La Malogne s'est brutalement effondré. Il s'agit d'une ancienne carrière de craie phosphatée étendue sur environ 80 hectares. Le sol est creux sous cette surface. À environ 30 mètres de profondeur, il y a une ancienne carrière souterraine (figure 2.3b).

❖ le 15/11/2014 à Guangzhou, Chine, un trou s'est subitement creusé dans le sol, engloutissant sans faire de victimes, plusieurs bâtiments qui se trouvaient aux alentours. Les géologues appellent ce phénomène *une doline* : l'affaissement brutal d'un terrain sur une surface de plusieurs mètres de diamètre généralement dû à l'érosion causée par les eaux souterraines (Le Monde 30/01/2013).

❖ le 4 août 2015 à New York, USA, un trou béant qui avait avalé une partie de la chaussée, à l'intersection dans le quartier de Sunset Park à Brooklyn. (Le matin 08/03/2016). Le dernier exemple s'observe sur les plages où des structures en sable (tunnels, trous) s'effondrent par séchage brutalement. (Le figaro 28/09/2015).

❖ le 31/10/2010 la tempête Agatha, qui a ravagé le Guatemala, à laisser derrière elle une géante séquelle. En plein cœur de Guatemala City, un immeuble de trois étages ainsi qu'un carrefour ont été engloutis, laissant place à un cratère de 60 mètres de profondeur et large de 30. Les fortes pluies et le débordement du fleuve voisin ayant dissous le calcaire des sous-sols, le terrain s'est effondré (figure 2.3c).

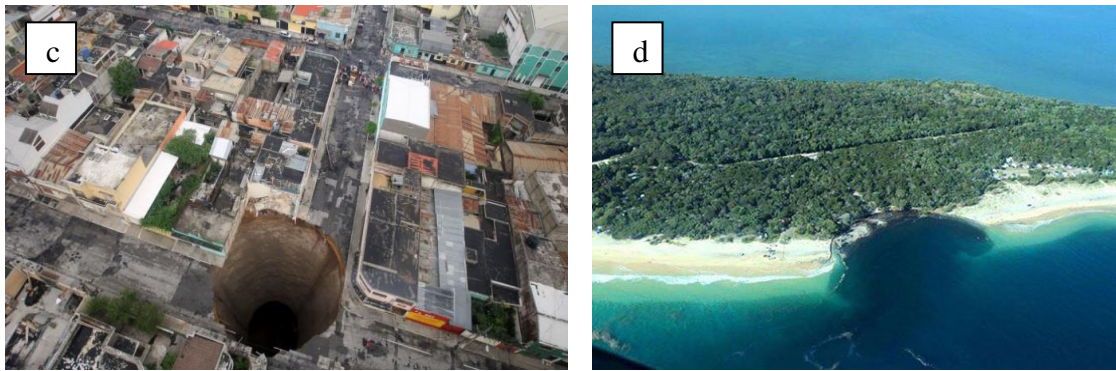
❖ le 24/09/2015, un trou géant un "sinkhole" s'est formé en bord de mer, sur la plage de Rainbow Beach dans l'État du Queensland, au nord-est de l'Australie. Ce gouffre géant plus de 200 m de long sur 50 m de large a tout englouti sur son passage. Une partie de la plage a en effet complètement disparu et s'est écroulée à 3 m de profondeur (figure 2.3d).



Haoud Berkaoui, Ourgla, Algérie (1986)



Malogne, France (Avril 2015)



Guatemala City (Juin 2010)

Australie (septembre 2015)

Figure 2.3 : Exemples de sols effondrables dans le monde.

## 2.4 Le Phénomène d'Effondrement des Sols Non Saturés

Depuis une vingtaine d'années, des cycles de sécheresse prolongée se sont produits à plusieurs reprises, agissant sur les paramètres régissant le comportement du sol et entraînant de nombreux sinistres sur des constructions aussi bien récentes que très anciennes. Pour limiter ce nombre de sinistres, il est nécessaire de mieux décrire le comportement des sols vis-à-vis des phénomènes de sécheresse et de réhumidification. Souvent le phénomène d'affaissement est observé essentiellement dans les sols non saturés après un mouillage brutal. Ce protocole permet l'apparition des déformations importantes subite si la saturation est rapide (sols perméables).

Dudley (1970), évoque deux types d'affaissement des sols non saturés, dans le cas où la structure est cimentée, l'affaissement dépend de l'intensité de la charge extérieure appliquée par contre dans les sols où la jonction des grains solides est assurée par des ponts de matériaux fins (argile, limon) produisent des forces de liaisons importantes dues à la succion, lors de l'inondation les matériaux vont adsorber de l'eau, conduisant à un ramollissement mécanique, et la succion s'annule. Ce qui provoque un glissement entre les grains solides qui se traduit par l'augmentation des pores, la réduction de la portance du sol et l'activation du phénomène d'affaissement révélateur de son instabilité (figure 2.4b), si la contrainte mécanique est suffisamment grande. Livneh, stipule qu'il existe deux types de sols affaissables : des sols avec changement brutal du module de cisaillement sous une contrainte effective très inférieure à la résistance ultime et des sols qui sans modification d'humidité, ne présente pas de changement brutal dans la relation contrainte-déformation. Le premier type correspond à une structure avec des liaisons principalement cimentées, alors que le deuxième correspond à une structure avec des liaisons assurées principalement par des matériaux fins et par la force de succion, ce qui est compatible avec la définition de Dudley. Zur et Wiseman (1973) définissent l'affaissement comme toute diminution rapide du volume de sol, causé par l'augmentation de l'un des facteurs :

taux d'humidité, degré de saturation, la pression interstitielle, la contrainte de compression et la contrainte tangentielle moyenne. Houston (1988) stipule qu'un sol sec (figure 2.4a) ou partiellement saturé si, se contracte par inondation il est considéré affaissable. Fedà (1995), montre que si le phénomène collé glissé "stick and slip" est visible pendant la saturation alors l'affaissement total est la somme d'une multitude de micros affaissements plus ou moins locaux. Abbèche et al (2005) évoquent que les sols affaissables sont des sols non saturés pouvant subir un réarrangement intergranulaire accompagné d'une diminution brusque et importante de leur volume après avoir été inondé, avec ou sans chargement. Cui et Magnan, (2000) supposent que l'affaissement est le résultat d'une augmentation de la densité par destruction de sa structure du fait de l'affaiblissement des liaisons existant à l'état non saturé, si la contrainte mécanique appliquée est suffisamment grande.

L'affaissement caractérise les sols naturels non saturés tels que les lœss, il concerne aussi les ouvrages en terre constitués de sol compacté dans des conditions non optimales soit en termes de densité, soit en termes de teneur en eau (Pierre Delage, 2014). Faisant remarquer des tassements dus à la remontée de la nappe phréatique de plus de 15 cm en espace d'une décennie d'un bâtiment de Rosbank en Russie, Abvelev (1986), décrit l'affaissement d'un sol en 3 cas :

- ❖ un sol non saturé, c'est-à-dire soit au-dessus de la nappe phréatique.
- ❖ suffisamment lâche pour conduire à des diminutions significatives de volumes après saturation (la porosité du sol est un élément déterminant).
- ❖ avoir des liaisons fragiles entre agrégats c'est-à-dire, ils contiennent un certain pourcentage d'argile ou de carbone.

De nombreux chercheurs (Sultan, 1969; Dudley, 1970; Handy, 1973; Jennings et Knight, 1975; Booth, 1977; Rogers, 1995) définissent l'affaissement des sols des régions arides et semi-arides qui ne comprennent pas les autres types de sols ayant des structures métastables telles que les sols résiduels et les argiles sensibles. Reginatto et Ferrero (1975) ont proposé deux catégories d'affaissement des sols: le sol réellement affaissable et le sol potentiellement affaissable.

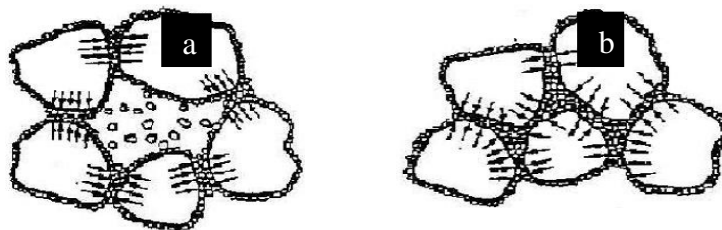


Figure 2.4 : Processus d'affaissement proposé par (Casagrande (1932), selon Houston et al 1988). a ) sol avant affaissement ; (b) sol après affaissement

## 2.5 Types de Sols Affaissables

L'environnement a un rôle primordial dans la formation des sols, qui se présente généralement dans un état hétérogène ou encore stratifié par sédimentation de plusieurs matériaux différents. Les sols peuvent être reconstitués aux laboratoires et sur chantiers pour des besoins fonctionnels (résistance, étanchéité...). Les sols affaissables naturels peuvent être classés en trois groupes principaux: Sols résiduels, sols sédimentés par l'eau et sols éoliens (sols sédimentés par l'air) (Rogers, 1995).

### 2.5.1 Sols éoliens (Lœss)

Le lœss est une roche sédimentaire détritique meuble, issue de l'érosion éolienne (le vent dépose sa charge quand sa vitesse diminue). Il se localise essentiellement entre 30° et 60° de latitude Nord, caractéristiques des environnements préglaciaires et des maxima glaciers du quaternaire. Formé principalement par des silts quartzeux et de carbonate de calcium (calcaire), pauvre en sable. Il couvre plus de 10% de la surface des continents et concerne, les sables fins (sables de couverture) et les limons (Pécsi, 1990). Lœss possède une structure isotrope, ouverte à un indice des vides élevé, de masse volumique faible, une cimentation réduite au niveau des contacts des particules et une résistance considérable, lorsqu'il est sec (Cui et al, 2004 ; Delage et al 2005). Du point de vue géotechnique, ce sont des matériaux affaissables, extrêmement sensibles aux variations d'humidité (Yuan et Wang, 2009). Lors de la réalisation de la ligne à grande vitesse (LGV) Nord, reliant Paris à la frontière belge et au tunnel sous la Manche via Lille, les lœss rencontrés s'affaissaient sans chargement au contraire à des sols qui ne s'effondrent qu'après être surchargés. La susceptibilité des dépôts de lœss de réduction de volume total dû à l'affaissement structural, peut causer un dommage sévère même la rupture complète des structures fondées sur ces sols (barrages en terre, remblais des autoroutes).

### 2.5.2 Sols sédiments par l'eau

Les alluvions sont des dépôts désignent les débris, tels du sable, de la vase, de l'argile, des galets, du limon ou des graviers transportés et déposés par les cours d'eau, le plus souvent au cours des crues, sur les parties inférieures de leur bassin versant. Ces matériaux présentant à la fois une forte porosité et une forte perméabilité, la quantité d'argile dans un flot a une influence importante sur le comportement de ces sols. Les risques d'inondation les rendent inaptes à la construction et à l'urbanisation.

### 2.5.3 Sols résiduels

Les sols résiduels sont le résultat d'une altération mécanique et physico-chimique de la roche-mère (magmatique, sédimentaire ou métamorphique) sur place sous l'effet des agents naturels. Ces sols ont une structure meuble et d'épaisseur variable, la présence de l'eau

diminue leurs résistances et augmente la porosité, sous certains chargements appliqués, les déformations apparaissent et le sol s'affaisse (Barksdale et Blight, 1997).

## 2.6 Les Paramètres qui Contrôlent l’Affaissement des Sols.

En se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisé, Cui et Magnan (2000), ont montré que l’affaissement des sols est contrôlé par plusieurs paramètres à savoir : la minéralogie des matériaux constitutifs, la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l’indice des vides, dimension et forme des pores, les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l’eau interstitielle. Olabarria (2003), résume ces paramètres en deux conditions, pour qu’un sol s’affaisse, premièrement, l’existence des vides macroscopiques (indices des vides élevés) qui représentent la potentialité d’affaissement, et deuxièmement le niveau de contact entre grains ou agrégats (microscopique). Yudhbir (1982) a isolé d’autres facteurs importants comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), la nature des agents de liaison et de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation, la densité initiales, la quantité et la dynamique de mouillage. Zur et Wiseman (1973), Morgenstern et De matos (1975) et Ganéshan (1982), ont évoqué que les faibles teneurs en eau sont l’une des principales causes de l’affaissement. Milvic (1969), Makin (1969), Booth (1975), Ting (1979) et Ganéshan (1982), Ayadat (1990), Al Amoudi et Abduljawwad (1995), Abbèche et al (2005,2007) ont cité l’importance de la densité sèche initiale, l’indice des vides et le degré de saturation sur l’affaissement des sols. Markin (1969), Prusza et Choudry (1979), propose une limite supérieure du degré de saturation initiale ( $S_r=60\div 65\%$ ) au-delà de laquelle l’affaissement est nul et indépendant de la contrainte appliquée. Mishu (1963), Booth (1975), Ganéshan (1982), ont montré que le risque d’affaissement diminue considérablement pour les sols qui ont un degré de saturation ( $50\% < S_r < 60\%$ ). Booth (1975), Cox (1978) et Lawton (1989) ont observé qu’à densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l’affaissement maximal est inversement proportionnel à la teneur en eau naturelle du sol. Cependant (Alonso et al, 1987) évoquent la destruction des forces capillaires brusque après imbibition de sol comme facteur déclencheur de l’affaissement. Plusieurs recherches proposent une masse volumique critique entre 14 et 16 KN/m<sup>3</sup> Clevenger (1958), Booth (1977), Brink et al., (1982), Féda (1966) au-dessus de laquelle un sol plus dense ne pourrait pas s’affaisserr. Cependant, Jennings et Knight (1975) conseillent de ne pas prendre la densité sèche comme unique critère d’instabilité, car des contre-exemples existent à cette valeur de densité : sols moins denses, mais non affaissable (Dudley 1970) et plus denses, mais affaissable (El Sohby et Rabbaa 1984). Enfin Abbèche (2007), conclut que si la densité relative est supérieure à 0.65 et la teneur en eau est proche de l’optimum de Proctor, il n’y a pas risque d’affaissement.

## 2.7 Formation des Sols Affaissables

Les sols affaissables sont ceux où une augmentation de la teneur en humidité provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée.

Selon Goldstein (1969), il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène :

- ❖ humidification locale à faible profondeur due essentiellement à des ruptures ou fuites incontrôlées des eaux de surface ces eaux n'alimentent pas la nappe phréatique et provoquent un tassement (effondrement) des couches supérieures de la zone mouillée.

- ❖ humidification causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique et sature toute la zone en un court temps. Cela cause des effondrements extrêmes et dangereux englobant la totalité de la couche de la structure existante sous son poids propre.

- ❖ l'alimentation de la nappe souterraine par des sources lointaines, provoquant des tassements uniformes et graduels du sol.

- ❖ terrains ouverts soumis à une augmentation progressive et lente de la teneur en eau provoquent un affaiblissement de la cohésion interne du sol (Condensation de la vapeur d'eau, l'accumulation d'humidité).

## 2.8 Mécanismes d'Affaissement des Sols

Barden et al. (1973), Lawton et Fragaszy (1992) et Mitchell (1993), évoquent trois principales conditions à l'origine du phénomène d'effondrement des sols partiellement saturés:

- ❖ une structure ouverte, potentiellement instable et partiellement saturée, possédant une grande porosité.

- ❖ une contrainte existante ou supplémentaire suffisamment importante,

- ❖ des éléments de liaison suffisamment résistants pour stabiliser les contacts intergranulaires et relativement faibles pour disparaître ou être fragilisés lors de l'imbibition.

Selon Dudley (1970), les sols affaissables sont deux types, dans le cas où la structure est cimentée, l'affaissement ne dépend plus de l'humidification, mais de l'importance de la pression appliquée, pour les sols dont les particules sont unies avec de l'argile ou limon, ils présentent des forces de liaisons importantes dues à la succion qui fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains, l'inondation entraîne une grande diminution de la résistance et induit l'effondrement de sol, lorsque la contrainte appliquée est grande (Cui et Magnan, 2000).



La structure d'un tel sol peut être poreuse et instable quand la succion disparaît (figure 2.5a), surtout dans le cas de la structure en nid d'abeilles (figure 2.5b), dont la liaison entre les particules est assurée par une matière ou une force de liaison. En présence de l'eau, les points de contact des particules s'affaiblissent et les variations de volume se développent par déplacement relatif ou glissement entre les particules (figure 2.5c). Dans ces sols la résistance est fonction de la matière de liaison qui est : limon, l'argile ou les agents de cimentation.

Alwail (1990) a étudié l'effet du matériau fin sur le mécanisme de l'affaissement des échantillons de sol sableux remoulé. Il a remarqué que l'affaissement des sols sableux avec des fines était la désintégration des grains d'argile dépendant de la quantité de cette dernière, en plus de l'état du sol et de l'activité de la fraction argileuse. Yudhbir (1982), préconise d'autres paramètres qui favorisent le phénomène d'affaissement :

- ❖ le sol soit non saturé à l'état naturel, c'est-à-dire le sol au-dessus de nappe phréatique.
- ❖ le type de sol (granulométrie) et la nature des minéraux argileux présents.
- ❖ l'histoire du matériau et en particulier la présence des liaisons fragiles entre les particules solides (cimentation).
- ❖ une compacité assez lâche pour avoir des diminutions significatives de volume sous la saturation (porosité, degré de saturation et densité initiale).
- ❖ les contraintes mécaniques appliquées sur l'échantillon de sol.
- ❖ la migration de particules fines emportées par le liquide à travers les pores de sol (Phénomène de suffusion) (Ayadat et al, 1998).

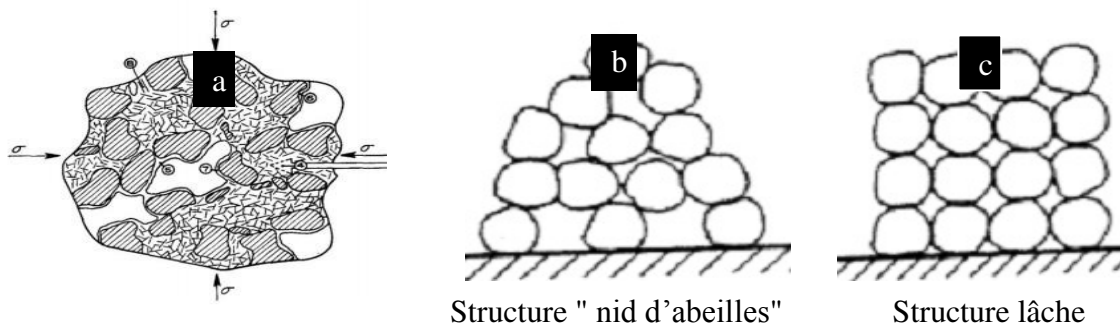


Figure 2.5 : Sol partiellement saturé d'après : (a) Mitchell 1962, (b) et (c) Davalle, 1991.

### 2.8.1 Liaisons intergranulaires des sols affaissables

Nombreux auteurs s'intéressent aux types de liaisons à l'origine de cohésion dans les sols non saturés, Northey (1969), Dudley (1970), Aitchison (1973), Barden et al. (1973). Citent trois types de cohésions :

- ❖ cohésion capillaire entre grains de sable ou de limon,
- ❖ cohésion induite par des plaquettes d'argile réparties autour de grains de sable ou de limon.

❖ cohésion chimique par des oxydes de fer, des carbonates de calcium ou mécanique par d'autres matériaux.

Les particules des sols affaissables sont arrangées en nid d'abeilles, liés par des forces de liaison ou par des agents de cimentation. Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc ne possèdent pas ou presque les propriétés colloïdales, les liaisons entre grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface des grains, la jonction entre eux est due à des forces de gravitation. La cohésion capillaire (figure 2.6a) tire son origine des ménisques d'eaux présentent à l'interface air-eau. Ainsi la contrainte effective devient négative à cause de l'excès de la pression interstitielle avec augmentation de la résistance au cisaillement du sol.

Toute imbibition à l'eau diminue cet effet et provoque un glissement relatif entre les grains traduit par une baisse de volume. Dans le cas des liaisons en argile (figure 2.6b), ces sols ont une résistance remarquable à l'état sec, une fois saturé, les plaquettes d'argile se séparent et le sol devient instable (affaissement). Il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et un processus d'approche entre les grains développe le phénomène de floculation (figure 2.6c).

- ❖ La première situation apparaît pour les argiles formées en place (authigénèse),
- ❖ Le deuxième cas dû suite à une alternance des périodes sèches humides où la cohésion est sous forme des ponts d'argile au contact entre les particules (Barden et al, 1973).
- ❖ La dernière est la cimentation chimique, ces liaisons se forment soit par des précipitations comme le cas des carbonates de calcium ou par des dépôts comme oxyde de fer. Ce cas est visible surtout dans les lœss.

Enfin quel que soit le type d'humidification de sol, il ya toujours des forces qui lient une particule à l'autre (capillaire, physico-chimique, électrique...).

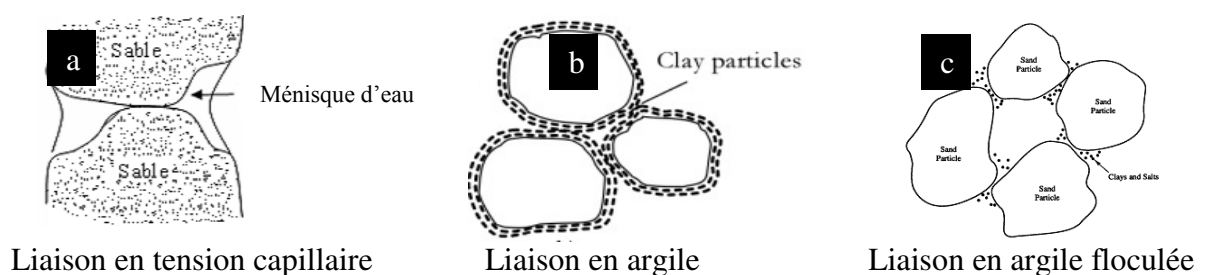


Figure 2.6 : Liaisons intergranulaires (a) et (b) selon Barden et al (1973),  
(c) selon (Coduto, 1994)

### 2.8.2 Phénomène de suffusion

L'inondation des sols saturés sous différentes charges hydrauliques produisent un déplacement des particules fines à travers leurs structures d'un niveau à un autre dans le sens

de l'écoulement, après l'élimination de la cohésion apparente, ce qui cause l'affaissement de sol (Ayadat et al, 1998), cela augmente la perméabilité s'en modifie la granulométrie du sol (Lafleur, 1999).

## 2.9 Phénomène de Succion

La présence de l'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols, sa manifestation dans les sols non saturés est plus compliquée que dans les sols saturés (Li X.L, 1999). En effet plusieurs travaux montrent que la succion est un paramètre incontournable dans l'étude du comportement des sols non saturés et que la saturation, la perméabilité ont une influence directe sur ce dernier, ce qui rend le problème hydraulique dans les sols fortement non linéaires.

### 2.9.1 Définition

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans la géotechnique le terme "succion" est défini du point de vue énergétique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés (Delage et Cui, 2000).

L'interface entre l'eau et air constitue un ménisque air-eau (figures 2.7a et 2.7b) qui engendre un état de succion de l'eau dans le sol (pression négative). La succion représente un potentiel négatif juste à l'enthalpie libre de l'eau des pores du matériau (Edlefsen et Anderson 1943). En d'autres termes c'est la quantification de l'attraction appliquée par les particules du sol sur l'eau interstitielle existante, qui est due au passage de l'échantillon de sol de la phase liquide à la phase sèche, cette transition se manifeste par l'apparition d'une pression  $U_{\omega}$  de la phase liquide faible que la pression d'air  $U_a$  phase gazeuse. En thermodynamique, l'équilibre hydrique entre les deux phases liquide et gazeux s'exprime quantitativement par la loi de Kelvin :

$$\psi_t = U_a - U_{\omega} = \frac{RT}{V_{\omega}} \ln H_r \quad (2.1)$$

Où  $\psi_t$  : Succion totale ou potentiel de la phase liquide (kPa).

$U_a$  : Pression relative du gaz (air) (kPa).

$U_{\omega}$  : Pression relative du liquide (eau) (kPa).

T : Température en Kelvin.

R : Constante des gaz parfait = 8,3143 J.mol<sup>-1</sup>K<sup>-1</sup>

$V_{\omega}$  : Volume d'une mole d'eau = 1,8.10<sup>-5</sup>m<sup>3</sup>mol<sup>-1</sup>       $H_r$  : Humidité relative (%)

Généralement la succion totale est la somme de deux composantes, la succion matricielle et la succion osmotique (Fredlund et Rahardjo, 1993, Bulut et al, 2001). La succion matricielle est le résultat de la capillarité, la texture et la surface des forces

d'adsorption, tandis que la succion osmotique se déduit de la dissolution des sels contenir dans le sol (Bulut et al, 20011). Si la concentration de sel est faible, la succion osmotique est négligée (Fredlund et Rahardjo, 1993, Delage, 1999).

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_o$$

et

$$\Psi_m = U_c + U_{ads}$$

$$\Psi_t = (U_c + U_{ads}) + \Psi_o \quad (2.2)$$

Où :

$\Psi_t$  : Succion totale en (kPa)

$\Psi_m$  : Succion matricielle en (kPa)

$\Psi_o$  : Succion osmotique en (kPa)

$U_c$  : Pression (tension) capillaire en (kPa)

$U_{ads}$  : Pression d'adsorption (kPa)

La succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente (Houston et al, 1994). Le phénomène d'adsorption est une caractéristique des sols fins due à l'adsorption physico-chimique des particules d'argile de l'eau circulant à leur surface. Généralement on néglige ce phénomène dans les milieux granulaires, et la succion totale devient égale à la pression capillaire (succion matricielle).

$$\Psi_t = U_c = \Psi_m$$

**N.B :** On utilise souvent le terme *pression capillaire* que succion dans les sols grenus. Le mot *succion* est réservé aux sols fins.

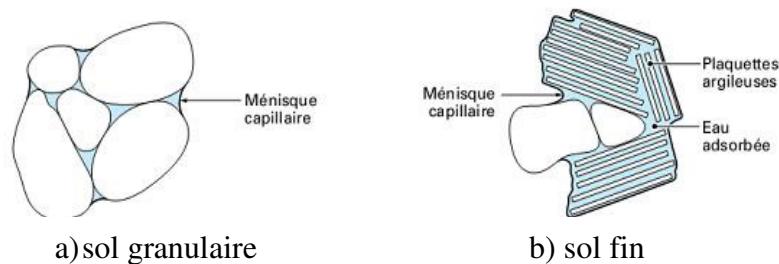


Figure 2. 7 : Représentation schématique des sols non saturés (Delage et Cui 2000).

### 2.9.2 Pression capillaire

L'attraction exercée par un sol non saturé sur l'eau qu'il contient est décrite assez simplement, dans le cas des sols granulaires, par la capillarité. Le comportement capillaire (figure 2.8) s'explique par l'interface des trois phases, liquide, gazeuse et solide qui développe une tension superficielle  $T_s$  à la surface de contact, agissant sur la circonférence du ménisque, sous un angle  $\alpha$ , à partir de la verticale. Cet angle est appelé angle de contact et son amplitude dépend de l'adhésion entre les molécules de liquide contractile et le verre (Fredlund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle est associée aux propriétés capillaires du milieu et

les propriétés d'adsorption développées par les particules de sol. En d'autres termes, la composante matricielle est fonction des rayons des pores, de la structure de sol, des forces d'adsorption des minéraux argileux (purement électriques) et par les forces du type Van der Waals. La relation liant la pression capillaire ( $U_c$ ) existant au niveau de l'interface air-eau des pores, au rayon équivalent d'un pore est donnée par la loi de Jurin Laplace :

$$U_c = U_a - U_w = \frac{2T_s}{r} \cos \alpha \quad (2.3)$$

$T_s$  : Tension superficielle eau-air ( $\text{Nm}^{-1}$ )

$\alpha$  : Angle de raccordement ménisque solide ( $^\circ$ )

$r$  : Rayon du tube capillaire (m)

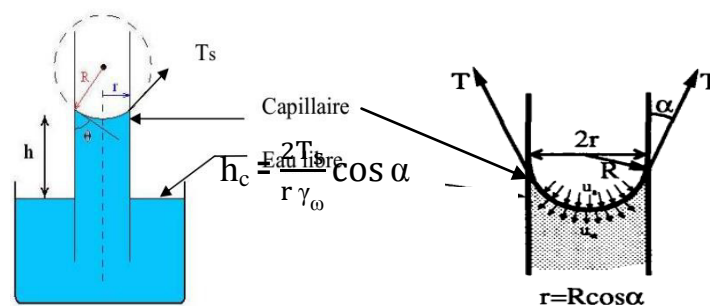


Figure 2.8 : Remontée capillaire (loi de Laplace).

En se basant sur la loi de Laplace, Lord Kelvin Thomson (1870) formule une loi en fonction de l'humidité relative ( $\frac{P}{P_0}$ ) qui quantifiait la succion totale :

$$s = \frac{RT}{V_w} \ln \frac{P}{P_0} \quad (2.4)$$

Où :

$s$  : succion (kPa)

$R$  : constante de gaz parfaits ( $=8,3143 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$ )

$T$  : température absolue (K)

$V_w$  : volume d'une mole d'eau ( $=1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 \text{ mol}^{-1}$ )

$p$  : pression de vapeur d'eau (kPa)

$p_0$  : pression de vapeur d'eau pure libre (kPa)

Dans les sols, la capillarité induit deux phénomènes majeurs :

❖ le premier que l'on vient de présenter est hydrique. La capacité de rétention d'eau de la phase solide sur la phase liquide résulte en partie de la capillarité. Elle est régie par la loi de Jurin-Laplace.

❖ le second est mécanique, la capillarité génère des forces de cohésion intergranulaires. Ces forces dépendent de la quantité de liquide présente dans le milieu et de ses propriétés.

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer ou contrôler la succion totale. La mesure peut être réalisée avec des tensiomètres (figure 2.9a) à eau (Ridley et Burland, 1993), les tensiomètres osmotiques, la translation d'axe (Escario et al 1989), le psychromètre (figure 2.9b) (Verbrugge J.C 1978) (Delage et Cui 2003) ou avec la technique du papier filtre qui est une méthode de mesure indirecte, permettant de mesurer la teneur en eau dans le papier-filtre (Houston et al 1994) après l'établissement d'un équilibre hydrique entre le papier-filtre et l'échantillon de sol, puis à partir d'une courbe d'étalonnage on détermine la succion. Chaque méthode couvre un intervalle de mesure de succion, la méthode du papier-filtre peut couvrir une grandeur de 30 MPa de succion. Les différentes méthodes de mesure de la succion, sont récapitulées dans le tableau suivant.



Tensiomètre



Psychromètre

Figure 2.9 : Appareillage de mesure de succion

Tableau 2.1 Technique et principe de mesure de succion Townened et al (2000), Tarantino et al (2008), Delage et al (2008).

Technique	Principe	Grandeur de la succion
<b>Tensimètre</b>	Mesure de la pression engendrée dans un réservoir d'eau derrière une pierre poreuse céramique qui est en contact direct avec le sol	<p>0÷ 80kPa : tensiomètres classiques (limite classique de 80kPa due à l'apparition de la cavitation).</p> <p>0÷ 1500kPa : tensiomètre de haute capacité, composé d'une pierre poreuse de haute valeur d'entrée d'air et d'un réservoir d'eau de très petite taille.</p>

<b>Méthode du papier filtre</b>	Transfert d'eau entre le sol et une pièce de papier filtre standardisé. La succion est déduite de la teneur en eau du papier filtre à l'équilibre (7 jours) par rapport à une courbe d'étalonnage.	0 ÷ 30MPa
<b>Psychromètre à thermocouple</b>	Mesure de l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol à l'aide d'un thermocouple. On en déduit la succion par la loi de Kelvin	0.3÷ 8MPa
<b>Hygromètre à point de rosée psychromètre à miroir</b>	Mesure de la température au point de rosée associé au début de la consolidation. Ceci est réalisé par un miroir à température contrôlée sur lequel est projeté un rayon optique dont on analyse la réflexion. L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air sec.	1÷ 60MPa
<b>Psychromètre SMI</b>	Mesure indirecte de l'humidité à partir de la différence des températures mesurées par un thermomètre « sec » et un thermomètre « humide ». Lesquels sont en équilibre avec l'échantillon. L'évaporation du thermomètre « humide » fait descendre sa température.	1÷ 70MPa
<b>Sonde de conductivité thermique</b>	La mesure de la succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et un capteur de conductivité thermique inséré dans la pierre. La conductivité thermique est associée à la succion à partir d'une courbe d'étalonnage proposée par Zhang et al (2001)	1÷ 1500kPa
<b>Sonde de conductivité électrique</b>	La mesure de la succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et deux électrodes	0÷ 300kPa : La sensibilité de la sonde devient très basse lorsque

	<p>concentriques insérées dans la pierre. He (1999) à proposer une courbe à partir de l'intensité du courant électrique qui traverse l'espace poreux du sol.</p> <p>Néanmoins, il faut tenir compte de l'effet de l'eau dans la mesure de l'intensité.</p>	<p>la succion dépasse 300kPa.</p>
--	--	-----------------------------------

### 2.9.3 Courbe caractéristique du sol

La courbe caractéristique du sol ou "la courbe de rétention de l'humidité du sol" (figure 2.10), est un outil permettant de quantifier le phénomène de rétention hydrique d'un sol non saturé, en le soumettant à un cycle de séchage et de remouillage sur une gamme de succion croissante, puis décroissante. Le principe de mesure de la succion, c'est de déterminer la teneur en eau qui provoque l'équilibre hydrique dans le sol. Le plus souvent à l'aide de la cellule de Richards pour les sols granulaires (faible succion), et de dessiccateur osmotique pour des succions plus fortes. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau volumique (degré de saturation) dans un repère " logarithme de la succion / teneur en eau ou degré de saturation " (Pierre Delage, Yu-Jun Cui, 2000). Ces courbes contiennent des variables très importantes, résumées par les succions d'entrée d'air et résiduelles, ainsi que leurs valeurs respectives de teneur en eau et/ou de degré de saturation. À l'équilibre à une succion donnée, la teneur en eau volumique est habituellement supérieure en drainage qu'en imbibition. Le séchage augmente la succion par contre le remouillage le faire diminue. Pour un sol, le graphique obtenu par les deux processus est de type "hystérésis".

Depuis longtemps, des études ont été lancées pour décrire les propriétés des courbes de rétention d'eau. Des auteurs comme Brooks et Corey (1964), van Genuchten (1980), Fredlund et Xing (1994), ont utilisé des modèles empiriques qui n'ont aucune signification physique pour reproduire ces courbes. D'autres ont penché sur la granulométrie, la porosité et la microstructure (Ayra et Paris, 1981 et Aubertin et al, 2003).

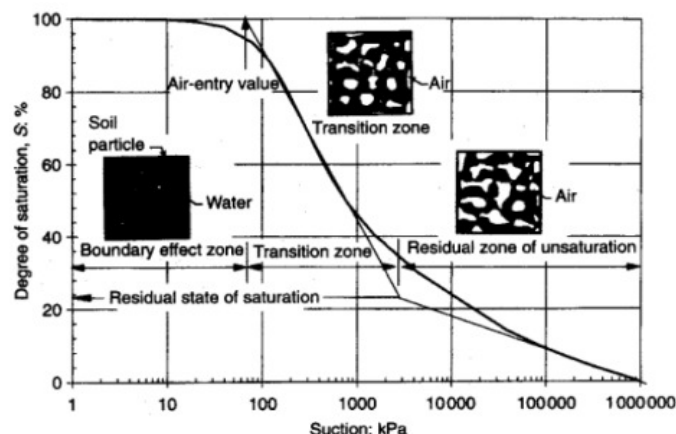


Figure 2.10: Exemple de courbe caractéristique d'un sol, d'après Vanapalli et al, (1999)



### 2.9.4 L'hystérésis

Les courbes obtenues par les deux phases (séchage et inondation) ne sont pas identiques (figure 2.11). La teneur en eau d'un sol en équilibre à un potentiel de pression donnée, est ainsi plus grande lorsque le sol se trouve en phase de drainage que lorsqu'il se trouve en phase d'humidification (Haines, 1930). Ce phénomène s'appelle "hystérésis" (hystérèse). Andrei (1977), explique l'hystérésis d'un point de vue énergétique, comme la surface observée entre les deux branches d'un cycle de drainage (désorption)-humidification (sorption) correspond à la quantité d'énergie transformée irréversiblement pendant le processus. Dans la physique des sols, le phénomène de l'hystérésis est attribué à plusieurs facteurs :

- ❖ l'irrégularité des formes des vides et la non-uniformité géométrique des pores. Qui aboutit à l'effet dit de la "bouteille d'encre".
- ❖ l'effet de "la goutte de pluie" dont le rayon de courbure est supérieur pour un ménisque qui humidifie que pour celui d'un ménisque qui draine.
- ❖ à présence de poches d'air piégé tend à réduire la teneur en eau des sols fraîchement humectés.

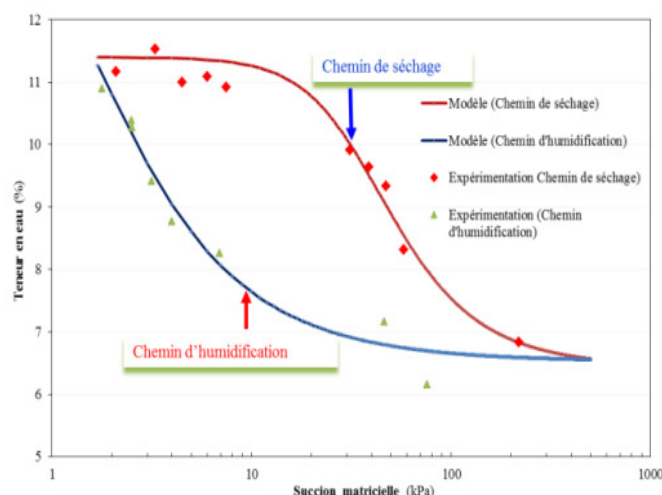


Figure 2.11: Effet d'hystérésis d'après le modèle de van Genuchten, (1980).

### 2.10 Différentes Méthodes de Prédiction des Sols affaissables

Le géotechnicien doit être capable d'identifier l'aptitude de sol de s'effondrer ainsi que le taux et la magnitude de l'affaissement afin de préserver les vies, les biens et la sûreté des infrastructures. Souvent la diminution du volume total d'un sol induite par mouillage de sa structure sous une contrainte verticale appliquée est appelée : "Effondrement" (Ayadat et Henna, 2009).

Une méthode in situ simple consiste à prendre deux échantillons de sol en place de même taille, un est gardé intact alors que l'autre est désagrégé, humidifié et modelé à la main. Si le volume de l'échantillon intact est plus grand que celui de l'échantillon reconstitué, alors

le sol est potentiellement affaissable (Clémence et Finbarr, 1981). La prédiction des sols est classée suivant la méthode utilisée.

### 2.10.1 Méthodes basées sur les paramètres d'état de sol

Dans la littérature la plupart des méthodes sont liées entre eux par des paramètres interdépendants :

#### ➤ Méthodes basées sur l'indice des vides, la densité et la teneur en eau

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 Méthodes basées sur l'indice des vides

Auteurs /Année	Expression /Critère
Denisov (1951)	$K = 0.5 \rightarrow 0.75$ sol sévèrement affaissable
	$K = 1.0$ sol faiblement affaissable
Kerssif et Henkin (1967)	$K = \frac{e_L}{e_0}$ $K = 1.5 \rightarrow 2.0$ sol non affaissable
	$e_L$ : Indice des vides à la limite de liquidité. $e_0$ : Indice des vides initial.
Markin (1969)	$K < -0.3$ sol gonflant
	$K = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$ $K > -0.1$ et $S_r < 0.6$ sol apte à l'affaissement
Zur (1973)	$K = \frac{\gamma_d}{\gamma_{dLW}}$ Si $K < 1.1$ , le sol est affaissable. Si $K > 1.3$ , le sol est gonflant. $\gamma_d$ : poids volumique sec $\gamma_{dLW}$ : poids volumique sec à la limite de liquidité.
Jennings et Knight (1975)	Le potentiel collapse: $C_p = \frac{e_{sec} - e_{inon}}{1 + e_0}$ $e_0$ : indice des vides initial, $e_{sec}$ : indice des vides sous $P = 200$ kPa (sec). $e_{inon}$ : indice des vides sous $P = 200$ kPa (inondé). 0 → 1% ; pas de problème                      1 → 5% ; trouble modéré 5 → 10% ; trouble                                      10 → 20% ; trouble sévère > 20% ; trouble très sévère
Clevenger (1985)	$\gamma_{od} < 1.28$ g/cm <sup>3</sup> le sol s'affaisse si on augmente la teneur en eau $\gamma_{od} > 1.44$ g/cm <sup>3</sup> pas d'affaissement, l'effondrement peut se présenter entre ces deux limites.

Reginatto (1992)	Utilise le critère de Markin(1969), Si $K > 0.02$ sol susceptible à l'affaissement.
Ayadat et Abbèche (1997)	Si $\gamma_h \leq 0.78\gamma_s$ l'affaissement est très probable.

➤ **Méthodes basées sur la teneur en eau et les limites de consistance**

Les résultats sont groupés dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 Méthodes basées sur les limites de consistance

Priklonskij (1952)	$K = \frac{(W_L - W_0)}{I_p}$ $K < 0.0$ sols très effondrables. $K > 0.5$ sols non effondrables $K > 1.0$ sols gonflants
Feda (1964)	$K = \left( \frac{W_0}{S_0} - W_p \right) / I_p$ $K > 0.85$ et $S_0 < 60\%$ Sols collapsible $W_0$ : teneur en eau naturel $W_p$ : limite de plasticité $I_p$ : indice de plasticité $S_0$ : degré de saturation initial
Ayadat et Ouali (1999)	$I_p < 20\%$ et $15\% < W_1 < 35\%$ Sols susceptibles à l'effondrement Si $I_w < 1$ le collapse est très probable La droite $I_p = 0.5W_1 - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaisables des non-affaisables.
Abbèche et al (2005)	Si $5\% < (%2\mu) < 15\%$ et $W_L < 20\%$ L'effondrement est très probable Si $15\% < (%2\mu < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$ L'effondrement est probable Si $(%2\mu) > 30\%$ et $W_L < 35\%$ Pas d'effondrement

➤ **Méthodes basées sur la densité et les limites de consistance**

Le tableau 2.4 résume les résultats obtenus.

Tableau 2.4 Méthodes basées sur la densité et les limites

Gibbs (1961)	$R = W_{sat} / W_L = [(\gamma_w / \gamma_d) - (1 / G_s)] / W_L$ Si $R > 1\%$ risque d'affaissement $W_{sat}$ : teneur en eau de saturation $W_L$ : teneur en eau à la limite de liquidité $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau. $\gamma_d$ : poids volumique sec $G_s$ : densité spécifique des solides
--------------	---

➤ **Méthodes basées sur la taille et distribution des grains**

Tableau 2.5 Méthodes basées sur la taille des grains.

Ayadat et Belouahri (1996)	<p>Si <math>C_u \geq 12</math> le sol est collapsible</p> <p>Si <math>4 &lt; C_u &lt; 12</math> le collapse est probable</p> <p>Si <math>C_u \leq 4</math> pas d'affaissement de sol.</p> <p>Avec <math>C_u</math> : coefficient d'uniformité.</p>
Ayadat et Hanna (2007)	<p><math>C_p = a (\gamma_d - 15.27) + b w_0 + 17</math></p> <p><math>a = -0.036 C_u - 1.379</math>                      <math>C_p &lt; 1.0</math> Sol non affaissable</p> <p><math>b = 0.0006 C_u^2 - 0.089 C_u + 1.3</math>        <math>C_p &gt; 1.0</math> Sol apte à l'affaissement</p>

➤ **Méthodes basées sur d'autres paramètres**

Tableau 2.6 Méthodes basées sur d'autres paramètres

Stephanov et Kremakova (1960)	<p>Le tassement relatif (<math>\delta</math> %) obtenu sous une contrainte <math>\sigma=200\text{KPa}</math> est : <math>\delta = K (\eta - 40) (30 - w_0)</math></p> <p><math>\delta \geq 2\%</math> Le Sol est susceptible à l'effondrement</p> <p><math>\eta</math> : porosité initiale (<math>\eta &gt; 40\%</math>).</p> <p><math>w_0</math> : teneur en eau initiale (<math>w_0 &lt; 30\%</math>).</p> <p><math>K</math> : coefficient dépend de la nature de sol.</p>
Feda (1966)	<p><math>\eta = 40\%</math> sol susceptible à l'effondrement</p>
Handy (1973)	<p>Loess de Iowa contient l'argile (<math>&lt; 0.002</math> mm)</p> <p><math>&lt; 16\%</math> forte probabilité d'affaissement,</p> <p><math>16 \rightarrow 24</math> % probabilité de collapse,</p> <p><math>24 \rightarrow 32</math> % moins de 50 % de probabilité d'affaissement</p> <p><math>&gt; 32\%</math> sans danger d'effondrement</p>
Bally (1973)	<p><math display="block">I_{mg} = \sum i_{mgi} \cdot h_j</math></p> <p>Si <math>I_{mg} = 10</math> à <math>12\text{cm/m}</math> le sol est affaissable</p> <p><math>I_{mg}</math> : Le potentiel total d'affaissement</p> <p><math>I_{mgi}</math> : coefficient de tassement à l'œdomètre de l'échantillon humidifié sous une charge de (<math>2</math> à <math>3\text{kg/cm}^3</math>).</p> <p><math>h_j</math> : hauteur de la couche <math>j</math>.</p>
Reginatto et Ferrero (1973)	<p><math display="block">C_p = (P_{cs} - P_0) / (P_{cn} - P_0)</math></p> <p><math>C_p</math>: le coefficient d'affaissement.</p>

	<p><math>C = 1 \rightarrow</math> le sol a la même conduite qu'un sol ayant quelque degré de saturation. Peu de sols qui ont ce caractère. Généralement <math>C &lt; 1</math>.</p> <p><math>0 &lt; C &lt; 1 \rightarrow</math> le sol est conditionnellement affaissable.</p> <p><math>C &lt; 1 \rightarrow</math> sol non affaissable.</p> <p><math>C &lt; 0</math> c-à-d. <math>P_{cs} &lt; P_o \rightarrow</math> le sol ne supporte pas son propre poids lorsqu'il est saturé. Les sols avec ses caractéristiques sont définis comme « vraiment collapsible ».</p> <p><math>C = -\infty, P_{cn} = P_o \rightarrow</math> le sol normalement consolidé (cas non commenté).</p> <p><math>P_o</math> : pression verticale totale due à la surcharge.</p> <p><math>P_{cs}</math> : la pression totale de l'affaissement du sol à sa teneur en eau naturelle.</p> <p><math>P_{cn}</math> : la pression totale de l'affaissement lorsque le sol est saturé.</p>
Krastilov (1980)	$\delta(3.5) \geq 0.166Sr^2 + 0.665I_p + 0.165Sr - 0.85I_p \cdot S_r$ <p><math>\delta(3.5) \geq 2\%</math> Sol est affaissable</p>
Anderson (1985)	$R = 5.5 - 3.82 \log(w_1/w_p) - 1.63 \log w_o - 1.24 \log C_u - 0.918 \log P_{10} + 0.465 \log(D_{60}/D_{40}) - 0.45 \log(D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$ <p><math>R \geq 2\% \rightarrow</math> Sol affaissable.</p> <p><math>C_u</math> : coefficient d'uniformité du sol (<math>D_{60}/D_{10}</math>).</p> <p><math>P_{10}</math> : la fraction du sol passant à travers le tamis n° 10 (2mm).</p> <p><math>P_{200}</math> : la fraction du sol passant à travers le tamis n° 200 (0.075mm).</p> <p><math>D_x</math> : le diamètre à travers lequel passe x % du sol.</p>
Basma et Tuncer (1992)	$C_p = 48.496 + 0.102C_u - 0.457W_i - 5.533\gamma_d + 2.8\text{Ln}(P_w)$ <p>Où :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>C_p</math> = le potentiel d'affaissement en pourcentage</li> <li><math>C_u</math> = le coefficient d'uniformité du sol</li> <li><math>W_i</math> = la teneur en eau initiale en pourcentage</li> <li><math>\gamma_d</math> = le poids volumique sec en (<math>\text{kN}/\text{m}^3</math>)</li> <li><math>P_w</math> = la contrainte à l'inondation en (<math>\text{kN}/\text{m}^2</math>)</li> </ul>
Ayadat et Abbèche (1992)	$W_L \leq 1.25 (W_0/S_0)$ " le sol est susceptible à l'affaissement
Abbèche et al (2011)	<p>Si <math>V_{se} &lt; 400</math> m/s sol affaissable</p> <p>Si <math>400</math> m/s <math>&lt; V_{se} &lt; 1000</math> m/s susceptibilité d'affaissement</p> <p>Si <math>V_{se} &gt; 1000</math> m/s pas d'affaissement</p>

➤ **Méthodes basées sur les représentations graphiques**

Des auteurs ont basé leurs prédictions sur l'analyse graphique, Gibbs et Bara (1962) (figure 2.12) ont représenté la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau  $\rho_d=f(W_L)$ .

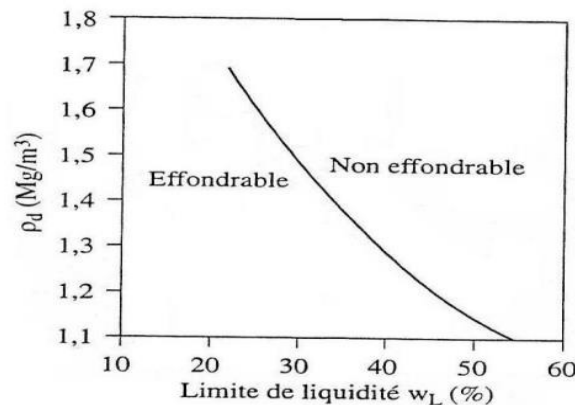


Figure 2.12: L'effondrement selon le critère de Gibbs et Bara (1962)

En suivant les œuvres de Jennings et Knight (1975), le test utilisé pour déterminer le potentiel d'effondrement des sols de l'est du Venezuela par Lupini publiée après par la société américaine d'essai des matériaux "The American Society for Testing Materials" ASTM 2000, sous le nom "méthode d'essai des matériaux pour mesurer le potentiel d'affaissement des sols". La norme ne préconise qu'un affaissement soit une descente verticale d'un sol après saturation sous une charge verticale appliquée constante (figure 2.13).

L'objectif du "test collapse" est de déterminer l'indice d'affaissement ( $I_c$ ), qui est le rapport en pourcentage de l'ampleur de l'effondrement sur une contrainte verticale appliquée constante de  $2\text{Kg/cm}^3$ .

$$I_c = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 \tag{2.5}$$

$I_c$  : Indice d'affaissement

$\Delta h$  : hauteur après inondation (mm).

$h_0$  : hauteur initiale (mm).

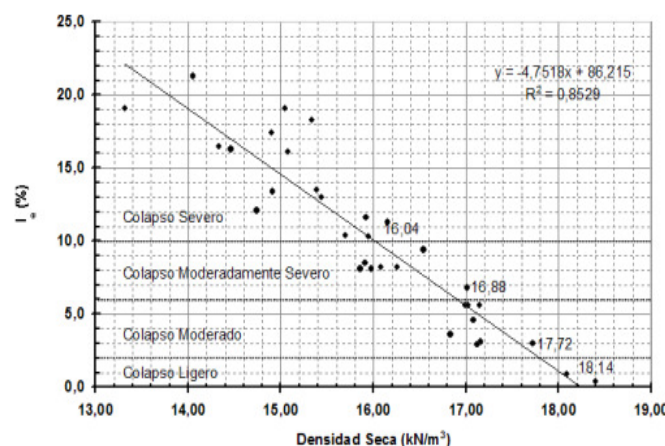


Figure 2.13: Corrélation linéaire de l'indice de Collapse et la densité sèche (ASTM, 2000)

Sur la base de ces résultats, les seuils de densité du sol sec peuvent être établis pour les différents degrés de collapsé comme l'indique le tableau 2.7.

Tableau 2.7 Seuils de densité sèche et indice de collapsé du sol de Jose (ASTM, 2000).

Degré de collapsé	Indice de Collapsé	Densité sèche (KN/m <sup>3</sup> )
Pas d'affaissement	0.0	> 18.14
Faible affaissement	0.1-2.0	17.72-18.14
Affaissement modéré	2.1-6.0	16.88-17.72
Modérément sévère	6.1-10.0	16.04-17.72
Sévère	>10.0	< 16.04

### 2.10.2 Méthodes basées sur les essais au laboratoire

Les méthodes expérimentales permettant de déduire la gravité de l'affaissement des sols non saturés et procurent aussi des informations quantitatives sur la magnitude et le taux d'affaissement. Si le sol est trouvé susceptible à s'affaisser, il devra être étudié soigneusement à l'aide des essais oedométriques (Mellors, 1995). Dans la plupart des cas, l'identification se fait avec des essais : simple, double oedomètre et le triaxial.

#### a/ Essai simple oedomètre

L'identification du comportement affaissable du sol est évaluée par des tests oedométriques simples (figure 2.14) et doubles. Cet essai, consiste à placer l'échantillon de sol dans une bague indéformable (cellule oedométrique) pour déterminer son aptitude à l'effondrement, à la teneur en eau naturelle, puis en applique des charges croissantes verticales par paliers jusqu'aux 200kPa, contrainte à laquelle on sature l'échantillon (Knight, 1975).

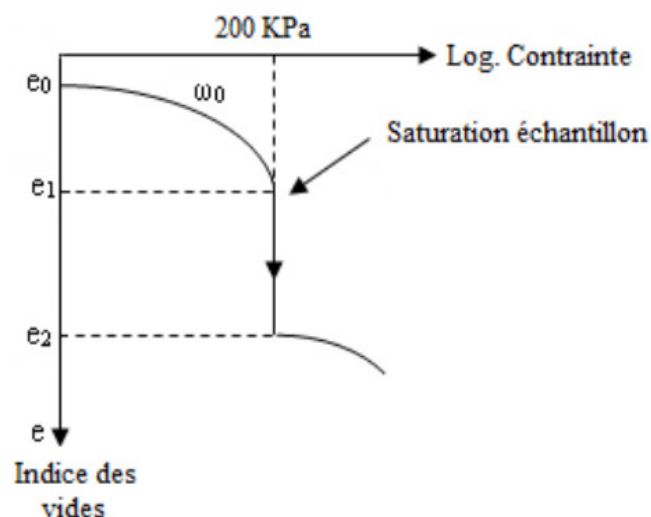


Figure 2.14: Courbe essai simple oedomètre d'un sol affaissable Knight (1975)

Le potentiel de collapse de l'échantillon de sol ( $C_p$ ) est calculé à partir du graphe  $e=f(\log\sigma)$

$$C_p (\%) = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_0} \cdot 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100 \quad (2.6)$$

Où

$e_0$  : indice des vides à l'état initial.

$e_1$  : indice des vides sous la contrainte 200kPa avant humidification.

$e_2$  : indice des vides à 200kPa après humidification.

Le terme "initial" est un terme de désaccord entre les chercheurs, il décrit l'état in situ Clémence et Finbarr (1981), Murthy (2000), l'état de contrainte nulle Ayadat et Hanna (2007), Abbèche et al (2007), ou l'état de contrainte proche de zéro (5 kPa) ASTM (2000), Basma et Tuncer (1992) et l'état de pré saturation pour Al-Rawas (2000), Sun et al (2007), Nouaouria et al (2007).

#### b/ Essai double oedomètre

Dans ce travail, les essais de double oedomètre (figure 2.15) ont été effectués conformément à la norme MB-3336 (ABNT, 1990) pour déterminer le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol (S). L'essai consiste à placer les deux échantillons du sol (S) dans l'oedomètre, le premier à la teneur en eau initiale ( $w_0$ ) et le second à la saturation sous des contraintes verticales égales jusqu'à la stabilisation des déformations "Da Silva et al. (2017)". Les deux conditions (sec et saturé) sont tracées sur la même courbe de consolidation. Le potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) est obtenu à partir de la différence entre les taux de vide ( $e$ ) (Howayek et al. (2011)).

$$C_p (\%) = \frac{e_{sec} - e_{sat}}{1 + e_0} \cdot 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100 \quad (2.7)$$

Avec :

$e_{sec}$  : Indice des vides à teneur en eau initiale sous la contrainte  $\sigma$ .

$e_{sat}$  : Indice des vides du sol saturé sous la contrainte  $\sigma$ .

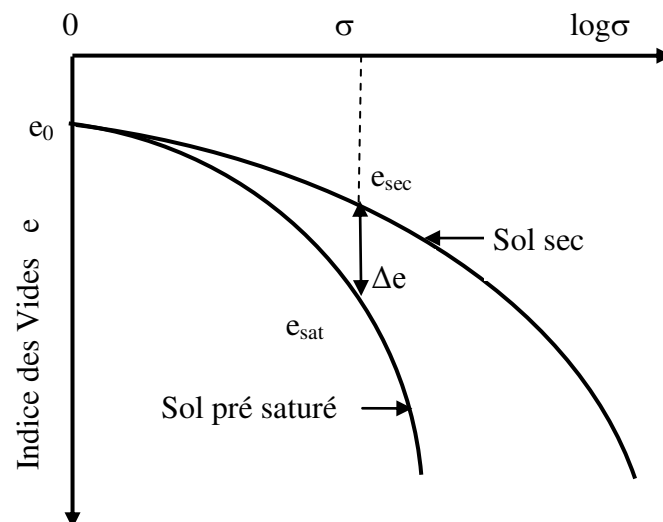


Figure 2.15: Essai double oedomètres (Jennings et Knight (1975)).



Jennings et Knight (1975) en se basant sur des résultats expérimentaux de compressibilité à l'oedomètre sous charge constante (200 kPa), ont distingué cinq niveaux de risque d'effondrement en fonction du pourcentage de déformation verticale due à l'imbibition d'eau tableau (tableau 2.8).

Tableau 2.8 L'importance de l'affaissement en fonction du  $C_p$ (%)

Potentiel de collapse ( $C_p$ %)	Degré d'effondrabilité
0 → 1	Non effondrable
1 → 5	Légèrement effondrable
5 → 10	Effondrable
10 → 20	Très effondrable
> 20	Effondrement très sévères

### c/ Discussions sur les résultats des essais oedométriques

La recherche menée par (Medero et al. (2010)) ont montré que la variation du taux de vide de l'échantillon saturé à 200 kPa dans l'essai oedométrique simple est pratiquement similaire à celle mesurée dans l'essai du double oedomètre correspondant à la différence entre le taux de vide de l'échantillon sec (avec eau naturelle contenue) et l'échantillon saturé sous une pression initiale de 11 kPa. Les essais menés par Olabarria (2003) sur simple et double oedomètre, pour évaluer l'affaissement des sols lœssiques (Picardie, France), a montré la complémentarité des deux essais et que la différence des tassements sous une contrainte verticale de 200kPa et de l'ordre de 2% pour les deux méthodes. Cependant les résultats des deux essais obtenus par A. Zur (1969), A. Luttenger (1988), P. Delage et al (2001) en réalisant l'effondrabilité sur différents types de sols affaissables. Ils constatent que le potentiel de collapse ( $C_p$ ) donné par le double oedomètre est toujours sur estimer à celui observé sur un essai simple oedomètre. Booth (1977), précise que l'intervalle de sur estimation peut atteindre 10% environ. Dibben et al (1998) ont déduit à partir des essais oedométriques simples et doubles menés sur des échantillons de lœss artificiels saturés à base de kaolinite chargée de 5 à 1600 kPa, le maximum d'effondrement se produit lorsque le taux d'argile atteint 25% qui correspond expérimentalement à 18% de kaolinite. Enfin Z.M. Mansour et al (2008) affirment que dans le cas d'un sol cohésif, l'essai simple oedomètre n'est pas recommandé en raison de la diminution de la perméabilité pendant le chargement de 200 kPa, ce qui augmentera le temps requis pour une lixiviation complète, mais il est recommandé si le sol n'est pas homogène.

Des essais d'effondrement à l'oedomètre réalisé sur des échantillons de limon non saturé naturel du nord de la France dont la teneur en eau naturelle est égale à 14% on permet de savoir que (Delage, 2014):

- ❖ le sol non saturé est moins compressible que celui à l'état saturé, qui est l'état qui présente la plus grande compressibilité.
- ❖ Le séchage de l'ess de 14% à 4% augmente l'affaissement de 4.4% à 7.5%. Cette plus forte valeur est due au fait que la compression du même sol à sec est plus faible.
- ❖ Une autre caractéristique des sols non saturés qui sont d'autant plus raides qu'ils sont plus secs.
- ❖ Un effondrement plus fort est donc obtenu avec un sol plus sec.

#### d/ Essai triaxial

C'est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols (figure 2.16). Il permet la détermination de la résistance au cisaillement et les paramètres de rupture du sol sous différentes conditions de drainage. L'essai consiste à placer une éprouvette cylindrique de sol enveloppée dans une membrane de latex dans une cellule triaxiale et le soumettre à une pression latérale hydrostatique et une pression axiale verticale au moyen d'un piston de chargement, de façon qu'il se déforme à vitesse constante. En utilisant la méthode "double Triaxial" sur des échantillons compactés de sable argileux, Lawton et al (1991), ont remarqué que l'affaissement volumique dépend de la contrainte moyenne  $(\sigma_a/\sigma_r + 2\sigma_r)/3$ , mais pas de  $(\sigma_a/\sigma_r)$ . À contrainte moyenne donnée, les déformations axiales augmentent avec le rapport  $(\sigma_a/\sigma_r)$  (confirmé par Kato et Kawai, 2000). De plus, la différence entre les potentiels d'affaissement du double triaxial et double odomètres est minime. Sun et al (2007) en réalisant des essais au simple triaxial sur l'argile kaolinique, ont confirmé l'effet de la contrainte moyenne sur l'affaissement. Des essais au triaxial mené sur le comportement des sols affaissables ont montré que la succion rigidifiée et accélère la pression de consolidation (A.Omrane, 2002).

La mesure de la contraction des échantillons compactés de sable, Benahmed (2001) a remarqué un plus grand resserrement du sable de Fontainebleau (0.6% en volume) par rapport au sable d'Hostun (0,2% en volume) à même indice de densité, cela affirme que les sables formés par des grains arrondis facilitent et favorisent le glissement entre eux.

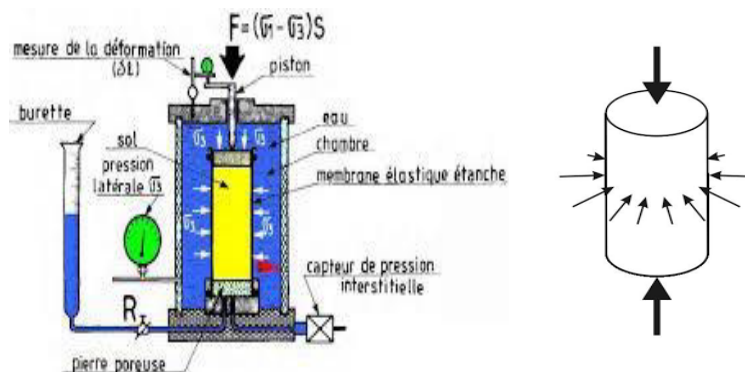


Figure 2.16: L'appareil Triaxial et l'éprouvette cylindrique.

## 2.11 Méthodes de Traitements des Sols Affaissables

Dès la fin de la 2<sup>e</sup> guerre mondiale, une nouvelle ère de développement, de progrès et de reconstruction se produit pour réparer les dégâts de la guerre. L'évolution humaine dans tous les secteurs se multiplie : bâtiments, ouvrages hydrauliques, ouvrages en terres, voies ferrées, autoroutes...etc. Ce dynamisme de construire provoque l'épuisement des "bons sols" et l'implantation des ouvrages stratégiques sur des sols à risque "instable", considérés comme inconstructibles. Bien que les dommages causés par les sols affaissables n'entraînent généralement pas de pertes en vies humaines ou de coûts importants pour un seul événement comme le ferait un tremblement de terre, les coûts cumulatifs sont considérables (Prokopovich et Marriott, 1988). La construction sur les sols mous et compressibles, d'origine naturelle ou anthropique (remblais inertes, décharges,...), dont la solution était souvent l'adaptation des fondations profondes qui obligent l'ingénieur à prendre compte lors de dimensionnements, de l'effet du frottement négatif dû au tassement de sol affaissable (Schwartz, 1985). Ces dernières coûtent cher surtout lorsque la roche-mère est très profonde et donc difficile à réaliser. Le coût des mesures correctives nécessaires pour réparer les structures d'une cimenterie du centre de l'Utah (USA) situé sur des sols affaissables dépassait 20 000 000 \$ (Hepworth et Langfelder, 1989). D'où la nécessité d'une amélioration adéquate de sol pour la mise en œuvre de l'ouvrage et qui ne rend pas financièrement onéreux.

Ces traitements permettent d'améliorer soit les caractéristiques mécaniques initiales des sols et lui donnent des nouvelles performances pour supporter l'édifice en question en toute sécurité, soit en y incorporant des inclusions. La méthode de traitement d'un sol affaissable est fonction de sa profondeur et des spécifications de portance ou de tassement requises pour l'ouvrage à fonder.

### 2.11.1 Domaine et limites d'application

La granulométrie de sol à traiter est un facteur déterminant dans le choix de la méthode à appliquer. Le domaine d'application d'une technique d'amélioration des sols comporte (04) étapes (Dhouib, 2003) :

- ❖ définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés
- ❖ identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eaux ;
- ❖ choix de la solution d'amélioration des sols ;
- ❖ optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

### 2.11.2 Différentes classes d'amélioration des sols

A. Dhouib, J.P Magnan, A. Guilloux (2004), dégagent deux classes d'amélioration :

- ❖ *amélioration de sol dans la masse* : densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation et

préchargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, préchargement par le vide, électroconsolidation, injection des sols grenus et des sols fins, congélation des sols aquifères (sans écoulement).

❖ *amélioration de sol par inclusions verticales* : colonnes ballastées et procédées connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (technique souvent appelée "Jet Grouting"), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment.

#### **a/ Substitution totale ou partielle de sol**

Souvent cette méthode est utilisée pour renforcer les sols très mous et compressibles, situés à des faibles profondeurs (4÷5m). La technique consiste à décaisser la couche de sol à problème et le substituer par des matériaux de remblai stables notamment dans les ouvrages linéaires (routes, voie ferrée...) et barrages en terre (Anyev et Volyanick, 1986). Ayadat et Gherabli ont proposé même le traitement en place de sol excavé par des taux de ciment et une énergie de compactage bien étudiée. Lorsque la couche de sol mou est épaisse, la substitution se fait par partie (partielle).

#### **b/ Amélioration dans la masse de sol**

##### ✓ **Amélioration par compactage dynamique**

Le compactage dynamique a été mise au point et développée par Louis Ménard vers la fin des années 1960. Il est applicable à tous les types de sols à comportement granulaire (sables, remblais granulaires, sableux,...), il permet de les densifier à grande profondeur sous l'effet de l'apport de haute énergie obtenu par la chute libre d'une masse en acier de 15 à 40 tonnes d'une hauteur de 10 à 30 m en surface. Le compactage dynamique peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés ou saturés situés sous la nappe phréatique. Cette technique présente l'avantage de ne pas nécessiter l'apport de matériaux.

##### ✓ **Amélioration par explosifs**

C'est en ex-URSS que ce procédé a été développé, la première application datant de 1936. Le compactage à l'explosif est destiné principalement au traitement des propriétés mécaniques des sables saturés se trouvant dans un faible état de densité (Ivanov, 1967, 1980). Cette méthode est utilisée pour le traitement des sols lœssiques de l'Europe de l'Est après saturation préliminaire du sol (Litvinov, 1973). La quantité d'explosif utilisée pour densifier le remblai hydraulique de Sète (France) est de 42g d'explosif par 1m<sup>3</sup> de sol à traiter, pour une zone d'influence de 25m<sup>2</sup> (mailles carrées de 5m de côté) (Simon, 1980).

##### ✓ **Amélioration par vibrocompactage (vibroflottation)**

Ce procédé est développé en fin des années 1930, il permet de densifier les sols grenus sans cohésion (sables, graviers et cailloux) en place ou en remblai avec la présence ou non de la nappe phréatique (figure 2.17), la technique consiste à développer des vibrations dans les

couches inférieures de sol à l'aide d'une aiguille vibrante qui peut atteindre des profondeurs de 50m. Ces vibrations provoquent un réarrangement dans la matrice granulaire de sol en réduisant la porosité ce qui conduit à une compacité élevée du sol de manière significative. Le passage de l'aiguille vibrante induit une liquéfaction du sol et un tassement quasi immédiat.

Le compactage statique en profondeur (compactage statique horizontal), est développé en USA dans les années 1950 par les ingénieurs d'Hayward Baker Inc. Cette opération consiste à l'injection par une pompe de haute pression d'un mortier très visqueux à l'aide d'un tube de 0.10m de diamètre environ, afin de comprimé par inclusion en profondeur le sol lâche et augmente sa capacité portante. Cette opération est répétée sur toute la hauteur de la couche à traiter.

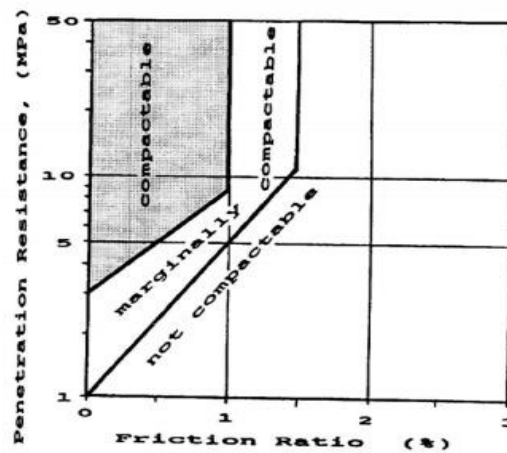


Figure 2.17: Courbe de vérification de la possibilité de vibrocompactage (Pénétrömètre statique) Massarsch et Happel (1991)

#### ✓ Amélioration de sols fins par préchargement

Ce procédé est utilisé dans les sols de composition principalement argileux. Consiste à augmenter le degré de consolidation, cela passe par l'accélération de la vitesse des tassements et l'accroissement de la résistance de cisaillement pour améliorer sa capacité portante et rendre l'assiette de terrain constructible. Il y a deux types de préchargement :

- ❖ préchargement seul : consiste à appliquer au sol une charge égale ou légèrement supérieure à la charge désirée (Pilot, 1977).

- ❖ préchargement associé à un réseau drainant : les réseaux drainants (drains verticaux, tranchés drainants) sont placés dans le sol avant l'application de la charge pour faciliter le drainage horizontal. Ces réseaux interviennent que dans le cas où le sol est sous contrainte pour accélérer la consolidation de sol (Magnan, 1983).

Le préchargement des sols grenus s'opère selon les mêmes principes que les sols fins, mais la perméabilité élevée des sols grenus conduit à des gains de temps considérables.

### ✓ Amélioration par drains verticaux

Leur apparition revient vers les années 1930 en Californie (USA), utilisée pour l'accélération de la consolidation des dépôts de sols meubles, compressibles et saturés en eau, notamment l'argile et l'argile limoneuse. Cette technique s'est trouvée stabilisée par les travaux de Barron (1947), auteur des abaques pour dimensionner les réseaux de drains. Elle consiste à foncer verticalement suivant un maillage bien déterminé (carré ou triangulaire), des drains espacés d'environ 1 à 3 mètres, permet l'évacuation accélérée de l'excès de la pression interstitielle. La solution par drains verticaux (figure 2.18), améliore la portance des sols cohérents et réduit le temps des tassements de quelques années en quelques mois.

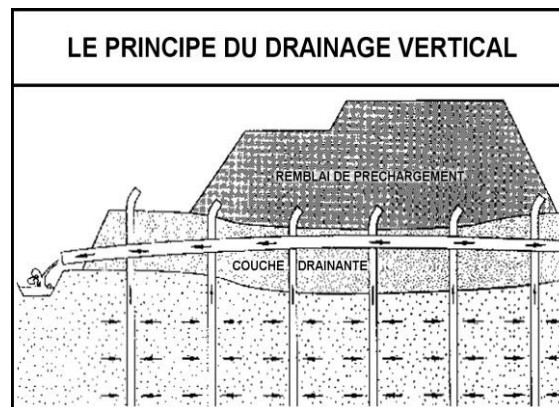


Figure 2.18: Drains verticaux réalisés par fonçage d'un tube métallique

### ✓ Amélioration : préchargement par le vide (consolidation atmosphérique)

Cette technique consiste à placer une surcharge sur le sol compressible (remblai), pour la création d'une dépression sous une membrane étanche sous laquelle on fait le vide, le sol est ainsi chargé par la pression atmosphérique, seul le drainage vertical permet l'accélération de la consolidation de sol.

### ✓ Amélioration par électro-osmose (électroconsolidation)

C'est un procédé très délicat, coûteux est rarement utilisé. Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962). Le principe consiste à appliquer une différence de potentiel au sol fin (les limons et les argiles) généralement saturé ce qui provoque un écoulement de l'eau de l'anode (+) vers la cathode (-). Ce phénomène est appelé électro- drainage, qui provoque les effets suivants (Pilot, Chaput, 1977) :

- ❖ la diminution globale de la teneur en eau ce qui accélère la consolidation et augmente la cohésion non drainée.

- ❖ l'augmentation locale de la teneur en eau à la cathode peut être utilisée pour réduire le frottement négatif sur les fondations profondes. Ce procédé s'emploie dans le cas où les autres

l'augmentation locale de la teneur en eau à la cathode peut être utilisée pour réduire le frottement négatif sur les fondations profondes. Ce procédé s'emploie dans le cas où les autres possibilités d'amélioration ne sont pas envisageables.

#### ✓ Amélioration par injection (chimique)

L'injection d'une substance chimique dans les sols est un procédé qui améliore leurs caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques initialement médiocres. Avec l'aide de nouvelles technologies d'injections sous pression, et de nouveaux mélanges, maintenant il est possible de traiter des terrains de perméabilité moyenne basse (jusqu'aux sables fins). L'injection se réalise à partir d'un maillage de forages équipés de tubes crépines, ces tubes ou canules sont mis en place dans une gaine de coulis de ciment qui empêche la remontée de coulis le long du forage. Le coulis est ensuite injecté sous faible pression dans le terrain et pénètre dans les vides interstitiels de sol avant sa prise. Généralement le coulis composé d'eau, de ciment et de bentonite, parfois de sablons ou cendres volantes.

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium ( $\text{Na}_2\text{SO}_3$ ) et le chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ ) ont été utilisés pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975). L'agressivité du nitrate d'ammonium  $\text{NH}_4\text{NO}_3$  est utilisée en géochimie afin de définir la mobilité et la biodisponibilité des éléments traces dans les sols lors d'extractions simples [Hall *et al.* 1998 ; Cornu et Clozel 2000 ; Gryschko *et al.* 2004 ; Pueyo *et al.* 2004 ; Zhu *et al.* 2012]. Le Borgne (2010) n'observe pas de modification particulière de la microstructure du sol traité avec l'addition de nitrate d'ammonium.

Ghazali *et al.* [1991] montrent qu'un traitement à l'acide phosphorique  $\text{H}_3\text{PO}_4$  induit la préconsolidation d'une kaolinite, une diminution de sa compressibilité, une augmentation de sa cohésion et de son angle de frottement interne ainsi qu'une amélioration de sa résistance à la compression simple. Le principe d'amélioration par injection d'une substance chimique dépend principalement de la façon d'injection du produit dans le massif, on distingue trois modes d'injection (Poupelloz, 1981) :

❖ l'injection *par imprégnation*, le coulis injecté remplit les vides intergranulaires existants.

❖ l'injection *par clavage*, la pression d'injection induit des fissures où se placera le coulis

❖ L'injection *par comblement*, le coulis est stationnaire pour remplir les cavités résultant du refoulement de matériau que provoque cette injection.

#### ✓ Amélioration par congélation

Le principe de cette technique se repose sur la congélation de l'eau interstitielle dans le sol, qui conduit à un nouveau matériau qui a des propriétés améliorées temporairement, tant

que la congélation est maintenue (Boutitie, Mayer, 1981). La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé. Elle peut être réalisée par trois méthodes :

- ❖ circulation de saumure (-25°C et - 30°C), avec cycle de détente d'un gaz réfrigérant (méthode fermée).

- ❖ circulation et passage en phase gazeuse d'azote liquide sous basse température (-196°C) (méthode ouverte) sous une pression de 5 bars. L'inconvénient principal de la méthode ouverte sous une pression de 5 bars est le coût élevé de la fourniture en azote liquide.

- ❖ la méthode combinée, on combine ainsi une mise en froid rapide (azote) et un entretien économique (saumure).

Ce traitement est préférable dans les zones urbaines et pour des profondeurs de 5m d'environ. Cette méthode consiste à réaliser un étang artificiel qui retient une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaissable, dont les infiltrations d'eau et le poids propre causent l'effondrement de sol.

### **2.11. 3 Amélioration de sol par inclusions verticales**

#### **a/ Renforcement par inclusions rigides**

Le renforcement des sols par inclusions rigides verticales est une technique de renforcement de plus en plus utilisée. Elle permet de réaliser des ouvrages : remblais routiers ou ferroviaires, des bâtiments industriels et commerciaux, des réservoirs et bassins sur des sols de qualité médiocre (compressibles). Il consiste à placer un matelas de répartition intermédiaire de sol granulaire entre l'ouvrage et le réseau d'inclusions. Cette technique vise à limiter les tassements totaux et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses (figure 2.19).

Un exemple fameux est le pont Rion-Antirion en Grèce dont les piles sont fondées sur un matelas de transfert de charge posé sur le fond marin lui-même renforcé par un réseau d'inclusions métalliques (Garnier et Pecker, 1999 ; Pecker, 2000 ; Rault et al, 2006). Selon Glandy et Frossard (2002), la couche de répartition doit être mise en œuvre suivant les critères routiers. La désolidarisation entre les inclusions permet ainsi de simplifier les liaisons et peut apporter aussi une solution efficace vis-à-vis des sollicitations sismiques (Pecker et Teyssandier, 1998). Briançon (2002) précise qu'environ 130.000 m<sup>2</sup> de surface (dallages de bâtiments industriels et logistiques et de centres commerciaux, de radiers de silos horizontaux et de stations d'épuration,...) sont annuellement traités par des inclusions rigides en France.



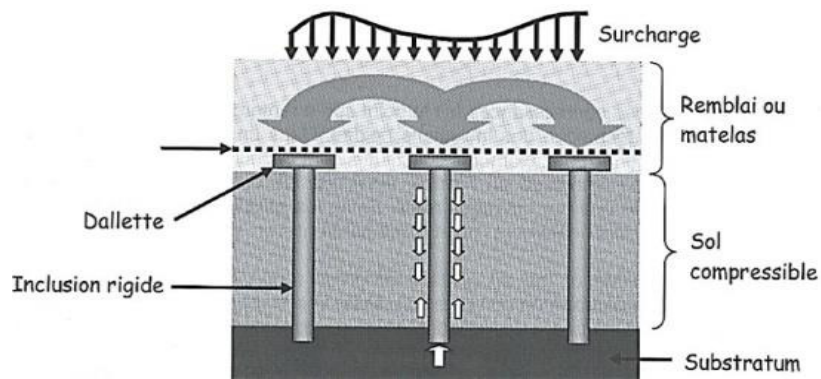


Figure 2.19: Principe de renforcement par inclusions rigides.

### b/ Renforcement par colonnes ballastées

Le procédé des colonnes ballastées "inclusions souples" a été développé à la fin des années 50 par Keller. Elles sont destinées au renforcement de massifs de sols fins de faible cohésion tels les vases, argiles et Limons. (Besancon, 1979). Cette technique d'amélioration (figure 2.20) de sol, permettant de créer des colonnes de granulats expansés afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. Leurs réalisations se font en deux temps :

- ❖ réaliser d'abord un forage, dont la profondeur peut atteindre 15 à 20m avec un diamètre de 0.6 à 1m à l'aide d'une pointe vibrante.
- ❖ remplir le forage avec un matériau grenu à fort angle de frottement interne, la colonne ainsi constituée étant compactée grâce au vibreur.

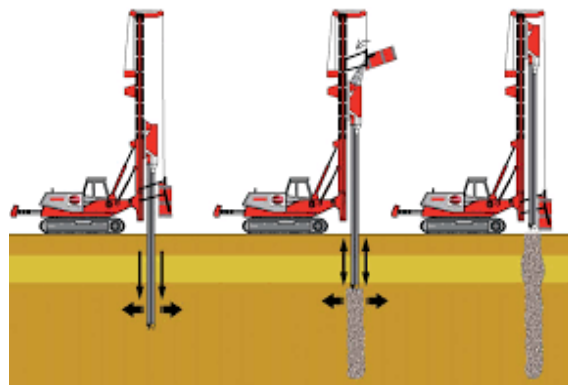


Figure 2.20: Principe du renforcement par colonnes ballastées.

### c/ Renforcement par colonnes de mortier sol-ciment "Jet Grouting"

L'idée du jet grouting est née au Royaume-Uni à la fin des années 50 (figure 2.21). La technique du jet grouting consiste en la réalisation de colonnes de "béton de sol" exécutées à partir d'un forage de petit diamètre (100 à 200 mm). Ces colonnes sont obtenues par malaxage hydraulique sous forte pression du sol et du coulis projeté par la buse d'injection en fond de forage. Il existe trois méthodes de jet grouting (jet simple, jet double, jet triple) sont utilisés en fonction de l'énergie hydrodynamique nécessaire pour détruire et mélanger le terrain avec

un coulis liquide. Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- ❖ déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse,
- ❖ extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting,
- ❖ incorporation d'un liant apporté par le coulis.

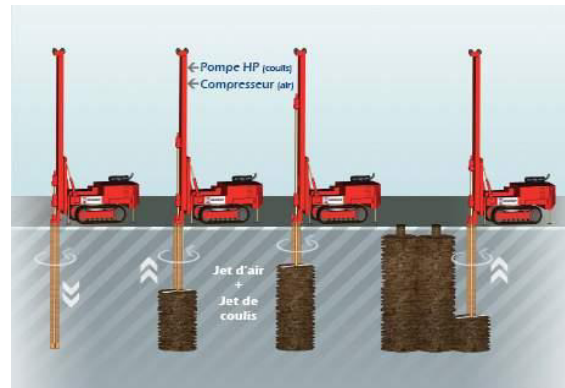


Figure 2.21: Principe du renforcement par jet grouting.

#### d/ Renforcement par Colonnes de Sol traité à la Chaux et /ou Ciment

Cette technique a été mise au point en suède vers 1975, pour renforcer les argiles sensibles, dont la cohésion non drainée est de l'ordre de 10 à 20kPa (Broms et Boman, 1978). La réalisation se fait à l'aide d'une machine de forage équipée d'une trière développée spécialement pour cet usage, par le mélange de la chaux vive et le sol en place, deux techniques existent (figure 2.22):

- ❖ le malaxage par voie sèche sans apport d'eau,
- ❖ le malaxage par voie humide avec injection d'eau.

Ces colonnes de 0.5m de diamètre environ et d'une longueur qui peut atteindre les 15m. Ils sont utilisés pour renforcer les fondations argileuses, les glissements de versants naturels et la réalisation d'ouvrages de soutènement.

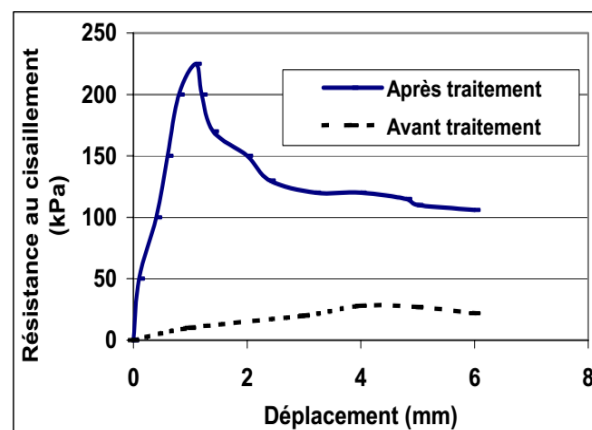


Figure 2.22: Évolution de la résistance d'une colonne chaux-ciment (Kivelö, 1996)

### 2.11.4 Quelques exemples de traitement des sols affaissables

#### a/ Raffinerie générale lazaro cardenas minatiltan-Mexique

En 2013, la compagnie pétrolière mexicaine PEMEX, lance le projet de la nouvelle raffinerie à Minatitlan dans l'état de Veracruz, CIMESA, filiale mexicaine de Solétanche Bachy, à réaliser les travaux d'améliorations de sol des fondations de ce projet. Cette partie du Golf du Mexique comporte des terrains compressibles de fortes profondeurs.

L'assiette de la raffinerie est une alternance d'argile molle à très molle, avec des couches intermédiaires de sables plus au moins fins de compacité lâche à moyennement lâche. Ces horizons de sables se situent entre 0 et 20m de profondeur, sont liquéfiables ce qui nécessite leurs traitements. Les couches porteuses sont à 25 et 45m de profondeur.

Deux techniques de traitement sont utilisées, le compactage dynamique pour les couches superficielles et l'injection solide par pieux star sol pour améliorer les couches en profondeur.

#### b/ Terminal céréalier de djen djen, jijel-Algérie

Le projet consiste à réaliser un terminal céréalier composé d'un ensemble de 180 silos de 3.500 à 12.000 tonnes de capacité et de bâtiments annexes. La technique de renforcement de la couche d'argile molle présentait des épaisseurs variables.

La diversité des objectifs techniques a permis à utiliser différents types de traitement.

- ❖ colonnes ballastées et vibrocompactage pour augmenter la capacité portante, diminuer les tassements et supprimer les risques de liquéfaction des sables situés de 4 et 12m de profondeur.

- ❖ compactage horizontal statique pour diminuer les tassements de la couche d'argile molle.

- ❖ rabattement de la nappe phréatique pour supprimer les tassements différentiels.

La totalité des travaux sont exécutés dans un délai de six mois, d'aout 2003 à janvier 2004.

- ❖ 43.000ml de colonnes ballastées de (12 et 14m).

- ❖ 8.000 ml de vibrocompactage à des profondeurs 12 et 14m.

- ❖ compactage horizontal statique : 35.000 ml de forage jusqu'à 35m de profondeur.

- ❖ 6.000ml d'injection variables entre -35m et -20m.

- ❖ 12puits crépines pour rabattre la nappe de -2 à -10m pendant 2semaines.

#### c/ Plate-forme à gazeley-chaponnay- France

La réalisation d'une plate forme logistique de 28.000m<sup>2</sup> chargée à 5t/m<sup>2</sup>, implanté sur un terrain de remblaiement de sol limono-argileux compressible, d'une épaisseur qui peut atteindre 21m. Les problèmes rencontrés sur le terrain sont dus à l'hétérogénéité du remblai

qui renferme du gravier, des blocs et déchets divers. Les sondages ont montré :

- ❖ des remblais à dominante limoneuse jusqu'à 3.00 à 4.50m de profondeur.
- ❖ des remblais à dominante gravelo-argileuse jusqu'à 12.00m de profondeur.
- ❖ des remblais argileux jusqu'à 15.50 à 21.00m de profondeur.
- ❖ des sables et graviers jusqu'à la fin de sondage.

La solution consiste à réduire les tassements de sol limono-argileux à des valeurs admissibles par la réalisation :

- ❖ des colonnes à modules mixtes (CMM).
- ❖ des colonnes ballastées, sèche sous dallage.

#### **d/ Zone industrielle GNL 3Z arzew-Algérie**

La réalisation, pour la SONATRACH, d'un terrain de gaz naturel liquéfié dans la zone industrielle d'Arzew, qui comporte quatre réservoirs (deux GNL, un propane et un butane).

Pour la production de 4,3 millions de tonnes de gaz liquéfiable.

L'étude réalisée par le LTPO (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest), sur le sol à met l'accent sur la présence de :

- ❖ couche de sable d'épaisseur variante de 0 à 5 m,
- ❖ couche de grès (calcarinite) d'épaisseur variante de 1 à 6 m,
- ❖ couche de marne altérée d'épaisseur variante de 2 à 7 m.

L'amélioration consiste à la réalisation de 16.600 ml de colonnes de jet grouting (jet double à l'air) avec injection 7.000 tonnes de ciment à 400 bars, soit un volume de coulis injecté de 17.500 m<sup>3</sup>. afin de traiter les risques suivants : les tassements résultant des variations d'épaisseur de la couche de sable en surface, et le traitement de l'interface grès-marne pour suppression du risque de circulation d'eau et de dissolution de la couche de grès. Le phasage d'exécution des colonnes de jet grouting est comme suit :

- première phase : Forage à l'eau + air.
- deuxième phase : Injection de coulis (400 bars) en remontant.

#### **e/ Barrage d'oued ziatine cap serrat-Tunisie**

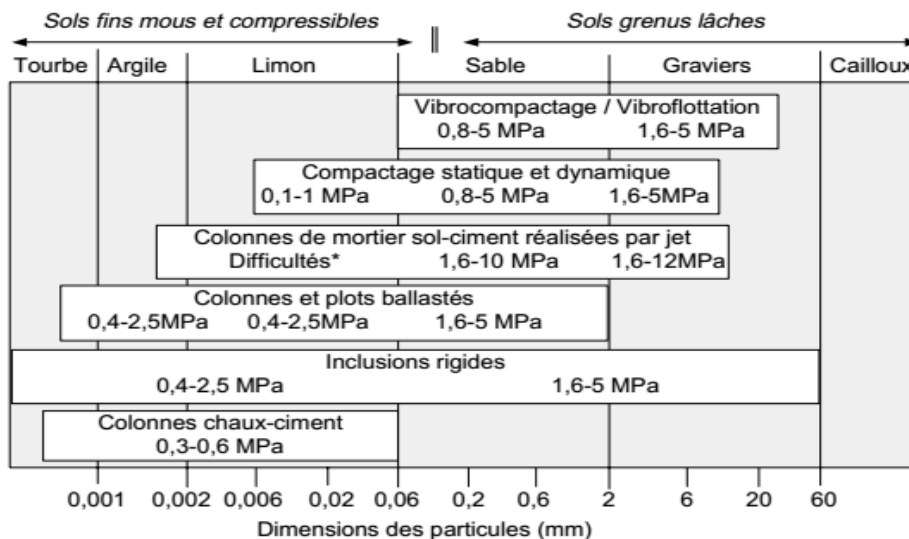
Le projet consiste à traiter un sol composé de sable, des dépôts alluviaux et éoliens, constituant la fondation de la digue du barrage en fond de vallée. Ce barrage a une capacité de stockage de 33millions de m<sup>3</sup> d'eau. L'état de compacité naturelle dans la vallée est assez faible pour contrarier le risque de liquéfaction en cas de séisme. Le traitement par compactage a pour but d'augmenter la compacité du sol dans les horizons sableux afin de s'affranchir du risque de liquéfaction, à l'aide des vibreurs Killer suspendus à des grues porte des masses de 80 à 120tonnes. Cette méthode permet le vibrocompactage du sable sur une surface d'environ 135.000m<sup>2</sup> et atteindre une profondeur de 35m. Le volume traité représente une quantité

d'environ 2.9000.000m<sup>3</sup> de sol. Le tableau 2.9 ci-dessous récapitule les techniques d'amélioration les plus utilisés à travers le monde.

Tableau 2.9 Récapitulatif des techniques d'amélioration des sols.

Méthodes physiques	Traitement thermique (Bell et Bruyn 1997)
Méthodes chimiques	-Injection de silice (Sokolovich et Semkin 1984, Semkin et al. 1986) -Précipitation de calcite par des bactéries (Tagliaferri et al. 2011) -Injection de suspensions
Méthodes mécaniques	-Statiques avec apport d'eau (Holtz et Hilf 1961) -Dynamiques : vibrocompactage, consolidation dynamique (Lutenegger 1986)
Inclusions	- colonnes ballastées (Gao et Wu 1995) - pieux
Méthodes mixtes	- Soil-mixing - pré-mouillage (Houston et Houston 1997, Prokopovich 1986)

Tableau 2.10 Méthodes de traitement en fonction de la nature du sol.



\*Utilisation de grande énergie ou de double jet.

### 2.11.5 Efficacité, avantages et limites de traitement

L'efficacité des méthodes de traitement pour les sols affaissables dépend des objectifs de modification de comportement et/ou d'état du sol visé en fonction du type d'ouvrage réalisé. Vu le manque d'information sur l'efficacité et les performances des structures sur les sols affaissables traités, après qu'ils soient devenus humides, Rollin et Rogers (1994) ont effectué six (06) essais de chargement à pleine échelle sur une semelle de 1.5m<sup>2</sup>, en incluant les traitements :

- ❖ aucun traitement
- ❖ pré-mouillage
- ❖ pré-trempage avec une solution de silicate de sodium à 2%.

- ❖ excavation partielle et remplacement avec un remplissage granulaire compacté
- ❖ compactage dynamique sur sol sec
- ❖ compactage dynamique sur sol pré-humidifié.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 2.11 Comparaison des avantages et des limites des traitements (Rollin et Rogers (1994))

<b>Avantages</b>	<b>Limites</b>
<b>Pré-mouillage à l'eau</b>	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures
<b>Pré mouillage avec silicate de sodium</b>	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements dus au fluage	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
<b>Excavation partielle et remplacement avec remblai</b>	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol affaissable sous-adjacen	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes
Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée	Demande une grande expérience
<b>Compactage dynamique à teneur naturelle</b>	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme
<b>Compactage dynamique après pré -mouillage</b>	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut-être assez long

## 2.12 Conclusion

L'analyse des sols à affaissement brusque formés par la nature (sols loessiques...) ou par l'humain (les remblais) pose un problème aux géotechniciens car leur humidification volontaire ou involontaire porte un risque majeur sur leur stabilité même sans chargement. La magnitude et la nature imprévisible du phénomène peuvent prendre une ampleur inacceptable, ce qui laisse le dimensionnement des ouvrages sur des assiettes affaissables difficiles à gérer.

Ce chapitre présente une synthèse de connaissances relatives aux sols affaissables avec présentation de quelques exemples d'affaissement à travers le monde. Les méthodes de prédiction sont nombreuses certaines sont basées sur les paramètres d'état de sol (les limites de consistance, la représentation graphique) et d'autres sur les essais au laboratoire (qualitatives et quantitatives). Leur traitement prend d'ampleur après la 2<sup>ème</sup> guerre mondiale vue le besoin absolue de ces terrains et leurs risques imprévisibles et brutaux sur l'assiette des ouvrages. La littérature offre une diversité de méthodes de traitement et propose des solutions qui vont de la substitution de la couche compressible de sol à l'amélioration dans sa masse (la densification mécanique), ou le renforcement in-situ par des inclusions rigides verticales. Le choix d'une méthode approprié est lié directement à la nature de l'ouvrage et les caractéristiques mécaniques du sol d'assiette. Tellement les méthodes sont variées qu'il faut l'adaptée chacune à la nature du terrain.

À la fin`du chapitre on' a donné quelques exemples de projets réalisés sur des sols affaissables ainsi que les méthodes de stabilisation adaptés pour chaque cas à part.

*Chapitre 3*

***MATÉRIAUX, MATÉRIELS  
ET ESSAIS***



## Chapitre 3

# MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET ESSAIS

### 3.1 Introduction

A fin d'atteindre les objectifs de la présente étude un protocole d'essais important à été réalisé au laboratoire, en se basant sur plusieurs essais tels que :

- ❖ Essais de caractérisation géotechniques : analyse granulométrique, masse volumique absolue et apparente, équivalent de sable, limites de consistance, essai Proctor normal et essai VBS.

- ❖ Essais double oedomètre

- ❖ Essais de mesure de succion par papier filtre Whatman 42

- ❖ Analyse microstructurale associée au spectromètre à dispersion d'énergie (MEB/EDAX).

Cependant, les différents matériaux qui ont été utilisés pour mener l'étude sont, le kaolin, le sable des dunes, le laitier granulé et la pouzzolane naturelle.

### 3.2 Matériaux Utilisés

Les matériaux utilisés dans la présente étude sont :

#### 3.2.1 Kaolin de tamazert

Le kaolin trié (KT1) utilisé dans nos essais provient du gisement de Tamazert (exploité par la Société des kaolins d'Algérie (SOALKA) est connu depuis 1925. Il se trouve dans la wilaya de Jijel au nord-est de l'Algérie, à 17 km au nord de la daïra d'El Milia. Ce gisement de kaolin sableux a une composition chimique et minéralogique qui diffère d'un corps à l'autre. Le quartz est toujours dominant avec une moyenne de 67%. L'importance des minéraux dits potassiques (orthose, microcline et micas muscovite) et des minéraux sodiques "plagioclase" varient d'un endroit à l'autre. Le gisement est exploité à ciel ouvert sur une superficie de 331 hectares. Il se présente en lentilles qui affleurent, d'épaisseurs très variables en fonction du degré de kaolinisation avec des gradins d'une hauteur de 5 mètres et d'une largeur de 20 mètres. L'extraction mécanisée du minerai se fait après sélection des sites d'abattage au moyen d'engins de carrière. Le chargement du minerai abattu au moyen de pelles chargeuse et son évacuation vers l'usine de traitement à l'aide de camions de 14 tonnes de charges.

L'usine de traitement des kaolins d'El Milia est située à 11 Km du gisement. Elle a été mise en production en 1994 avec une capacité de traitement de 50.000 T/An, dont les produits sont : KT1 (Kaolin pour l'industrie céramique, insecticide et autres), KT2, KT3 (Céramique, plastique et caoutchouc) et KT3B (Kaolin pour charge papier).

**NB.** Dans le présent travail le kaolin utilisé est le KT1, qui sera cité dans ce qui suit kaolin tout court (figure 3.1a ; 3.1b).

❖ l'analyse chimique et minéralogique du kaolin est résumée dans le tableau suivant.

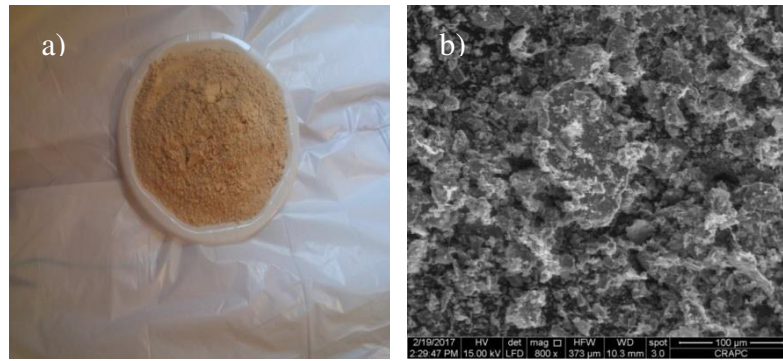
Tableau 3.1 Analyse chimique et minéralogique du kaolin.

<b>Pourcentage en poids</b>	<b>Analyse Chimique</b>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18,60
		CaO	0,07
		Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.58 – 1.22
		K <sub>2</sub> O	0.82 – 3.18
		MgO	0.22
		Na <sub>2</sub> O	0.39
		SiO <sub>2</sub>	67.90
		TiO <sub>2</sub>	0.31
		P.A.F	5.68
	<b>Analyse Minéralogique</b>	Feldspath	10.00
		Kaolinite	25.00
		Quartz	50.00
		Matière micacée(Mica)	13.00
		Autres	2.00

❖ l'analyse granulométrique et les propriétés physiques, sont récapitulées sur le tableau ci-dessous, fourni par la société d'exploitation du gisement d'El Milia.

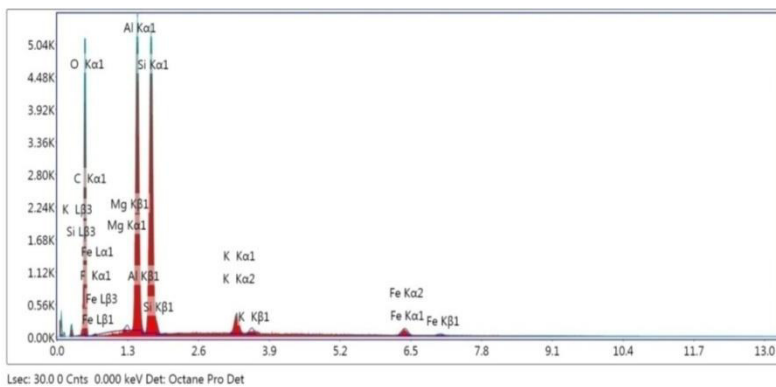
Tableau 3.2 Analyse granulométrique et propriétés physiques du kaolin

<b>Pourcentage en poids</b>	<b>Analyse granulométrique</b>	> 0.991 mm	14.40
		0.991 – 0.495 mm	9.60
		0.495 – 0.104 mm	21.50
		0.104 – 0.043 mm	15.00
		0.043 – 0.01 mm	20.10
		0.01 – 0.002 mm	12.80
		< 0.002 mm	6.60
<b>Propriétés physiques</b>	Blancheur (% en poids)		65 – 75
	Densité réelle		2.65
	Densité apparente		1.00



a) Kaolin broyé et tamisé à 80µm    b) Observation du kaolin au microscope électronique à balayage (MEB)

Figure 3.1: Echantillon de kaolin



Élément	Weight %	Atomic %
C K	6.72	11.07
O K	45.39	56.11
F K	0.05	0.05
MgK	0.14	0.12
AlK	19.62	14.38
SiK	22.73	16.01

Figure 3.2: Analyse par EDAX du kaolin

L'observation des images MEB du kaolin indique la présence des grains de grande taille d'environ 0,1 mm avec une couleur blanche couplée à une faible porosité montrant une perte de plasticité (figure 3.2).

### 3.2.2 Sable des dunes

Le sable utilisé dans la reconstitution du sol provient de la région de Boussaâda (figure 3.3) Algérie, de couleur jaune doré, très utilisée dans les travaux du bâtiment dans les wilayas de Sétif, Bordj Bou Arreridj et M'sila et Bouira. Séché à l'étuve à 105°C pendant 24heures, puis tamisé à 2mm pour avoir une granulométrie continue et étalée selon les recommandations du LCPC.



Figure 3.3: Echantillon de sable de Boussaâda (M'sila), tamisé à 2mm.

### 3.2.3 Laitier granulé

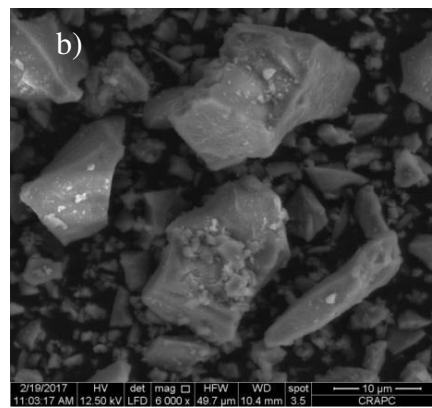
Le laitier granulé (figure 3.4) fourni par du complexe sidérurgique d'EL-HADJAR-Annaba (ALGERIE), broyé puis tamisé à sec (80µm). Sachant que son indice de plasticité ( $I_p$ ) est de 0.95 et d'activité ( $I_a$ ) proche de 1, ce qui montre sa basicité (G.Dreux , J. Festa, 1998).

$$I_a = \frac{\%CaO + \%MgO}{\%SiO_3 + \%Al_2O_3} = 0.84$$

❖ la composition chimique est donnée dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Composition chimique du laitier granulé.

Elément	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	MnO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	$I_p = \frac{CaO}{SiO_2}$
%	40.55	10.14	1.33	3.79	38.71	2.71	0.46	0.35	0.95

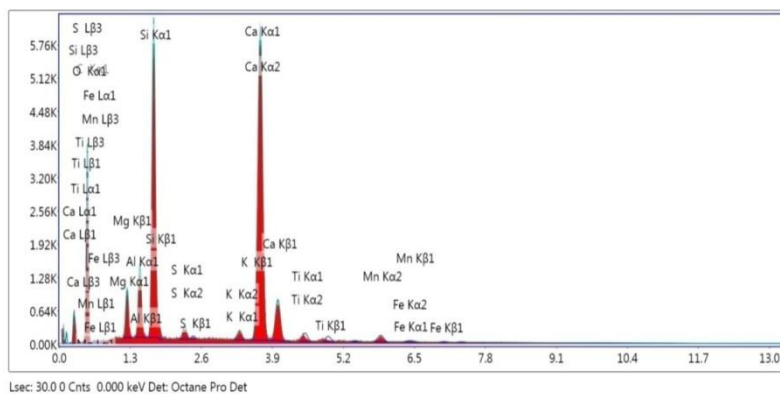


a) Laitier granulé tamisé à 80µm

b) Observation du laitier microscope électronique à balayage (MEB)

Figure 3.4 : Echantillon du laitier granulé

L'analyse au microscope électronique à balayage (MEB) des échantillons de laitier granulé a montré une forme granulaire caractérisée par une porosité fermée évidente avec des structures vitrifiées amorphes (figure 3.4b).

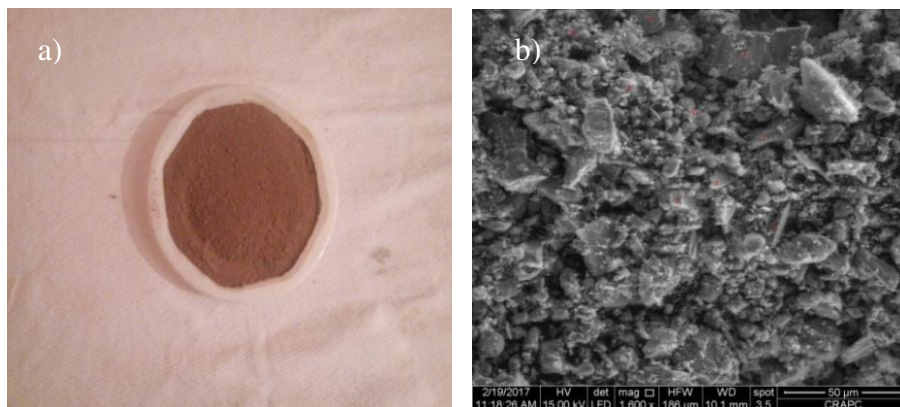


Élément	Weight %	Atomic %
C K	6.13	11.28
O K	38.75	53.51
MgK	3.12	2.84
AlK	3.77	3.09
SiK	13.36	10.51
S K	1.01	0.70
K K	1.09	0.62
CaK	28.18	15.54
TiK	1.64	0.75
MnK	2.18	0.88
FeK	0.77	0.30

Figure 3.5: Analyse par EDAX du laitier granulé

### 3.2.4 Pouzzolane naturelle

La pouzzolane utilisée est de provenance du gisement de Bouhmidi, Beni saf (figure 3.6a) dans la wilaya d'Ain Témouchent à l'ouest de l'Algérie. Elle nous a été fournie par la cimenterie Lafarge Ciment d'Oggaz, Sig dans la wilaya de Mascara, spécialisée dans l'industrie et la commercialisation du ciment gris et ciment blanc. Les quantités fournies ont été séchées, concassées manuellement et broyées avec un broyeur électrique au laboratoire des matériaux de génie civil à l'université Batna1, puis tamisé à sec à l'aide d'un tamis 80 $\mu$ m les particules dont leurs diamètres sont supérieurs ou égaux à 80 $\mu$ m sont jetées. La cartographie de la microstructure de surface de la pouzzolane naturelle a révélé des formes en poudre de scories (figure 3.6b).



a) Pouzzolane broyée et tamisée à 80 $\mu$ m      b) Pouzzolane vue au MEB

Figure 3.6: Echampion de la pouzzolane naturelle

❖ L'analyse chimique et minéralogique est faite par la cimenterie Lafarge qui utilise ce type de pouzzolane naturelle pour la fabrication des ciments pouzzolaniques.

Tableau 3.4 Analyse chimique de la Pouzzolane de Bouhmidi, Beni Saf-Algérie

Elément	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	P.A.F
Teneur(%)	49.60	15.01	5.72	15.10	6.50	0.77	1.20	2.60	3.25

Tableau 3.5 Analyse minéralogique de la Pouzzolane naturelle

Famille	Minéral	Teneur (%)
Amorphous	-	35.58
Carbonates	Calcite -Magnésite	8.57-0.51
Feldspaths	Andesine50	20.11
Feldspathoïdes	Leucite	0.95
Pyroxènes	Augite	15.88
Olivines	Fersterite	1.47
Amphiboles	Magnésiohomblende	3.81
Oxydes	Hématite- Magnétite	0.29-1.86
Clay	Illite	7.66
Zéolites	Analcine	3.31

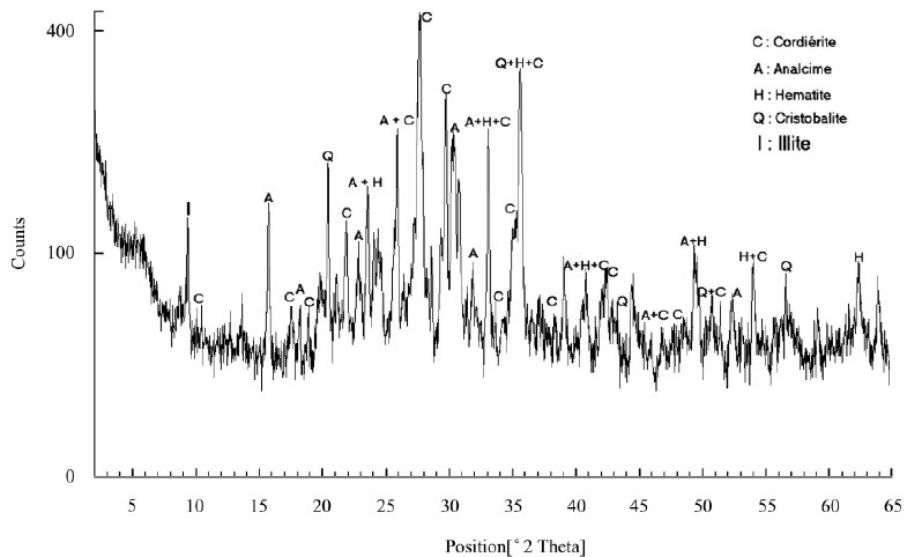


Figure 3.7: Spectre de diffraction aux rayons X de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf.

### 3.3 Essais de caractérisation géotechniques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux entrant dans la composition des sols d'essais sont :

- ❖ l'analyse granulométrique du sol reconstitué (S) (non traité) par tamisage (NF P94-056), consiste à classer une série de tamis d'ouvertures (2-1-0.5-0.2-0.1 et 0.08mm) et verser l'échantillon de sol (S). Les passants à travers le tamis 0.08mm représentent 19% du poids versé et les non passants 81% (supérieurs à 0.08mm).

- ❖ l'analyse par sédimentométrie, un essai complémentaire qui s'applique aux particules dont leurs diamètres sont inférieurs à 0.08mm. Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesse différente ; la relation entre le diamètre des grains et vitesses de sédimentation est donnée par la loi de Stokes, comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on obtiendra que " les diamètres équivalents".

La courbe granulométrique est l'assemblage des résultats obtenus par tamisage et par sédimentation.

- ❖ la masse volumique absolue  $\rho_s$  (NF P 94-054) est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

- ❖ la masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules. La masse volumique apparente d'un matériau

- ❖ pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté.

❖ l'essai d'équivalent de sable (NF P18-598) est réalisé dont le but de déterminer les taux des impuretés à caractère, organique, végétal ou argileux. L'équivalent de sable calculé par deux manières, équivalent de sable visuel (ESv) et au piston (ESp), souvent en prend la moyenne des deux.

❖ les limites de consistance (figure 3.8), l'essai est pratiqué sur les sols fins dont le diamètre des grains est inférieur à 0.4mm (NF P94-051). L'agronome suédois Albert Atterberg (1911), détermine les teneurs limites en eau qui permettent au sol de passer d'un état à un autre. En fonction de l'eau, l'échantillon de sol passe par trois (03) état : l'état solide, l'état plastique et enfin l'état liquide. La limite qui sépare l'état solide et l'état plastique c'est la limite de plasticité ( $w_P$ ), tandis que la limite qui sépare l'état plastique et l'état liquide est la limite de liquidité ( $w_L$ ).

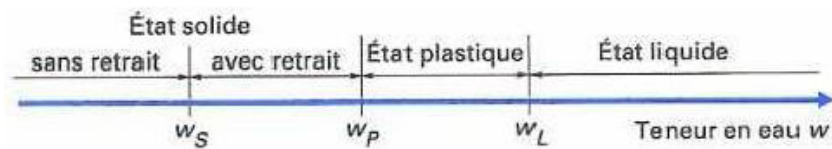


Figure 3.8 : États d'un sol en fonction de la teneur en eau.

❖ la plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol (figure 3.9), les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse, mais également avec la nature des minéraux argileux et des cations adsorbés. L'indice de plasticité ( $I_p$ ), mesure l'étendue de la plage de teneur en dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique. Suivant la valeur de leur indice de plasticité. Les sols peuvent se classer comme suit tableau 3.6:

Tableau 3.6 Classification des sols fins selon le degré de plasticité

Identification de plasticité ( $I_p$ )	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

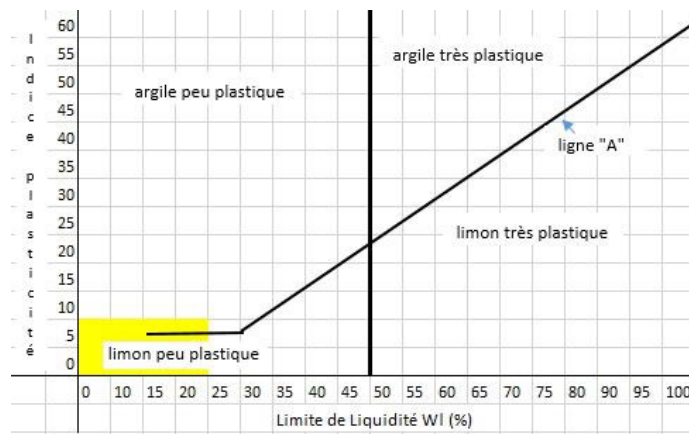


Figure 3.9: Classification des sols fins selon Casagrande.

❖ l'essai Proctor (NF P94-093) (figure 3.10), consiste à humidifier un matériau dont la fraction est inférieure à 20mm, à au moins cinq teneurs en eau et à le compacter dans un moule selon un procédé et une énergie normalisée. On détermine pour chaque teneur en eau la masse volumique sèche du matériau. Le maximum de la courbe est caractérisé l'abscisse par une teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ), tandis que l'ordonnée le poids volumique sec optimal ( $\gamma_{dopt}$ ).

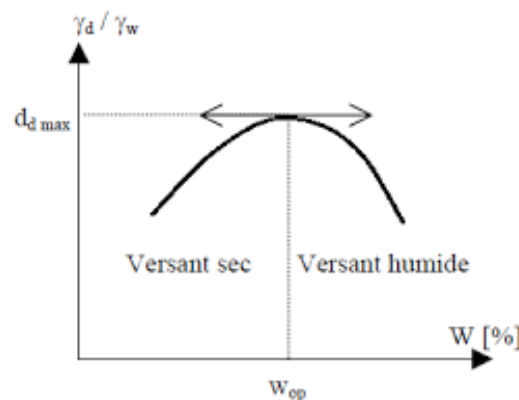


Figure 3.10 : Courbe de l'essai Proctor normal et modifié

❖ l'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068), est utilisé pour déterminer l'argilosité d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. L'essai consiste à déterminer la quantité de particules argileuses présentes dans l'échantillon. Pour cela on utilise du bleu de méthylène, substance adsorbée de préférence par les argiles. L'essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène fixé par 80 g de la fraction granulaire de sol analysé ( $< 5\text{mm}$ ).

$$\text{VBS} = \frac{B}{m_0} * 100 \quad (3.1)$$

$$B = V * 0.01$$

VBS : Valeur de Bleu de Sol

$m_0$  : Masse sèche de la prise d'essai (g)

B : La masse de bleu introduit (solution à 10g/l) ( $\text{cm}^3$ )

D'après le guide des terrassements routiers (GTR 92), six catégories de sols sont définies selon la valeur de VBS :



Tableau 3.7 Classification des sols selon VBS (GTR 92)

Valeur de bleu de méthylène (VBS)	Catégorie de sol
VBS < 0,1	sol insensible à l'eau
$0,2 \leq \text{VBS} < 1,5$	sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq \text{VBS} < 2,5$	sol sablo argileux, peu plastique
$2,5 \leq \text{VBS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne.
$6 \leq \text{VBS} < 8$	sol argileux.
VBS > 8	sol très argileux.

### 3.4 Reconstitution des Sols

Les sols utilisés dans les essais sont composés de kaolin et du sable des dunes, pour le sol non traité (S). Pour les sols traités, des ajouts de laitier granulé et de la pouzzolane naturelle à des taux variants de 1÷7%, sont additionnés au sol (S). Le tableau 3.8 récapitule les formulations et l'appellation des différents sols utilisés.

Tableau 3.8 Appellation de sol non traité et sols traités

Sol	Appellation	Formulation
Sol non traité	S	80% Sable (2mm) +20% Kaolin (80µm)
Sols traités au Laitier granulé	S <sub>1L</sub>	S + 1% laitier granulé (80µm)
	S <sub>3L</sub>	S + 3% laitier
	S <sub>5L</sub>	S + 5% laitier
	S <sub>7L</sub>	S + 7% laitier
Sols traités à la Pouzzolane Naturelle	S <sub>1P</sub>	S + 1% pouzzolane naturelle (80µm)
	S <sub>3P</sub>	S + 3% pouzzolane
	S <sub>5P</sub>	S + 5% pouzzolane
	S <sub>7P</sub>	S + 7% pouzzolane

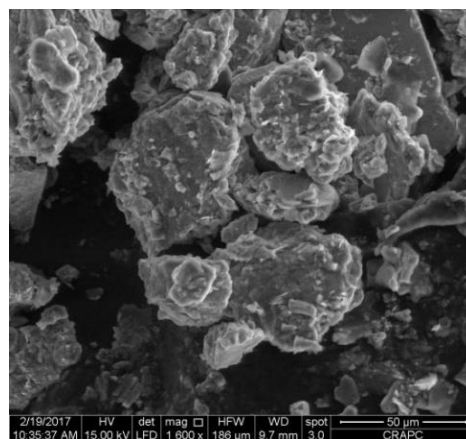


Figure 3.11 : Echantillon de sol non traité (S) au MEB.

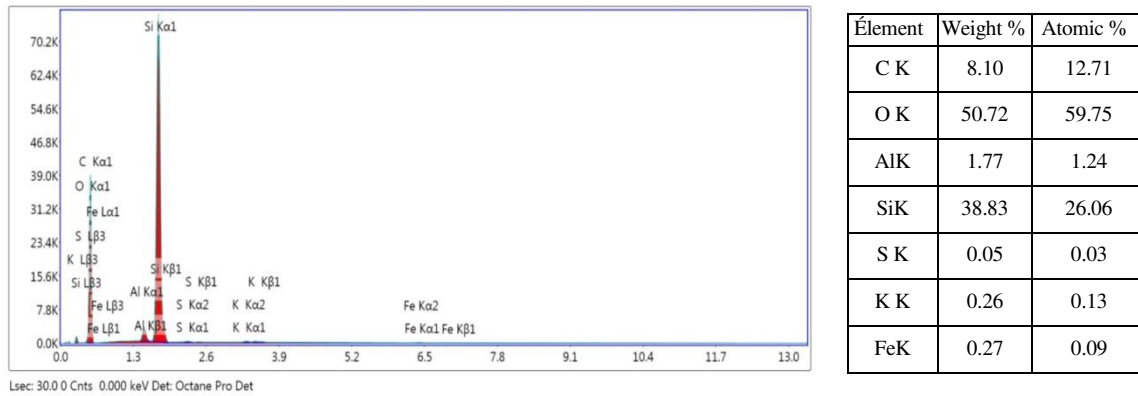


Figure 3.12: Analyse par EDAX du sol non traité (S)

L'observation de l'échantillon de sol non traité (S) au MEB, montre une structure non serrée de distribution granulométrique mal graduée (des grains allant de l'ordre des micromètres (petites tailles) à des grains assez grands) (figures 2.11 ; 2.12), l'agrandissement de l'image fait apparaître des surfaces planes (kaolin) de formes hexagonales à complexes disposés dans tous les sens sur les gros grains (sable).

### 3.5 Programmes d'Essais

Des essais standards ont été effectués sur les deux composants principaux du sol reconstitué (le sable et le kaolin) pour déterminer ses caractéristiques géotechniques ainsi que pour le sol reconstitué au laboratoire. Les essais caractérisant l'effondrement du sol reconstitué (S) de la présente étude sont :

- ❖ essais doubles œdomètres, pour le sol non traité (S) et les sols traités au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle à différentes teneurs en eau, énergies de compactage et pourcentage en poids d'ajouts.
- ❖ essais de succion par papier-filtre pour le sol non traité (S) et les sols traités.
- ❖ étude microstructurale au (MEB) pour les différents échantillons.
- ❖ une analyse chimique élémentaire ponctuelle ou une cartographie de répartition élémentaire de la zone étudiée par énergie dispersive au rayon X (EDAX).

Les microanalyses au (MEB/EDAX) sont faites pour les matériaux de composition du sol (S) (sable +kaolin), les additions (laitier granulé et la pouzzolane naturelle) puis au sol traité à différents taux d'ajouts, le tableau 3.9, résume le nombre, paramètres des essais et leurs normes.

Tableau 3.9 Différents tests réalisés au laboratoire

Type des essais	Paramètres	Nombre d'essais	Observations
Essais Oedométriques	Teneur en eau ( $w_0$ ) : 2% ; 4% ; 6% Energie de compactage ( $E_c$ ) (nombre de coups) 20 ; 40 ; 60 Coups Sol non traité (S) + Sol traités au laitier granulé et la pouzzolane naturelle.	162	Selon la procédure de Jennings et Knight (1975) et la norme MB-3336 (ABNT, 1990)
Essais de Succion	1%,3%,5% ,7%	81	ASTMD 5298-94
SEM/EDAX	Sable, kaolin, laitier granulé et la pouzzolane naturelle. Le sol non traité (S) et les sols traités.		

### 3.5.1 Essais oedométriques

Karl von Terzaghi (1919) entreprit ses recherches sur le phénomène de consolidation des sols et développa sa propre théorie, publiée en 1936. L'essai oedométrique reproduit les conditions de déformation des sols dans le cas d'un massif à surface horizontale chargée par une pression uniforme et/ou le sol ne peut se déplacer que verticalement. L'œdomètre permet d'étudier les déformations verticales d'un sol au cours du temps, qui étaient décomposés en 3 parties : tassements élastiques instantanés, tassements par consolidation primaire et tassements par consolidation secondaire.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes : les courbes de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte verticale constante et la courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

Dans ce travail, des essais de compressibilités du double oedomètre (d'après Jennings et Knight 1975) sont effectués conformément à la norme MB-3336 (ABNT, 1990). Cet essai consiste à préparer deux échantillons de sol à teneur en eau naturelle et les placer dans l'oedomètre, un sec et l'autre saturé, puis on applique des contraintes verticales jusqu'aux stabilisations des déformations (24h): 100, 200, 400, 800 et 1000kPa. Pour chaque chargement les tassements sont relevés à : 15", 30", 1', 2', 4', 8', 16', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 16h et 24h. Les deux cas (sec et saturé) sont tracés sur la même courbe de consolidation et la différence entre leurs indices des vides représente l'aptitude du sol à l'affaissement (figure 3.13).

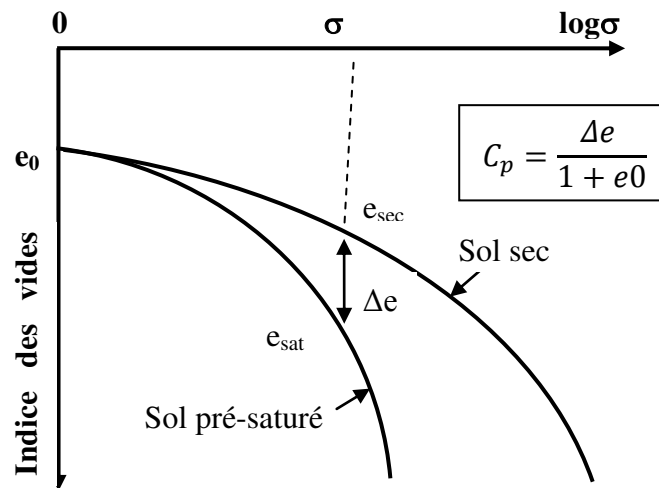


Figure 3.13 : Essai double œdomètre

### a/ L'œdomètre

L'œdomètre (figure 3.14) est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intact ou remanié) sous des pressions verticales appliquées ainsi son gonflement au cours du déchargement. L'opération de chargement et déchargement s'effectuent par paliers et elle est chronométrée, afin d'en déterminer les propriétés mécaniques de l'échantillon testé.

Un bâti d'œdomètre se compose donc de : une cellule œdométrique qui abrite l'échantillon de sol testé, un bras de levier transmettant les charges appliquées à l'échantillon, équipé d'un système de contrepoids, d'un vérin supporte à vis et d'un dispositif (comparateur) analogique ou digital qui mesure l'évolution des tassements au cours du temps.



Figure 3.14: Banc d'œdomètres à charges frontal

### b/ Cellule œdométrique

C'est une cellule de consolidation (réservoir d'eau) à anneau fixe, fabriqué en matériau inoxydable et répondent aux spécifications des normes en vigueur. Toutes les cellules sont livrées avec deux pierres poreuses supérieure et inférieure (figure 3.15).

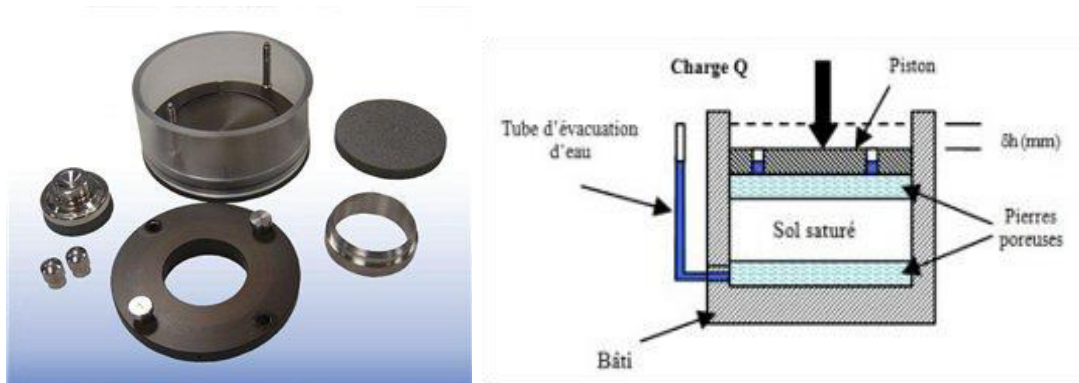


Figure 3.15 : Cellule oedométrique

### c/ Mode opératoire de l'essai oedométrique

Les essais de compressibilité à l'oedomètre ont été réalisés selon la procédure de Knight et Jennings (1975). L'essai consiste à préparer deux échantillons de sol non traité (S) et deux échantillons de chaque sol traité, du laitier granulé ou de la pouzzolane naturelle. L'échantillon testé est malaxé à sec, humidifié à des teneurs en eau initiale voulue, puis mettre dans la bague annulaire est compacté à des degrés de compactage cités dans le tableau 3.9, à l'aide d'une dame conçue spécialement au laboratoire (figure 3.16), composée d'un mouton de masse 162g qui pivote le long d'une tige (colonne) pour tomber en chute libre d'une hauteur de 20cm sur l'échantillon de sol placé dans la bague annulaire indéformable. Une fois le compactage terminé, un échantillon est placé dans la cellule oedométrique à sec et l'autre saturé (remplissage de la cellule oedométrique par l'eau distillée).

Mettre le comparateur à zéro et commencer l'opération de chargement et lecture des tassements.

✓ élémentaire (Méthode d'essai LCPC n°13, juillet 1985)

$$\begin{aligned}\gamma_h &= M / V \\ V &= \pi R^2 H_0 \\ \gamma_d &= \gamma_h / (1 + w_0) \\ e_0 &= (\gamma_s / \gamma_d) - 1\end{aligned}\quad (3.2)$$

Où :

M : la masse de l'éprouvette du sol.

V : volume de la bague annulaire (73.08 cm<sup>3</sup>).

R : rayon de la bague annulaire (Ø = 70mm).

H<sub>0</sub> : hauteur de la bague annulaire (19mm).

γ<sub>h</sub>: La masse volumique du sol humide.

γ<sub>d</sub> : masse volumique du sol sec.

γ<sub>s</sub> : la masse volumique des grains solides

w<sub>0</sub> : teneur en eau initiale.

e<sub>0</sub> : indice des vides initial.

✓ L'indice des vides peut être calculé par :

$$\begin{aligned} e &= (H - h_p) / h_p = (H/h_p) - 1 \\ h_p &= W_{\text{sec}} / (\gamma_s \times S) \\ H &= h_0 - \Delta h - h_p \end{aligned} \quad (3.3)$$

Où:

$W_{\text{sec}}$  : poids de sol sec.

S: section droite de l'éprouvette

$h_0$ : hauteur initiale de la cellule œdométrique

$\Delta h$  : tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h.

**NB** : L'indice des vides initial  $e_i$  s'obtient en faisant  $H=H_0$  dans l'expression de  $e$ .

Enfin le potentiel d'affaissement de l'échantillon de sol dans la bague annulaire est déterminé par la relation :

$$C_p (\%) = [(e_{\text{sec}} - e_{\text{sat}}) / (1 + e_0)] \cdot 100 = [\Delta e / (1 + e_0)] \cdot 100 \quad (3.4)$$

#### d/ Dame de compactage

La dame de compactage en acier est conçue spécialement au laboratoire Bahloul et al. (2014) (figure 3.16). Elle comprend :

- ❖ une base de 69.8mm de diamètre et 1.96mm d'épaisseur.
- ❖ une colonne (column) de hauteur 200mm et 7.88mm de diamètre.
- ❖ un piston mobile (Mouton) de 7.9mm de diamètre et 5.64 mm d'épaisseur

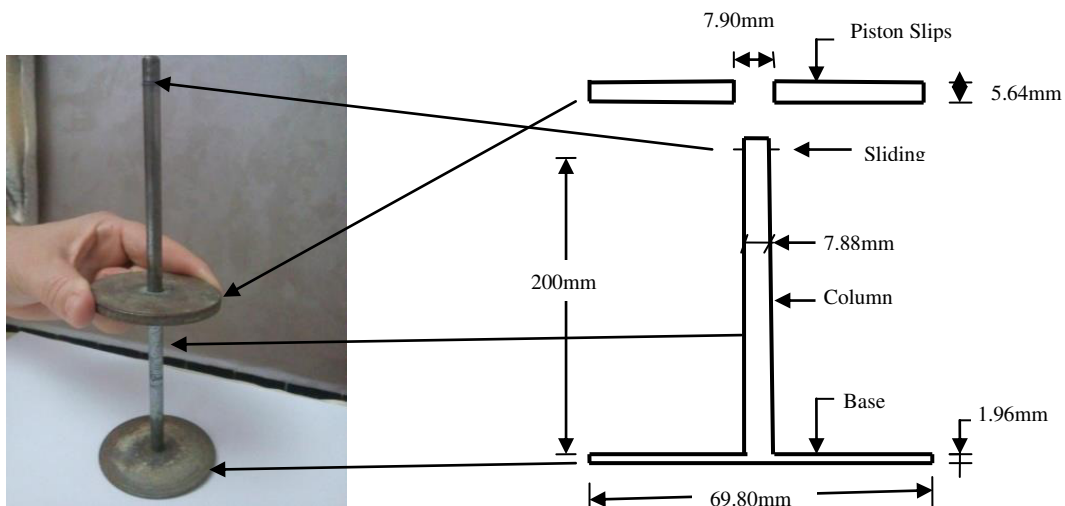


Figure 3.16 : Dame de compactage conçue au laboratoire.

L'énergie de compactage ( $E_c$ ) par unité de volume est donnée par la formule :

$$E_c = \frac{n \cdot m \cdot g \cdot h}{v} \text{ J/cm}^3 \quad (3.5)$$

Où

n : Nombre de coups

m : la masse du piston glissant (mouton) (162g)

g : l'accélération de la pesanteur ( $10\text{ms}^{-2}$ )

h : la hauteur de chute du piston (20 cm)

v : volume de la bague oedométrique ( $73.08\text{ cm}^3$ )

Tableau 3.10 Energie de compactage appliquée à l'échantillon de sol.

Degré de compactage	1	2	3
Nombre de coups	20	40	60
Energie de compactage ( $\text{k.J/cm}^3$ )	0.089	0.177	0.266

### 3.5.2 Essai de succion par papier-filtre Whatman 42 (ASTM D5298-10)

Comme toute étude expérimentale. La quantification des phénomènes observés n'est pas toujours évidente. La mesure de la succion est un exercice compliqué. La mesure directe de la pression interstitielle de l'eau rencontre le problème de la nucléation (discontinuité des mesures). La mesure indirecte reste la façon la plus simple, cette méthode d'essai permet de contrôler les variations de la teneur en eau du papier-filtre en contact direct avec le sol qui est en équilibre avec la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air d'un sac hermétique contenant l'échantillon de sol.

#### a/ Mesure de la succion matricielle

Placer trois papiers-filtres empilés en contact avec l'échantillon de sol (figure 3.17). Les papiers-filtres externes empêchent la contamination des papiers-filtre centraux utilisés pour l'analyse de l'aspiration matricielle. Les feuilles des papiers-filtres extérieurs doivent avoir un diamètre légèrement plus grand que le papier-filtre central. Ceci peut être accompli en coupant le papier central de sorte que le diamètre soit d'au moins 3 à 4 mm plus petit que les papiers-filtres externes. Cela aidera à prévenir le contact direct du sol avec le papier-filtre central.

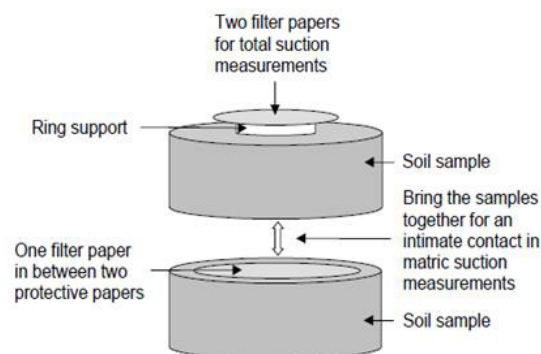


Figure 3.17: Emplacement d'un papier-filtre central protégé par deux autres

**b/ Succion équilibrante**

Mettre en place le couvercle du récipient à échantillon et sceller avec au moins un emballage de plastique électrique ruban. Ensuite, placez le récipient scellé dans un coffre isolé et placez-le dans un endroit où les variations de température sont inférieures à 3 ° C. Une température nominale typique est de 20 ° C. La succion du papier-filtre et de l'échantillon dans le récipient doit être autorisée à l'équilibration pendant un minimum de sept jours.

**c/ Prédétermination de la masse du papier-filtre**

À la fin de la période d'équilibrage, placez chacun des deux papiers-filtres, si la succion totale doit être mesurée, ou le papier-filtre central d'une pile à trois couches, si la succion matricielle doit être mesurée, dans un récipient de séparation de papier-filtre pour la prédétermination de la masse. La masse de la tare  $T_c$  (tard-cold) est déterminée à 0,0001 g près, avant que le récipient d'échantillon ne soit retiré du coffre isolé. Il est suggéré de déterminer la masse du récipient de papier filtre immédiatement avant de déterminer la masse totale du papier-filtre et du récipient de papier-filtre.

**d/ Transfère des papiers-filtres**

En utilisant une paire de pinces, transférer chaque papier-filtre du récipient d'échantillon dans un récipient métallique alternatif ou un sac en plastique alternatif de masse prédéterminée ( $T_c$ ). Tout ce processus doit être complété en 3 à 5 s. La clé de la réussite des mesures de la teneur en eau du papier-filtre est de minimiser la perte d'eau pendant le transfert du papier-filtre du récipient d'échantillon et pendant la détermination de la masse avant le séchage au four. Des observations ont été faites de 5% ou plus de pertes de masse due à l'évaporation pendant une exposition de 5 à 10 s du papier-filtre à une pièce avec une humidité relative ( $R_h$ ) de 30 à 50%.

**e/ Détermination de la masse du papier-filtre**

Déterminer immédiatement la masse ( $M_1$ ) de chacun des contenants avec les papiers-filtres humides à 0,0001 g près.

**f/ Température d'équilibrage (sac en plastique alternatif)**

Placez le papier-filtre dans l'étuve pendant au moins 2h, puis placez-le dans un bocal déshydratant sur gel de silice ou dessiccateur standard pour le refroidir pendant au moins 2 à 3 min. Placé dans le sac en plastique et déterminé la masse, ( $M_2$ ). Enlever le papier-filtre et déterminer la masse finale du sac plastique ( $T_h$ ).

Une fois les masses ( $M_2$ ) et ( $T_h$ ) sont déterminées, jetez les papiers-filtres. En aucun cas, les papiers séchés au four ne doivent être réutilisés pour la réalisation d'autres essais.



### g/ Déroulement de l'essai

Les échantillons de sol non traité (S) et traités au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle selon les taux recommandés, sont préparés, mélangés dans un mortier en porcelaine, puis humidifiés à des teneurs en eau 2, 4, et 6% et placés dans une bague en aluminium conçue au laboratoire qui a les mêmes dimensions que celle de l'oedomètre (diamètre 70mm et la hauteur 20mm) en deux couches séparées par un triplet de feuilles de papier filtre Whatman 42 dont le diamètre de l'intermédiaire et réduit de quelques millimètres pour préserver sa propreté, compactée à 20, 40 et 60 coups. L'ensemble est mis dans un bocal en verre pour préserver l'humidité, ce dernier est placé dans un sachet en plastique, le tout conservé dans un sac isotherme et laissé dans un endroit où la température évoluée peu  $25 \pm 1$  °c, pendant 7 jours (figure 3.18).

### h/ Phase calcule

Calculez pour chaque papier les masses.

$$M_f = M_2 - T_h \quad (3.6)$$

$$M_w = M_1 - M_2 + T_h - T_c$$

Où:

$M_f$  = masse de papier-filtre sec (g)

$M_2$  = masse totale sèche (g)

$T_h$  = masse du récipient chaud (g)

$M_w$  = masse d'eau dans le papier filtre (g)

$T_c$  = masse du récipient froid (g).

À partir des quantités mesurées  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $T_c$  et  $T_h$ . La teneur en eau du papier-filtre  $w_f$  en masse est:

$$w_f = 100 \frac{M_w}{M_f} \quad (3.7)$$

$w_f$  = la teneur en eau du papier-filtre en pourcentage (%).

Convertir la teneur en eau du papier-filtre ( $w_f$ ), en une valeur de succion par référence à une courbe d'étalonnage (Bicalho et al. 2010) (figure 3.18).

Ou calculer la succion par :

$$h = m \cdot w_f + b \quad (3.8)$$

$m$  : pente de la courbe d'étalonnage du papier-filtre, log10 kPa /pourcentage de teneur en eau.

$b$  : interception de la courbe d'étalonnage du papier-filtre, log10 kPa.

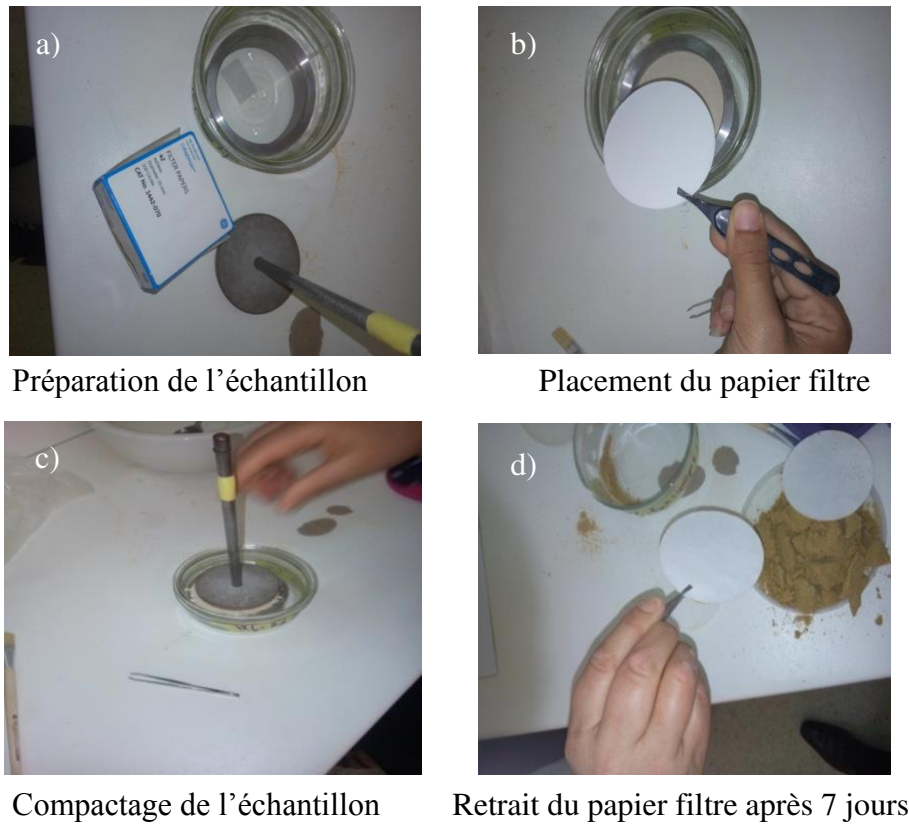


Figure 3.18: Essai de succion au papier-filtre Whatman 42

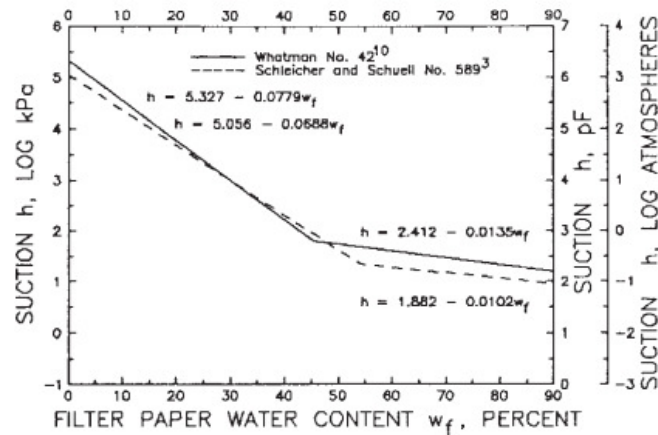


Figure 3.19: Courbes d'talonnage de succion-teneur en eau par le mouillage du papier filtre (Fredlund, D.G. et Xing, A. (1994))

### 3.5.3 Essai Proctor sur échantillons traités

Des essais de Proctor normal ont été réalisés sur les trois échantillons de sol : sol non traité (S) et sols traités à différentes teneurs au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle selon la norme (NF P 94-093). L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame de compactage normalisée (figure 3.20), selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après Compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différents teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe, dont l'abscisse représente les teneurs en eau calculées et l'ordonnée des poids volumiques secs ( $\gamma_d$ ) correspondants. L'abscisse et l'ordonnée du point d'inflexion de la courbe ( $\gamma_d=f(w\%)$ ), représentent la teneur en eau et densité spécifique sèches optimales ( $w_{opt}$ ,  $\gamma_{dopt}$ ).



Figure 3.20 : Moule et dame de compactage de l'essai Proctor normal

#### 3.5.4 Observations à la microscopie électronique à balayage (MEB)

Le MEB permet de décrire qualitativement la surface de l'échantillon de sol avec précision, au contraire de la porosimétrie au mercure qui détermine quantitativement la taille et la distribution de pores à l'intérieur de l'échantillon (Delage et al, 1996 d'après Thanh, 2014). La microscopie électronique à balayage (MEB ou SEM pour *Scanning Electron Microscopy* en anglais) est une technique d'observation de la matière utilisant un faisceau d'électrons après avoir mis sous vide l'échantillon. Basée sur le principe des interactions électrons-matière, les électrons primaires, issus du canon à électron balayent la surface de l'échantillon point par point et produit des images de haute résolution. Ils sont diffusés de manière élastique (conservant leur énergie cinétique au cours de la rencontre avec la matière), dits " électrons rétrodiffusés" et inélastiques, la zone influencée prenant la forme d'une poire.

Les électrons rétrodiffusés ont une résolution spatiale d'environ 100nm, ils traversent une épaisseur importante de la matière. Le microscope électronique utilise un faisceau d'électrons accélérés sous une différence de potentiel donnée, pour produire une image agrandie donnant des informations sur les caractéristiques microstructurales de la matière.

Les images de la microscopie électronique à balayage, MEB-EDAX de la présente étude sont fourni par un microscope de type Quanta 250 à filament de tungstène de la compagnie FEI, c'est un microscope électronique à balayage très sophistiqué, qui apporte une solution de pointe utilisée par les plus grands chercheurs dans un large éventail de domaines pour explorer les propriétés à l'échelle nanométrique. Le Quanta MEB-EDAX est équipé de systèmes analytiques du spectre du rayonnement X qui permet la microanalyse par dispersion

des rayons X (spectroscopie des rayons à dispersion d'énergie) EDS pour energy dispersive X-ray sperctometry (figure 3.21).



Figure 3.21: Appareillage MEB/EDAX utilisé

#### **a/ Préparation des échantillons**

D'après Samuels (1982) et Geels (2007), la préparation des échantillons doit respecter les principaux critères suivants :

- ❖ l'échantillon doit être représentatif
- ❖ la surface doit être sans rayures ni déformation
- ❖ aucun corps étranger ne doit être introduit à la surface de l'échantillon
- ❖ l'échantillon doit être plan et extrêmement réfléchissant
- ❖ toutes les préparations devront être reproductibles

#### **b/ Mode opératoire**

Les échantillons de sol non traité (S) et traités par le laitier granulé et la pouzzolane naturelle à différents pourcentages auparavant. L'essai consiste à prendre des petites quantités de chaque échantillon et le placer sur un support en verre, mettre de la résine pour fixer ces particules, puis coupé l'ensemble par une scie pour faire apparaître l'échantillon ensuite le mettre à vide à l'aide d'une cloche et les imprégner d'atomes d'or pour être en fin prêt pour l'imagerie au microscope électronique à balayage (MEB).

### **3.6 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons caractérisé les matériaux entrants dans la formulation d'un sol reconstitué à caractère affaissable au laboratoire (20% de kaolin (80 $\mu$ m) + 80% de sable (2mm)), les ajouts de traitement (laitier granulé et la pouzzolane naturelle). Les essais de caractérisations géotechniques des matériaux et du sol reconstitué ont été réalisés selon les normes indiquées. Dans ce travail on a axé sur les essais principaux à savoir l'essai du double oedomètre selon la norme MB-3336 (ABNT, 1990) pour caractériser le comportement

affaissable du sol reconstitué (S) en calculant son potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) et l'effet de l'addition des laitiers (laitier granulé et la pouzzolane naturelle) à différents pourcentages au sol témoin (S) sur le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ). L'essai de mesure de la succion matricielle par papier-filtre a été réalisé afin de définir une relation affaissement-suction.

L'analyse microstructurale MEB/EDAX, pour contrôler l'arrangement des particules et les modifications intergranulaires induites par ces ajouts, voir la variation des dimensions des pores du sol ainsi que la composition chimique ponctuelle du sol (S) avant et après traitement.

*Chapitre 4*

***ÉTUDE DE L'EFFET DU  
TRAITEMENT SUR LE  
POTENTIEL  
D'AFFAISSEMENT DES  
SOLS***

## Chapitre 4

# ÉTUDE DE L'EFFET DU TRAITEMENT SUR LE POTENTIEL D'AFFAISSEMENT DES SOLS

### 4.1 Introduction

Cette étude expérimentale entre dans le cadre des recherches menées pour la stabilisation d'un sol affaissable par l'addition d'ajouts, un naturelle (la pouzzolane) et l'autre un déchet industriel (le laitier granulé), afin de réduire son potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) à un niveau qui ne présente aucun danger sur les infrastructures et les ouvrages. Nous commençons par la détermination des caractéristiques géotechniques des matériaux entrant dans la reconstitution du sol (kaolin et sable), puis le sol reconstitue, pour lequel l'application des différents critères d'effondrement, rapportés par Abbèche et al (2005, 2007), montrent que ceci est affaissable. Ce qui va nous permettre l'utilisation des ajouts à des différents pourcentages pour voir leurs effets sur le taux et l'amplitude du potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) des sols traités.

### 4.2 Résultats des Essais Préliminaires

Les matériaux principaux entrant dans la reconstitution du sol sont le sable et le kaolin, séchés et tamisés à sec. Les résultats des essais d'identification géotechniques sont comme suit :

#### 4.2.1 Sable

❖ l'équivalent de sable a été réalisé selon la norme NF P18-598, donne des valeurs de 75% au piston et 77% à vue, donc notre sable est propre. Tandis que son analyse granulométrique selon la norme NF P94-056, montre une granulométrie bien étalée  $C_u=3.19$ , sans prédominance d'une fraction particulière et bien graduée  $C_c=1.05$ , dont la majorité des particules ont des diamètres compris entre  $80\mu\text{m}$  (91.65%) et 2mm. La courbe granulométrique du sable est sur la figure 4.1.

❖ la masse volumique absolue est déterminée par le pycnomètre est de  $2.61\text{g/cm}^3$ .

❖ l'essai du bleu de méthylène est réalisé selon la norme NF P94-068. Cet essai caractérise la phase argileuse d'un sol. La VBS du sable a donné  $1.72\text{g/cm}^3$  dans le premier.

La VBS du sable a donné  $1.72\text{g/cm}^3$  dans le premier essai et  $1.69\text{g/cm}^3$  dans le deuxième essai, soit une valeur moyenne de  $1.71\text{g/cm}^3$ , ce qui classe notre sable dans le seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.

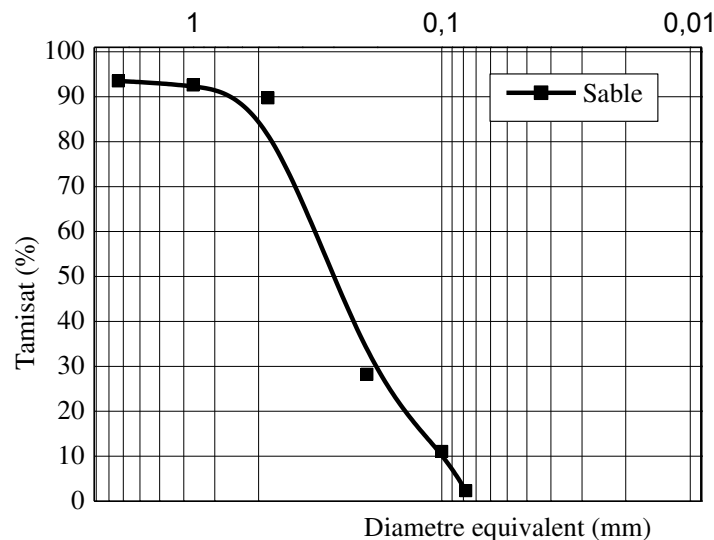


Figure 4.1: Analyse granulométrique du sable

#### 4.2.2 Kaolin

L'analyse chimique, minéralogique, granulométrique et les propriétés physiques du kaolin ont été réalisées, au laboratoire de la société (Soalka), qui exploite le gisement de Tamazert d'El Milia (Jijel). L'analyse chimique montre que le matériau comporte de fortes proportions (67% ÷ 68%) de quartz ( $\text{SiO}_2$ ) et (18% ÷ 19%) d'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ). Alors que l'analyse minéralogique révèle la présence des taux élevés de kaolinite (20.4%), (17.6%) de Mica et du Quartz (50%). La densité apparente du kaolin est 1.0, cependant la densité absolue est de 2.65, le taux de blancheur est estimé entre 65% ÷ 75%. La courbe granulométrique du kaolin est présentée sur la figure 4.2.

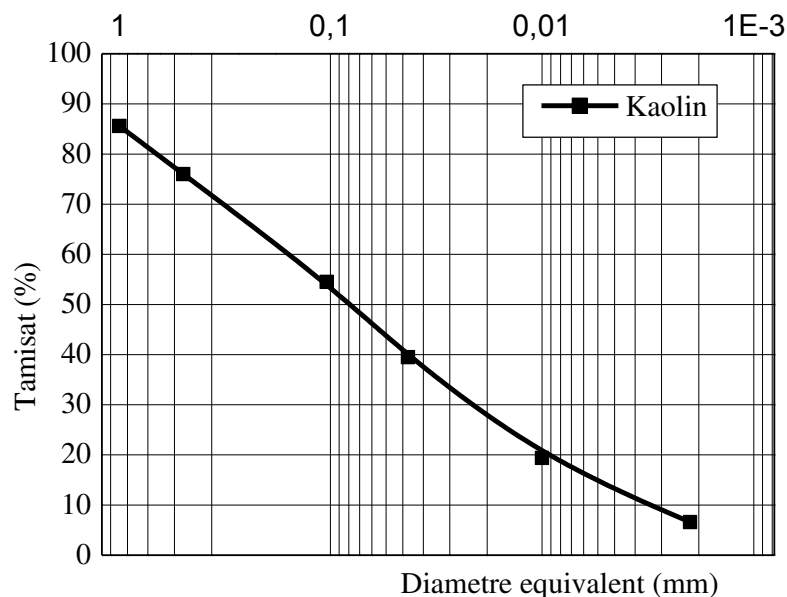


Figure 4.2: Analyse granulométrique du kaolin



❖ les limites de consistance ont été déterminées selon la méthode indiquée au chapitre 3. D'après la classification de Casagrande, c'est un limon très plastique. Les valeurs des limites de consistance sont indiquées au tableau 4.1.

Tableau 4.1 Limites de consistance du kaolin.

Limite de liquidité ( $w_l$ ) %	Limite de plasticité ( $w_p$ ) %	Indice de plasticité ( $I_p$ ) %
63.76	37.32	26.44

#### 4.2.3 Sol reconstitué (S) (non traité)

❖ l'analyse granulométrique a été réalisée par voie sèche sur un échantillon de 1.2 kg de sol (S), dont les valeurs des coefficients d'uniformité et de courbure sont comme suivent :  $C_u=16.12$  et un  $C_c= 2.26$ , ce qui explique la nature affaissable du sol (s), selon Ayadat et al (1998) ( $C_u > 12$ ). Les passants à travers le tamis 80 $\mu$ m présentent un poids de 228g soit 19% du poids total du sol testé. Cette quantité est suffisante pour réaliser l'essai de sédimentométrie pour compléter la courbe granulométrique du sol (S), qui sera établie sur la figure 4.3.

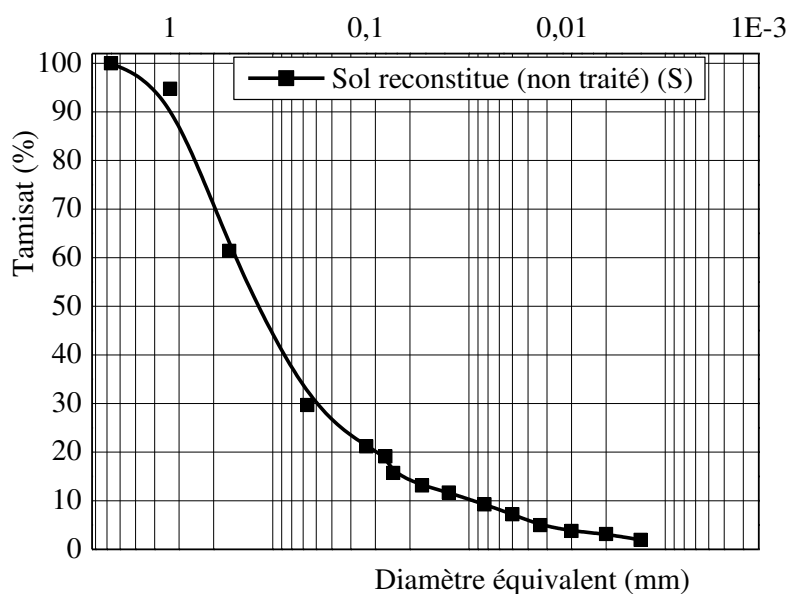


Figure 4.3: Analyse granulométrique du sol non traité (S)

❖ la masse volumique absolue ( $\gamma_s$ ) a été calculée par le pycnomètre est égale à 2.59g/cm<sup>3</sup> et la masse volumique apparente égale à 1.48g/cm<sup>3</sup>.

❖ la valeur du bleu de méthylène traduit globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. La VBS du sol (S) est de 0.592, qui est comprise entre 0.2 ÷ 1,5 classant ainsi le sol (S) dans la rubrique d'un sol sablo-limoneux qui sensible à l'eau, d'après le guide des terrassements routiers (GTR 92), les valeurs de VBS et les catégories de sols correspondants sont récapitulés sur le tableau suivant.

Tableau 4.2 Classification du sol (S) selon GTR 92.

VBS	Catégorie de sol
VBS<0.1	Sol sensible à eau
0.2<VBS<1.5	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
1.5<VBS<2.5	sol sablo argileux, peu plastique
2.5<VBS<6	sol limoneux de plasticité moyenne
6<VBS<8	sol très argileux

❖ L'essai Proctor normal a été réalisé sur l'échantillon de sol (S) suivant la norme (NF P 94-093) nous permet de tracer la courbe de la densité volumique sèche ( $\gamma_d$ ) en fonction de la teneur en eau ( $w_0$ ) pour déterminer le point optimal ( $w_{opt}$ ,  $\gamma_{dopt}$ ).

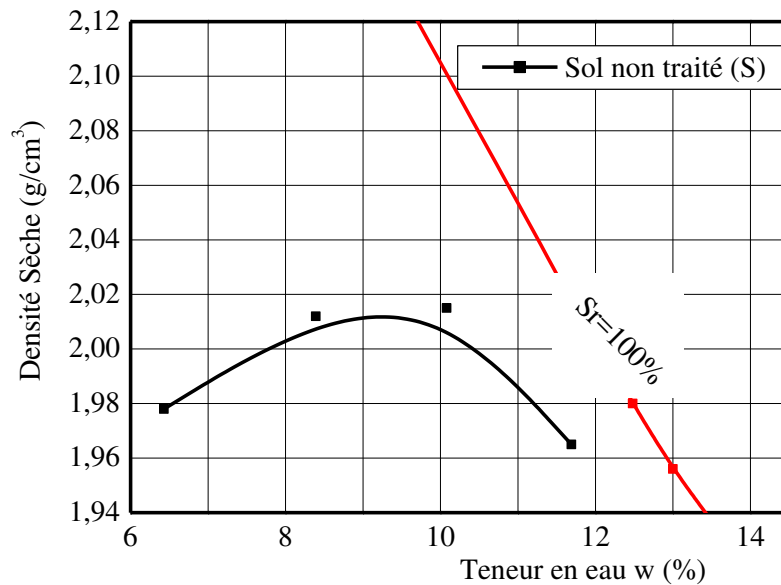


Figure 4. 4: Courbe Proctor normal du sol (S)

Les valeurs issues de l'essai Proctor sont les suivants :  $w_{opt}= 8.83\%$  et  $\gamma_{dopt} =2.013g/cm^3$ .

❖ les travaux menés par plusieurs chercheurs, Feda (1966), Ayadat et Ouali (1999), Abbèche et al (2005) ont conclu l'influence des paramètres de consistance sur l'affaissement des sols. Les résultats de l'essai de consistance du sol non traité (S) sont récapitulés dans les tableaux 4.3 ; 4.4 et 4.5.

Tableau 4.3 Limite de liquidité ( $w_l$ ) de sol (S)

Mesures n°	1	2	3	4
Nombre de coups	15	21	29	34
Teneur en eau (%)	24.48	22.48	20.28	19.83

Tableau 4.4 Limite de plasticité ( $w_p$ ) de sol (S)

Mesures n°	1 <sup>ère</sup> Essai		2 <sup>ème</sup> Essai	
Poids de sol sec (g)	1.62	1.71	1.89	1.91
Poids de l'eau (g)	0.21	0.23	0.25	0.24
Teneur en eau (%)	12.96	13.45	13.22	12.56
$w_{moy}(\%)$	13.21		12.89	

Tableau 4.5 Limites de consistance du sol (S)

Limite de liquidité $w_l$ (%)	Limite de plasticité $w_p$ (%)	Indice de plasticité ( $I_p$ )
21.56	13.05	8.51

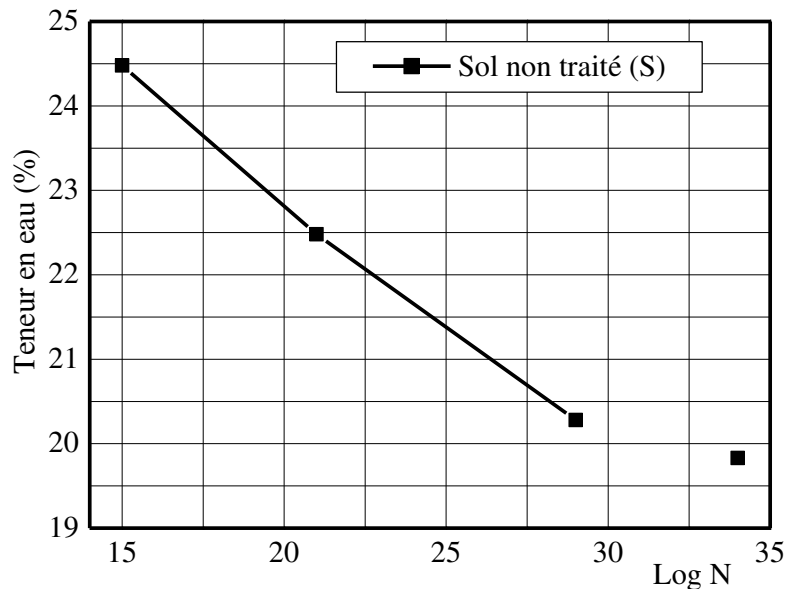


Figure 4. 5: Limite de liquidité du sol (S)

La classification de Casagrande (1936), montre que le sol non traité (S) est un limon peu plastique. La limite de liquidité (figure 4.5) obtenue est entre 15% ÷ 35%, alors que l'indice de plasticité  $I_p = 8.51\%$  est inférieur à 20, ce qui classe le sol (S) selon Feda (1966), Ayadat et Ouali (1999) comme sol à caractère affaissable.

❖ les limites de consistance dépendent de l'importance des grains les plus fins (inférieur à  $2\mu$ ) au sein du sol. Skempton (1953) propose des corrections sur la valeur de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) en le rapportant à la teneur en argile exprimée en pourcentage. Cette grandeur est très fortement liée à la nature minéralogique des grains d'un sol. C'est l'activité du sol ( $A_c$ ) :

$$A_c = \frac{I_p}{\phi < 2\mu m} \quad (4.1)$$

Dans notre cas  $A_c=1.17\%$ , une valeur appartenant à l'intervalle [0.75, 1.25] qui traduit une activité faible du sol (S) Barnes (1995). Alors que le pourcentage des particules fines inférieur à  $2\mu$  (% PF <  $2\mu m$ ) dans le sol (S) est de 7.16% qui se trouve dans l'intervalle [5%, 15%] et de limite de liquidité,  $w_l = 21.49\%$ , donc le sol non traité (S) est un sol affaissable selon Abbèche et al (2005).

Tableau 4.6 Activité des argiles et des sols argileux, Barnes (1995).

Activité $A_c$ (%)	Qualificatif
$A_c < 0.75$	Inactif
$0.75 < A_c < 1.25$	Normal
$1.2 < A_c < 2$	Actif
$A_c > 2$	Traitement actif

D'après Ayadat et Ouali (1999), Abbèche et al (2005), un sol est à caractère affaissable si au moins l'une des conditions ci-dessous est vérifiée :

- ❖ l'activité  $A_c = I_p / (\%PF < 2\mu m) < 1$ ,
- ❖ l'indice de liquidité  $I_l = (w_0 - w_p) / I_p < 0$ ,
- ❖ l'indice de plasticité  $I_p = w_l - w_p \leq 20$ ,
- ❖ l'indice de consistance  $I_c = (w_l - w_0) / I_p > 1$ ,
- ❖ l'indice de maniabilité  $I_w = w_0 / I_p \leq 1$ .

Le Tableau suivant résume les résultats de l'essai de consistance du sol (S).

Tableau 4.7 Critères de consistance pour un sol affaissable

Paramètres de consistance du sol (S)	Teneur en eau naturelle $w_0$ (%)		
	2	4	6
Indice de liquidité $I_l$	-1.29	-1.06	-0.83
Indice de consistance $I_c$	2.3	2.06	1.83
Indice de maniabilité $I_w$	0.24	0.47	0.71
Indice de plasticité	8.51		
Activité $A_c$	1.17		

Les résultats obtenus pour le sol (S), montre qu'il remplit quatre (04) conditions parmi les cinq citées. Donc le sol (S) est un sol à caractère affaissable.

Les résultats des essais de caractérisations géotechniques des matériaux, de formulation et du sol témoin (S), sont résumés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 Caractéristiques géotechniques des matériaux de composition et du sol (S).

Matériaux	Caractéristiques Géotechniques	
<b>Sable (2mm)</b>	Équivalent de sable	$ES_p=77\%$
		$ES_v=75\%$
	Coefficient d'uniformité	$C_u=3.19$
	Coefficient de courbure	$C_c=1.81$
	Densité spécifique	$G_s=2.61$
	Valeur du bleu de méthylène	$VBS=1.72$
<b>Kaolin (80<math>\mu</math>m)</b>	Limite de liquidité	$w_l=63.76\%$
	Limite de plasticité	$w_p=37.32\%$
	Indice de plasticité	$I_p=26.44\%$
	Masse volumique apparente	$\gamma_{app}=1\text{g/cm}^3$
	Densité spécifique	$G_s=2.65$
	Particules fines <2 $\mu$ m	$PF<2\mu\text{m}=6.60\%$
	Taux de blancheur	$65\% \div 75\%$
<b>Sol non traité (S)</b>	Limite de liquidité	$w_l=21.56\%$
	Limite de plasticité	$w_p=13.05\%$
	Indice de plasticité	$I_p=8.51\%$
	Poids volumique sec optimal	$\gamma_{dopt}=2.013\text{g/cm}^3$
	Teneur en eau optimale	$w_{opt}=8.83\%$
	Densité spécifique	$G_s=2.59$
	Coefficient d'uniformité	$C_u=16.12$
	Coefficient de courbure	$C_c=2.26$
	Taux de particules fins < 2 $\mu$ m	$PF<2\mu\text{m}=7.16\%$
	Activité	$A_c=1.17$
	Valeur du bleu de méthylène	$VBS=0.592$

#### 4.2.4 Effet du taux de traitement sur la consistance du sol (S)

Pour voir l'effet des ajouts, le laitier granulé et la pouzzolane naturelle sur les paramètres de consistance du sol (S). On a procédé à des additions de 1%, 3%, 5% et 7% du poids du sol à traiter de chaque produit à part pour déterminer les limites de consistance de chaque échantillon. Les résultats sont élaborés dans les tableaux 4.9 et 4.10.

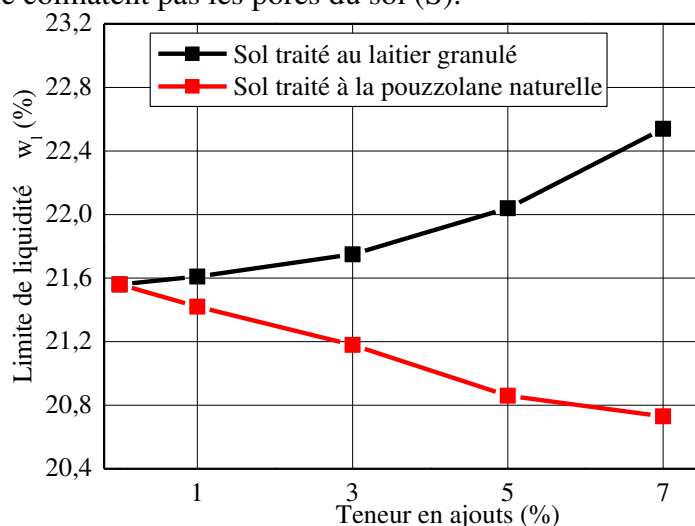
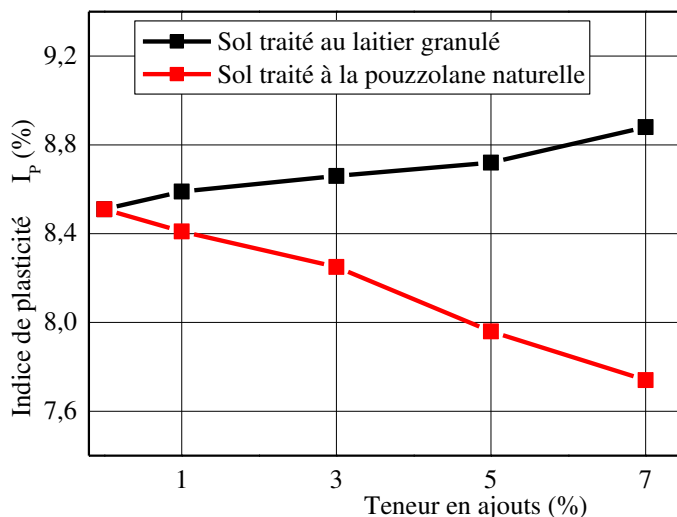
Tableau 4.9 Valeurs de l'essai de consistance des sols traités au laitier

Sol traité (%)	$w_l$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)
<b>S<sub>1L</sub></b>	21.61	12.83	8.59
<b>S<sub>3L</sub></b>	21.75	13.09	8.66
<b>S<sub>5L</sub></b>	22.04	13.32	8.72
<b>S<sub>7L</sub></b>	22.54	13.66	8.88

Tableau 4.10 Valeurs de l'essai de consistance des sols traités à la pouzzolane

Sol traité (%)	w <sub>l</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
S <sub>1P</sub>	21.42	15.60	8.42
S <sub>3P</sub>	21.18	15.83	8.25
S <sub>5P</sub>	20.86	15.90	7.96
S <sub>7P</sub>	20.73	16.09	7.74

L'ajout du laitier granulé au sol (S), améliore sa limite de liquidité (figure 4.6) et son indice de plasticité (figure 4.7), au fur et à mesure que le taux du laitier augmente, cela est dû à la forme conchoïdale des particules du laitier et de leurs distributions granulaires étalées, provoquant une amélioration de la surface spécifique des particules de sol traité et la surface d'adsorption de l'eau, conduisant à l'évolution de la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol traité. Cependant l'addition de la pouzzolane naturelle au sol (S), réduit la limite de liquidité (figure 4.6) et l'indice de plasticité (figure 4. 7), impliquant une diminution de la sensibilité du sol traité à l'eau, cela s'explique par la forme angulaire et parfois complexe des particules qui ne colmatent pas les pores du sol (S).

Figure 4. 6: Effet des ajouts sur la limite de liquidité (w<sub>l</sub>) des solsFigure 4. 7: Effet des ajouts sur l'indice de plasticité (I<sub>p</sub>) des sols

#### 4.2.5 Effet du taux de traitement sur le compactage des sols traités

Des essais de Proctor normal ont été réalisés sur les trois échantillons de sol : le sol non traité (S) et le sol traité à différentes teneurs en laitier et en pouzzolane selon la norme ASTM D698. L'ajout du laitier granulé provoque un aplatissement des courbes de compactage suivi d'un déplacement de la teneur en eau optimale vers la droite signifiant son augmentation et en même temps la diminution de la densité spécifique sèche maximale, au fur et à mesure que la teneur du laitier augmente (figure 4.8). Cela est dû à la faible densité spécifique du laitier par rapport à celle du sol non traité (S), ou à la distribution granulométrique étalée des particules du laitier provoquant une modification granulaire du sol par l'occupation des pores, ce qui augmente la teneur en eau optimale et croit l'aptitude de sol à l'humidification.

À l'opposé du laitier, l'ajout de la pouzzolane naturelle augmente la densité spécifique sèche maximale, induit un déplacement de la teneur en eau optimale vers la gauche signe de sa réduction (figure 4.9). L'augmentation de la densité sèche maximale est un bon indicateur de stabilisation des sols. Cela est dû essentiellement au remplissage des pores de sol par les particules de pouzzolane qui ont une densité spécifique relativement élevée par rapport à la densité spécifique du sol (S), ou à la forme complexe des particules de la pouzzolane créée des hétérogénéités dans le matériau permettant à l'eau de s'évacuer rapidement, ce qui réduit la teneur en eau optimale et diminue l'affinité du sol à l'eau (Harichane et al, 2011).

Plusieurs chercheurs ont révélé que le changement de la densité sèche maximale se produit en raison : des dimensions des particules, des densités spécifiques du sol et des ajouts (E.A.Basha et al, 2005). Iranpour et Haddad (2016), ont conclu que la densité sèche spécifique et la teneur en eau sont parmi les facteurs influençant le potentiel d'affaissement d'un sol. Il convient de mentionner que cette conclusion est conforme aux résultats obtenus dans l'étude actuelle.

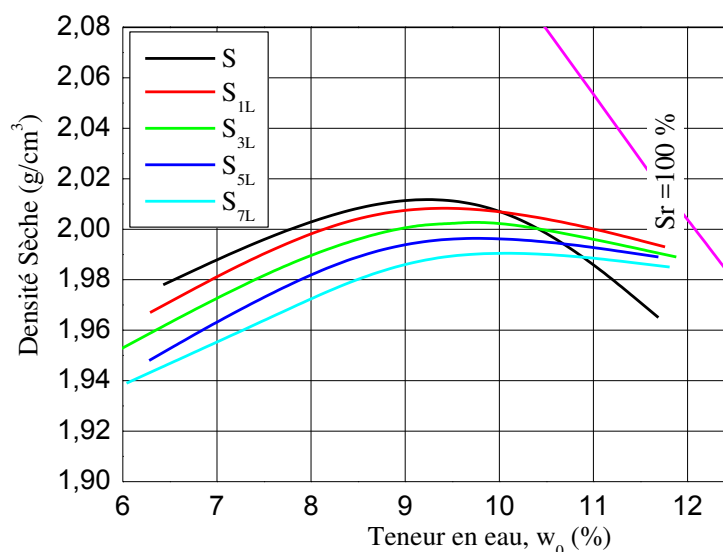


Figure 4. 8: Effet du taux du laitier granulé sur le compactage du sol (S)

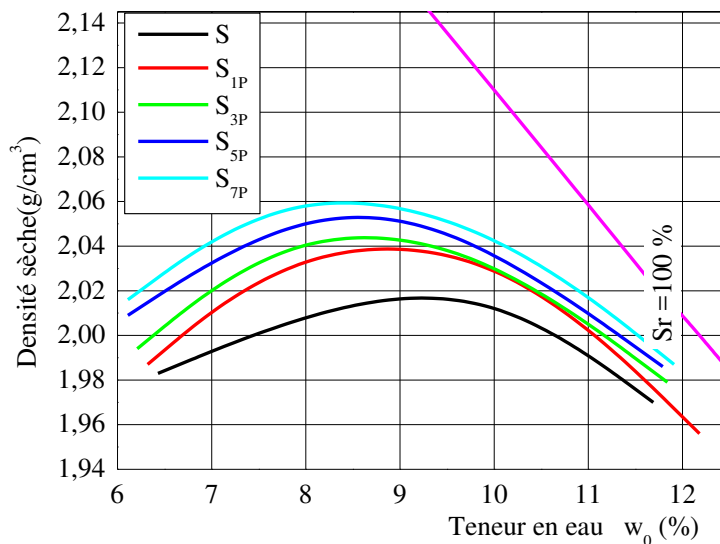


Figure 4. 9: Effet du taux de la pouzzolane naturelle sur le compactage du sol (S)

### 4.3 Détermination du Potentiel d’Affaissement du Sol (S)

Dans ce travail, les essais de double odomètre ont été effectués conformément à la norme MB-3336 (ABNT, 1990), pour déterminer le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol (S). Ce dernier sera obtenu à partir de la différence entre les taux des vides ( $e$ ) de la courbe de consolidation ( $e$ -Log  $\sigma$ ) (Howayek et al. 2011).

$$C_p (\%) = \left[ \frac{e_{sec} - e_{sat}}{1 + e_0} \right] \times 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (4.2)$$

Où :

$C_p$  : Potentiel d’affaissement (Collapse Potential)

$e_0$  : Indice des vides initial

$e_{sec}$  : Indice des vides du sol sec

$e_{sat}$  : Indice des vides de sol inondé à l’eau

Le programme des essais oedométriques ainsi que la variation des différents paramètres sont établis dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11 Programme des essais oedométriques pour le sol non traité (S)

Type d’essai	Type de sol	Paramètres	Nombre	Observations
Essais Oedométriques	Sol non traité (S)	Teneur en eau ( $w_0$ ): 2%, 4% et 6% Énergie de Compactage ( $E_c$ ): 20, 40 et 60 coups	9 Secs + 9 Saturés	Selon la procédure de Jennings et Knight (1975) et la Norme MB-3336 (ABNT, 1990)

Reznik .Y.M. (2000), affirme que l’essai le plus performant pour l’appréciation du potentiel d’effondrement ( $C_p$ ) des lœss et des sols affaissables et celui de l’odomètre. Pour cela des essais de compressibilité sur des échantillons de sol non traité (S) ont été élaborés, les



résultats obtenus ont prouvé l'aptitude du sol témoin (S) à l'affaissement. Les valeurs du potentiel d'affaissement ( $C_p$ ), classent le sol dans la rubrique des sols allant de trouble modéré au trouble sévère selon la classification de Jennings et Knight (1975), ce qui a justifié le traitement de sol (S) et ce dans le but de réduire le taux et la magnitude du ( $C_p$ ) à un niveau acceptable et rendre le sol (S) stable. À cet effet, on poursuivra les essais de compressibilités sur des échantillons de sol traité au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle suivant les pourcentages en poids présentés au (tableau 4.9), pour déterminer l'effet de l'addition de ces deux produits sur le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ).

Le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ), du sol (S) à différentes teneurs en eau (2, 4 et 6%), énergies de compactages (20, 40 et 60coups) et sous des pressions verticales appliquées (100, 200, 400, 800 et 1000 kPa) est donné au tableau 4.12.

Pour différentes, teneurs en eau initiale, énergies de compactage et charges verticales appliquées, les échantillons du sol non traité (S) s'affaissent et le potentiel d'affaissement atteint le pic ( $C_{p\ max}$ ) sous  $P= 400\text{kPa}$  (tableau 4.13), confirmant les travaux de Abbèche et Ziani (2014). Cependant une valeur maximale du potentiel d'affaissement ( $C_{p\ max}$ ) de 10.5% est enregistrée dans les échantillons humidifiés à 2% et compactés à 20 coups (figure. 4.10), qui correspond à une structure lâche et ouverte et permet le déplacement facile des particules, une valeur moyenne ( $C_{p\ moy}$ ) de 6.56% dans les spécimens, dont la teneur en eau et l'énergie de compactage, sont 4% et 40 coups respectivement (figure 4.11) c'est-à-dire un état intermédiaire où l'échantillon ni lâche ni dense ce qui rendra le déplacement des particules plus au moins difficile, alors qu'une valeur minimale de 4.66% ( $C_{p\ min}$ ) est observée dans les échantillons à 6% de teneur en eau et compactés à 60 coups, dans cet état l'échantillon de sol (S) a une structure plus dense (figure 4.12).

Tableau 4.12 Potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol (S) sous différentes contraintes verticales

		$E_c= 20\text{coups}$			$E_c= 40\text{coups}$			$E_c= 60\text{coups}$			
$w_0$ (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6	
$e_0$ (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499	
$\sigma_v$ (kPa)	100	$C_{p1}$	6.72	5.74	5.14	4.74	3.51	3.52	3.64	3.32	2.61
	200	$C_{p2}$	7.95	6.43	6.43	5.75	4.03	4.08	4.33	4.23	3.50
	400	$C_{p3}$	10.5	8.67	7.65	8.73	6.56	5.75	7.86	6.14	4.66
	800	$C_{p4}$	7.82	6.80	7.42	5.68	4.36	4.70	4.12	3.91	3.68
	1000	$C_{p5}$	7.17	6.74	7.17	5.28	4.03	4.52	3.57	3.65	3.50

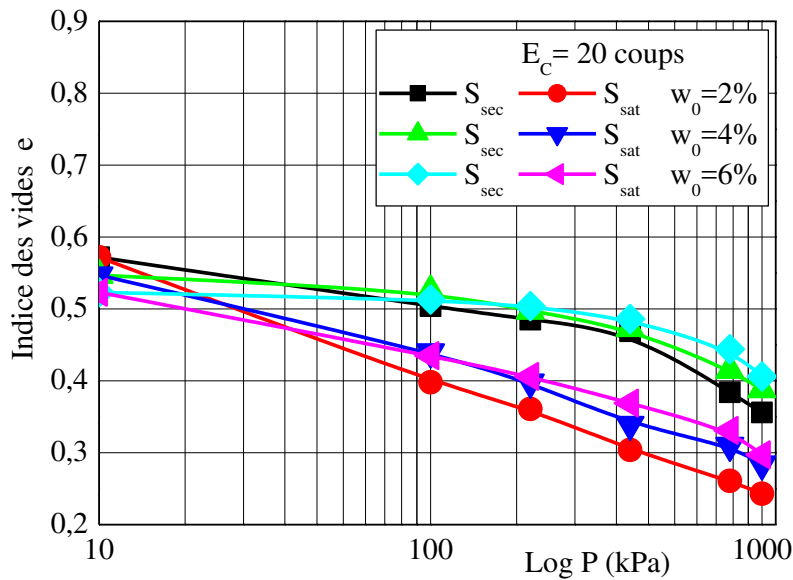


Figure 4.10: Courbe de compressibilité pour le sol (S)

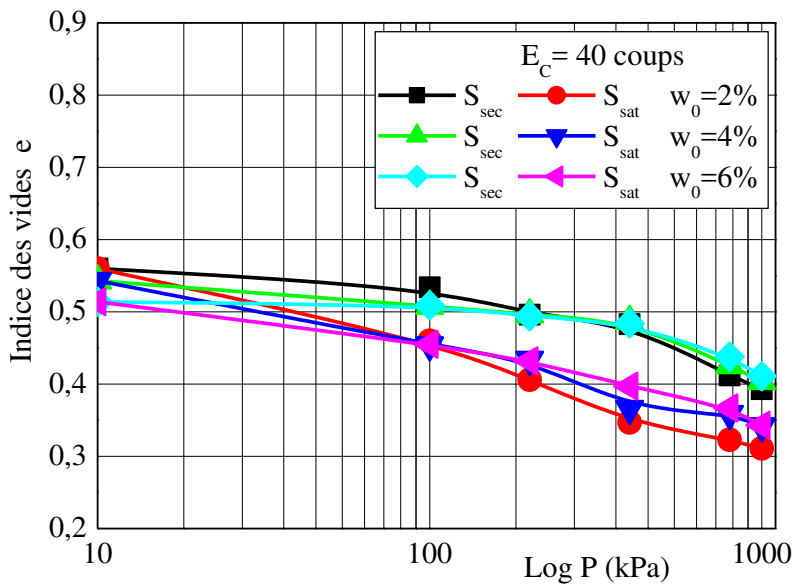


Figure 4.11: Courbe de compressibilité pour le sol (S)

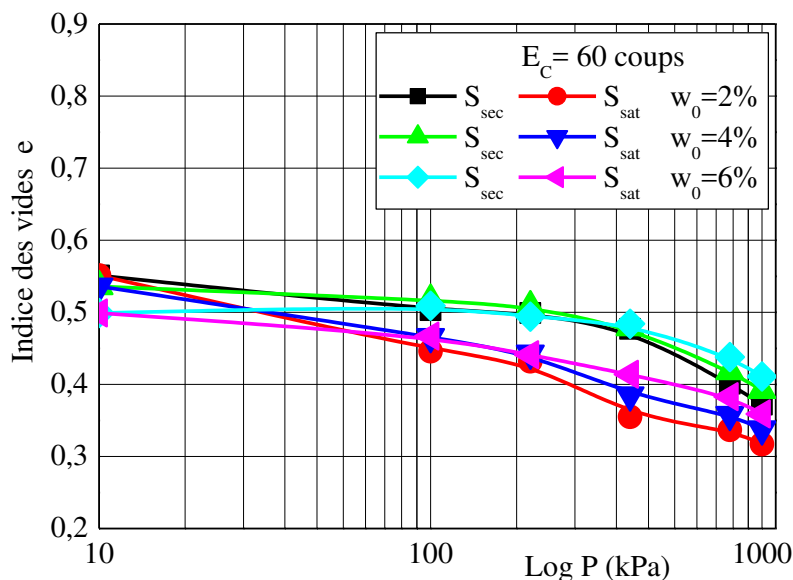


Figure 4.12: Courbe de compressibilité pour le sol (S)

### 4.3.1 Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le $C_p$ de (S)

Le tableau 4.13, montre clairement que l'augmentation de la teneur ( $w_0$ ) en eau et l'énergie de compactage ( $E_c$ ) réduisent le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol (S). Cependant les échantillons compactés à 20 coups ou l'augmentation de la teneur en eau de 2 à 6%, réduit le potentiel d'affaissement maximal ( $P=400\text{kPa}$ ) de 27.14%, pour les échantillons compactés à 40 coups, l'augmentation de l'humidification de 2 à 6%, provoque une régression du  $C_{p \max}$  de 35.28% et de 40.71% dans les échantillons compactés à 60 coups (figures 4.13 et 4.14). Ceci confirme les travaux de Benkhedja (2006). Tadepalli. R et al. (1992) ont conclu à partir d'essais oedométriques effectués sur un sol limoneux à deux différentes masses volumiques sèches, que la courbe schématisant la variation de l'amplitude de l'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale était une droite décroissante. Cela explique que l'inondation du sol (S), provoque une réduction de la succion ce qui fait perdre la résistance à l'échantillon conduisant son affaissement. L'inondation élimine les liaisons inter granulaires et induit un glissement local entre les particules et par la suite la migration des fines (emportées par l'eau) (Ayadat et al. 1998). La variation linéaire du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) sous la pression verticale appliquée  $P=400 \text{ kPa}$ , avec l'augmentation de l'énergie de compactage et la teneur en eau initiale est toujours vérifiée quelle que soit la contrainte appliquée, ce qui concorde avec les travaux de Lawton et al (1989) et Abbèche et al (2008, 2010).

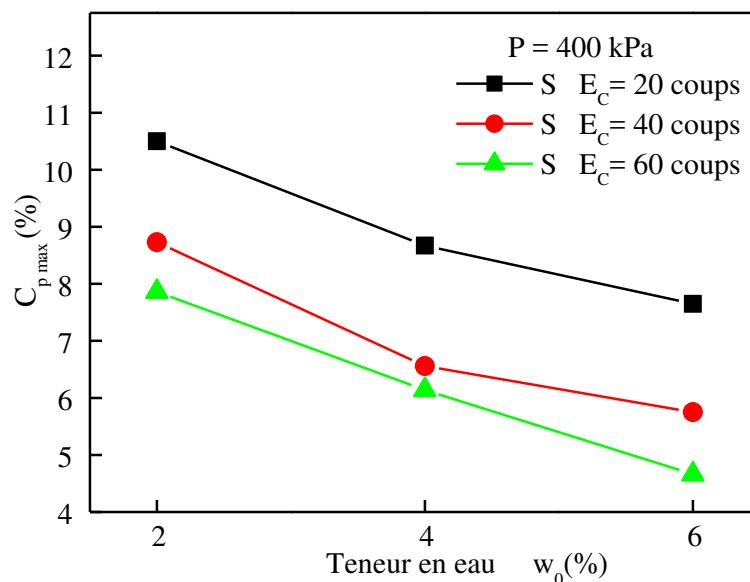


Figure 4.13: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p \max}$  du sol (S)

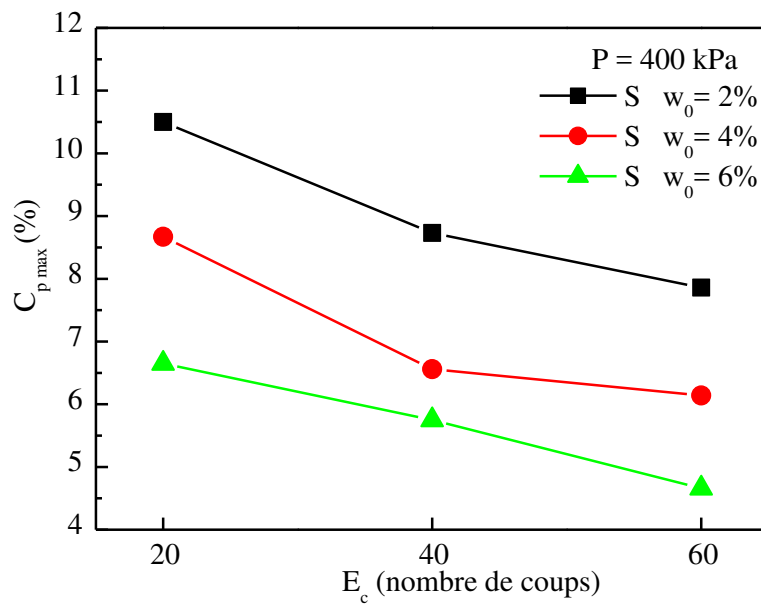


Figure 4.14 Effet de l'énergie de compactage sur le  $C_{p\ max}$  du sol (S)

Tableau 4.13 Potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\ max}$ ) du sol (S) (P=400kPa)

	Nombre de coups ( $E_c$ )	Teneur en eau Initiale $w_0$ (%)	Potentiel d'affaissement $C_{p\ max}$ (%), (P=400kPa)
Sol non traité (S)	20	2	10.5
		4	8.67
		6	7.65
	40	2	8.73
		4	6.56
		6	5.75
	60	2	7.86
		4	6.14
		6	4.66

#### 4.4 Potentiel d'affaissement du sol traité au laitier granulé

L'addition du laitier granulé à des pourcentages de 1 ; 3 ; 5 et 7% du poids de sol à traiter (tableau 4.14), réduit le potentiel d'affaissement du sol (S). Cette diminution s'élargit avec l'augmentation de la teneur en eau, le degré de compactage et surtout avec le taux d'ajout. Le potentiel maximal d'affaissement ( $C_{p\ max}$ ) atteint un minima de 0.84 % dans l'échantillon ( $S_{7L}$ ), humidifié à 6% et compacté à 60coups.

Tableau 4.14 Essais oedométriques pour échantillons de sols traités

Type d'essai	Type de sol	Paramètres	Nombre	Observations
Essais Oedométriques	Sol traité (laitier granulé ou pouzzolane naturelle)	Teneur en eau ( $w_0$ ): 2%, 4% et 6%	144	Selon la procédure de Jennings et Knight (1975) et la Norme MB-3336 (ABNT, 1990)
		Énergie de Compactage ( $E_c$ ): 20, 40 et 60 coups		
		Teneur des ajouts: 1%, 3%, 5% et 7%		

➤ Sol ( $S_{IL}$ )

Les résultats des essais de compressibilités du sol ( $S_{IL}$ ), sont récapitulés dans le tableau 4.15 et les courbes de compressibilités sur les figures 4.15 ; 4.16 et 4.17.

Tableau 4.15 Potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{IL}$ )

		$E_c=20\text{coups}$			$E_c=40\text{coups}$			$E_c=60\text{coups}$			
$w_0$ (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6	
$e_0$ (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499	
$\sigma_v$ (kPa)	100	$C_{p1}$	6.30	4.82	4.33	3.64	2.63	2.44	3.04	2.66	2.98
	200	$C_{p2}$	7.40	5.68	5.39	4.04	3.18	3.55	3.81	2.93	3.38
	400	$C_{p3}$	8.12	6.73	6.11	5.41	4.49	4.51	4.68	3.91	3.74
	800	$C_{p4}$	7.15	6.33	5.39	4.52	3.11	2.81	3.92	3.77	2.69
	1000	$C_{p5}$	6.44	5.29	5.15	3.02	2.72	2.51	2.78	2.62	2.56

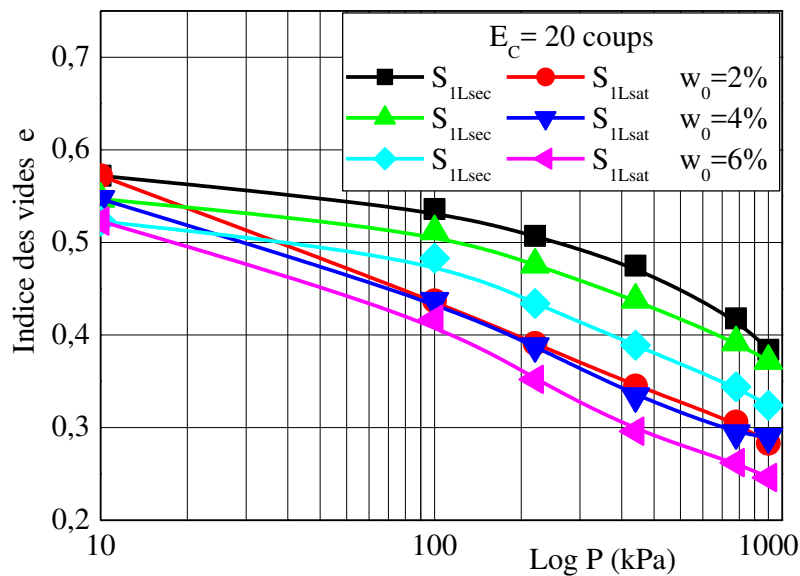


Figure 4.15: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{IL}$ )

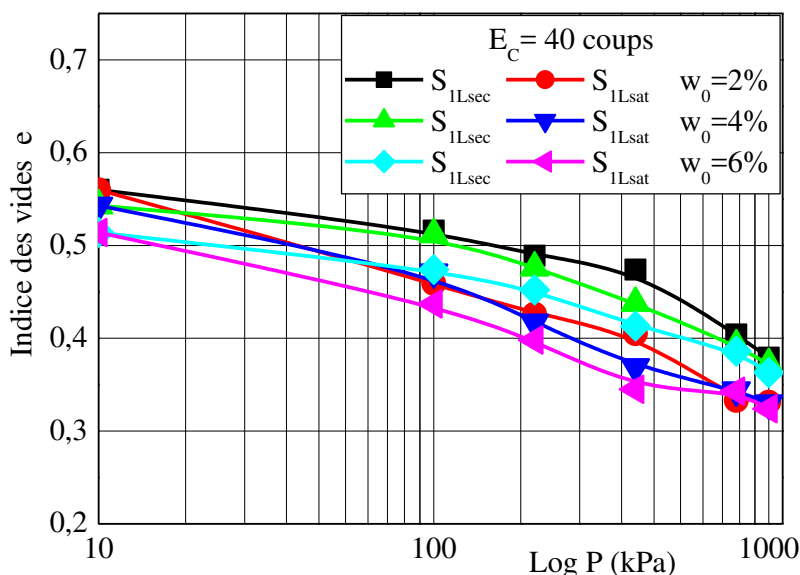


Figure 4.16: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{1L}$ )

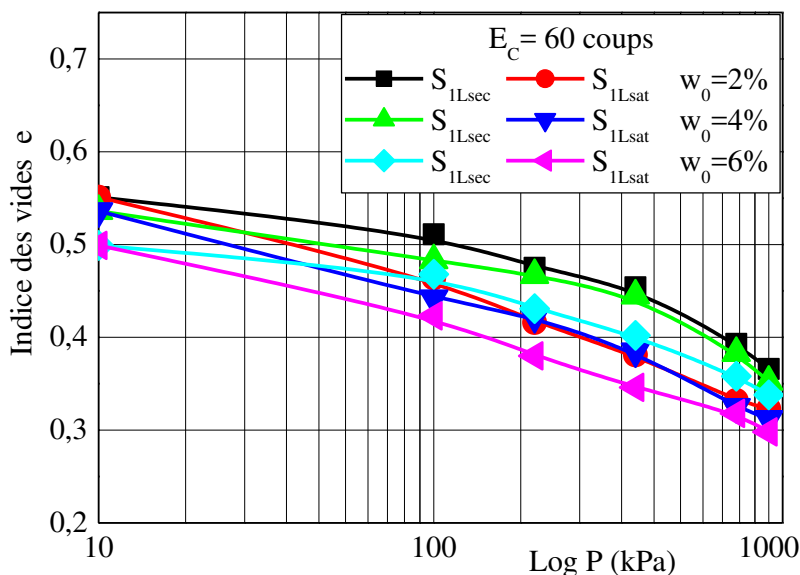


Figure 4.17: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{1L}$ )

➤ Sol ( $S_{3L}$ )

Les résultats du potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) déduits des figures 4.18 ; 4.19 et 4.20 du sol traité ( $S_{3L}$ ) sont résumés au tableau 4.16.

Tableau 4.16 Potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{3L}$ )

		$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 40 \text{ coups}$			$E_c = 60 \text{ coups}$			
		$w_0$ (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
$e_0$ (%)			0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
$\sigma_v$ (kPa)	100	$C_{p1}$	4.41	4.08	2.48	4.41	3.01	2.76	3.41	2.62	2.52
	200	$C_{p2}$	4.78	4.69	3.28	4.86	3.74	3.21	3.89	3.24	2.58
	400	$C_{p3}$	5.81	5.15	4.21	5.27	4.45	3.25	4.42	3.88	2.66
	800	$C_{p4}$	4.13	4.38	3.96	4.53	3.39	3.06	3.21	3.37	2.23
	1000	$C_{p5}$	3.66	3.36	3.16	3.74	2.88	2.15	2.01	2.23	1.86

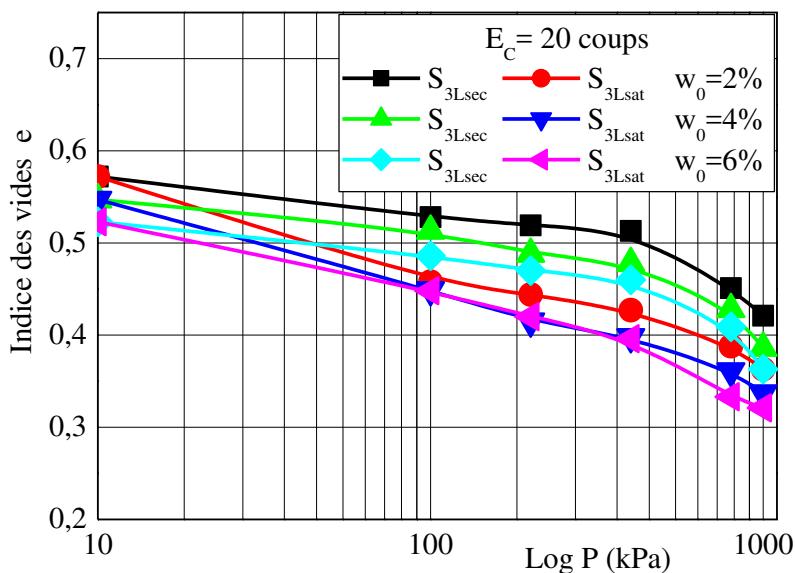


Figure 4.18: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3L}$ )

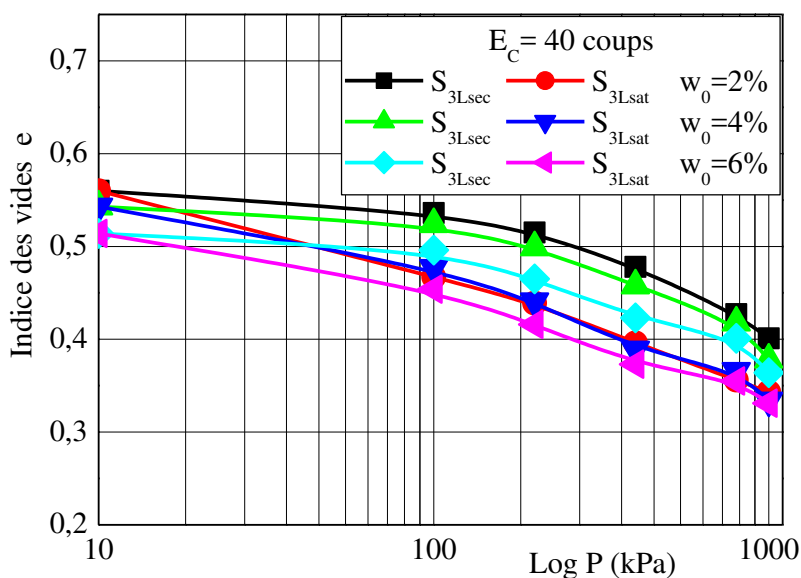


Figure 4.19: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3L}$ )

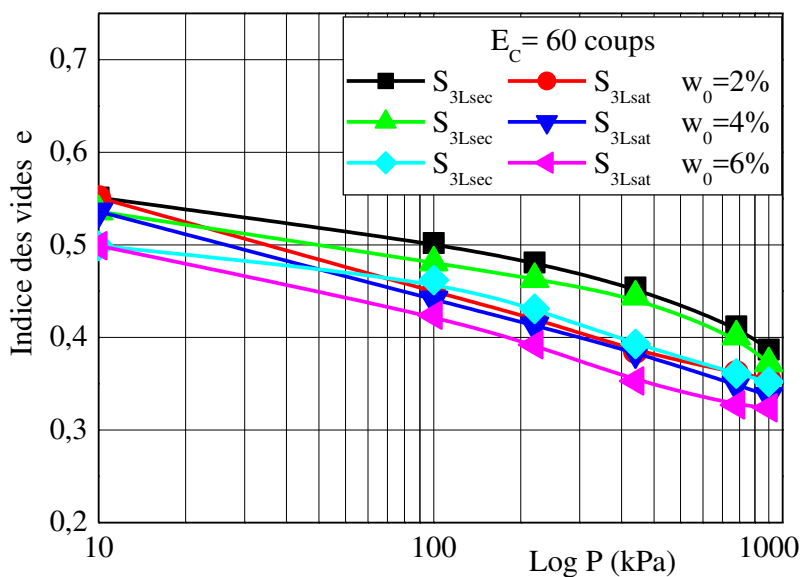


Figure 4.20: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3L}$ )

➤ Sol ( $S_{5L}$ )

Les figures 4.21 ; 4.22 et 4.23 donnent le potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) du sol traité ( $S_{5L}$ ), à différents degré de compactage. Les résultats sont résumés dans le tableau 4.17.

Tableau 4.17 Potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{5L}$ )

			$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 40 \text{ coups}$			$E_c = 60 \text{ coups}$		
$w_0$ (%)			2	4	6	2	4	6	2	4	6
$e_0$ (%)			0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
$\sigma_v$ (kPa)	100	$C_{p1}$	2.21	2.45	2.36	2.46	2.33	1.42	1.82	1.15	1.08
	200	$C_{p2}$	2.49	2.81	2.54	2.81	2.52	1.61	2.24	1.46	1.10
	400	$C_{p3}$	3.83	3.08	2.72	3.21	2.69	1.86	2.55	1.83	1.13
	800	$C_{p4}$	2.68	2.76	2.59	2.54	2.39	1.63	2.25	1.51	1.09
	1000	$C_{p5}$	2.12	2.34	2.23	2.32	2.02	1.30	1.87	1.28	1.06

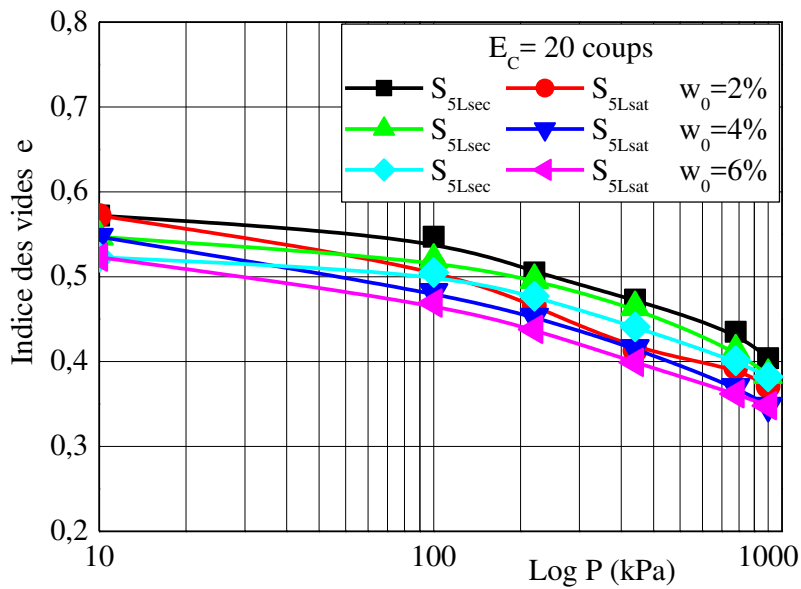


Figure 4.21: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{5L}$ )

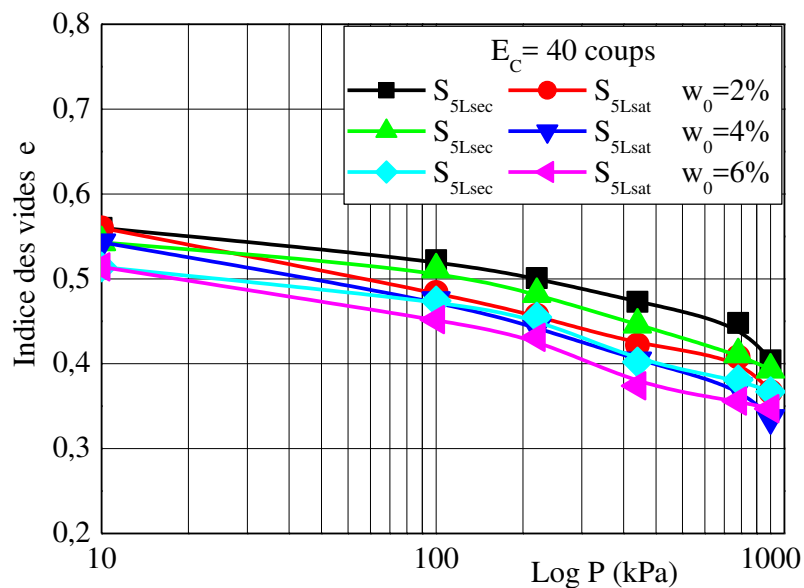


Figure 4.22: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{5L}$ )



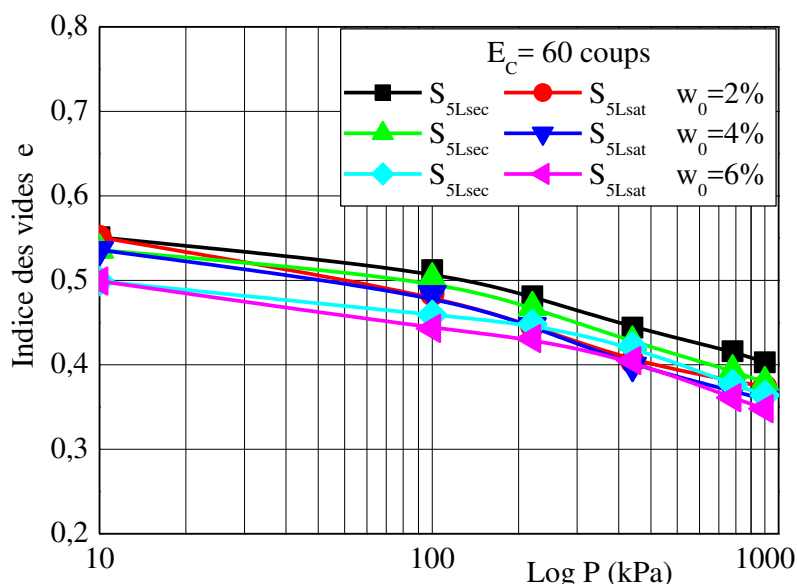


Figure 4.23: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{5L}$ )

➤ Sol ( $S_{7L}$ )

Les résultats du potentiel d’effondrement ( $C_p$ ) calculés à partir des figures 4.24 ; 4.25 et 4.26 du sol traité à 7% du laitier granulé ( $S_{7L}$ ) sont résumés dans le tableau 4.18.

Tableau 4.18 Potentiel d’affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{7L}$ )

		$E_c= 20coups$			$E_c= 40coups$			$E_c= 60coups$		
$w_0$ (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6
$e_0$ (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
$\sigma_v$ (kPa)	100 $C_{p1}$	2.19	1.93	1.63	2.46	1.40	1.21	1.61	1.27	0.69
	200 $C_{p2}$	2.32	2.56	1.82	2.94	1.68	1.44	2.18	1.41	0.77
	400 $C_{p3}$	2.52	2.77	2.28	3.12	2.38	1.73	2.32	1.49	0.84
	800 $C_{p4}$	2.49	2.56	2.13	2.20	2.26	1.59	2.16	1.39	0.72
	1000 $C_{p5}$	2.28	2.24	2.24	2.21	2.30	1.48	2.08	1.17	0.65

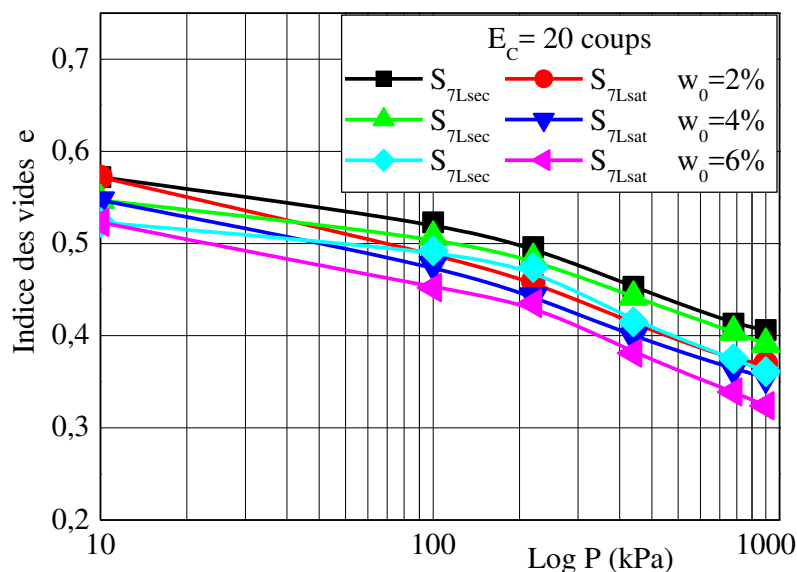


Figure 4.24: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7L}$ )

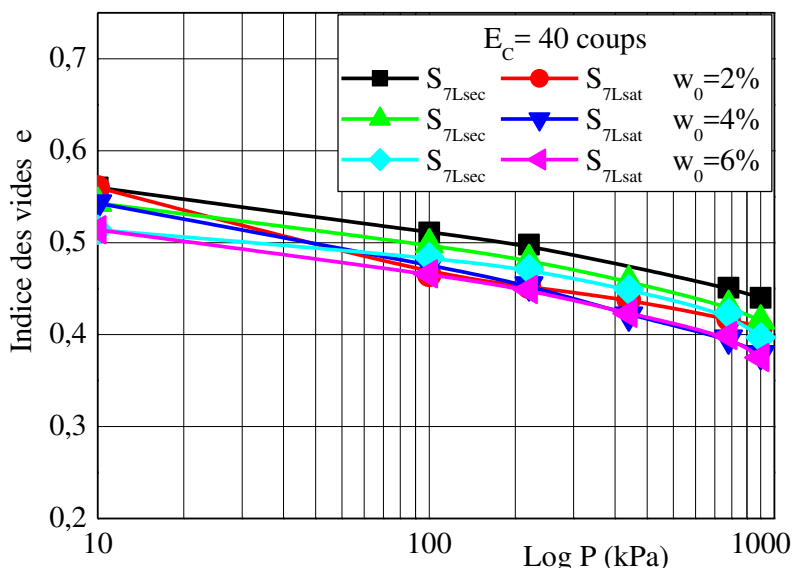


Figure 4.25: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7L}$ )

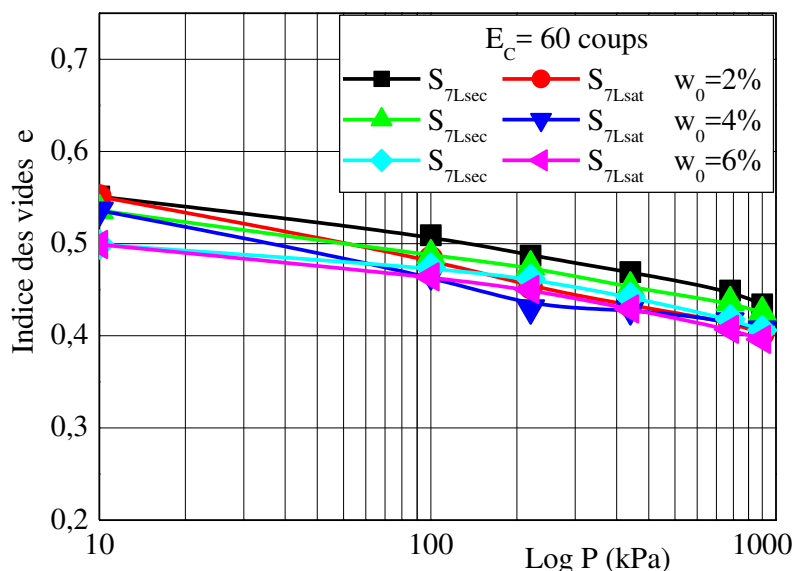


Figure 4.26: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7L}$ )

Les interprétations des résultats de l'essai oedométrique se font à base de l'état le plus défavorable, c'est-à-dire le cas où le potentiel d'affaissement est maximal ( $C_{p\ max}$ ). Cet état se manifeste sous la charge verticale appliquée  $P=400kPa$ , dans les échantillons humidifiés à 2% et compactés à 20 coups. D'après les courbes de compressibilités, des différents échantillons traités par le laitier granulé, à différents teneurs en eau et degrés de compactages (figures 4.15 à 4.26, où l'addition d'ajout est entre [0-5%], on observe une importante réduction du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\ max}$ ) de 10,5 à 3.83%, soit un taux de 63.52%. Cependant une variation 3.83 à 2.52% du potentiel d'affaissement maximal dans l'intervalle [5-7%], qui correspond à 12.48%, qui est le 1/5 du taux de réduction de la phase précédente et son évolution reste faible même si on augmente la charge verticale appliquée P.

### 4.4.1 Effet de la teneur en eau sur le $C_{p \max}$ des sols traités au laitier granulé

L'effet de la variation de la teneur en eau ( $w_0$ ) sur le  $C_{p \max}$  des sols traités, compactés à différents degrés est représenté sur les figures 4.27 ; 4.28 et 4.29.

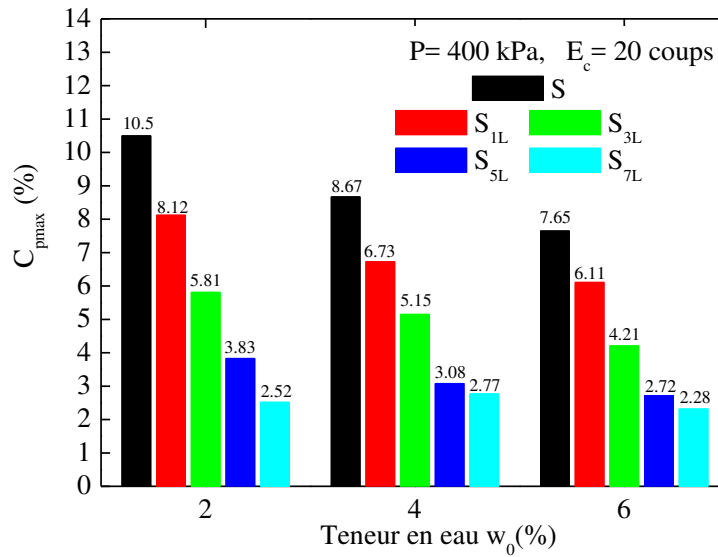


Figure 4.27 : Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

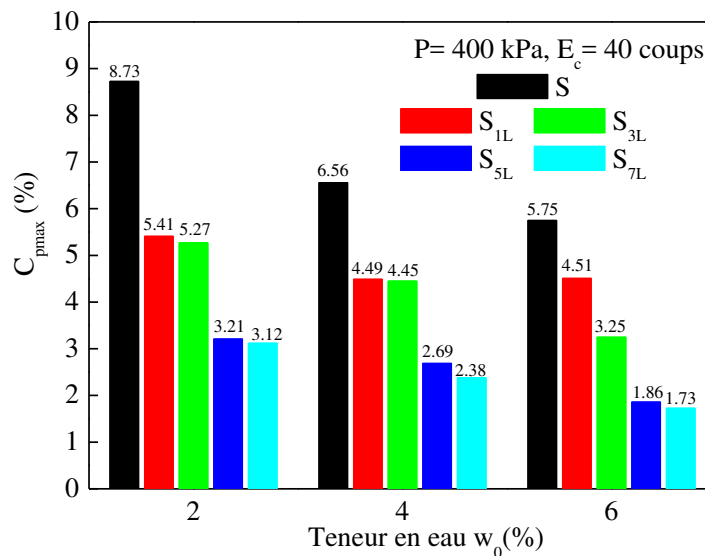


Figure 4.28: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

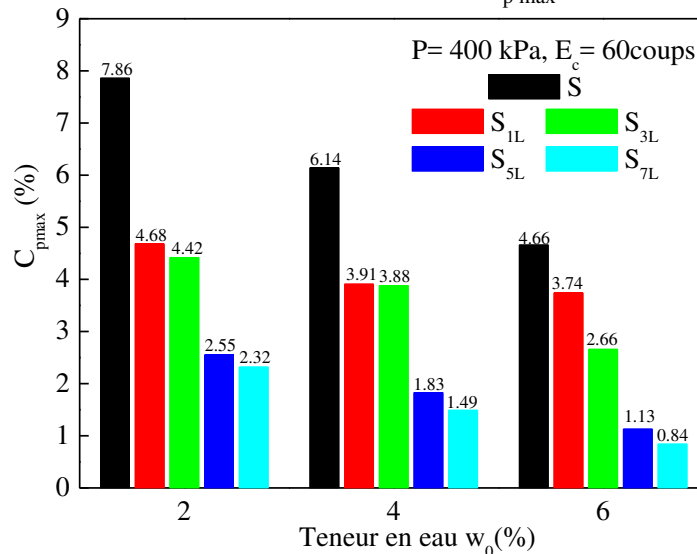


Figure 4.29: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

### 4.4.2 Effet du degré de compactage sur le $C_{p \max}$ des sols traités au laitier granulé

Les figures 4.30 à 4.32, présentent les réductions du  $C_{p \max}$  des sols traités au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle en variant l'énergie de compactage.

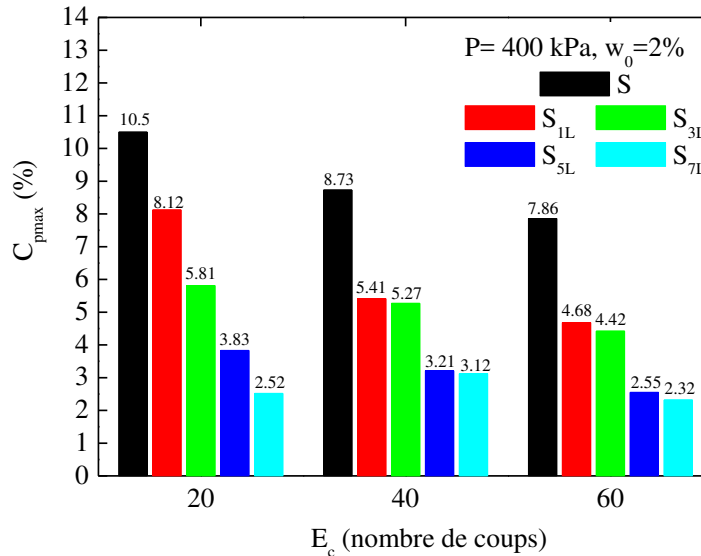


Figure 4.30: Effet du compactage sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

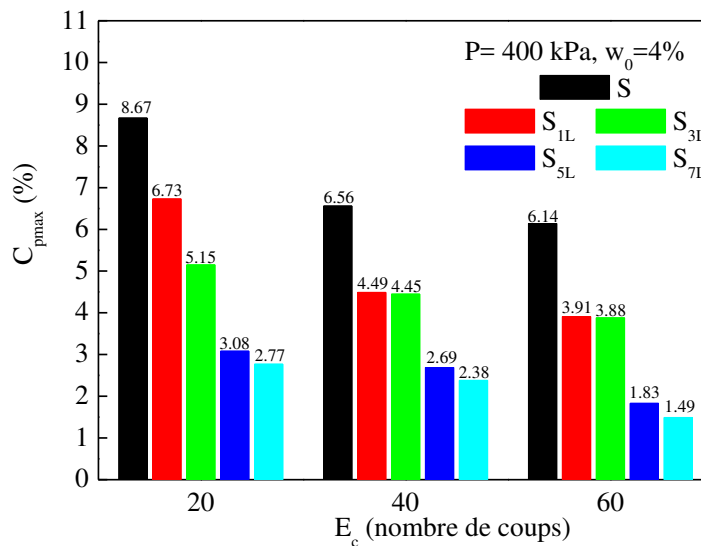


Figure 4.31: Effet du compactage sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

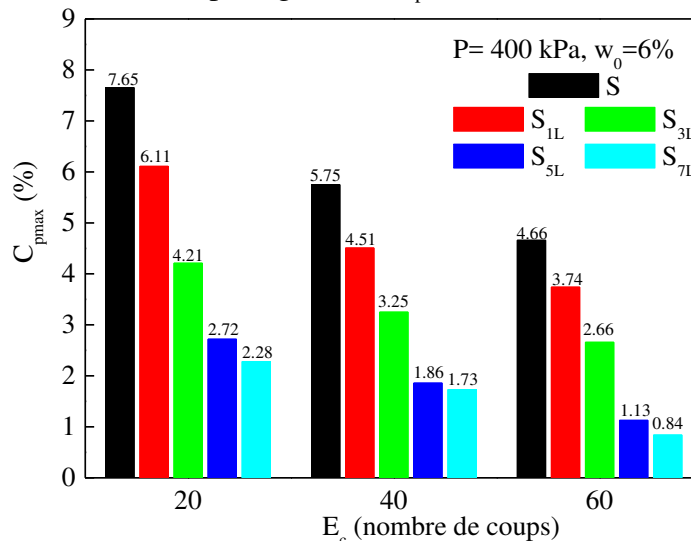


Figure 4.32: Effet du compactage sur le  $C_{p \max}$  du sol traité au laitier

Les figures 4.27 à 4.32, montrent l'influence appréciable de l'augmentation de la teneur en eau ( $w_0$ ) et de l'énergie de compactage ( $E_c$ ) sur les sols traités par le laitier granulé beaucoup plus que le sol (S). Cette influence se manifeste dans les échantillons par des baisses du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\max}$ ) à des valeurs faibles et même inférieur à 1 dans les échantillons où la teneur en eau est 6% et le degré de compactage est égal à 60 coups.

#### 4.5 Potentiel d'affaissement du sol traité à la pouzzolane naturelle

##### ➤ Sol ( $S_{IP}$ )

L'addition de la pouzzolane naturelle réduit le potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) du sol (S). Cette diminution est plus significative au fur et à mesure de l'augmentation des paramètres : la teneur en eau ( $w_0$ ), le degré de compactage ( $E_c$ ) et le dosage de la pouzzolane naturelle. Le  $C_p$  atteint une valeur minimale de 1.15 % dans l'échantillon ( $S_{7P}$ ) humidifié à 6% et compacté à 60 coups. Les résultats du potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) déduisent des figures 4.33, 4.34 et 4.35 du sol traité à 1% par la pouzzolane naturelle ( $S_{1P}$ ) sont résumés au tableau 4.19.

Tableau 4.19 Potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{IP}$ )

		$E_c = 20\text{coups}$			$E_c = 40\text{coups}$			$E_c = 60\text{coups}$			
$w_0$ (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6	
$e_0$ (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499	
$\sigma_v$ (kPa)	100	$C_{p1}$	4.02	3.45	3.73	2.92	3.48	3.28	3.56	2.97	2.42
	200	$C_{p2}$	5.66	5.73	4.38	4.61	3.88	3.73	4.02	3.86	3.39
	400	$C_{p3}$	8.82	6.92	5.41	7.84	6.48	4.87	6.85	5.35	4.02
	800	$C_{p4}$	6.88	6.65	4.83	5.28	5.74	4.32	4.37	3.81	3.48
	1000	$C_{p5}$	5.77	6.02	4.09	4.32	4.28	3.54	3.38	3.24	2.06

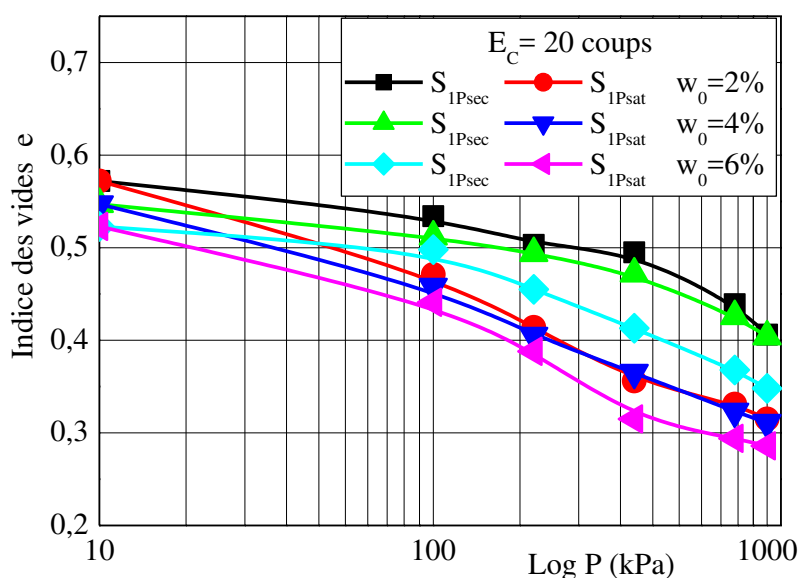


Figure 4.33: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{IP}$ )

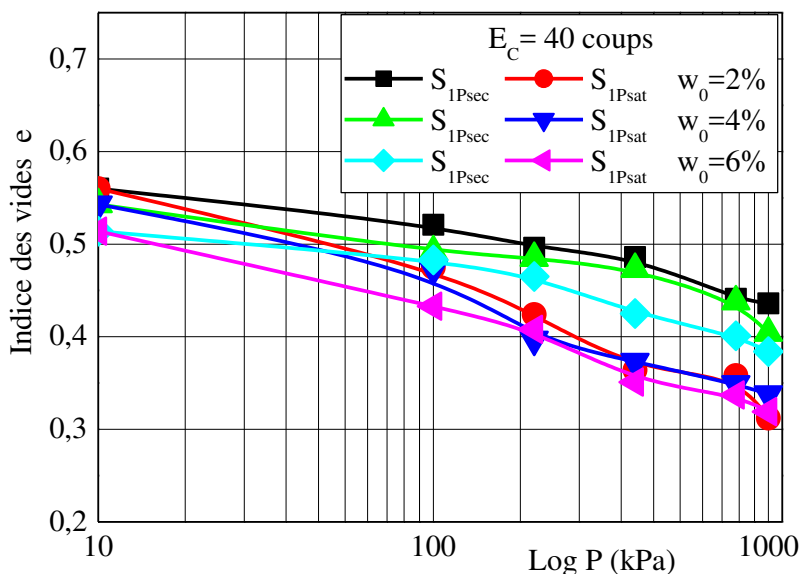


Figure 4.34: Courbe de compressibilité du sol traité (S<sub>1P</sub>)

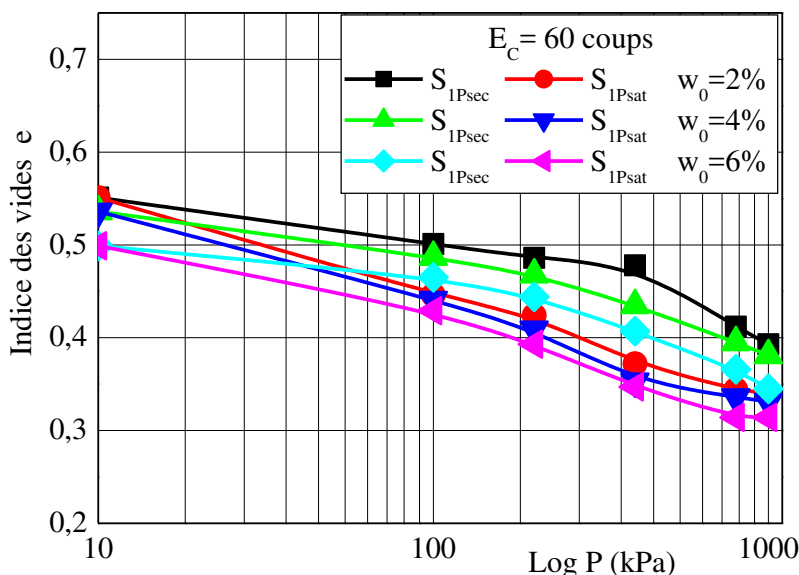


Figure 4.35: Courbe de compressibilité du sol traité (S<sub>1P</sub>)

➤ Sol (S<sub>3P</sub>)

Les résultats du potentiel d’effondrement (C<sub>p</sub>) déduisent des figures 4.36 ; 4.37 et 4.38 du sol traité à 3% de la pouzzolane naturelle (S<sub>3P</sub>) sont résumés au tableau 4.20.

Tableau 4.20 Potentiel d’affaissement (C<sub>p</sub>) du sol (S<sub>3P</sub>)

			E <sub>c</sub> = 20coups			E <sub>c</sub> = 40coups			E <sub>c</sub> = 60coups		
w <sub>0</sub> (%)			2	4	6	2	4	6	2	4	6
e <sub>0</sub> (%)			0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
σ <sub>v</sub> (kPa)	100	C <sub>p1</sub>	3.86	3.22	3.47	2.78	3.12	3.01	3.22	2.54	2.21
	200	C <sub>p2</sub>	4.96	4.38	3.96	4.32	3.58	3.48	3.54	3.47	2.42
	400	C <sub>p3</sub>	6.31	5.44	4.41	5.56	4.76	3.79	4.75	4.24	2.62
	800	C <sub>p4</sub>	5.33	5.24	4.22	5.02	4.31	3.18	4.02	3.36	2.12
	1000	C <sub>p5</sub>	4.84	4.39	3.69	4.42	3.56	2.31	3.15	3.02	1.54

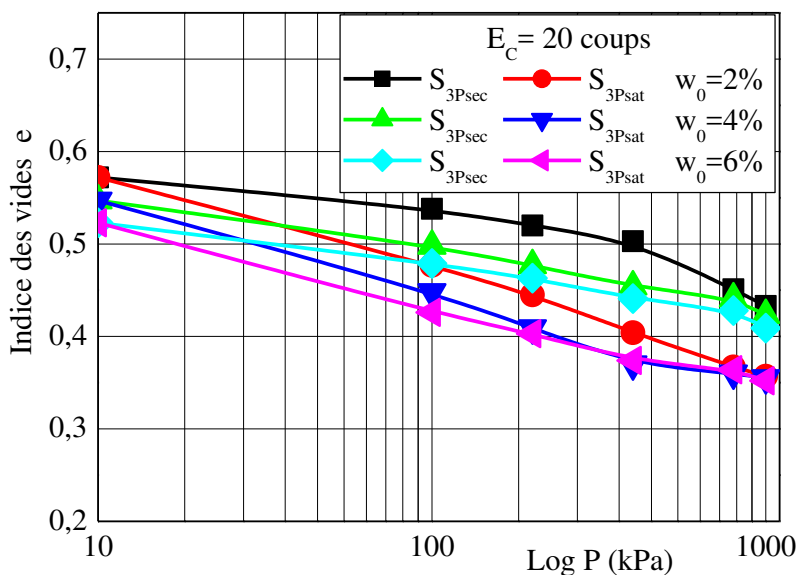


Figure 4.36: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3P}$ )

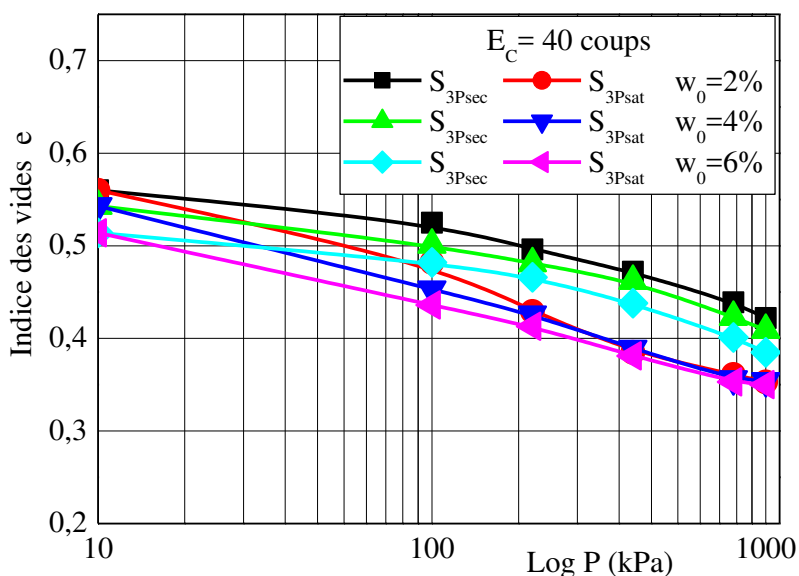


Figure 4.37: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3P}$ )

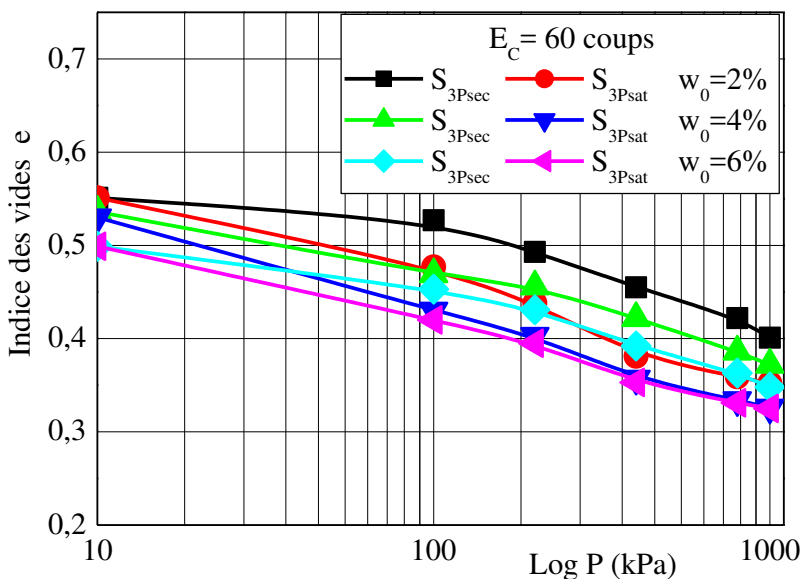


Figure 4.38: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{3P}$ )

➤ Sol (S<sub>5P</sub>)

Les résultats du potentiel d'effondrement (C<sub>p</sub>) déduisent des figures 4.39 ; 4.40 et 4.41 du sol traité à 5% de la pouzzolane naturelle (S<sub>5P</sub>) sont résumés au tableau 4.21.

Tableau 4.21 Potentiel d'affaissement (C<sub>p</sub>) du sol (S<sub>5P</sub>)

		E <sub>c</sub> = 20coups			E <sub>c</sub> = 40coups			E <sub>c</sub> = 60coups		
w <sub>0</sub> (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6
e <sub>0</sub> (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
σ <sub>v</sub> (kPa)	100 C <sub>p1</sub>	2.43	2.62	2.44	2.34	1.65	1.48	2.12	1.31	1.08
	200 C <sub>p2</sub>	2.66	3.08	2.63	2.75	1.77	1.78	2.54	1.72	1.24
	400 C <sub>p3</sub>	3.89	3.53	2.81	3.48	2.63	1.95	2.80	1.93	1.35
	800 C <sub>p4</sub>	3.11	2.82	2.68	2.58	1.55	1.68	2.32	1.64	1.24
	1000 C <sub>p5</sub>	2.44	2.41	2.18	2.41	1.43	1.44	1.76	1.32	1.13

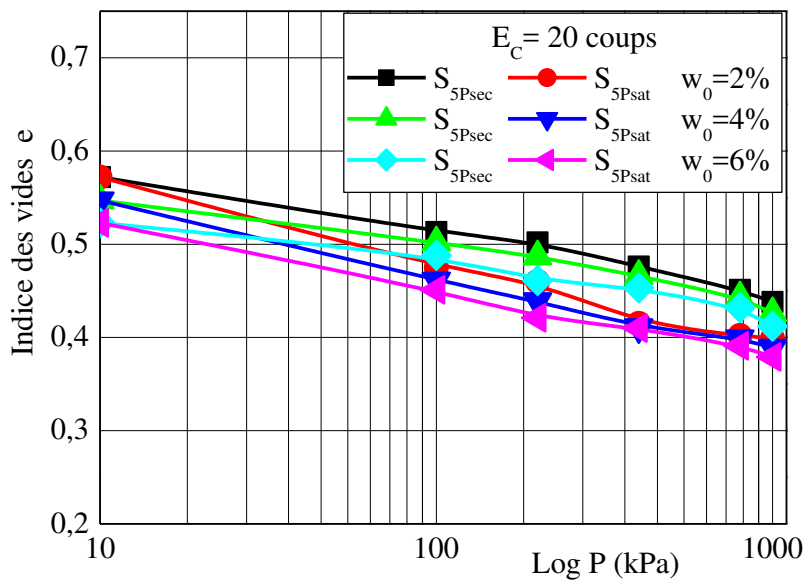


Figure 4.39: Courbe de compressibilité du sol traité (S<sub>5P</sub>)

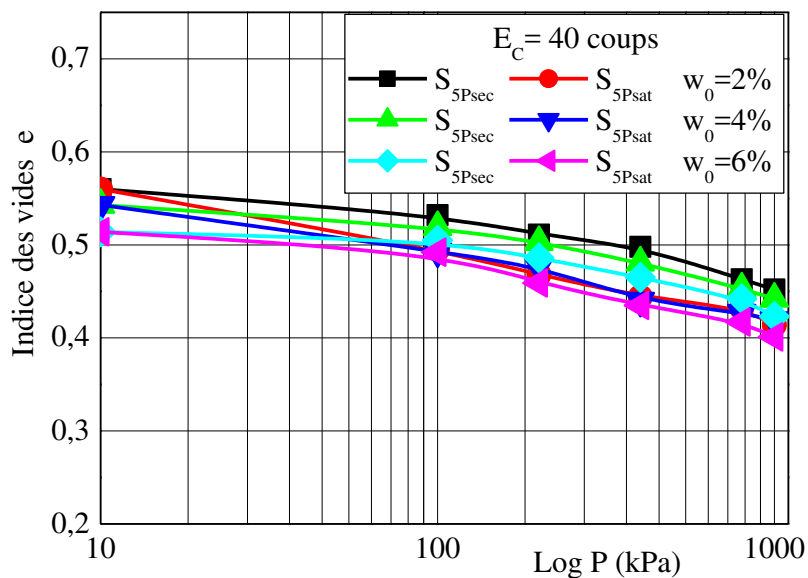


Figure 4.40: Courbe de compressibilité du sol traité (S<sub>5P</sub>)



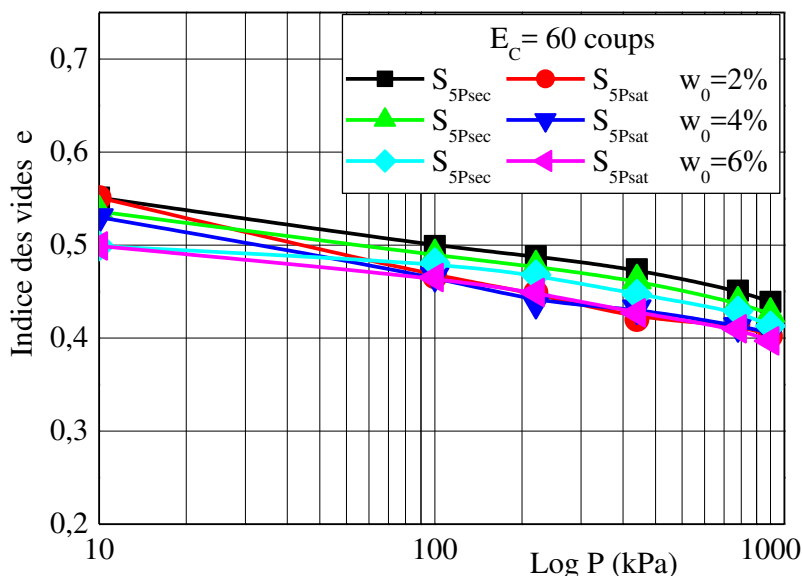


Figure 4.41: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{5P}$ )

➤ Sol ( $S_{7P}$ )

Les résultats du potentiel d’effondrement ( $C_p$ ) déduits des figures 4.42 ; 4.43 et 4.44 du sol traité à 7% de la pouzzolane naturelle ( $S_{7P}$ ) sont résumés au tableau 4.22.

Tableau 4.22 Potentiel d’affaissement ( $C_p$ ) du sol ( $S_{7P}$ )

		$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 40 \text{ coups}$			$E_c = 60 \text{ coups}$		
$w_0$ (%)		2	4	6	2	4	6	2	4	6
$e_0$ (%)		0.572	0.547	0.523	0.560	0.543	0.514	0.551	0.536	0.499
$\sigma_v$ (kPa)	100 $C_{p1}$	2.32	2.43	2.32	2.36	1.77	1.18	1.57	1.39	1.04
	200 $C_{p2}$	2.72	3.24	2.48	2.89	2.03	1.29	1.89	1.58	1.11
	400 $C_{p3}$	3.77	3.02	2.52	3.21	2.59	1.46	2.46	1.75	1.15
	800 $C_{p4}$	2.44	2.59	2.32	2.54	2.42	1.38	2.35	1.71	1.08
	1000 $C_{p5}$	2.34	2.36	2.04	2.31	2.28	1.27	2.18	1.34	1.03

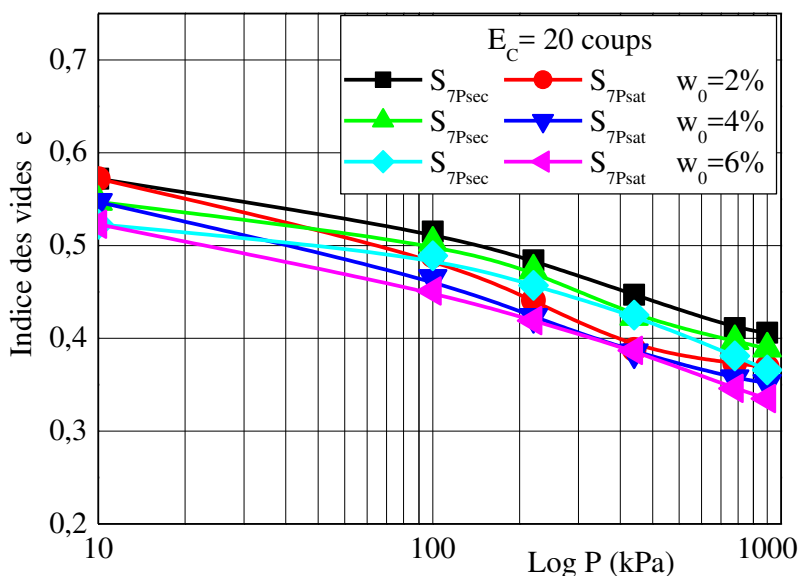


Figure 4.42: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7P}$ )

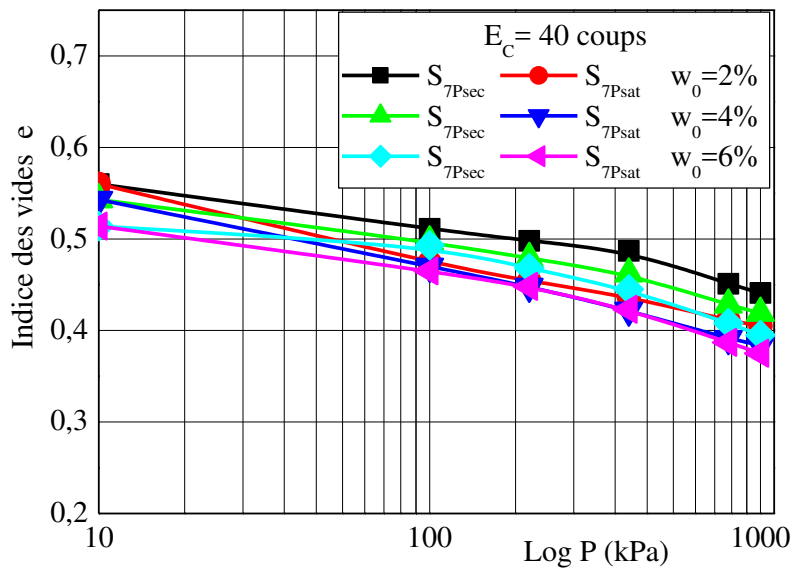


Figure 4.43: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7P}$ )

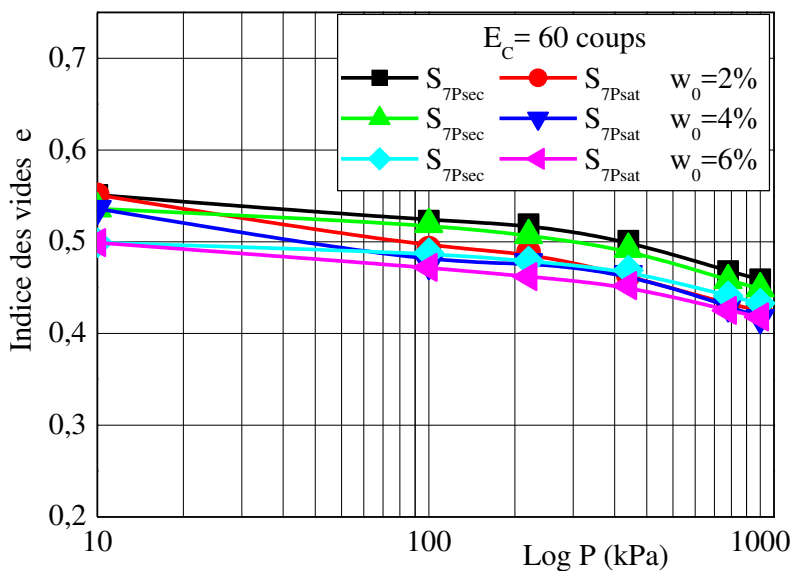


Figure 4.44: Courbe de compressibilité du sol traité ( $S_{7P}$ )

Le tableau 4.23 récapitule les résultats du potentiel d'effondrement maximal ( $C_{p \max}$ ) obtenu pour les sols traités par le laitier granulé et la pouzzolane naturelle, à différentes teneurs en eau initiale et énergies de compactages.

Tableau 4.23 Potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) des sols traités ( $P=400kPa$ )

Énergie de compactage	20 Coups			40 Coups			60 Coups			
	Teneur en eau	2 %	4 %	6 %	2 %	4 %	6 %	2 %	4 %	6 %
$S_0$		10.5	8.67	7.65	8.73	6.56	5.75	7.86	6.14	4.66
$S_{1L}$		8.12	6.73	6.11	5.41	4.49	4.51	4.68	3.91	3.74
$S_{3L}$		5.81	5.15	4.21	5.27	4.45	3.25	4.42	3.88	2.66
$S_{5L}$		3.83	3.08	2.72	3.21	2.69	1.86	2.55	1.83	1.13
$S_{7L}$		2.52	2.77	2.28	3.12	2.38	1.73	2.32	1.49	0.84
$S_{1P}$		8.62	6.92	5.41	7.84	6.48	4.87	6.85	5.35	4.02
$S_{3P}$		6.31	5.44	4.41	5.56	4.76	3.79	4.75	4.24	2.62
$S_{5P}$		3.89	3.53	2.81	3.48	2.63	1.95	2.80	1.93	1.35
$S_{7P}$		3.77	3.02	2.52	3.21	2.59	1.46	2.46	1.75	1.15

D'après les courbes de compressibilités des échantillons traités par la pouzzolane naturelle à différents pourcentages en poids du sol (S), teneurs en eau et degrés de compactages (figures 4.33 à 4.44), humidifiés à 2% et compactés à 20 coups, dont l'ajout d'eau est compris entre [0-5%], on observe une forte réduction du taux de potentiel d'affaissement maximal  $C_{p \max}$  de 62.95%, soit de 10,5 à 3.89%. Alors que la variation du potentiel d'affaissement maximal dans les échantillons dosés entre [5-7%], se réduit à 1.14% soit de 3.89 à 3.77%, même si on continue à augmenter la contrainte verticale appliquée P.

#### 4.5.1 Effet de la teneur en eau sur le $C_{p \max}$ des sols traités à la pouzzolane naturelle

Les figures 4.45 à 4.47, présentent les réductions du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) des sols traités au laitier granulé et à la pouzzolane naturelle en tenant compte de la variation de l'énergie de compactage.

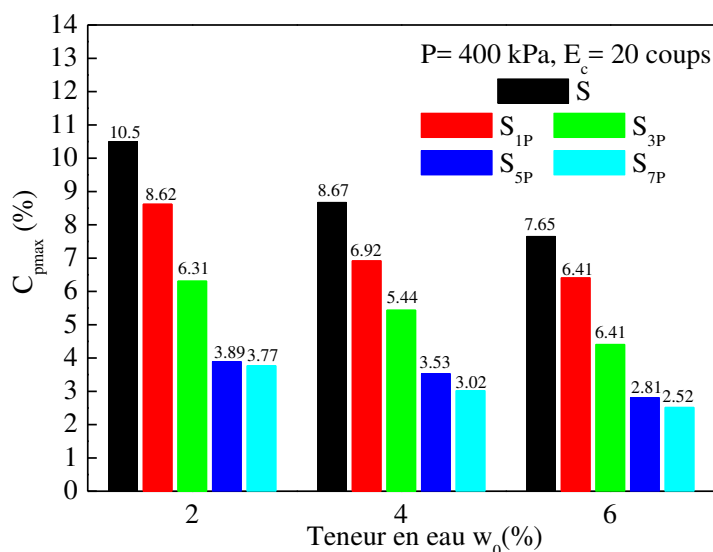


Figure 4.45: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p \max}$  du sol traité à la pouzzolane

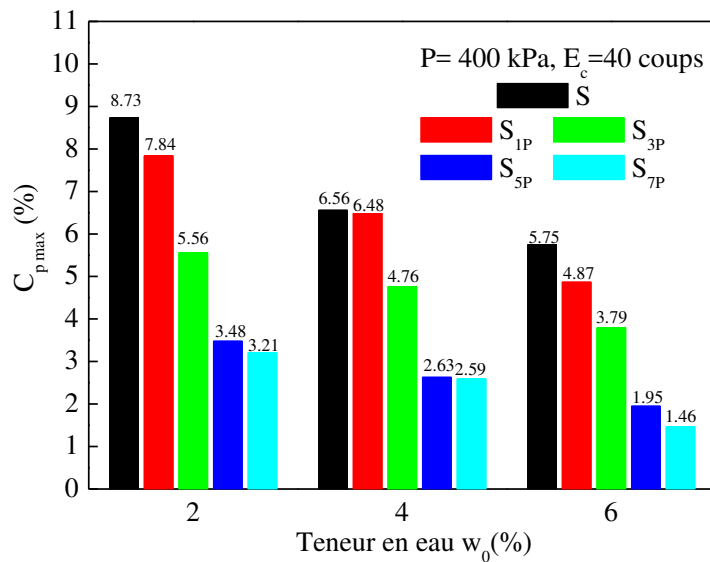


Figure 4.46: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p\ max}$  du sol traité à la pouzzolane

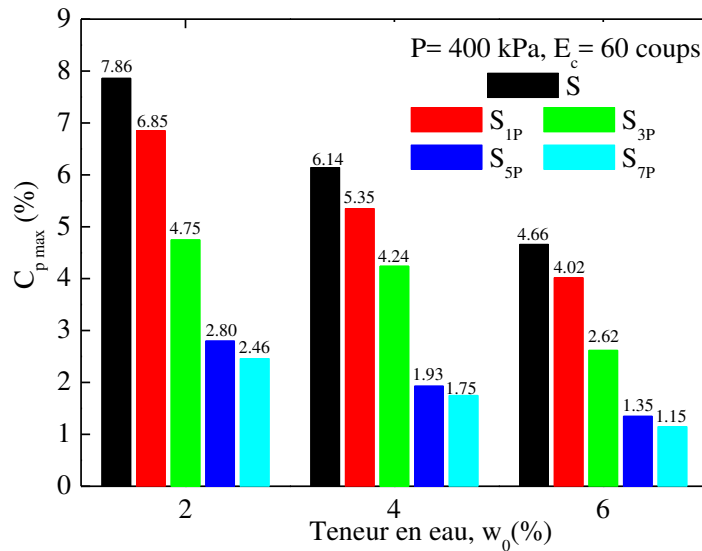


Figure 4.47: Effet de la teneur en eau sur le  $C_{p\ max}$  du sol traité à la pouzzolane

#### 4.5.2 Effet du degré de compactage sur le $C_{p\ max}$ des sols traités à la pouzzolane

Les figures 4.48 à 4.50, présentent les réductions du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\ max}$ ) des sols traités par la pouzzolane naturelle sous différentes degré de l'énergie de compactage ( $E_c$ ).

Les figures 4.45 à 4.47 et 4.48 à 4.50, montrent l'influence appréciable des variations de la teneur en eau ( $w_0$ ) et de l'énergie de compactage ( $E_c$ ) respectivement, sur le potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\ max}$ ) du sol (S) et des sols traités par la pouzzolane naturelle. Cette variations se présente sous forme des diminutions de la valeur du  $C_{p\ max}$  jusqu'au 1,15% dans l'échantillon  $S_{7P}$  humidifié à 6% et compacté à 60 coups.

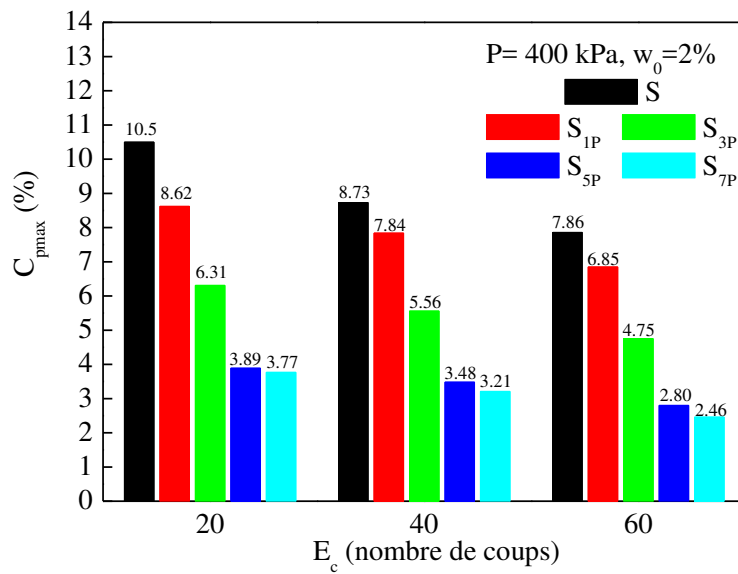


Figure 4.48: Effet du compactage sur le  $C_{p\max}$  du sol traité à la pouzzolane

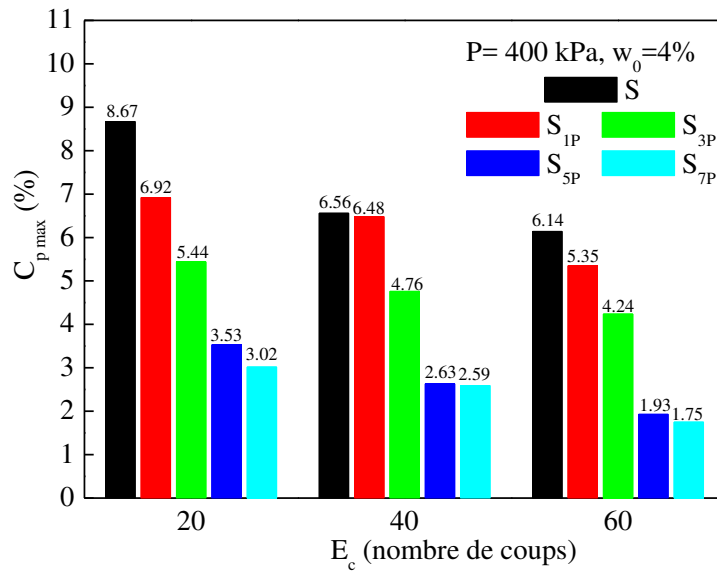


Figure 4.49: Effet du compactage sur le  $C_{p\max}$  du sol traité à la pouzzolane

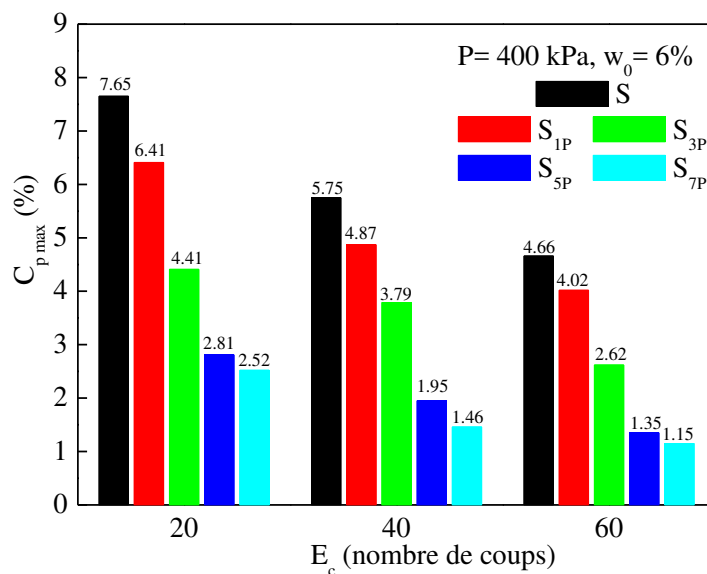


Figure 4.50: Effet du compactage sur le  $C_{p\max}$  du sol traité à la pouzzolane

### 4.6 Effet du Taux des laitiers sur le $C_{p \max}$ des Sols

Les figures 4.51 ; 4.52 et 4.53, représentent l'effet des ajouts sur le taux de réduction du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) des sols sous la charge verticale appliquée  $P=400kPa$ , tandis que les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.24.

Tableau 4.24 Taux des réductions du ( $C_{p \max}$ ) des sols traités ( $P=400kPa$ )

Énergie de compactage	20 coups			40 coups			60 coups			
	Teneur en eau	2 %	4 %	6 %	2 %	4 %	6 %	2 %	4 %	6 %
		<b>Taux de réduction du <math>C_{p \max}</math></b>								
$S_{1L}$	22.7	22.0	20.1	31.5	31.6	23.3	40.5	36.3	19.7	
$S_{3L}$	44.7	40.6	45.0	39.6	32.2	43.5	43.8	36.8	42.9	
$S_{5L}$	63.5	64.5	64.4	63.2	59.0	67.6	67.6	70.2	75.7	
$S_{7L}$	76.0	68.0	70.2	64.3	63.7	69.9	70.5	75.7	82.0	
$S_{1P}$	17.9	20.2	29.3	10.2	1.2	15.3	12.8	12.9	13.7	
$S_{3P}$	39.9	37.2	42.3	36.3	27.4	34.1	36.9	30.9	43.8	
$S_{5P}$	62.9	59.3	63.3	60.1	59.9	66.1	64.4	68.6	71.0	
$S_{7P}$	64.1	65.2	67.1	63.2	60.5	74.6	68.7	71.5	75.3	

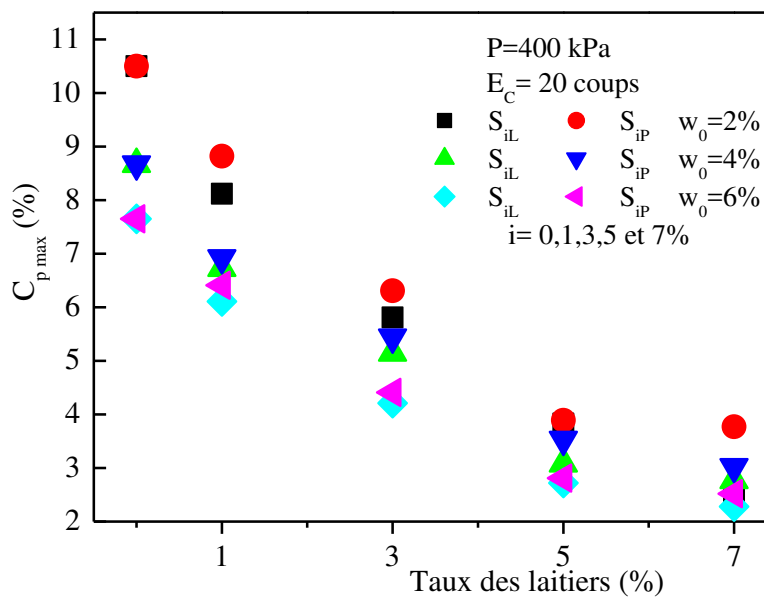


Figure 4.51: Effet du taux d'ajouts sur le  $C_{p \max}$  des sols traités

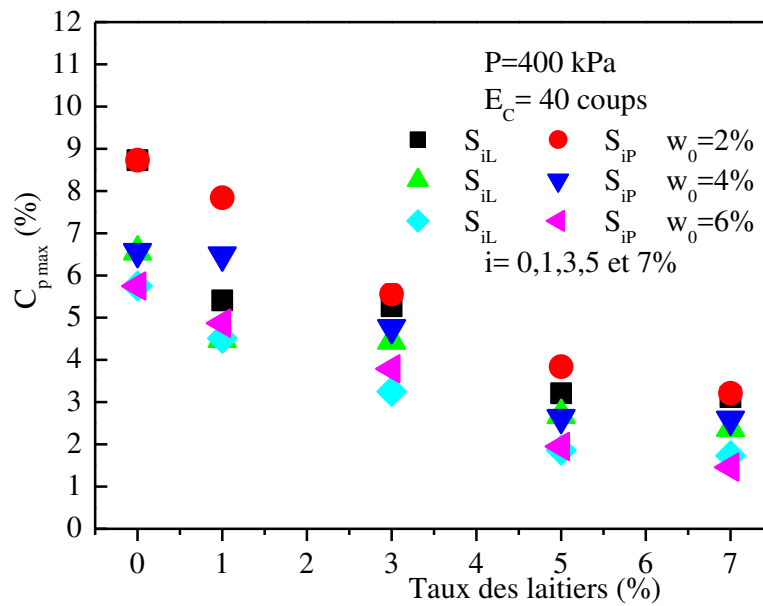


Figure 4.52: Effet du taux d'ajouts sur le  $C_{p\ max}$  des sols traités

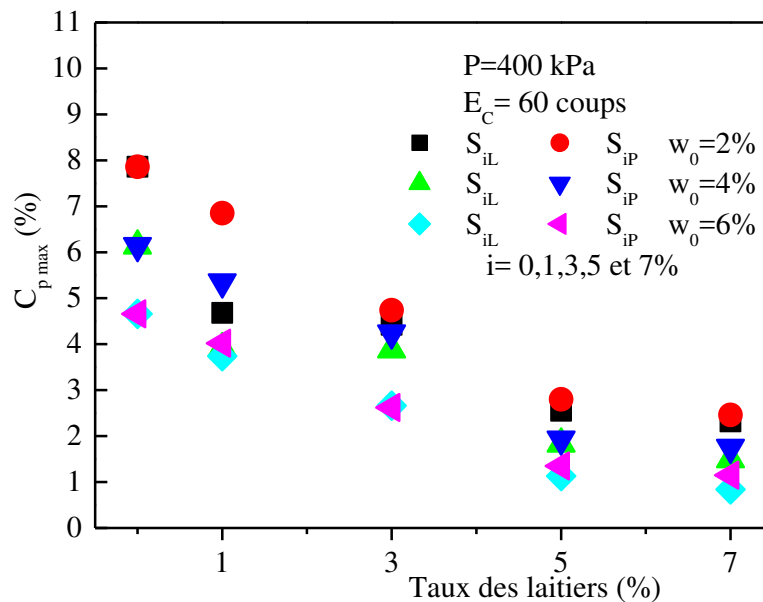


Figure 3.53: Effet du taux d'ajouts sur le  $C_{p\ max}$  des sols traités

La variation du taux de traitement (laitier granulé ou pouzzolane naturelle) de [0-5%], dans le sol (S), entraîne une forte réduction du potentiel d'affaissement ( $C_{p\ max}$ ), quelque soit la teneur en eau et le degré de compactage. Cela s'explique par la présence d'une pente descendante forte, indiquant la diminution des déformations dans la matrice granulaire des sols traités et par conséquent l'amélioration de leurs caractéristiques physiques et mécaniques. L'ajout du laitier granulé dans cet intervalle provoque des régressions de  $C_{p\ max}$  allant de 64,15% à 71,17% et l'ajout de pouzzolane naturelle des réductions de 61,83% à 67,74%, selon la variation du degré de compactage. Au-dessus de 5%, d'ajout soit dans l'intervalle [5-7%], les pentes s'aplatissent et les déformations inter granulaires deviennent faibles, allant de 4,09% à 4,89% pour les échantillons traités au laitier granulé et de 3,61% à 4,10% dans les

échantillons traités à la pouzzolane naturelle, ce qui explique la stabilisation du sol. Par ailleurs un taux de 5% d'ajout réduit le potentiel d'affaissement maximal  $C_{p \max}$  d'environ 68% pour le laitier granulé et 65% pour la pouzzolane naturelle. Ces résultats confirment les recherches menées par Abbèche et al. (2010, 2018). Le  $C_{p \max}$  atteint des valeurs voisines de 1% dans des échantillons humidifiés à 6%, compactés à 60 coups et traités avec des taux entre [5-7%]. Ces résultats passe notre sol (S) après traitement d'un sol à comportement affaissable à un sol non affaissable, dans le cas d'ajout de 7% du laitier granulé ( $C_p=0.84 < 1$ ) et un sol à troubles modérés pour l'ajout de 7% de la pouzzolane naturelle ( $C_p = 1.15 > 1$ ) selon la classification de Jennings et Knight (1975).

Enfin, la réduction du potentiel d'affaissement maximal  $C_{p \max}$  qui s'est produite dans les sols traités par le laitier granulé ou par la pouzzolane naturelle, est fonction de plusieurs facteurs : le degré de compactage ( $E_c$ ), la teneur en eau ( $w_0$ ), la magnitude de la charge verticale appliquée ( $P$ ), le taux d'ajout traitant et la structure du sol à traité (Behnam et Haddad. 2016).

#### 4.7 Conclusion

L'étude consiste à mettre en évidence l'affaissement d'un sol reconstitué (S) au laboratoire qui a les mêmes attitudes qu'un sol naturel affaissable, par mélange de sable et de kaolin. Les essais standards, de consistances et de compressibilités à l'oedomètre, ont prouvé qu'à différentes teneurs en eau (2 ; 4 ; 6%) et énergies de compactages (20 ; 40 ; 60 coups) l'aptitude du sol (S) à l'affaissement. Ceci nous a permis de poursuivre l'étude pour améliorer ses propriétés physiques et mécaniques. L'addition des laitiers, un naturel (la pouzzolane) et l'autre un déchet industriel récupéré (le laitier granulé), à différents pourcentages (1 ; 3 ; 5 ; 7%) dans le but de stabiliser le sol (S). Les résultats obtenus montrent que le traitement d'un sol affaissable par les laitiers est possible voir même performante lorsque le taux des ajouts est compris entre 5÷7% du poids de sol à traiter avec un compactage adéquat (60 coups) et une teneur en eau de (6%) qui est inférieure à l'optimum de Proctor.

Le traitement par le laitier granulé du sol (S), réduit le potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) à une valeur inférieure à 1, ce qui signifie l'annulation de son risque d'affaissement et par conséquent le sol (S) devient stable. Alors que l'ajout de la pouzzolane naturelle au même sol (S) porte la valeur de  $C_{p \max}$  légèrement supérieure à 1, acceptable pour un sol constructible, avec un risque d'affaissement faible.



## *Chapitre 5*

# *ÉTUDE DE L'EFFET DES LAI TIERS SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES*

## Chapitre 5

# ÉTUDE DE L'EFFET DES LAITIERS SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES

## 5.1 Introduction

Les milieux triphasiques ou non saturés sont constitués de particules solides, d'eau et d'air. L'espace vide entre particules est rempli partiellement avec de l'eau et partiellement avec de l'air, ce qui complique de plus le comportement du sol et rendre difficile la mesure de ces paramètres d'état. Cette complication est due essentiellement à l'interface de la phase liquide avec les phases gazeuse et solide et l'apparition des ménisques air-eau dans les pores du sol, ce qui développe des tensions capillaires superficielles. La succion du sol est une variable importante, car sa connaissance dans l'analyse des sols non saturé est essentielle pour prédire et vérifier son comportement hydromécanique. Firat Pulat et al (2014) stipulent que la succion c'est l'un des paramètres les plus importants pour décrire les conditions d'humidité et le comportement hydromécanique des sols non saturés. La mesure de cette grandeur physique est un exercice compliqué. La succion totale d'un sol notée ( $s$ ) est la somme de deux composantes principales : une succion matricielle notée ( $s_m$ ) et une succion osmotique notée ( $\pi$ ) (Aitchinson, 1965) cité par ED DINY, S. (1993), ce dernier dépend de la présence des sels solubles et leurs concentrations.

## 5.2 Essai de Succion par Papier-Filtre Whatman 42

La méthode de détermination de succion par le papier-filtre, c'est une mesure indirecte, plus simple et abordable. Cette technique permet de mesurer des succions allant jusqu'à 10000 kPa. La succion dans l'échantillon de sol est obtenue après l'établissement d'un équilibre hydrique entre l'échantillon du sol en question et le papier-filtre. Une fois la teneur en eau du papier-filtre est connue, le résultat est rapporté, à une courbe d'étalonnage adaptée à la gamme de saturation du sol étudiée, pour déduire la succion correspondante. Katia. V. Bicalho (2011), dans son article (Evaluation of suction-water content calibrations of filtre paper), utilise six fonctions de calibrage pour papier-filtre Whatman 42, afin de mesurer la succion d'un sable silteux on exploitant les résultats expérimentaux de Fleureau et al (2002), obtenus avec d'autres techniques employées pour mesurer ou contrôler la succion du sable

vaseux, la conclusion tirée par Katia.V. Bicalho et al (2011) : les succions déduites de la méthode du papier-filtre dépendent de la fonction de calibrage utilisé.

### 5.2.1 Procédure d'essai

Les échantillons de sol témoin (S) et traités sont placés dans des bagues annulaires en acier conçu spécialement au laboratoire qui ont les mêmes dimensions que celle de l'oedomètre, en deux couches séparées par un triplet de papier-filtre Whatman 42. Chaque échantillon compacté au degré voulu, après 7 jours de conservations selon les dispositions décrites au chapitre 3. Le tableau suivant précise le nombre d'essais réalisé et les paramètres mis en jeu.

Tableau 5.1 Essais de succion et de MEB réalisés sur les échantillons des sols.

Type des essais	Paramètres	Nombre d'essais	Observations
<b>Essais de succion</b>	Teneur en eau ( $w_0$ ) : 2% ; 4% ; 6% Energie de compactage ( $E_c$ ) (nombre de coups) : 20 ; 40 ; 60 Coups Pourcentage des ajouts (laitier ou pouzzolane) : 1%,3%,5% ,7%	81	ASTM D 5298-94
<b>MEB/EDAX</b>	Sable, Kaolin, Laitier granulé et la Pouzzolane naturelle. Sol non traité (S) (reconstitue) et les Sols traités.		

### 5.2.2 Succion dans le sol Témoin (S)

Pour les échantillons compactés à 20 coups, l'augmentation du degré de saturation ( $S_r$ ) de 9.68% ( $w_0=2\%$ ) à 28.22% ( $w_0=6\%$ ), réduit la succion de 75.70% (6.4681MPa à 1.5719MPa). Alors que le compactage à 40 coups des échantillons de sol (S), provoque une baisse de succion de 78.19% (5.0344MPa à 1.0985MPa), pour un accroissement du degré de saturation ( $S_r$ ) de 9.44% à 30.21%. Enfin le compactage à 60 coups, induit une réduction de succion de 83.47 %, accompagné d'une évolution du degré de saturation de 9.66% à 31.10% (figure 5.1). L'augmentation du degré de compactage ( $E_c$ ) et de saturation ( $S_r$ ) diminue considérablement la succion dans les échantillons de sol non traité (S), quel que soit l'intensité de compactage (figure 5.2).

Le tableau 5.2 résume les réductions de succion pour différents degrés de saturation ( $S_r$ ).

Tableau 5.2 Succion dans le sol témoin à différentes teneurs en eau et degrés de compactage

$E_c$	20 coups			40 coups			60 coups		
$w_0$ (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.6431	1.6604	1.6704	1.6742	1.6788	1.7104	1.6859	1.7104	1.7272
$S_r$ (%)	9.68	18.13	28.22	9.44	19.08	30.21	9.66	20.14	31.10
$s$ (MPa)	6.4681	3.3115	1.5719	5.0344	2.1846	1.0985	3.7573	1.8244	0.8213
Réduction de $s$ (%)	75.7			78.2			78.1		

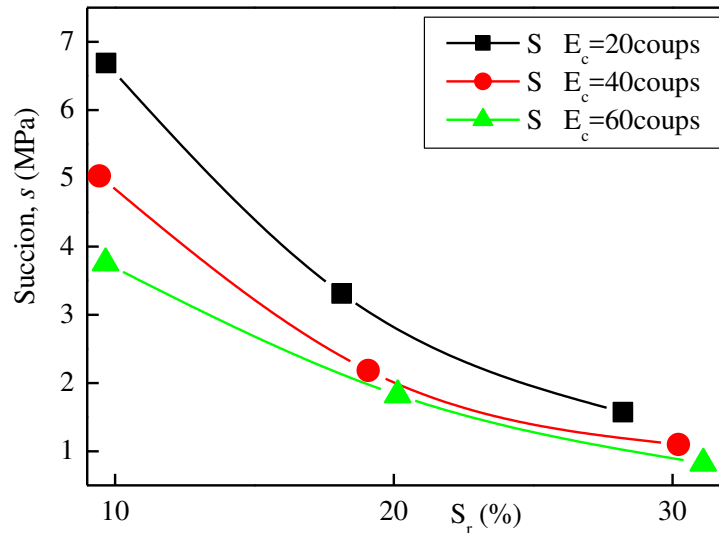


Figure 5.1: Variation de la succion du sol (S) en fonction du degré de saturation ( $S_r$ )

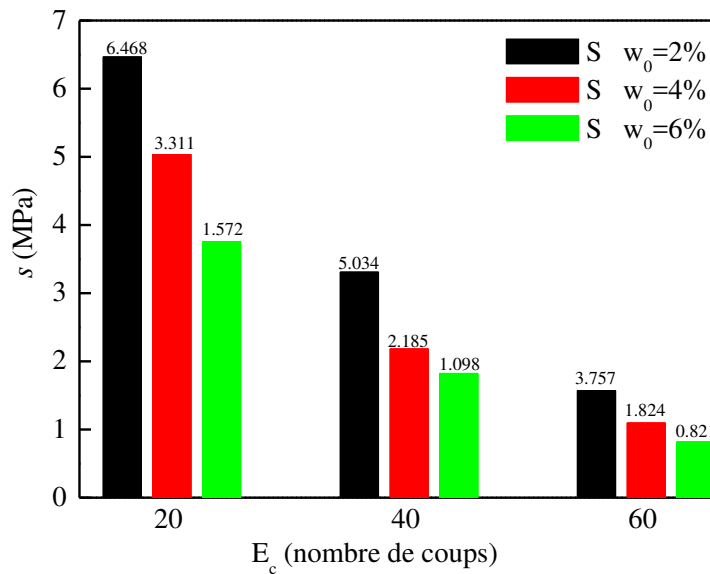


Figure 5.2: Succion dans le sol non traité (S) à différentes  $E_c$  et  $w_0$

### 5.2.3 Succion dans les sols traités au laitier granulé

Les résultats des sols traités à différents pourcentages en poids du laitier granulé, teneurs en eau (2 ; 4 ; 6%) et degrés de compactages (20 ; 40 ; 60 coups) sont résumés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 Variation de la succion (MPa) dans les sols traités au laitier granulé.

$E_c$	$w_0$ (%)	Succion $s$ (MPa)				
		$S$	$S_{1L}$	$S_{3L}$	$S_{5L}$	$S_{7L}$
<b>20 coups</b>	<b>2</b>	6.4681	6.0251	5.6643	4.2544	3.4372
	<b>4</b>	3.3115	2.0048	1.9644	1.3241	0.9765
	<b>6</b>	1.5719	1.4024	1.3042	0.9437	0.6321
<b>40coups</b>	<b>2</b>	5.0344	4.3256	3.4652	2.6471	1.4432
	<b>4</b>	2.1846	2.0044	1.7743	1.2147	0.8840
	<b>6</b>	1.0985	1.0025	0.9054	0.8443	0.5443
<b>60 coups</b>	<b>2</b>	3.7573	2.8654	2.4753	2.5461	1.3765
	<b>4</b>	1.8244	1.0021	0.8740	0.6432	0.4222
	<b>6</b>	0.8213	0.5444	0.5141	0.3273	0.2321

Étant donné que la réduction maximale de la succion s'est produite dans les échantillons traités à 7% (laitier ou pouzzolane), les analyses de ce qui suit se font à base de cet échantillon ( $S_{7L}$ ).

❖ tous les échantillons traités que ce soit par le laitier granulé ou à la pouzzolane naturelle, ont des succions et des taux d'humidité supérieures à celle des coordonnées du point d'inflexion (45.3%, 0.06282MPa) de la courbe d'étalonnage ASTM D5298-94, quelles que soient la teneur en eau et le degré de compactage (figures 5.3 ; 5.4 et 5.5). Cela signifie que les succions des sols traités sont sur la partie gauche du point d'inflexion caractérisé par une pente raide qui représente l'humidité conservée sous forme de films adsorbés sur les surfaces des particules (ASTM D5998-94).

❖ l'augmentation progressive du taux de laitier (1, 3, 5 et 7%), la teneur en eau (2, 4 et 6%) et le degré de compactage (20, 40 et 60 coups), provoque un glissement descendant des sols traités pour se rapprocher du point d'inflexion de la courbe d'étalonnage, ce qui laisse à dire que ces trois paramètres réduisent la succion et augmentent la teneur en eau dans les échantillons des sols traités. (figures 5.3 ; 5.4 et 5.5).

❖ dans les échantillons compactés à 20 coups et humidifiés à 2% et, la diminution de la succion est de 46.86% ce qui induit une réduction significative de 66.48% du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p\max}$ ) dans les échantillons traités à 7% par le laitier granulé ( $S_{7L}$ ). Cependant pour une teneur en eau de 4%, la succion régresse de 70.31% et le  $C_p$  de 71.35%, enfin à 6% de teneur en eau, la succion se réduit de 59.78% et le  $C_p$  de 70.20 % (figure 5.6).

❖ dans les échantillons ( $S_{7L}$ ) compactés à 40 coups et humidifiés à 2%, la succion décroît de 71.33% et le  $C_p$  de 64.26%, l'augmentation de la teneur en eau à 4%, réduit la succion de 59.53% et le  $C_p$  de 68.52%. Alors que la diminution de la succion de 50.45% engendre une réduction de  $C_p$  de 76.87% dans les échantillons humidifiés à 6% (figure 5.7).

❖ pour ceux compactés à 60 coups et de teneur en eau de 2%, la succion diminue de 63.39% accompagne et  $C_p$  de 70.48%. L'évolution de la teneur en eau à 4% réduit de 58.12% et 75.73% la succion et le  $C_p$  respectivement, enfin la succion régresse de 50.45% et le  $C_p$  de 81.87% pour les échantillons humidifiés à 6% (figure 5.8).

❖ les figures 5.9 ; 5.10 et 5.11, mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur la succion dans les échantillons non traités et traités à différentes énergies de compactage, l'effet est clair et les diminutions maximales de la succion dans les sols traités et compactés à 20 coups atteignent 81.61% dans l'échantillon ( $S_{7L}$ ). Cependant la succion se dégrade de 69.21% à 40 coups pour se stabiliser à 83.14% sous l'effet de 60 coups. La variation de la teneur en eau initiale est caractérisée par deux pentes indépendantes de l'énergie de compactage, une raide de 2 à 4%, qui correspond à une solidification rapide par humidification des échantillons traités, cet état est caractérisée par des réductions importantes de succion. Alors qu'au-delà de 4% de teneur en eau on observe des faibles diminutions de succion, signe d'un ajustement intergranulaire dans les sols traités.

❖ l'augmentation du taux du laitier de 5% à 7% et du degré de compactage n'influe pas beaucoup sur la variation de la succion, car le sol se stabilise (pas de risque d'affaissement) comme l'indique la valeur du potentiel d'affaissement ( $C_{p\max}$ ) qui est inférieur à 1.

Tableau 5.4 Taux de réduction de la succion et du  $C_{p\max}$  dans le sol  $S_{7L}$

$E_C$	20coups			40coups			60coups		
$w_0$ (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
$S_{7L}$	<b>Taux de réduction de la succion (s)</b>								
	46.9	70.5	59.8	71.3	59.5	50.4	63.4	76.9	71.7
	<b>Taux de réduction du <math>C_{p\max}</math></b>								
	76.0	68.0	70.2	64.3	63.7	69.9	70.5	75.7	82.0

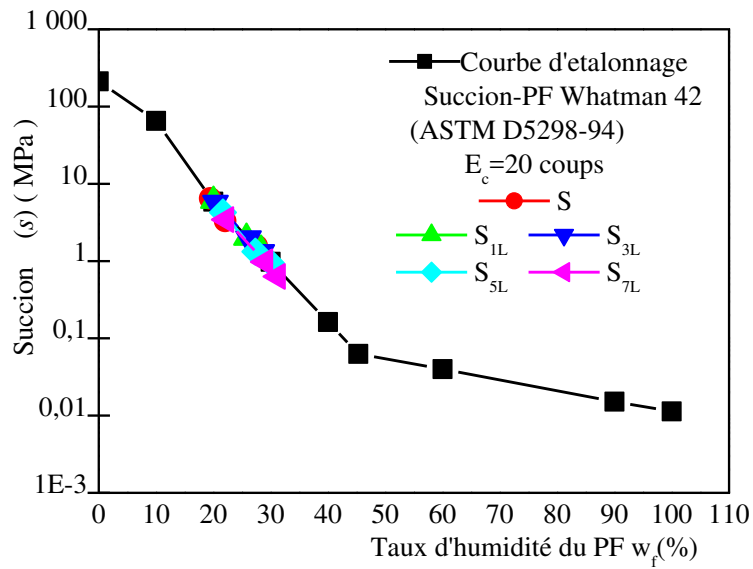


Figure 5.3: Localisation des sols traités au laitier sur la courbe d'étalonnage

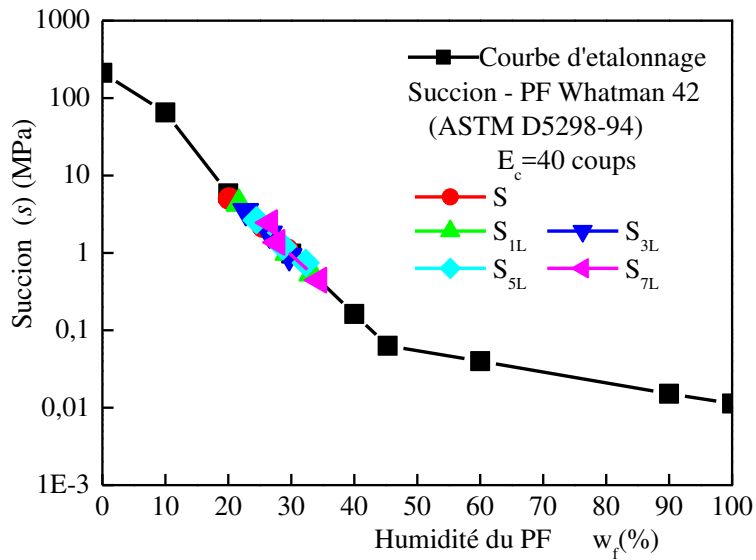


Figure 5.4: Localisation des sols traités au laitier sur la courbe d'étalonnage

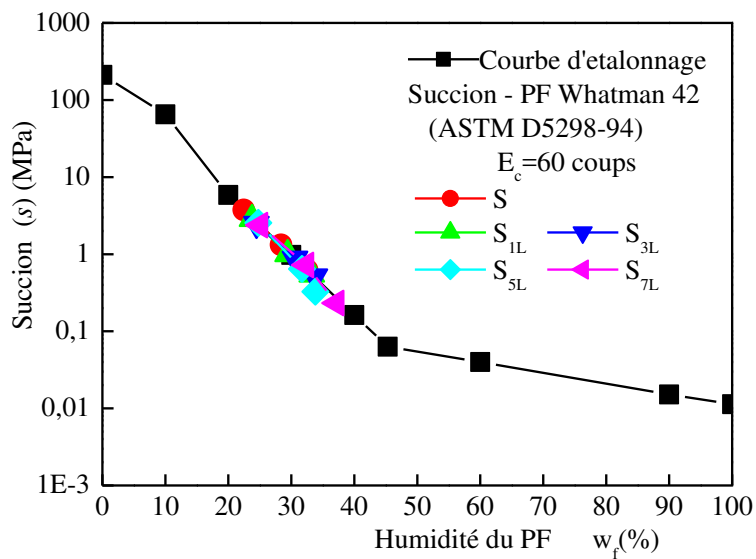


Figure 5.5: Localisation des sols traités au laitier sur la courbe d'étalonnage

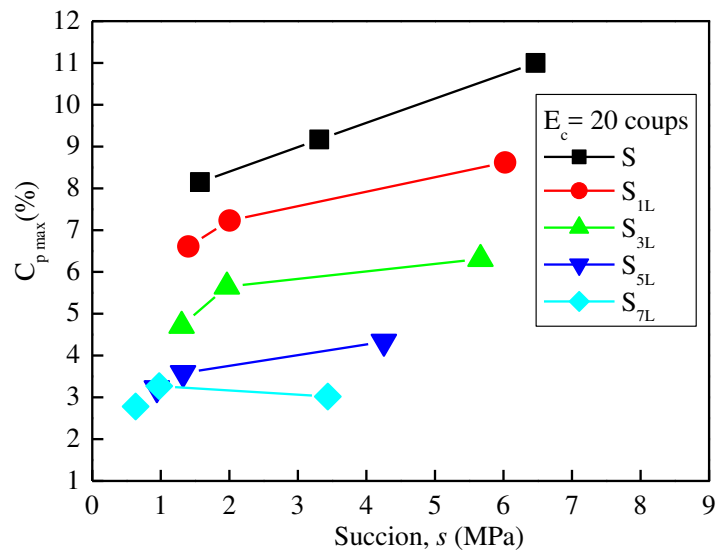


Figure 5.6: Effet de la succion sur le  $C_{p\max}$  des sols traités au laitier

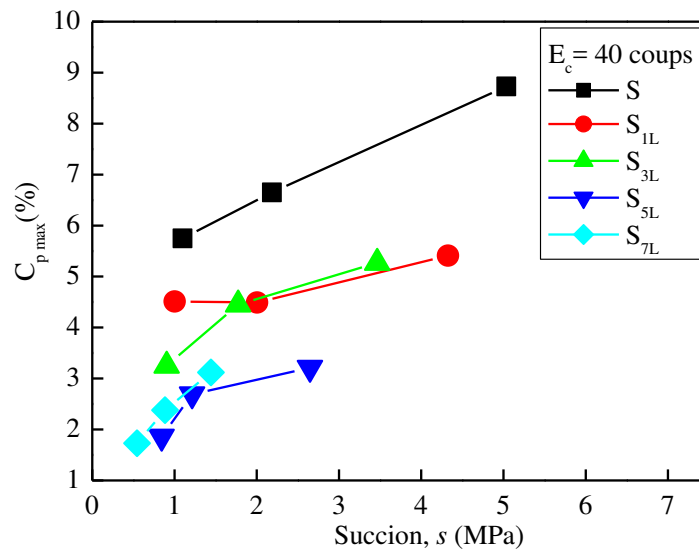


Figure 5.7: Effet de la succion sur le  $C_{p\max}$  des sols traités au laitier

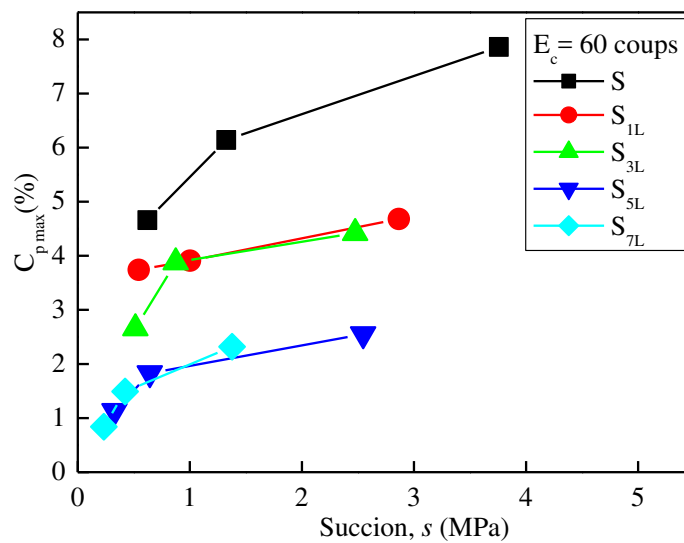


Figure 5.8: Effet de la succion sur le  $C_{p\max}$  des sols traités au laitier



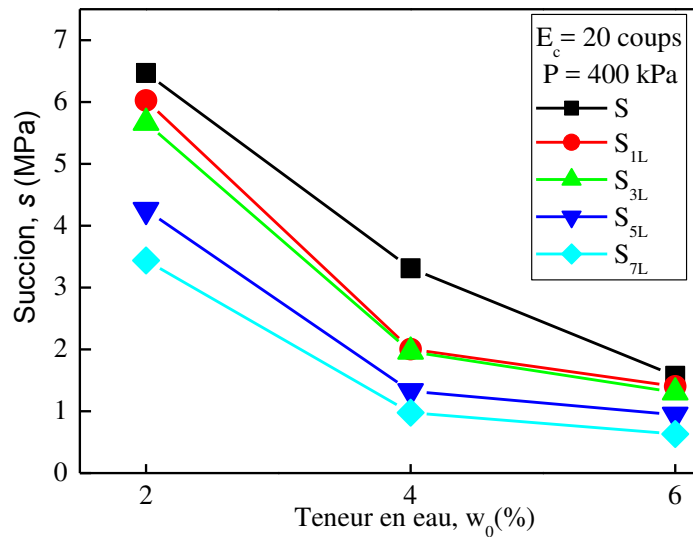


Figure 5.9: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités au laitier

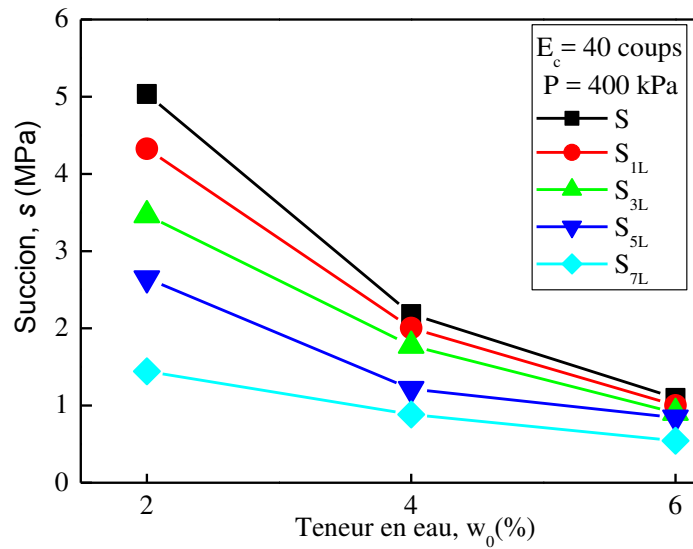


Figure 5.10: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités au laitier

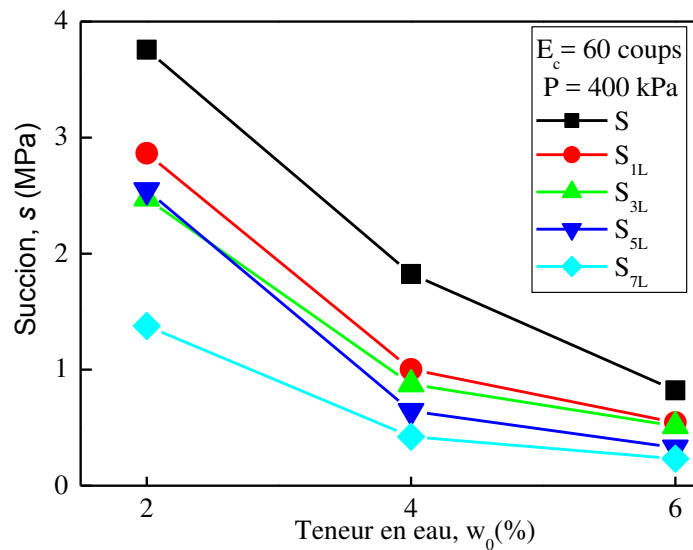


Figure 5.11: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités au laitier

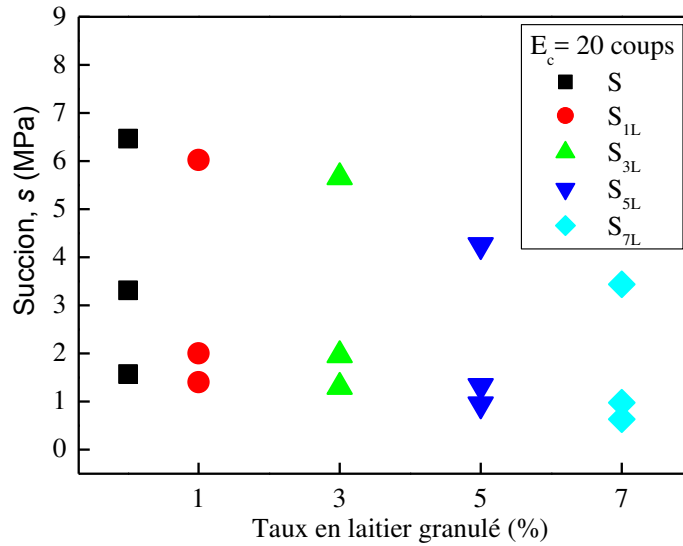


Figure 5.12: Effet de la teneur en laitier sur la succion des sols

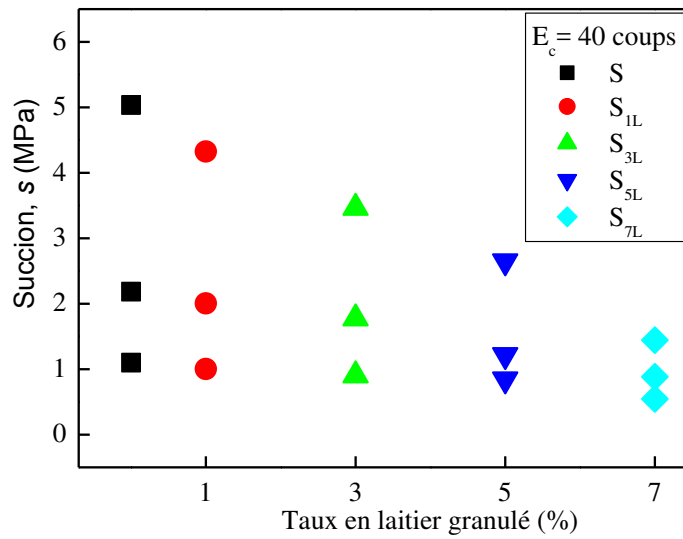


Figure 5.13: Effet de la teneur en laitier sur la succion des sols

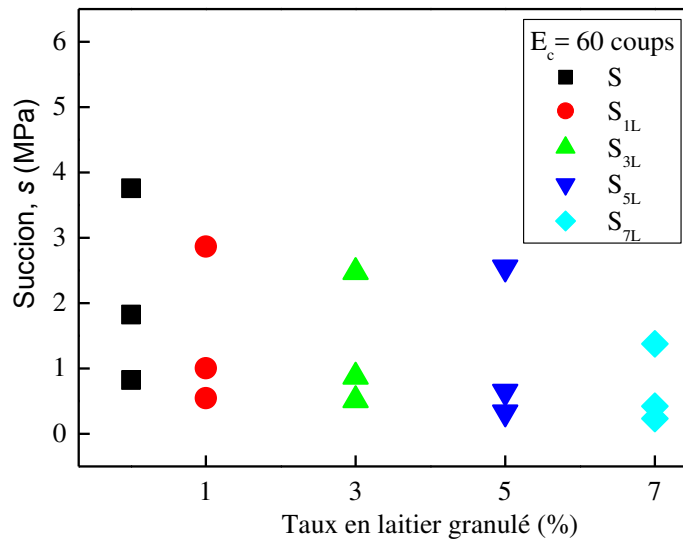


Figure 5.14: Effet de la teneur en laitier sur la succion des sols

### 5.2.4 Sol traité à la pouzzolane naturelle

Les résultats des sols traités à différents taux, par la pouzzolane naturelle, de teneurs en eau (2, 4, 6%) et degrés de compactages (20, 40, 60 coups) sont récapitulés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 Variation de la succion ( $s$ ) dans les sols traités à la pouzzolane naturelle.

$E_c$	$w_0$ (%)	Succion $s$ (MPa)				
		S	$S_{1P}$	$S_{3P}$	$S_{5P}$	$S_{7P}$
20 coups	2	6.4681	5.5938	5.1446	4.2633	4.5720
	4	3.3115	2.6926	2.8337	2.5390	2.7754
	6	1.5719	1.7352	1.6324	1.9034	2.3246
40 coups	2	5.0344	3.6997	3.4436	3.5631	3.3611
	4	2.1846	1.6883	1.3376	1.3472	1.5644
	6	1.0985	0.8803	0.7135	0.8643	0.9732
60 coups	2	3.7573	3.4269	2.9707	2.9265	2.6438
	4	1.8244	1.5119	1.3193	1.0637	1.0239
	6	0.8213	0.7772	0.5626	0.2934	0.3343

❖ l'augmentation de l'énergie de compactage, la teneur en eau et le taux de pouzzolane de 5 à 7%, provoque la translation des échantillons traités vers le point d'inflexion de la courbe d'étalonnage, indication de l'augmentation du taux d'humidité et de la réduction de succion dans les sols traités (figures 5.15 ; 5.16 et 5.17).

❖ la diminution de la succion conduit à une réduction du potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) dans les sols traités, elle est plus importante dans les échantillons où le taux d'ajout appartenant à [5, 7%]. Le  $C_p$  prend des valeurs supérieures légèrement à 1, ce qui conduit les échantillons  $S_{5P}$  et  $S_{7P}$  de passer des sols de troubles à troubles sévères pour devenir des sols à troubles modérés selon la classification de Knight et Jennings (1975).

❖ Dans les échantillons traités à 5% et 7% de pouzzolane, compactés à 60 coups et humidifiés à 6%, la réduction de la succion est de 52.03% alors que le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) se réduit de 71.03% dans le sol ( $S_{5P}$ ). Cependant dans le sol ( $S_{7P}$ ) la diminution est de 46.19% et 75.32% pour la succion et le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) respectivement (figures 5.18 ; 5.19 et 5.20).

❖ l'augmentation progressive de la teneur en eau, l'énergie de compactage et du taux de la pouzzolane entraînent des réductions remarquables de la succion (figures 5.21 ; 5.22 et 5.23). l'augmentation du taux de la pouzzolane naturelle de 5 à 7% provoque des légères augmentations de la succion pour des teneurs en eau 2 et 4% dans les échantillons compactés à 20 coups, cependant l'accroissement du degré de compactage à 40 et 60 coups avec une humidification de 6%, causent des régressions de succion faibles. Cela explique que le taux d'ajout de la pouzzolane au-delà de 5% n'a aucune importance sur la

variation du potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) (figures 5.24 ; 5.25 et 5.26), qui prend des valeurs légèrement supérieures à 1.

Tableau 5.6 Taux de réduction de la succion du sol traité  $S_{7P}$ .

$E_c$	20coups			40coups			60coups		
$w_0$ (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
$S_{7P}$	<b>Taux de réduction de la succion (s)</b>								
	29.3	16.2	15.7	33.2	28.4	11.4	29.6	43.9	59.3
	<b>Taux de réduction du <math>C_{p\ max}</math></b>								
	64.1	65.2	67.1	63.2	60.5	74.6	68.7	71.5	75.3

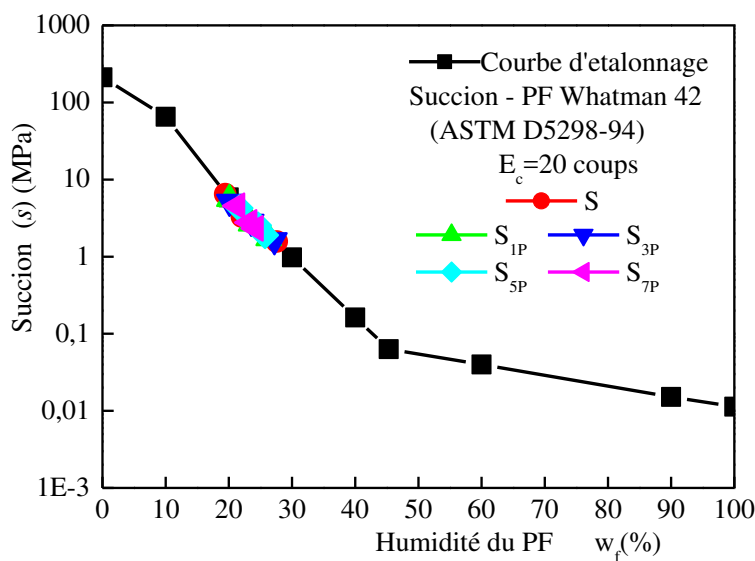


Figure 5.15: Localisation des sols traités à la pouzzolane sur la courbe d'étalonnage

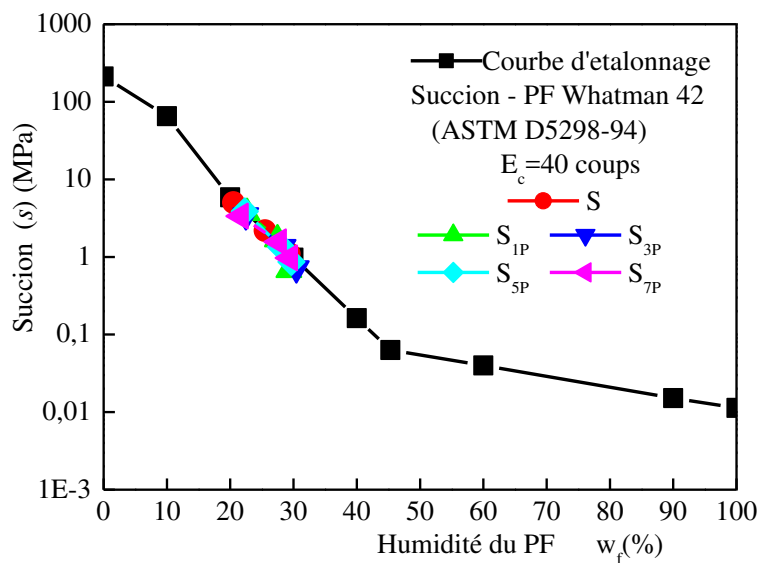


Figure 5.16: Localisation des sols traités à la pouzzolane sur la courbe d'étalonnage

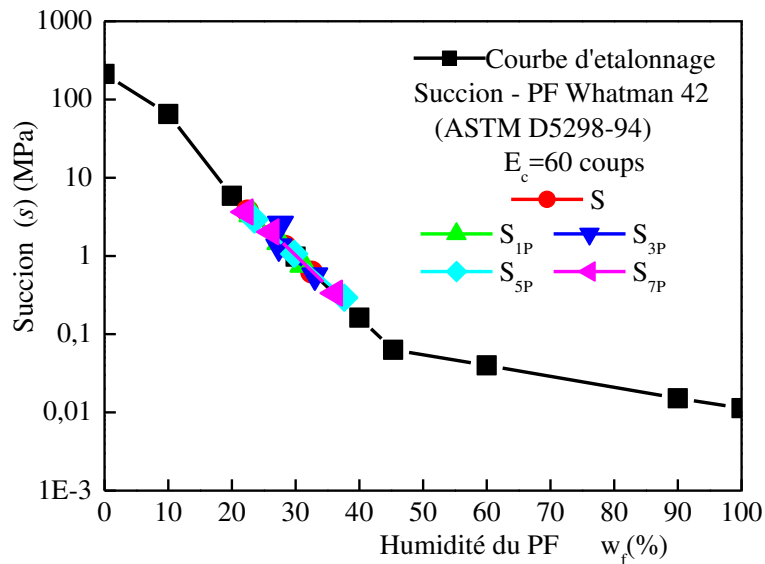


Figure 5.17: Localisation des sols traités à la pouzzolane sur la courbe d'étalonnage

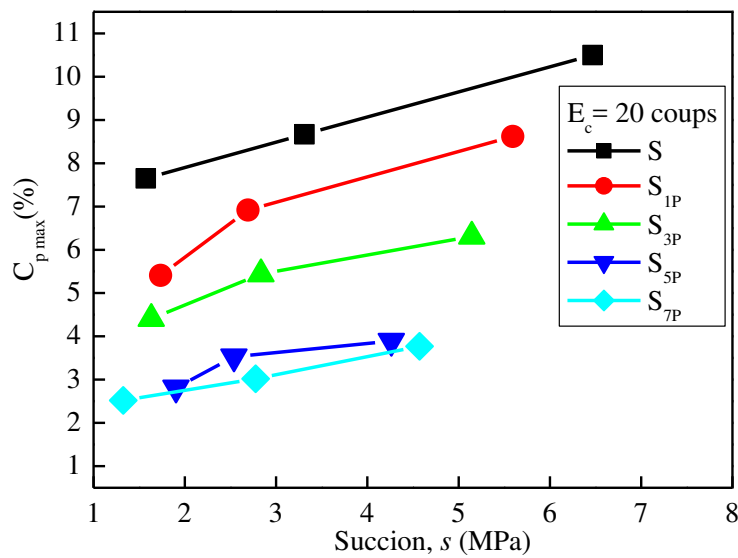


Figure 5.18: Effet de la succion sur le  $C_{p \max}$  des sols traités à la pouzzolane

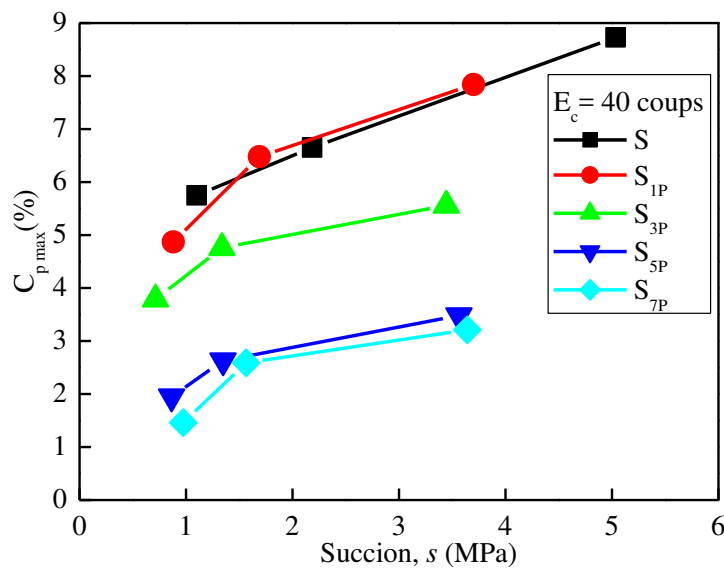


Figure 5.19: Effet de la succion sur le  $C_{p \max}$  des sols traités à la pouzzolane

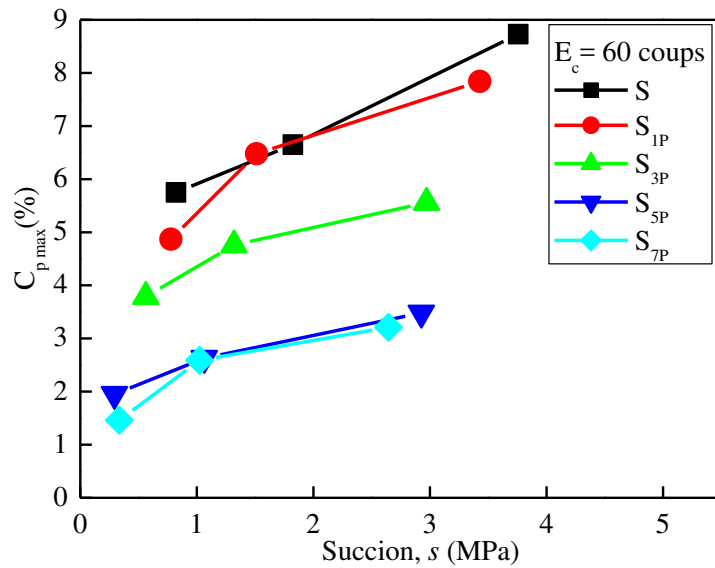


Figure 5.20: Effet de la succion sur le  $C_{p \max}$  des sols traités à la pouzzolane

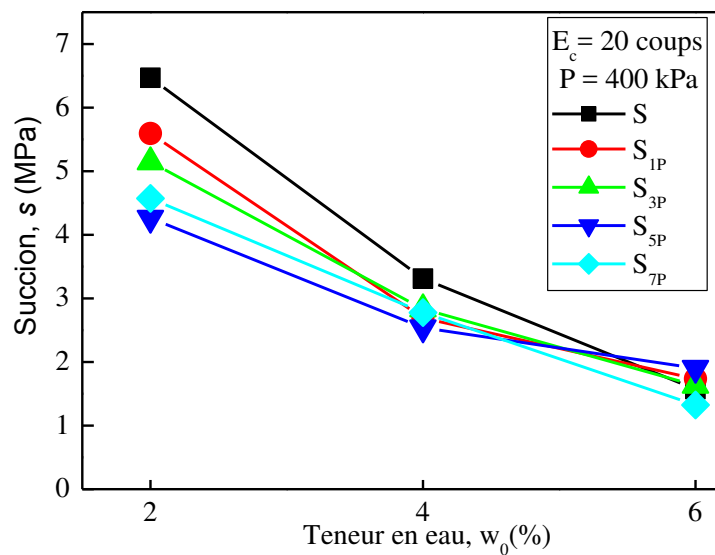


Figure 5.21: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités à la pouzzolane

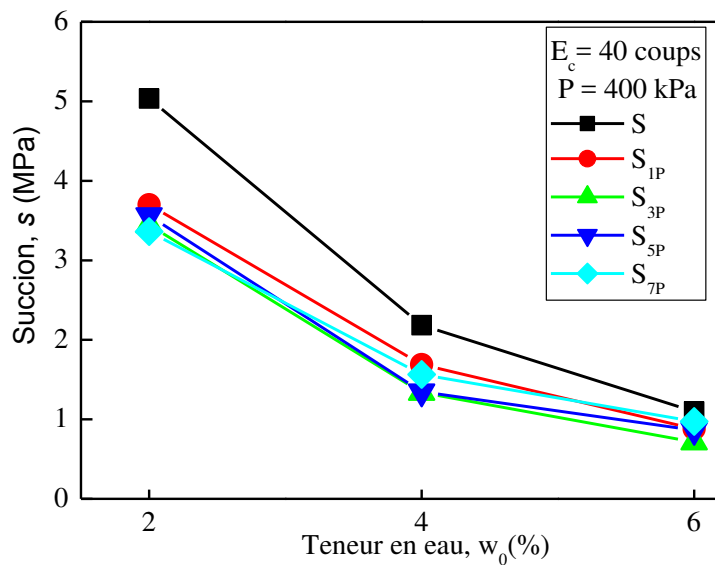


Figure 5.22: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités à la pouzzolane

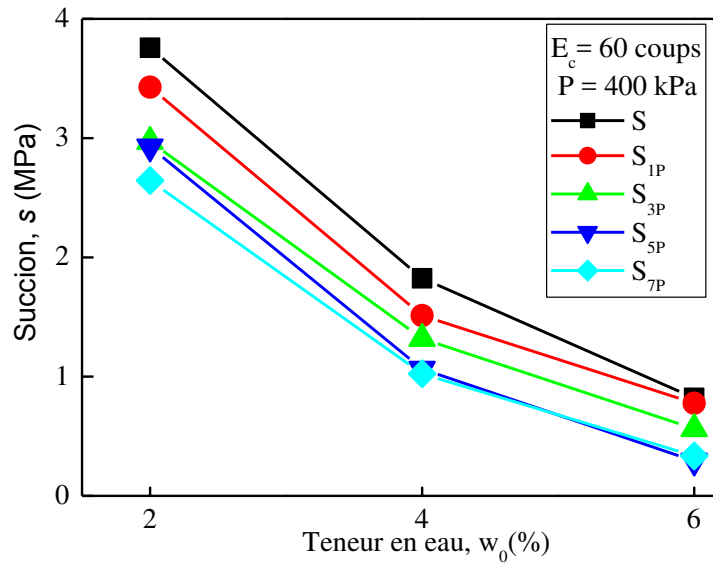


Figure 5.23: Effet de la teneur en eau sur la succion des sols traités à la pouzzolane

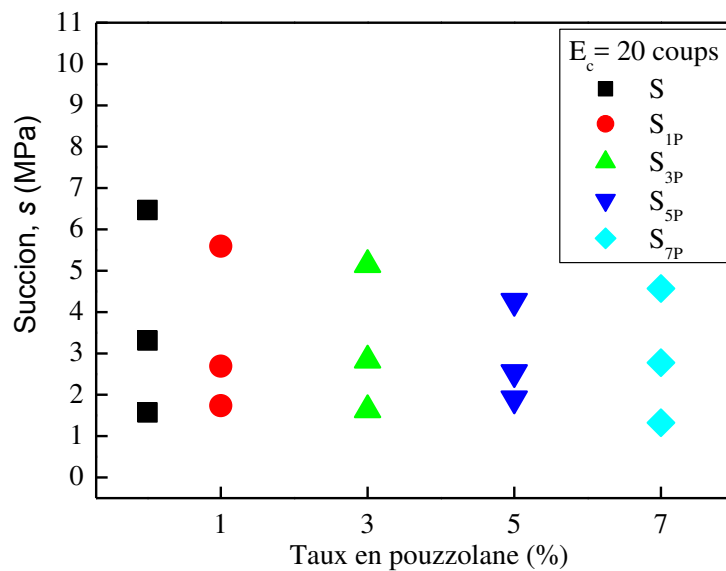


Figure 5.24: Effet de la teneur en pouzzolane sur la succion des sols

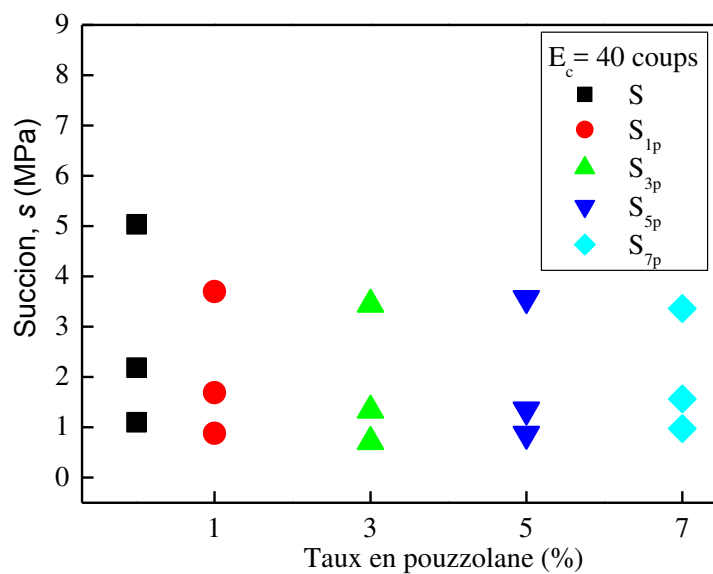


Figure 5.25: Effet de la teneur en pouzzolane sur la succion des sols

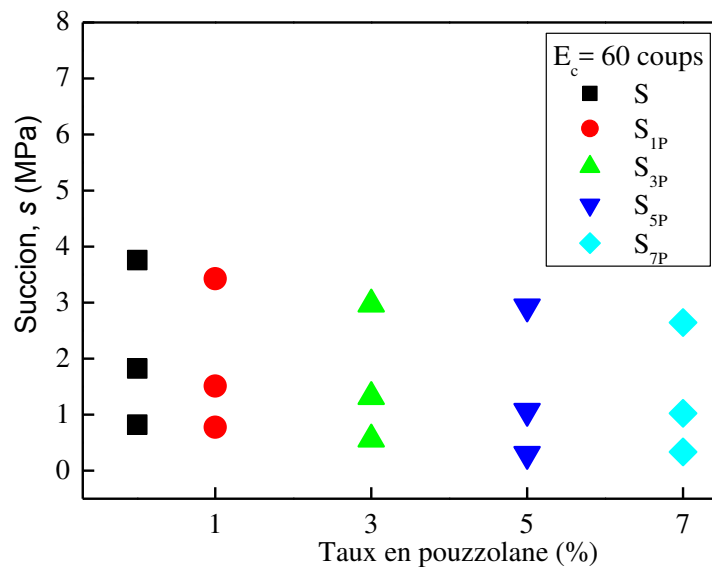


Figure 5.26: Effet de la teneur en pouzzolane sur la succion des sols

### 5.3 Étude du Comportement des Sols au Microscope Électronique à Balayage (MEB)

#### 5.3.1 Observation des matériaux utilisés et le sol témoin (S)

Les observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont été réalisées sur les échantillons : de kaolin, laitier granulé et la pouzzolane naturelle, alors que les échantillons du sol témoin (S) à différentes énergies de compactages. Les échantillons de sol (S) ont été récupérés après la réalisation des essais oedométriques, cependant ceux de laitier granulé et de la pouzzolane naturelle ont été préparé et séché à l'air libre, car leur séchage accéléré à l'étuve provoque des changements significatifs dans leurs propriétés d'Eisazadeh (2010).

➤ Les images au microscope électronique à balayage (MEB) de kaolin montrent des grains de grande taille d'environ 0,1mm avec une couleur blanche couplée à faible porosité, indiquant une perte de plasticité (figure 5.27a). Alors que l'analyse des photos des échantillons du laitier granulé a montré des grains de couleur beige de forme d'une coquille caractérisée par une porosité fermée évidente avec des structures vitrifiées amorphes (figure 5.27b). Cependant, la cartographie de la microstructure de la pouzzolane naturelle a révélé des formes en poudre (figure 5.27c).



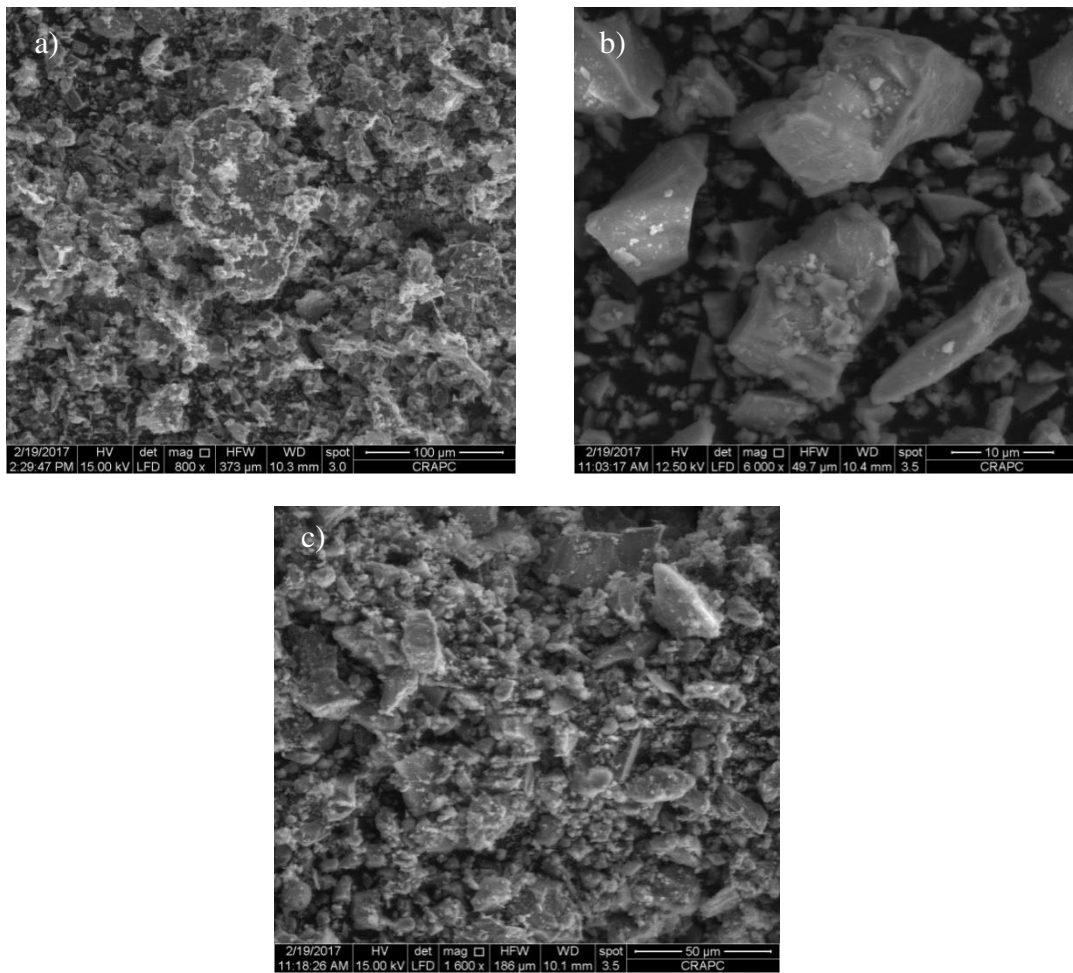


Figure 5.27: Observation au microscope électronique à balayage (MEB)

a) kaolin ; b) laitier granulé ; c) pouzzolane naturelle

➤ L'observation par microscopie électronique à balayage (MEB) de l'échantillon du sol témoin (S) (figure 5.28), indique une structure plus dense due aux grains de sable avec un intervalle de taille de particule généralement petite qui ferme la porosité et des grains grossiers reliés par des ponts d'argile (fines particules de kaolin) et d'autres revêtus de limon (Munoz-Castelblanco et al. 2012). Les plus gros pores du sol (S) étaient des pores entre les grains secs, ce qui confirme les constatations de Bahnam et Haddad (2016) et Xie et al., (2018) sur la nature des pores des sols affaissables. L'analyse par énergie dispersive aux rayons X (EDAX) (figure 5.29), révèle l'apparition des pics d'oxygène, de silicium, d'aluminium, de calcium et des traces de certains éléments tels que soufre (S), Fer (Fe), magnésium (Mg), Calcium (Ca) et le potassium (K) dans le sol (S). Ces matériaux forment le quartz, le kaolin et des traces de montmorillonite Bahloul et al. (2014).

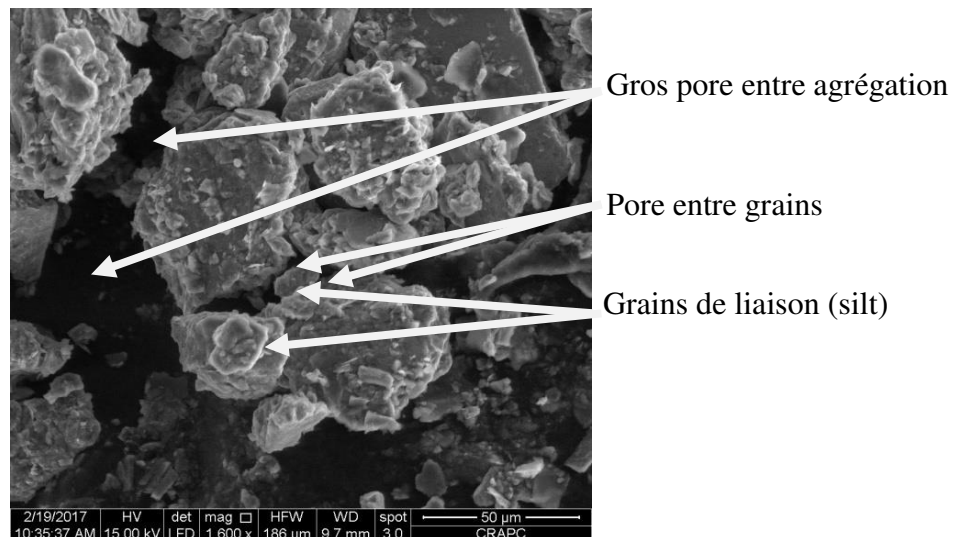


Figure 5.28: Image microscope électronique à balayage (MEB) du sol non traité (S)

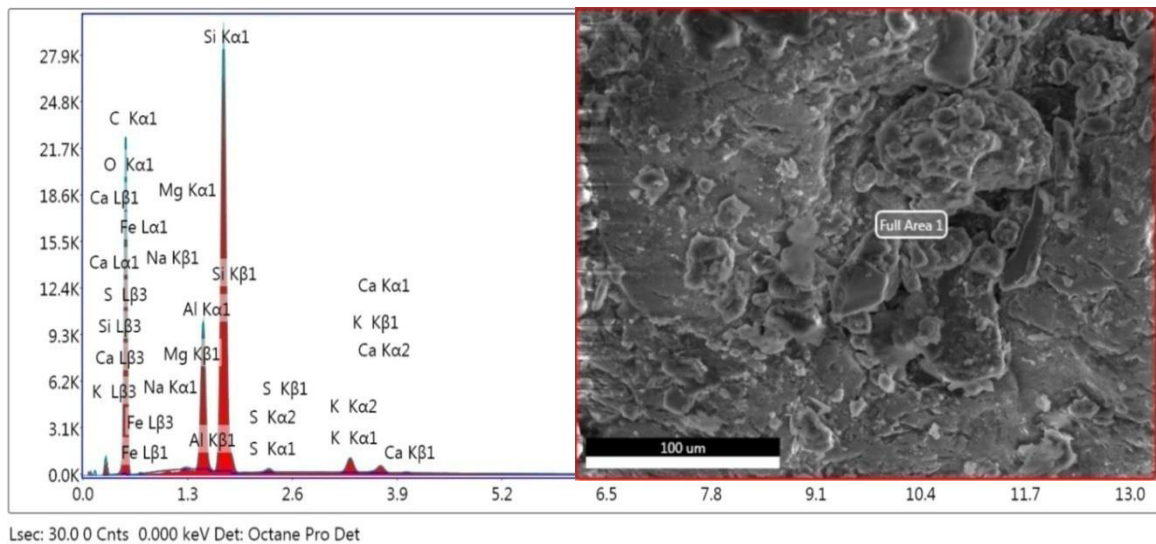


Figure 5.29: MEB/EDAX du sol non traité (S)

### 5.3.2 Sol traité au laitier granulé

Le microscope électronique à balayage (MEB) du sol traité au laitier granulé (figure 5.30) indique parfaitement la forme granulée imbibée. La microstructure est clairement solidifiée ainsi que la réduction des volumes des pores après augmentation du degré de compactage, ce qui laisse présager le passage du sol d'un état plastique à un état solide, cette amélioration est due à la formation d'une cimentation résultante des réactions pouzzolaniques responsables de tel traitement (Goodarzi et Salimi, 2015). Cependant l'analyse par énergie dispersive aux rayons X (EDAX) permet d'observer la présence des pics de silicium (Si), magnésium (Mg), aluminium (Al) et de potassium (K) associé à des traces de calcium (Ca), soufre (S) et de fer (Fe) (figure 5.31).

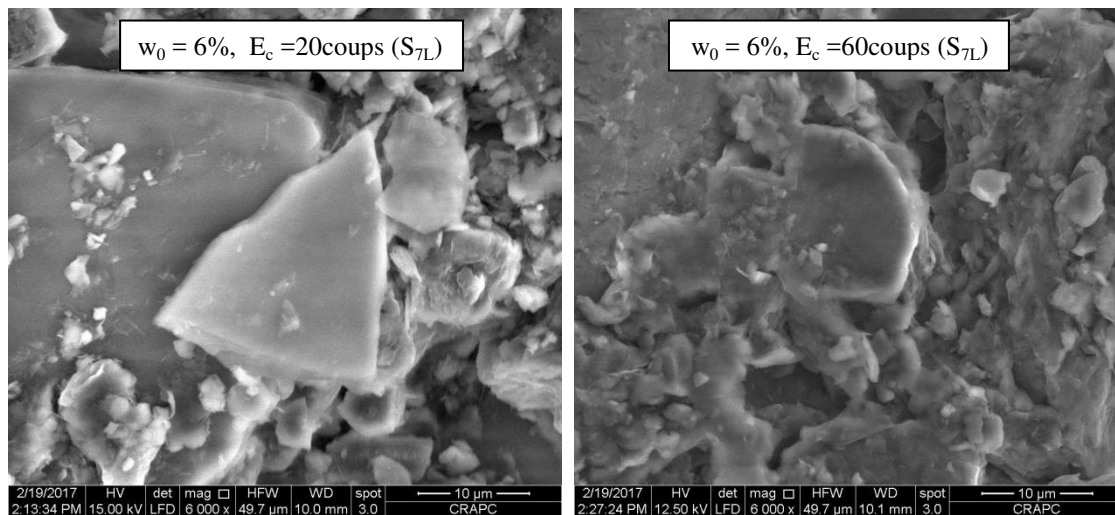


Figure 5.30: Effet du degré de compactage et de la teneur en eau sur l'arrangement des particules du sol traité au laitier granulé

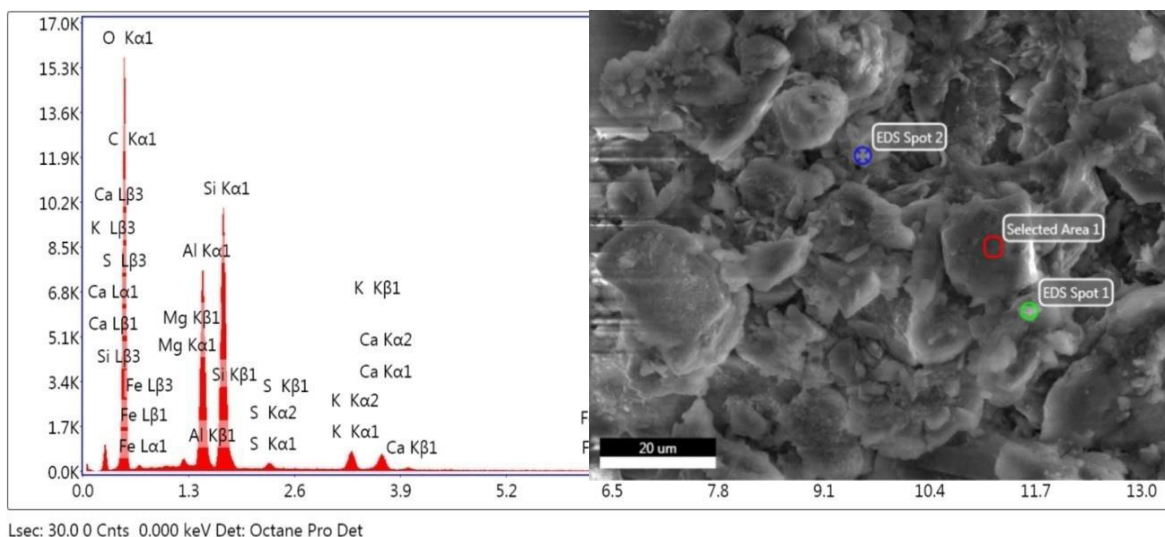


Figure 5.31: MEB/EDAX du sol traité au laitier granulé

### 5.3.3 Sol traité à la pouzzolane naturelle

La micrographie du sol traité à la pouzzolane naturelle (figure 5.32), fait apparaître une structure plus solide en raison de la cendre de pouzzolane et une meilleure microstructure du sol traité avec une meilleure cristallinité. Cet état d'hétérogénéité dans le matériau permet de piéger l'eau circulant dans des cavités, ce qui augmente la teneur en humidité et diminue la succion ainsi que le potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) à une valeur proche de 1. L'analyse par énergie dispersive aux rayons X (EDAX) permet d'observer la présence des pics de silicium (Si), d'aluminium (Al) et de calcium (Ca) associés à des traces de potassium (K), magnésium (Mg) et de fer (Fe) (figure 5.33).

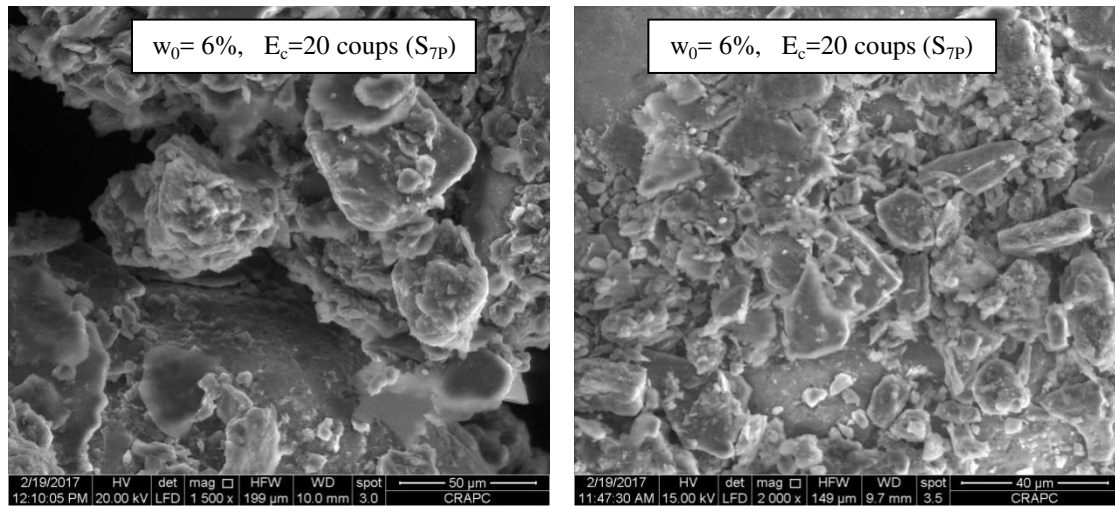


Figure 5.32: Effet du degré de compactage et de la teneur en eau sur l'arrangement des particules du sol traité à la pouzzolane naturelle

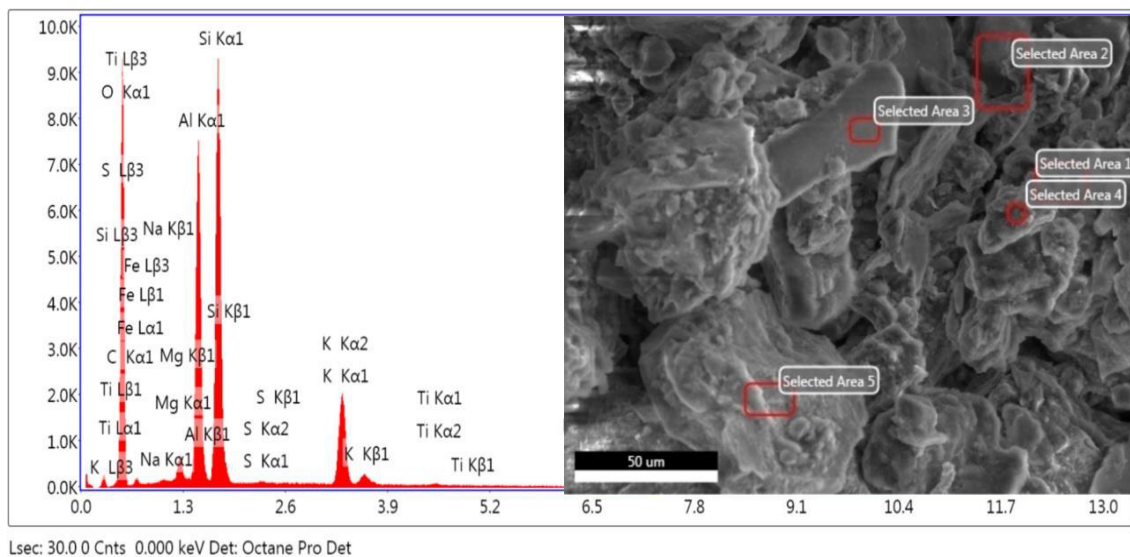


Figure 5.33: MEB/EDAX du sol traité à la pouzzolane naturelle

## 5.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié l'effet de la succion qui est une variable importante dans l'analyse du comportement du sol non traité (S) à différentes teneurs en eau et énergies de compactages. Les résultats montrent qu'un sol affaissable à une forte succion, malgré les réductions apportées par l'augmentation de la teneur en eau et de l'énergie de compactage au potentiel d'affaissement ( $C_{p \max}$ ). Alors que l'addition des laitiers (laitier granulé ou la pouzzolane naturelle) a provoqué des chutes importantes dans la succion des sols traités, ce qui conduit à des fortes diminutions du potentiel d'affaissement au sein des ces sols. Ces diminutions du potentiel d'affaissement atteindre 0.84 % dans les échantillons traités au laitier granulé et légèrement au-dessus de 1% (1.15%) pour les échantillons traités à la pouzzolane naturelle. Par conséquent l'analyse au microscope électronique à balayage (MEB)

a montré qu'un sol affaissable possède un aspect lâche et poreux caractérisé par deux types de pores, des pores entre agrégations (macrospores) et entre les grains (microspores). Cependant les images des échantillons de sols traités montrent des réductions dans la taille des pores et une cimentation des particules selon le produit ajouté, cette amélioration se manifeste par un réarrangement intergranulaire traduisant par la formation d'un matériau dense plus au moins homogène de faible porosité à caractère stable.

L'ajout des laitiers (laitier granulé et la pouzzolane naturelle) provoque des diminutions importantes de succion accompagnées par des réductions du potentiel d'affaissement maximal ( $C_{p \max}$ ) du sol et un réarrangement structural des grains caractérisant la réduction des pores et la formation d'un sol stable. Le laitier granulé a un effet plus déterminant dans la stabilisation de sol (S) que la pouzzolane naturelle.

# ***CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES***

## CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Pratiquement, traiter un sol consiste à additionner intimement une certaine quantité d'ajout, pour modifier ses caractéristiques physico-chimiques, qui corrige ses défauts et améliore ses qualités. L'effondrement brusque des sols après mouillage est un problème majeur très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Ce travail à caractère exclusivement expérimental a pour but de traiter un sol reconstitué au laboratoire connu comme affaissable après mouillage, par deux matériaux distincts : un est un déchet issu des hauts fourneaux, *le laitier granulé* et l'autre naturelle, *la pouzzolane* à différentes teneurs. Le traitement choisi doit être fiable, facile à mettre en œuvre, économique, et préserve l'environnement.

L'étude comporte une partie de recherche bibliographique, consacrée aux sols non saturés généralement et au phénomène d'effondrement plus précisément, les divers types de prédiction, les paramètres influents et les différentes méthodes de stabilisation. L'analyse expérimentale débute par une connaissance des matériaux entrant dans la formulation du sol, leur origine et caractéristiques, l'autre partie est réservée aux essais expérimentaux, à savoir les essais préliminaires (standard) et les essais principaux, *la compressibilité à l'oedomètre par la méthode double consolidation et la mesure indirecte de la succion par la méthode du papier-filtre Whatman 42*, pour différentes teneurs en ajouts, teneurs en eau et énergies de compactages et ce dans le but de décrire l'effet de la succion sur le potentiel d'affaissement du sol ( $C_p$ ). Enfin l'étude est achevée par une microanalyse à la microscopie électronique à balayage associée à l'énergie dispersive par rayons-X (MEB/EDAX), de la structure du sol avant traitement et les modifications apportées à la matrice inter granulaire du sol après le traitement. Les principales conclusions tirées de cette étude sont :

Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à des différentes proportions le kaolin (80 $\mu$ m) et du sable propre (2mm), humidifié dans le versant sec de l'optimum de Proctor et compacté à des degrés de compactage modéré.

Les essais de compressibilités à l'oedomètre par la méthode double consolidation caractérisent bien le comportement affaissable du sol étudié, mais le problème des conditions initiales, d'humidification et de compactage entre les deux échantillons (secs et saturés) reste toujours difficile à atteindre.

Un sol affaissable est caractérisé par son potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) élevé, qui est influencé par la teneur en eau, la fraction argileuse et le degré de compactage. L'augmentation de l'humidification et du compactage diminue la succion et rend le sol plus dense en détruisant ces ponts argileux, ce qui diminue son aptitude à l'affaissement. Par conséquent le potentiel d'affaissement atteint le maximum ( $C_{p \max}$ ) dans tous les sols, sous la contrainte verticale appliquée 400kPa.

Le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) diminue au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage des ajouts, la teneur en eau et le degré de compactage. Les valeurs minimales du potentiel d'affaissement sont obtenues dans les échantillons traités à 7% du poids de sol, compactés à 60 coups et humidifiés à 6%, le  $C_p$  atteint 0.84% dans les échantillons traités au laitier granulé qui est une valeur inférieure à 1% et le sol devient non affaissable selon la classification de Jennings et Knight (1975) et légèrement supérieure à 1% (1.15%) dans les échantillons traités à la pouzzolane naturelle, ce qui caractérise un sol à troubles modérés (faibles). Ces résultats nous permettent de bâtir nos structures sur des assiettes traitées au laitier et à la pouzzolane sans aucun problème.

Les essais de compactages (Proctor normal) des échantillons traités à différents taux de laitier granulé, montrent des aplatissements de la courbe Proctor accompagnés par des diminutions de la densité spécifique sèche et une augmentation de la teneur eau optimale, au contraire les spécimens traités par la pouzzolane naturelle, augmente la densité spécifique sèche, induisant un déplacement de la teneur en eau optimale vers la gauche de la courbe de Proctor signe de sa réduction.

L'augmentation de la teneur en eau du degré de compactage réduit la succion dans le sol non traité (S). Cependant le traitement localise les sols sur la pente raide de la courbe d'étalonnage ASTM D5298-94 avec des déplacements vers le bas au voisinage du point d'inflexion de coordonnées (45.3%, 0.06282MPa), ce qui explique l'augmentation de la teneur en eau et la régression de la succion dans les échantillons traités au laitier ou à la pouzzolane.

La réduction de la succion dans les échantillons traités au laitier granulé est plus importante que celle enregistrée dans les sols traités à la pouzzolane naturelle cela est dû à la présence des alvéoles (poches) à la surface et la forme complexe des particules de la pouzzolane naturelle. L'analyse microstructurale au MEB/EDAX, du sol témoin (S), montre d'une part la présence des pores macroscopiques et microscopiques, caractérisant ainsi son aspect affaissable et d'autre part, confirme l'entassement désordonné des particules du laitier granulé et de la pouzzolane naturelle dans les pores des sols traités, conduisant à la formation d'un matériau stable.



Enfin l'augmentation de compactage, l'humidification à des teneurs en eau inférieures à l'optimum de Proctor, l'addition des laitiers à 7% du poids de sol à traiter stabilisent le sol affaissable et par conséquent devient constructible, alors que l'efficacité de tel traitement dépend des propriétés physico-chimiques de l'ajout utilisé.

Pour les perspectives, nous proposons l'application du traitement sur des échantillons de sol naturel, de pratiquer l'analyse de l'affaissement à l'aide des essais triaxiaux, pour comparer les résultats des deux essais et voir l'effet du matériel utilisé sur l'exactitude des résultats obtenus. De procéder à des mesures de porosimétrie pour confirmer les interprétations de la présente étude. Enfin utiliser d'autres ajouts non coûteux qui préservent la nature.

***RÉFÉRENCES***  
***BIBLIOGRAPHIQUES***

## Références Bibliographiques

- Abbeche K. (2005).** “Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols”. PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche, K., Hammoud, F. et Ayadat, T. (2007).** “Influence of relative density and clay fraction on soils collapse”. In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, pp.3-9. Springer.
- Abbeche K., Mokrani L. and Boumekik A. (2005).** “Contribution à l'identification des sols effondrables ». *Revue Française de Géotechnique* 110: pp.85-90.
- Abbeche, K. Laouar, M S. and Messaoud, F. (2010).** “Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests”, In *Studia Geotechnica & Mechanica*, **32**(2), pp.3-21.
- (2005),** “Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols”. PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche, K., Bahloul, O., Ayadat, T., and Bahloul, A. (2010).** “Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation.” *Proceedings of International Conference GeoShanghai.*, ASCE, Shanghai, China, pp.69-78.
- Abbeche, K. and Ziani, H. (2014).** “Effect Study of the Hydraulic Gradient and the Vertical Load on the Collapse Potential of Soils.” *Soil Behavior and Geomechanics*, ASCE, Vol. 236, pp. 173-183.
- Abelev, M.Y. (1988).** “Loess and its engineering problems in the USSR.” *Proc. of the Int. Conf. Engineering Problems of Regional Soils*, Beijing, China
- Aitchinson G.D. (1965).** Editeur scientifique. “Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas”. A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia. 278p.
- Alonso, E., Pinyol, N. et Gens, A. (2012).** “Compacted soil behavior: initial state, structure and constitutive modeling”. *Géotechnique*, 63(6):pp.463-478.  
DOI: 0.1680/geot.11.P.134.
- Arairo. W.(2013).** “Influence des cycles hydriques de la dessiccation et de l'humification sur le comportement hydromécanique des géo matériaux non saturés”. PhD Thésis, Mechanics of materials. INSA de Lyon, 2013. French.

- Ayadat T. Belouahri B. (1996).** “Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols”. *Revue Française de Géotechnique*, 76:pp.25-34.
- Ayadat T Ouali S. (1999).** “Identification des sols affaissables basée les limites d’Atterberg”, *Revue française de géotechnique*. N° 86 1<sup>er</sup> trimestre 1999.
- Ayadat, T. et Hanna, A. (2007).** “Prediction of collapse behavior in soil”. *Revue européenne de génie civil*, 11(5):pp.603-619.
- Ayeldeen, M., Negm, A., El-sawaf, M., and Kitazume, M. (2017).** “Enhancing mechanical behaviors of collapsible soil using two biopolymers.”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 329-339, DOI: 10.1016/j.jrmge.2016.11.007.
- Bahloul, O., Abbeche, K., and Bahloul, A. (2016).** “Study of the microstructure of collapsible soil treated with potassium chloride.” *J.Appl.Eng.Sci.Technol*, Vol. 2, No. 1, pp.39-42.
- Bahloul, O., Abbeche, K., Bahloul, A., and Halitim, A. (2014).** “Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils.” *Malaysian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, No. 2, pp.119-135.
- Bahloul, O. (2015).** “Etude de l’influence des sels sur le taux et l’amplitude de l’affaissement d’un sol à effondrement brusque par différentes contraintes verticales” PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Bally R.J, Antonescu I.P, Andrei S.V, Dron A, Popescu D, Hidrotecnical, (1973).** “structures on loessial collapsible soils” in: *Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscou, pp. 17-22.
- Barden L., Madedor A.O. et Sides G.R. (1969).** “Volume change characteristics of unsaturated clays”. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Sot. Civ. Engrs* 95, SM1. pp.33-51.
- Barden, L., McGown, A. et Collins, K. (1973).** “The collapse mechanism in partly saturated soil”. *Engineering Geology*, 7(1):pp.49-60.
- Bakir, N., Abbeche, K., and Panczer, G. (2017).** “Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing Collapse of a collapsible soil.” *Geomechanics and Engineering*, Vol. 12, No.1, pp.71-83.
- Bakir, N. (2017).** “Etude de L’effet du renforcement par les fibres de verre sur le taux et l’amplitude de l’affaissement d’un sol à effondrement brusque” PhD Thesis, University of Batna 2, Alegria.
- Baldeyrou-Bailly, A. (2003).** “Etude expérimentale et modélisation des phyllosilicates soumis à un gradient thermique. Test dans le contexte du site géothermique de Soultz-sous-Forêts”, Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur Strasbourg, France.

- Basha, E.A., Hashim, H., Mahmud, H. B. and Muntohar, A. S. (2005).** “Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement”. *Construction and Building Materials*, Vol. 19, No. 6, pp. 448-453, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2004.08.001.
- Benchabane, A. (2006).** “Etude du comportement rhéologique de mélanges argiles-polymères. Effets de l'ajout de polymères”, Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.
- BENCHOUK, A. (2014).** “Comportement hydro-mécaniques des sols fins compactés au voisinage de la saturation ” PhD Thesis, University of Tlemcen, Alegria.
- Berthonneau, J. (2013).** “ Le rôle des minéraux argileux dans la dégradation de la pierre : Application à la conservation de la “Pierre du Midi” en termes de durabilité et *compatibilité des matériaux en œuvre*” Thèse de doctorat, Université D’Aix Marseille, France.
- Bicalho, K. V., Chrystello, A., Cupertino, K. F. and Correia, A. G. (2015).** “Study of Suction-Water Content Calibrations for the Whatman No. 42 Filter Paper.”, *Proc. Conference 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Buenos Aires, Argentina, pp. 2071-2077.
- Booth, A. (1973).** “The factors influencing collapse settlement in compacted soils”. In Pells, P. et A.G. Booth, A. (1973): The factors influencing collapse settlement in compacted soils. In Pells, P. et A.G. Robertson. Balkema, Rotterdam, t. N., éditeurs: In Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa, September 1975., volume 1, pp. 57-63.
- Busch. H.** “Berechnung der Bahn von Kathodenstrahlen im axialsymmetrischen im axialsymmetrischen elektromagnetischen Felde”, *Annalen der Physik*, vol. 386, n° 25, 1926, pp. 973-993, DOI 10.1002/andp.19263862507.
- Caner, L. (2011).** “ Phyllosilicates des sols : de l’identification à la quantification ”, habilitation à diriger des recherches, Université de Poitiers, France.
- Chretien, M. (2010).** “Compréhension des mécanismes de retrait-gonflement des sols argileux: approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles ”, Thèse de Doctorat, Université Bordeaux 1, France.
- Coudé-Gaussen. G., (1987).** “The Peri-Saharan Loess: Sedimentological characterization and palaeoclimatical significance”. *Geo Journal.*, 15: pp.177-183.
- Cui Y.J., Schlosser F., Delage P., Wojnarowicz M. et Durand F. (1995).** “ Comportement mécanique des loess sur le tracé du TGV Nord”. *Proc. 11th Eur. CSMFE*, 11 : pp.45-50.

- Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. et Ye W.M. (2004).** “A geological and geotechnical characterisation of the loess of Northern France”. A.W. Skempton memorial conference, vol. 1. pp.417-428.
- Da Silva, G. C., Moura, A. S., and Carneiro, A. D. A. (2017).** “Use of compression for reducing collapse potential.” *Revista Eletrônica de Engenharia Civil, REEC*, Vol.13, No. 1, pp.64-75, DOI: 10.5216/reec.V13i1.40756.
- Delage, P. (1989).** “Effondrement d’un matériau de remblai compacté trop sec”. ICSMFE, Rio.
- Delage P., Cui Y.J. et Antoine P. (2005).** “Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France”. Proceedings of international conference on problematic soils. pp.517-540.
- Delage, P. et Cui, Y. J. (2003).** “Comportement mécanique des sols non saturés”. *Techniques de l’Ingénieur, Structures et gros oeuvre : C302* :pp.1-19.
- Delage, P. et Cui, Y. (2000a).** “L’eau dans les sols non saturés”. C 301, *Traite Construction*, vol. C2.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. et Howat, M. D. (1996).** “Microstructure of a compacted silt”. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1):pp.150-158.
- Delage P. (2002).** “Experimental unsaturated soil mechanics. Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils”, UNSAT’2002, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. pp.973-996. (1.2.1).
- Delage P., Romero E. et Tarantino S. (2008).** “Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils”. Keynote Lecture, Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils, Durham, CRC Press. pp.33-52. (1.2.1).
- Delage P.(2014),** “Geotechnical problems due to the collapse of unsaturated soils: the case of loess from northern France”, *Journal of Applied Science & Engineering Technology*, pp.17-22.
- Denisov, N. (1951).** “The engineering properties of loess and loess loams”. Gosstroilzdat, Moscow.
- Dudley, J. H. (1970).** “Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division”, ASCE, 96(3):pp.925-947.
- Eisazadeh, A. (2010).** “Physicochemical behavior of lime and phosphoric acid stabilized clayey soil”, Doctoral dissertation, Universiti Teknologi Malaysia, Faculty of Civil Engineering).
- Faerber, F.(2004).** “Microscopie électronique à balayage, Microanalyse Xpar sonde électrique.”, IPCMS (Institut de Physique et Chimie des Matériaux de Strasbourg).

- Farook, K., and Virk, K. A. (2009).** “Improvement of engineering characteristics of expansive clays by sandmixing.” *Proc. of the 17th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.*, ICSMGE, Alexandria, Egypt, pp. 785-788, DOI: 10.3233/978-1-60750-031-5-785.
- Fattah, M. Y., Al-Ani, M. M., and Al-Lamy, A. (2014).** “Studying collapse potential of gypseous soil treated by grouting.” *Soils and Foundations*, Vol. 54, No. 3, pp.396-404, DOI: 10.1016/j.sandf.2014.04.008
- Feda, J. (1966).** “Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice”. *Engineering Geology*, 1 (3):201–219.
- Ferber.V, Auriol. J-C. (2008),** “Sensitivity of comp acted fine- grained soils to wetting. Contribution of a microstructural model”, *Revue Française de Géotechnique* N°122 1<sup>er</sup> trimestre 2008.
- Fleureau, J.-M., Hadiwardoyo, S., Dufour-Laridan, E.Langlois, V, and Gomes Correia,A., (2002).** “Influence of suction on the dynamic properties of a silty sand”. *Unsaturated Soils*, Jucá, de Campos and Marinho (eds), Sweets and Zeitlinger, Lisse, 2, pp.463-471.
- Fookes P. G. and Best R. (1969).** “Consolidation characteristics of some late Pleistocene peri-glacial metastable soils of East Kent”. *Q. J. Eng. Geolo.*, 2 103-128.
- Fredlund D. G. & Rahardjo H., (1993).** “Soil mechanics for unsaturated soils”, John Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.
- Ganeshan, V. (1982).** “Strength and collapse characteristics of compacted residual soils.” *Thèse de doctorat*, Asian Institute of Technology.
- Gaaver, K. (2012).** “Geotechnical properties of Egyptian collapsible soils.” *Alexandria Engineering Journal*, AJE, Vol. 51, No. 3, pp. 205-210, DOI: 10.1016/j.aej.2012.05.002
- Gibbs, H. J. et Bara, J. P. (1962).** “Predicting surface subsidence from basic soil tests”. *US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories.*
- Goldschtein, M. (1969).** “Principles of building design on soils prone to slump-type settlement owing to wetting”. *Osnovaniya Fundamenty i Mekhanika Bruntov*, 6: pp.25-27.
- Goodarzi, A.R., and Salimi, M. (2015).** “Stabilization treatment of a dispersive clayey soil using granulated blast furnace slag and basic oxygen furnace slag.” *Applied Clay Science*, Vol.108, pp. 61-69, DOI: 10.1016/j.clay.2015.02.024
- Handy R. L. (1973).** “Collapsible loess in Iowa”. *Soil Science Society of America Journal*, 37(2):pp.281-284.

- Harichane, K., Ghrici, M., and Kenai, S. (2012).** “Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the compaction and strength of soft clayey soils: a preliminary study.” *Environmental Earth Sciences*, Vol. 66, No. 8, pp. 2197-2205, Doi:10.1007/s12665-011-1441-x
- Howayek, A., Huang, P. T., Bisnett, R., and Santagata, M. C. (2011).** “Identification and Behavior of Collapsible Soils.” JRTP, *Joint Transportation Research Program*, Indiana department of transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, pp. 4-44, DOI: 10.5703/1288284314625
- Iranpour, B. , and Haddad, A. (2016).** “The influence of nano-materials on collapsible soil treatment.”, *Engineering Geology*, journal, ISSN :0013-7952, DOI: 10.1016/j.enggeo.2016.02.015
- Jennings, J. E., and Knight, K . (1975).** “A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure.” *Proc of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, Durban, South Africa, pp. 99-105.
- Katia V. Bicalho, Kamila F. Cupertino & Adelmo I. Bertolde, (2011).** “Evaluation of suction-water content calibrations of filter paper”. Pan-Am CGS Geotechnical conference.
- Knoll. M et Ruska. E.** “ Das Elektronenmikroskop”, *Zeitschrift für Physik A Hadrons and Nuclei*, No.1932, vol. 78, pp. 318-339 (DOI 10.1007/BF01342199).
- Kim, D. and Kang, S. S. (2013).** “Engineering Properties of Compacted Loesses as Construction Materials.” *KSCE Journal of Civil Engineering*, KSCE, Vol. 17, No. 2, pp. 335-341, DOI: 10.1007/s12205-013-0872-1
- Laouar.M.S. (2009).** “Prédiction des sols à effondrement brusque par des méthodes expérimentales” PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Lawton E C, Fragaszi R J. James H. (1989).**“Collapse of Compacted Clayey Sand [J] . *Journal of Geotech. Eng ASCE*. Vol 155. N° 9, pp. 1252-1267.
- Leroy, P. (2005).** “Transport ionique dans la microstructure et les effets d’interface. Application aux argiles du site de Bure (Meuse/ haute marne)”, Thèse de Doctorat, Université Paul Cézanne, Aix Marseille III, France
- Lin, D. F., Luo, H. L., Chen, C. T., and Cai, M. D. (2016).**“ Study properties of soft subgrade soil stabilized by sewage sludge/ lime and nano-SiO<sub>2</sub>.” *Geomechanics and Engineering*, Vol. 10, No. 6, pp.793-806, DOI:10.12989/gae.2016.10.6.793



- Lucas C.V. et al. (1964).** “Design and construction studies of shallow land subsidence for the California aqueduct in the San Joaquin Valley”. California Department of Water Resources, Sacramento, California. (1.4).
- Medero, G. M., Schnaid, F., and Gehling, W. Y. Y. (2010).** “Closure to Oedometer Behavior of an Artificial Cemented Highly Collapsible Soil.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 136, No. 5, pp.772-772,  
DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000307
- Munoz-Castelblanco, J. A., Pereira, J. A., Delage, P., and Cui, y.j. (2012).** “The water retention properties of natural unsaturated loess from northern France.” *Geotechnique*, Vol. 62, No. 2, pp. 95-106, DOI: 10.1680/geot.9.P.084
- Nacéri, N., and Messaoudene, I. (2006).** “Effet de l’activité mécanique du laitier de haut fourneau sur le comportement mécanique du mortier.” *Lebanese Science Journal*, Vol. 7, No. 2, pp. 85-96.
- Nouaouria .M.S.(2005).** “Structure et comportement de l’affaissement du loess” PhD Thesis, University of Annaba, Alegria.
- Onsy, A. M. and Elgamal, M. M. (2012).** “Treatment of collapsible soils using sulfur-cement.” *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 6, pp. 65-77, DOI 10.3328/IJGE.2012.06.01.65-77
- Phanikumar, B. R., Raghavand, K., and Bhargav, K. (2016).** “Collapse behaviour of lateritic soil.” *Geomechanics and Geoengineering: an International Journal*, Vol. 11, No. 2, pp. 119-124, DOI: 10.1080/17486025.2015.1042925
- Tadepalli R., Rahardjo H., Fredlund D. G. (1992).** “Measurement of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soils ”, *Geotechnical Testing Journal*, 15: pp.115-122.
- Tarantino A., Romero E. et Cui Y.J. (2008).** “Laboratory and field testing of unsaturated soils”. Reprinted from *Geotechnical and Geological Engineering* 26 (6), 2008, Springer. (1.2.1).
- Thanh Danh TRAN, (2014).** “Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l’échelle de l’éprouvette à l’échelle de la chambre environnementale”, Thèse de Doctorat, ParisTech, Institut des sciences et technologies, France.
- TRAN. T.D, AUDIGUIER. M, COJEAN. R. (2013).** “Analysis of the roles of microstructure and mineralogical composition of three clayey soils in the Paris basin on their sensitivity to the shrinkage-swelling”, *Revue Française de Géotechnique* N° 143 2<sup>ème</sup> trimestre 2013.

- Truche, c. (2010).** “Caractérisation et quantification des minéraux argileux dans les sols expansifs par spectroscopie infrarouge aux échelles du laboratoire et du terrain ” Thèse de Doctorat de l’université de Toulouse, France.
- Xiang-Ling LI.(1999).** “Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l’état saturé à l’état non saturé” pour l’obtention du grade du Docteur en Sciences appliquées de l’Université de Liège, Belgique.
- Yudhbir (1982).** “Collapsing behaviour of residual soils”. Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong-Kong 1. pp.915-930.
- Zhong-Sen Li. (2015).** “ Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation ” PhD Thesis, Ecole Centrale Paris, 2015. Franch.
- Zur A. and Wiseman G. (1973).** “A study of collapse phenomena of an undisturbed loess” Proceedings, 8th Conference, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 2(2), pp.265-269.
- ASTM C125-(2007),**Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates, American Society for Testing and Materials, ASTM International, West Conshohocken, PA, 19428-2959, USA.
- ASTM D-5298-(2010).** Standard test method for measurement of soil potential (Suction) using filter paper, American Society for Testing and Materials, ASTM International, West Conshohocken, PA, 19428-2959, USA
- ASTM D698-(2012).** Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort, American Society for Testing and Materials, ASTM, International, West Conshohocken, PA, 19428-2959, USA.
- CTC, report. (2002).** Intervention by the Director of the Biskra Control Technique des Constructions, *2nd Maghrebian Civil Engineering Symposium*, 10-11 Décembre. Biskra, Algeria.
- Electron microprobe analysis:** Merging of discoveries in physics, chemistry and microscopy [archive], p. 19, département de géologie, université du Wisconsin-Madison.
- MB-3336 (ABNT, 1990).** Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. -Associação Brasileira de Normas Técnicas. Sede: Rio de Janeiro. Av. Treze de Maio, 13 -28º andar. CEP 20003 - Caixa Postal 1680. Rio de Janeiro. Brazil.
- UMR CNRS 8110,** université des sciences et technologies de Lille 1, cité scientifique, Bat SN5, 59655 villeneuve d’ascq cedex.