

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie civil et Hydraulique
Spécialité : Structures, sol et Hydraulique

Présenté par : KAMOUCHE HOUDA

Thème : Comportement Mécanique d'un Sable Argileux

Sous la direction de : Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah

JURY

Benmalek M^{ed} Larbi Pr.	Université de Guelma	Président
Nouaouria M^{ed} Salah Pr.	Université de Guelma	Rapporteur
Guenfoud M^{ed} Pr.	Université de Guelma	Examineur
Belabed Lazhar Pr.	Université de Guelma	Examineur

2012

Résumé

L'étude de la variation du volume d'un sol est une tâche indispensable en mécanique des sols. Les sols localisés dans la plupart des régions arides et semi arides sont partiellement saturés.

Un des problèmes les plus rencontrés est l'affaissement. Des sols lâchement compactés qui peuvent subir des tassements considérables quand ils sont chargés et saturés à des niveaux de contraintes relativement élevés. Un autre problème est celui de la rupture au cisaillement de ces matériaux.

La connaissance du comportement mécanique de ces matériaux est alors indispensable pour trouver des solutions effectives et économiques à ces problèmes.

Nous présentons dans ce travail de recherche le rôle du matériau et de la liaison interparticulaire dans le comportement de l'affaissement des sols compactés.

Pour atteindre ce but il est nécessaire d'étudier le mécanisme probable de l'affaissement à partir d'un mélange en différents rapports sable/argile (Kaolinite, Bentonite) dans un état non saturé et saturé respectivement.

Notre travail consiste à réaliser les essais suivants :

- Essais œdométriques simples.
- Essais œdométriques doubles.
- Essais de cisaillement direct à la boîte.

Le degré d'affaissement maximal correspondant à la teneur en argile optimale est déterminé.

Les paramètres de cisaillement (c , ϕ) sont aussi déterminés pour le cas saturé et non saturé.

Mots clés : Affaissement, sable argileux, sols non saturés, sols saturés, sols compactés.

Abstract

The study of the volume change is an important task in soil mechanics .The soils located in the most arid and semi- arid regions are partially saturated.

One of the most found problems is the collapse of lightly compacted soils that can be subjected to considerable settlements when they are loaded and saturated at relatively high stress levels.

Another problem is the shear failure of these materials.

The mechanical behaviour knowledge of such soil materials is then important for finding effective and economic solutions to these problems.

We present in this research work the role of the material type and the interparticular bond in the collapse behaviour of compacted soils.

To reach this aim ,it is necessary to study the probable mechanism of the collapse from a mixture in different ratios sand/clay (Kaolinite , Bentonite) in saturated and unsaturated state respectively.

Our work consist of undertaking the following tests :

- Simple oedometer tests, and Double oedometer tests.
- Direct shear box tests.

The maximum collapse degree corresponding to the optimum clay content is determined.

The shear strength parameters (c , ϕ) are also determined for unsaturated and saturated cases.

Keywords : collapse , sand clay, unsaturated soils , saturated soils, compacted soils.

ملخص

دراسة اختلاف حجم التربة هو من اكبر المشاكل في ميكانيكيتها.

استخدام مثل هذه الأساسات تظهر في معظم المناطق الجافة و الشبه جافة أين تكون التربة جزئيا مشبعة.

من احد المشاكل الأكثر مواجهتها هي هبوط التربة مثلا تربة مرتخية الضغط التي يمكن لها أن تخضع إلى تسوية كبيرة أثناء تميها تحت تأثير ضغط نوعا ما مرتفعا . مشكل آخر مطروح هو الكسر في القص لهذه المواد.

معرفة السلوك الميكانيكي لهذه المواد هو أساسي من اجل إيجاد حلول فعالة و اقتصادية لهذه المشاكل.

نظهر في هذا البحث دور ترتيب الجسيمات و طبيعة روابطها في سلوك هبوط التربة.

من اجل إدراك هذا الهدف يستوجب دراسة الآلية الأرجح للهبوط من خليط يحتوي على الرمل و جسيمات الطين (Kaolinite, Bentonite)

بمختلف الكميات إلى مختلف الخصائص (غير مشبعة , مشبعة)

عملنا يستلزم تحقيق التجارب التالية :

- تجربة الاودومتر بسيط و مضاعف.

- تجربة القص المباشر.

تحديد درجة الحدود القصوى المقابلة لمحتوى الطين الأمثل

تحديد معالم القص (c, ϕ) في الحالة الغير مشبعة و المشبعة.

الكلمات المفتاحية: هبوط التربة ، الرمل الطيني ، التربة الغير مشبعة، التربة المشبعة ، التربة المضغوطة

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Introduction générale

1.1 Introduction	1
1.2 Objectifs de cette étude	4
1.3 Matériaux et essais	5
1.4 Plan de mémoire	6

Chapitre II: Définitions récents des sols affaissables

2.1 Introduction	7
2.2 Définition d'un sol affaissable	8
2.3 Les principaux types des sols affaissables	10
2.3.1 Sols compactés par l'homme	10
2.3.2 Les sols naturellement déposés	12
2.3 Les caractéristiques principales des sols affaissables	14
2.4 Facteurs affectant l'affaissement du sol	14
2.5 Prédiction de l'affaissement du sol	19
2.6.1 Critères basés sur les propriétés fondamentale du sol	20
2.6.2 Critère basée sur les essais in-site	23
2.6.3 Critère basée sur les méthodes expérimentales	24
2.7 Mécanisme de l'affaissement	26

Chapitre III: Matériaux utilisés

3.1 Les argiles	29
3.1.1 La kaolinite	29
3.1.2 La Bentonite	30
3.2 Le sable	32
3.3 Préparation de mélanges	33
3.3.1 Mélanges de sable et de kaolinite	33

3.3.2 Mélanges de sable et de la bentonite	33
--	----

Chapitre IV : Essais expérimentaux

4.1 Introduction	34
4.2 Essai œdométrique	34
4.2.1 Essai œdométrique simple	34
4.2.2 Essai œdométrique double	34
4.2.3 Appareil	35
4.2.4 Préparation des échantillons	36
4.2.5 Procédure de l'essai	37
4.2.6 Degré d'affaissement	38
4.3 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande	38
4.3.1 Domaine d'application	38
4.3.2 Principe	39
4.3.3 Mode opératoire	42
4.3.4 Essais sur les sols cohérents	44
4.3.5 Essais sur les sols pulvérulents	46
4.3.6 Mesurage	46
4.3.7 Expression des résultats	46
4.4 Essais de cisaillements directs sur le sable argileux	48

Chapitre V : Présentation des résultats

5.1 Introduction	50
5.2 Détermination du degré d'affaissement	50
5.2.1 Essais œdométrique des échantillons de sable argileux	50
5.2.2 Échantillons de sable et d'argile (essais à la boîte de cisaillement)	56

5.2.3 Détermination des paramètres de cisaillement des échantillons de sable-kaolinite	60
Conclusions	63

Chapitre I

Chapitre 01 Introduction générale

1.1 Introduction

Suivant la nature du sol, les variations du volume peuvent entraîner des désordres dus à des phénomènes tels que l'affaissement des sols causant la ruine des constructions.

L'existence des sols affaissables dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils causent aux constructions, ont été reconnus depuis longtemps. Le manque d'informations sur leurs dépôts est du principalement à leur localisation dans des régions arides ou semi-arides, où le développement économique est très limité. Le phénomène d'affaissement consiste en une densification irréversible d'un sol, initialement lâche ou peu dense, lorsqu'il est soumis à une inondation sous une contrainte totale constante. 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 compactés).

Pour que le phénomène d'affaissement se manifeste, il faut que le sol possède une structure apte à cet effet. D'après Barden et al. (1969), un affaissement appréciable d'un sol exige les trois conditions suivantes :

- 1- Une structure partiellement saturée, potentiellement instable et possédant une grande porosité.
- 2- Une assez grande valeur des contraintes appliquées ou existantes et qui tendent à développer un état d'instabilité.
- 3- L'existence d'un liant (ou d'un agent de cimentation) qui stabilise les contacts intergranulaires, qui par sa réduction ou son élimination par mouillage, produit le phénomène d'affaissement.

Tous les cas étudiés jusqu'à présent ont montré que ces sols ont une structure qui ressemble beaucoup à des nids d'abeilles, dont les grains sont liés sur place par un matériau de liaison. Ces liens sont susceptibles d'une réduction ou d'une

élimination en présence d'eau. Une fois le support éliminé, les grains sont susceptibles de glisser les uns par rapport aux autres en se déplaçant vers les espaces vacants. La résistance temporaire de ces sols est pratiquement fournie par différentes matières de liaison dont les principales sont l'argile ou des agents de cimentation.

Un grand nombre de mécanismes d'affaissement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols : avait supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte.

- Kinght (1961) Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons et l'affaissement ou l'effondrement se produit.

- Barden et al. (1969) ont suggéré que l'affaissement est du essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présente dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.

- T. Ayadat et al. (1995) ont étudié et clarifié la liaison entre la migration des particules fines d'un horizon à un autre, à travers la matrice d'un sol et son effondrement. Les résultats obtenus sont :

- Il ya une influence marquée de la charge hydraulique de saturation sur le comportement des sols effondrables. Le potentiel d'affaissement croit proportionnellement à la charge de percolation. Cette croissance est d'autant plus importante que les sols sont dans un état lâche et contiennent des particules fines.
- Il a été montré que pendant l'inondation des sols effondrables, les particules fines se déplacent à travers leurs structures d'un niveau à l'autre

(phénomène de suffusion) après élimination de la cohésion apparente. Cette migration dépend généralement de la charge hydraulique de saturation.

-Rogers (1995) a défini le sol affaissable dans son sens le plus large de sorte que les différents types de sols affaissables rencontrés dans la pratique pourraient être reconnus et classifiés. Selon la définition présentée par Rogers, les sols affaissables naturels peuvent être divisés en trois groupes principaux: Sols résiduels, sols sédimentés par l'eau et sols éoliens (sols sédimentés par l'air).

Dans le cas des sols résiduels, la structure métastable se forme à partir du lavage des matériaux solubles. Les argiles sensibles saturées sont les principaux types de sols affaissables déposés par l'eau. Elles se trouvent en abondance à l'Est du Canada et en Scandinavie et elles existent dans un état stable qui dépend du niveau de contrainte appliquée au delà de laquelle un affaissement brutal peut se produire. Les sols affaissables sédimentés par l'eau et l'air se trouvent toujours dans les régions arides et semi-arides.

Les sols sédimentés par l'air sont les dépôts les plus étendus des sols affaissables et se trouvent dans plusieurs régions du monde.

Généralement, ces types de sols se produisent dans des conditions partiellement saturées ou sèches. En se basant sur le concept du sol affaissable déjà présenté, il peut se produire n'importe où dans le monde. Les sols affaissables ont une structure ouverte d'indice des vides élevé, de faible masse volumique sèche et de faible résistance de liaison interparticulaire. Pour améliorer ses caractéristiques dont la saturation provoque son effondrement brusque, il est nécessaire de prendre des dispositions ou de traiter le sol, pour garantir une stabilité suffisante et cela dépend généralement de la profondeur du sol, du type et de l'importance de l'ouvrage à implanter sur ce type de sol.

-Ayadat et al. Ont essayé de traiter des sols artificiellement fabriqués au laboratoire, afin de simuler le mécanisme de l'affaissement de ce type de sol. On cite à titre d'exemple leurs travaux :

- Ayadat T. et Gherabli A (1995) ont traité les sols affaissables avec du ciment CPA 325 et ont conclu que le potentiel d'affaissement est substantiellement réduit par l'ajout d'une certaine quantité de ciment au sol affaissable.

- Ayadat T. et al. (1996) ont aussi traité le sol affaissable par la chaux. Ils ont obtenu des résultats intéressants concernant la réduction du potentiel d'affaissement. Un autre travail entrepris par Ayadat T, et al. (1997) qui traite un sol effondrable par un liant hydrocarboné (bitume). Ils ont montré que pour obtenir un sol non effondrable pour une teneur en eau de (4%), il faut utiliser un taux de bitume compris entre 10 et 12% de la masse de l'échantillon considéré, une énergie de compactage élevée (plus de 80 coups). Il est toujours possible d'obtenir un sol non effondrable en augmentant la teneur en bitume au-delà de 16%.

-Ayadat T. et al. (1995) ont aussi traité un sol affaissable avec du ciment blanc. Pour cela, ils ont conclu qu'un sol effondrable peut être traité jusqu'à une profondeur de 4m. Ils ont montré que pour obtenir un sol non effondrable, il faut utiliser 3% du ciment blanc, 6% d'eau avec une énergie de compactage de 25% coups.

- Fredlund et Rahardjo (1993) ont rapporté que la recherche associée au comportement des sols affaissables était encore limitée, et plusieurs travaux reliés à l'investigation des propriétés de ces sols restent à réaliser.

1.2 Objectifs de cette étude

Un sol affaissable naturellement déposé possède une structure très friable, c'est alors difficile de prélever un échantillon intact qui pouvant garder ses propriétés géotechniques inchangées après extraction. Pour contourner ce problème, nous avons essayé de préparer des échantillons au laboratoire ayant des caractéristiques voisines à celles des sols naturellement déposés. Cette technique peut aussi éclairer les chemins devant les méthodes de simulation numérique du

mécanisme de l'affaissement tant que les différents paramètres influant sur ce phénomène peuvent être facilement contrôlés, à savoir la teneur en eau initiale, la masse volumique initiale, l'indice des vides initial...etc.

Le travail exposé dans ce mémoire consiste à étudier le rôle de la quantité et de la nature des matériaux de liaisons interparticulaires dans le comportement de l'affaissement des sols.

Pour atteindre ce but, il est nécessaire d'étudier le mécanisme probable de l'affaissement à partir d'un mélange de sable et de particules d'argile, et d'étudier le rôle des minéraux de différents types et différentes quantités d'argile (kaolinite et bentonite) dans le processus de simulation de la structure métastable du sol affaissables. L'effet de ces matériaux de liaison sur le comportement de l'affaissement des mélanges sable-argile sera par la suite déterminé.

1.3 Matériaux et essais

Les essais ont été effectués sur des échantillons préparés à partir d'un mélange de sable et d'argile à différentes quantités. Les essais réalisés dans ce travail sont :

Le sable sert comme matériau du squelette solide. Par contre l'argile sert comme matériau de liaison entre les grains du sable. Le sable utilisée dans cette investigation est un sable de référence qui convient bien au fuseau du sable de béton. Deux types d'argile sont utilisés la kaolinite de faible plasticité et la bentonite de forte plasticité.

Les essais réalisés dans ce travail sont : les essais œdométriques simples et les essais œdométriques doubles. Afin de connaître la résistance au cisaillement d'un sol avant et après saturation, les essais de cisaillement direct à la boîte sont réalisés.

1.4 Plan du mémoire

Le plan de ce mémoire est réparti comme suit :

Dans le premier chapitre nous présentons une introduction générale sur les sols affaissables. Dans le deuxième chapitre, les définitions récentes des sols affaissables sont discutées et une nouvelle définition qui englobe tous les types de sols affaissables est introduite. Les matériaux d'argile utilisés, les caractéristiques géométriques de ces matériaux sont présentées au troisième chapitre. Le chapitre quatrième explique les techniques utilisées pour la préparation des échantillons du sol et les méthodes employées pour évaluer l'affaissement.

Les résultats obtenus et leurs discussion sont présentés dans le chapitre cinq.

Chapitre II

Chapitre 02 Définitions récente des sols affaissables

2.1 Introduction

Les sols affaissables sont ceux qui ont des structures ouvertes et métastables et deviennent instables suite à l'humidification et/ou l'humidification et chargements, Derbyshire et al (1995). L'affaissement est la transition d'un arrangement ouvert et métastable à un autre arrangement plus dense et plus stable. Selon cette définition, les sols compactés (remblai de routes), les sols naturellement déposés et partiellement saturés (le lœss) et les sols complètement saturés telles que les argiles sensibles peuvent être considérés comme sols affaissables. Un sol compacté du côté sec de la teneur en eau optimum paraît aussi être susceptible de s'affaisser. Un dépôt naturel du sol ayant une structure affaissable peut être un sol résiduel, un sol sédimenté par l'eau ou un sol éolien. Les facteurs principaux affectant l'affaissement des sols sont la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale, le type et la quantité des minéraux d'argile, la taille des grains et la contrainte appliquée. Parmi les recherches réalisées sur les sols affaissables, nous citons celles de Clemence et Finbarr (1981), et Rogers (1995). Parmi les recherches faites pour déterminer le mécanisme de l'affaissement, nous citons celles de Barden et al (1973), Jennings et Knight (1975). Les sols affaissables ont une structure ouverte de masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement de ces sols forme un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde. Les dépôts les plus considérables des sols affaissables sont ceux des sols éoliens. Dans la plupart des cas, les dépôts sont caractérisés par des structures lâches de particules solides sous forme de limon et de sable fin, Clemence et Finbarr (1981). La littérature indique que les sols affaissables peuvent avoir différentes origines de formation. Cependant, ils ont toujours une propriété

commune d'être très poreux, et géologiquement récent, Rogers (1995). L'affaissement du sol est associé aux trois caractéristiques fondamentales telles que la structure ouverte d'indice des vides élevé avec la faible masse volumique sèche et la résistance de liaison interparticulaire relativement faible, Féda et al. (1993).

2.2 Définition d'un sol affaissable

Plusieurs chercheurs ont essayé de définir un sol affaissable avec des différentes façons. La plupart d'entre eux ont considéré le sol affaissable comme étant un sol partiellement saturé. Par exemple, Dudley (1970) a défini le sol affaissable comme étant tout sol non saturé qui subit un réarrangement des particules et une grande diminution de volume due à la saturation, avec ou sans chargement appliqué. Jennings et Knight (1975) ont défini le sol affaissable comme étant un sol qui subit un tassement du à la saturation d'un sol partiellement saturé sans aucune augmentation de la contrainte appliquée. Le tassement de l'affaissement dans un sol compacté a été défini par Booth (1977) comme étant un tassement dans un sol partiellement saturé du à l'augmentation de degré de consolidation. Houston et Houston (1988) ont déclaré que « quand un sol sec ou partiellement saturé se contracte par saturation, il est considéré affaissable ». Rizkallah et Kee (1989) ont défini l'affaissement comme étant un tassement du sol causé par un effondrement soudain de la structure du sol du à la saturation, sous une charge appliquée. Singer et al. (1989) ont défini le sol affaissable comme étant un sol ayant une structure souffrant d'une réduction volumique élevée quand il est inondé; soumis ou non à une charge appliquée. Mackenzie (1989) a déclaré que tout sol ayant une faible masse volumique sèche n'était pas nécessairement affaissable, mais la saturation partielle était généralement une condition d'affaissement.

De ces définitions, il est clair que les sols partiellement saturés forment les types principaux des sols affaisables. Il est alors nécessaire de concentrer les

recherches dans les régions arides et semi-arides. Toutes ces définitions se basent sur le concept que l'affaissement du sol se produit principalement à cause de l'effet de saturation.

Il y a peu de définitions qui présentent les sols affaissables dans un sens plus général. Deux d'entre elles sont rapportées ici comme exemple. Sultan (1969) a défini un sol affaissable comme étant un sol qui subit une quantité appréciable de variation de volume sous l'effet de saturation, de l'application d'une charge ou de la combinaison des deux.

Zur et Wiseman (1973) ont déclaré que la définition de l'affaissement devrait être assez générale pour inclure les différents facteurs influençant l'affaissement. Pour cela, ils ont déclaré que toute diminution soudaine du volume provoquée par un ou une combinaison des paramètres suivants: la teneur en eau, le degré de saturation, la contrainte de cisaillement, ou la pression interstitielle, devrait être appelée affaissement. Cette définition indique que l'affaissement de la structure du sol peut être déclenché par une variété de processus autre que la saturation.

Rogers (1995) a discuté le problème de la définition du sol affaissable et a critiqué les définitions précédentes du point de vue géotechnique. Il a déterminé les points de faiblesse de ces définitions précédentes et a noté que:

- 1- La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par saturation ;
- 2- Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol.
- 3- Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pourraient conduire à une confusion considérable selon la terminologie géotechnique.

En considérant que la caractéristique principale de la définition de ces sols est la structure ouverte initiale, Rogers a introduit l'affaissement du sol comme étant le changement d'une structure de l'état métastable à l'état plus stable.

Finally, he defined the compressible soil as being the soil in which the constituent parts have an open arrangement and which form a metastable structure that can settle to form a more stable and denser structure with a considerably reduced volume.

2.3 Les principaux types des sols affaissables

Rogers (1995) declared that a granular material with angular particles compacted on the dry side of the Proctor curve can form a structure susceptible to having a considerable additional densification (settlement). Compressible soils are materials where the type of particles and the deposition mechanism combine to give settlement. According to this definition (figure 2.1), Rogers divided these soils into two groups:

- Soils compacted by man and compacted on the dry side of the Proctor curve.
- Soils of metastable structure naturally deposited.

2.3.1 Sols compactés par l'homme

Several cases of very serious damage due to soil settlement in compacted fill have been reported in the literature. Lawton et al (1992) indicated that almost all types of compacted soils are subject to settlement. It is important to note that even pure sands, pure clays, and soils containing a large fraction of gravel can settle, Steadman (1987).

Settlement of soil has occurred in several types of compacted road fill. Several failures of earth dams have also been reported in the literature.

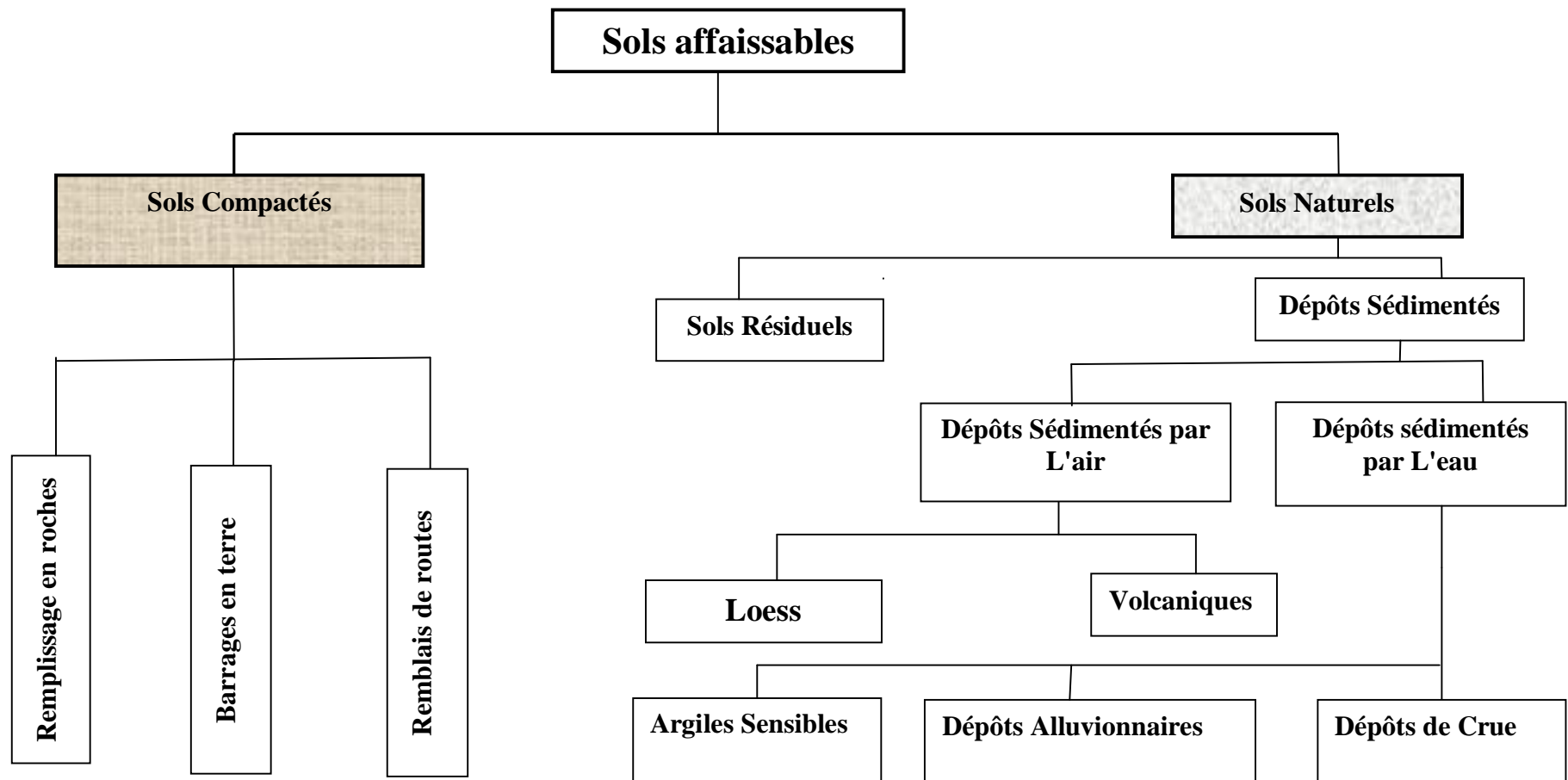


Fig. 2.1 Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)

Peterson et Iverson (1953) ont déclaré comment deux barrages en terre construits à l'Ouest de Canada à la fin des années 1930 étaient détruits à cause de l'affaissement. Leonards et Narain (1963) ont trouvé que le facteur principal des fissures des trois barrages en terre situés en Californie était le tassement différentiel à cause de l'affaissement du remblai. Plusieurs cas de déformations, de fissures et de ruptures de remblais de routes en Afrique du Sud dus au tassement de l'affaissement ont été enregistrés, Booth (1977). Lawton (1992) a déclaré qu'au sud de la Californie il s'est produit une subsidence de terrain qui pourrait être la conséquence de l'affaissement des remblais compactés,

2.3.2 Les sols naturellement déposés

Les dépôts de sols naturels se produisent grâce à une combinaison d'érosion, de transport et de déposition des matériaux qui s'étaient décomposés des roches mères. Les sédiments d'une structure affaissable se produisent comme résultat de ce processus géologique. Les sols résiduels, l'argile sensible (déposée par l'eau) et le loess (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés.

2.3.2.1 Les sols résiduels

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c-à-d de la décomposition, de la désintégration et de l'altération mécanique des composantes de la roche mère. Les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments, de gravier, de sable, de limon et d'argile. Les dépôts des sols résiduels sont caractérisés par une couche d'épaisseur qui peut varier de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendant au climat et aux conditions environnementales de la région. La structure affaissable a été développée comme résultat de lavage et de perte des matériaux solubles dans l'eau, Clemence (1981).

2.3.2.2 Dépôts des sols affaissables déposés par l'eau

Les dépôts de sols affaissables déposés par l'eau peuvent être classifiés en deux groupes principaux: les dépôts alluvionnaires et les argiles sensibles. Dans les dépôts alluvionnaires, les particules du sol sont transportées et déposées par l'eau pour former des écoulements de boue. Plusieurs cas des problèmes d'affaissement associés à ces formations ont été rapportés par Clemence et Finbarr (1981). Les argiles sensibles saturées peuvent être classifiées parmi les sols à structures métastables qui deviennent instables sous certaines conditions. Rogers (1995) a discuté les mécanismes de formation et le comportement d'affaissement des dépôts des argiles sensibles.

Jefferson et Smalley (1997) ont défini l'argile sensible comme étant des petites particules semi-angulaires, de forme de lames et de dimension ($2-5\mu m$). Ces particules sont alors déposées par une décantation lente pour former des dépôts d'une structure ouverte. Les argiles sensibles ont la teneur en eau supérieure à leur limite de liquidité. La caractéristique la plus importante de l'argile sensible est le rétrécissement considérable qui se produit grâce à la diminution de la teneur en eau, provoquant des problèmes graves aux fondations, Bentley et Smalley (1984). Des exemples des argiles sensibles ont été trouvés en Scandinavie et au Canada, Bentley et al (1984).

2.3.2.3 Dépôts des sols affaissables déposés par l'air

(dépôts éoliens)

Le type le plus prédominant des sols affaissables est le groupe éolien (déposé par l'air). Ce type de sol est évidemment non saturé et se trouve dans les régions arides et semi-arides. Le sable lâche et les dépôts de loess sont les types principaux des sols affaissables éoliens. De larges surfaces de l'Afrique sont couvertes de sables de dunes. Ces dépôts de sable étaient partiellement

érodés sur place et contiennent maintenant un petit pourcentage de limon et d'argile.

Les dépôts les plus extensifs de sols affaissables non saturés sont ceux du loess qui sont constitués essentiellement de particules de taille de limon et qui sont produites par l'érosion. Le loess chinois des montagnes de Tibet est un bon exemple des dépôts du loess produit par l'érosion. Les dépôts de loess de l'Amérique du Nord étaient produits par l'écrasement glaciaire, Smalley (1966a). Les matériaux de loess observés à Nigeria, Libye et Tunisie étaient formés suite au processus de l'érosion, Coudé-Gaussen (1990).

2.4 Les caractéristiques principales des sols affaissables

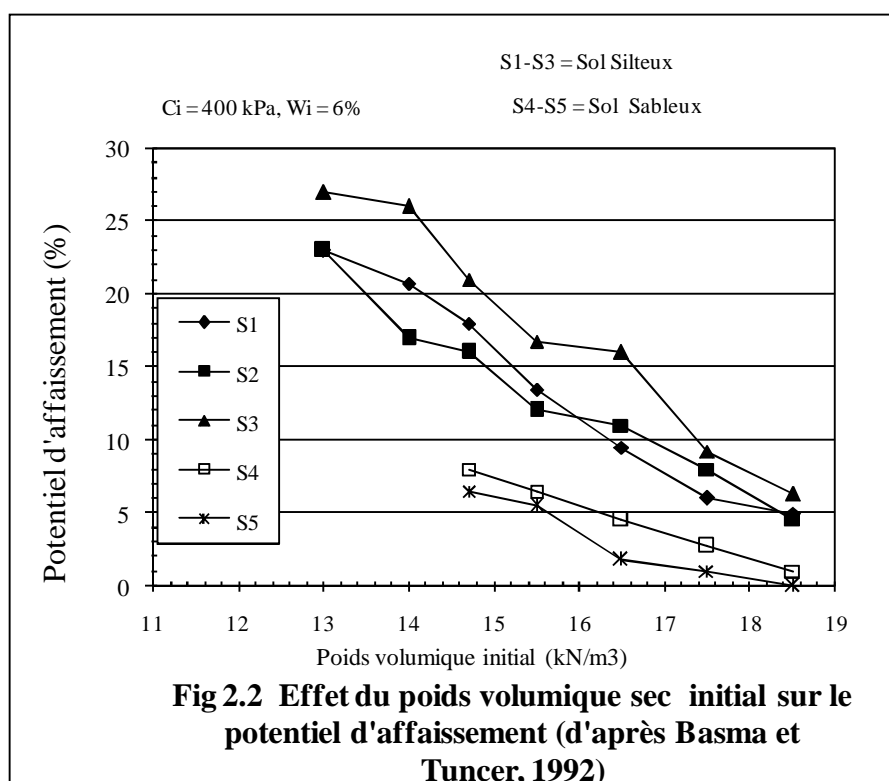
Les sols affaissables étudiés par la plupart des chercheurs sont des sols métastables partiellement saturés. Rogers (1995) a proposé quelques propriétés de ces sols qui sont comme suit:

- 1- Ils sont constitués principalement de particules solides variant de taille de sable ou de taille de limon à la taille d'argile. Les particules de limon ont de formes angulaires ou semi angulaires, Rogers et Smalley (1993).
- 2- Ils ont une structure ouverte d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.
- 3- Ils sont des dépôts géologiquement récents
- 4- Ils ont une résistance de liaison interparticulaire relativement faible.
- 5- Ils sont souvent partiellement saturés.

2.5 Facteurs affectant l'affaissement du sol

Les facteurs principaux affectant le phénomène de l'affaissement du sol sont la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale ou le degré de saturation, le type et la quantité des matériaux de liaison (minéraux d'argile), le type du sol et la contrainte appliquée, Lawton et al (1989).

L'effet du poids volumique sec initial sur le comportement de l'affaissement d'un sol partiellement saturé a été étudié par Basma et Tuncer (1992). Selon leurs résultats, le poids volumique sec initial a un effet considérable sur le comportement de l'affaissement du sol. Cet affaissement a été trouvé inversement proportionnel au poids volumique sec, (voir figure 2.2).

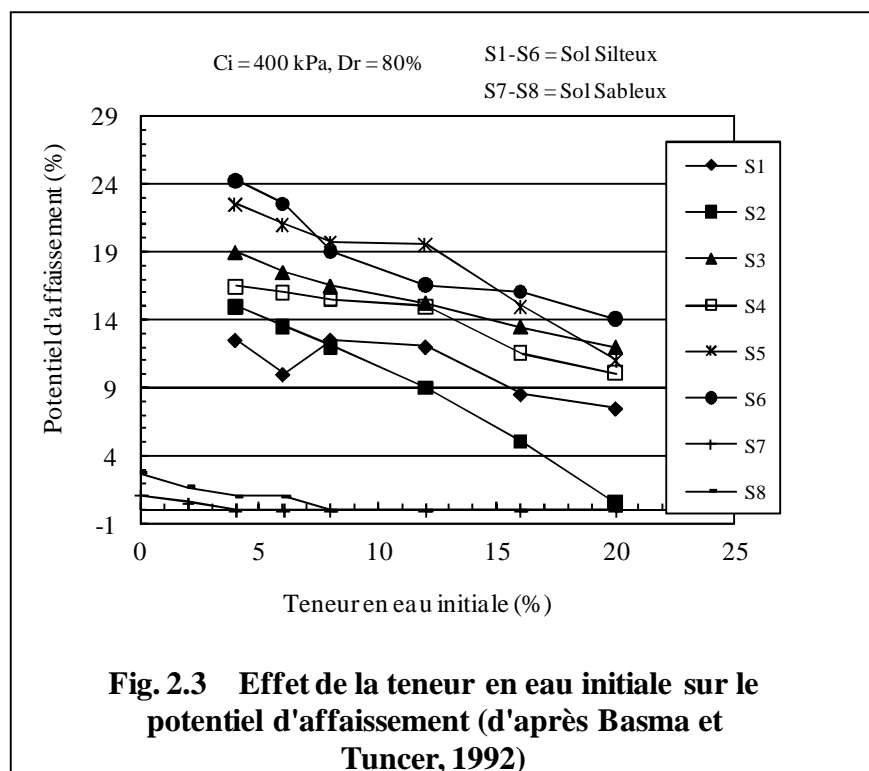


Basma et Tuncer (1992) ont étudié l'effet de la teneur en eau initiale sur le potentiel de l'affaissement d'un sol partiellement saturé et ont conclu que la susceptibilité d'un sol de s'affaisser diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale, (figure 2.3).

Dudley (1970) a rapporté que la quantité et le potentiel d'affaissement sont affectés par le type et la quantité des minéraux d'argile dans le sol. Un affaissement maximum se produit lorsque la teneur en argile est de 12%

environ. Avec une teneur en argile inférieure à 5 %, l'affaissement est faible, mais avec une teneur en argile supérieure à 30% le sol gonfle.

Lawton (1986) et Alwail (1990) ont étudié le rôle de la teneur en argile sur le comportement de l'affaissement du sol et ont conclu que:



1- Le potentiel d'affaissement est maximum pour un sable argileux avec une teneur en argile entre 20% et 40% et pour un limon argileux avec une teneur en argile entre 10% et 30%.

2- Avec une faible teneur en argile, un sol limoneux s'affaisse plus qu'un sol sableux, alors qu'avec une forte teneur en argile le sol limoneux gonfle plus.

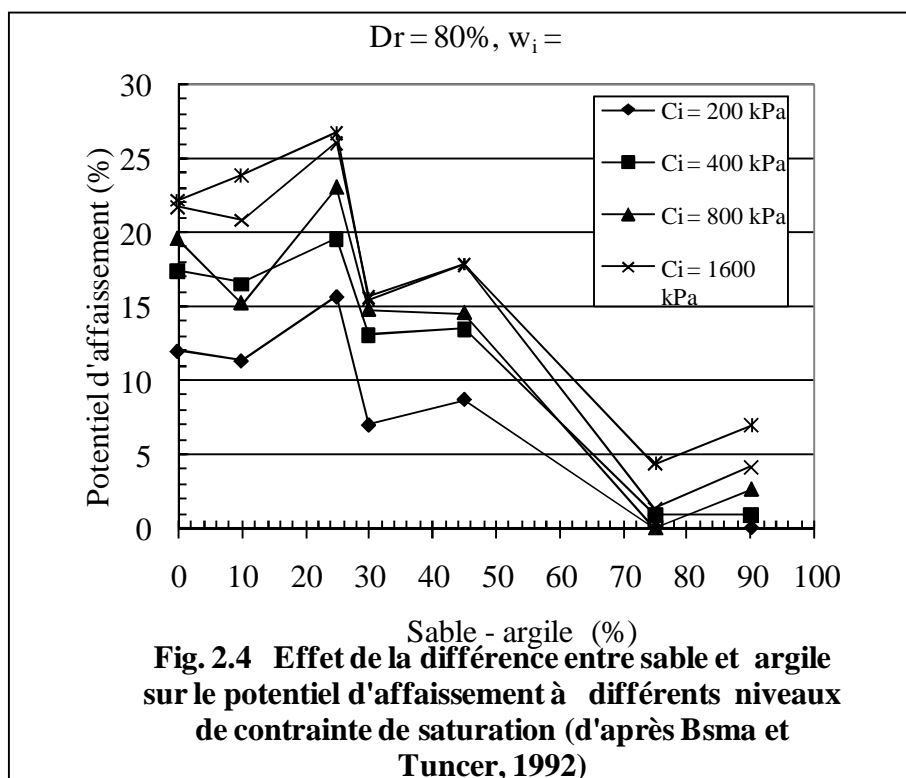
Dans un sol avec une teneur en argile élevée, le gonflement des particules d'argile peut s'opposer à la diminution du volume, or une augmentation de la contrainte verticale appliquée est nécessaire pour réduire ce gonflement.

Alwail (1990) a rapporté que la forme des grains de limon joue un grand rôle dans la détermination de l'ampleur d'affaissement. Les grains angulaires de limon, et l'argile comme matériau de liaison, donnent une quantité

d'affaissement plus élevée qu'un limon de grains ronds avec une faible teneur en argile.

Basma et Tuncer (1992) ont étudié l'effet du type du sol sur le potentiel d'affaissement et ont conclu que:

- 1- Le type du sol a un effet considérable sur l'affaissement.
- 2- L'affaissement du sol est inversement proportionnel à la différence entre les pourcentages de sable et d'argile (figure 2.4).



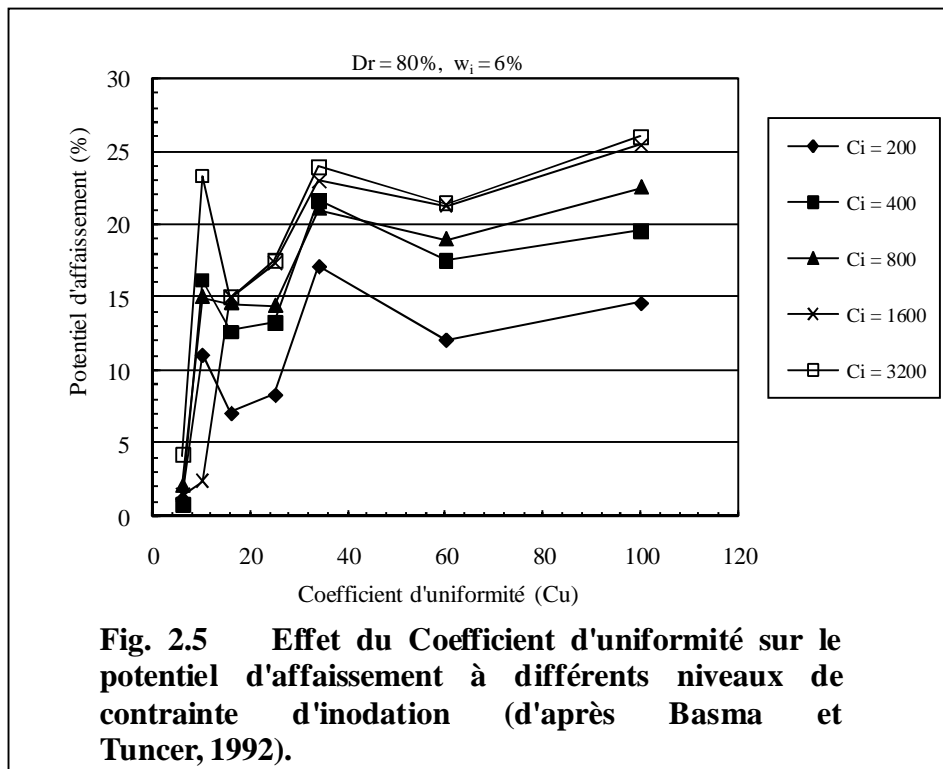
3- Sous les mêmes conditions de chargement, même teneur en eau, et même masse volumique sèche, les sols bien gradués tendent à s'affaisser plus que les sols pauvrement gradués, (figure 2.5).

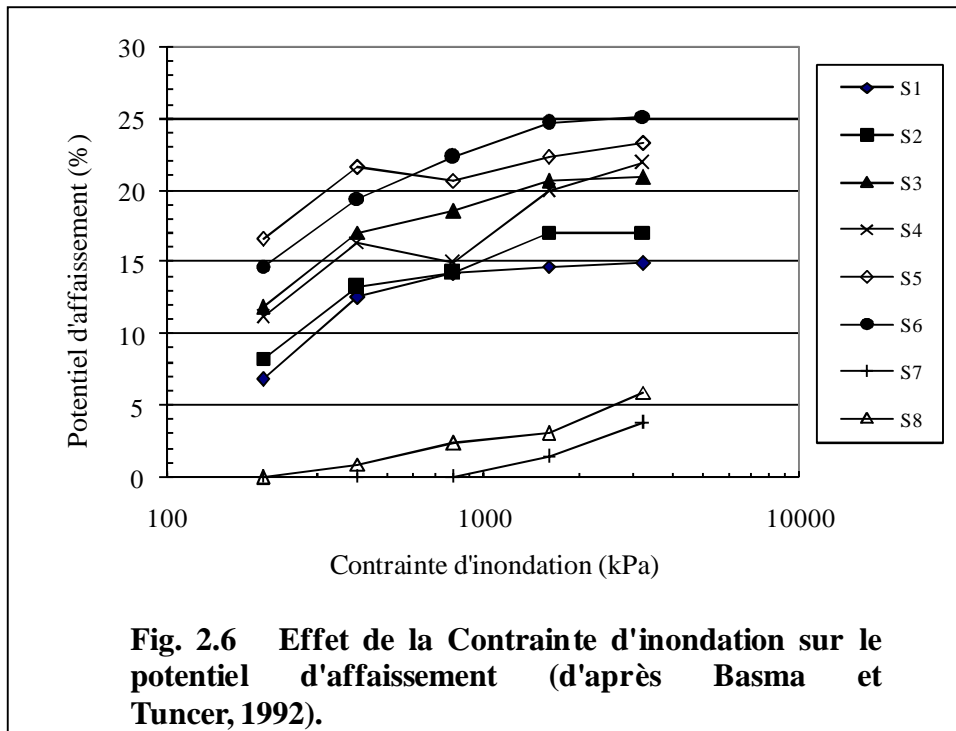
L'effet de la contrainte appliquée à la saturation sur le potentiel d'affaissement a été étudié Basma et Tuncer (1992). Ils ont conclu que:

- 1- La contrainte appliquée à l'inondation a un effet considérable sur le comportement de l'affaissement du sol.

2- Le potentiel d'affaissement du sol augmente proportionnellement à la contrainte appliquée jusqu'à un certain point, au-delà duquel il n'y a pas d'affaissement remarquable.

Pour les sols sableux, cependant, l'affaissement augmente continuellement avec la contrainte appliquée (figure 2.6).





2.6 Prédiction de l'affaissement des sols

On peut prévoir si le sol à étudier est susceptible de s'affaisser, et de déterminer le potentiel d'affaissement qui peut se produire. Des mesures préventives seront alors prises en compte pour réduire ou éliminer la possibilité de dommage des structures construites sur ce sol.

Beaucoup de chercheurs ont proposé des différentes méthodes pour identifier les sols affaissables. Ces méthodes devraient employer des paramètres pouvant être facilement déterminés et relativement rapides. Si le sol est trouvé susceptible de s'affaisser, il devrait être étudié soigneusement à l'aide des essais oedométriques classiques. Les essais simples peuvent montrer si le sol est affaissable ou non, et les essais complexes comme ceux de consolidation, donnent le potentiel d'affaissement. Pour une meilleure évaluation du comportement de l'affaissement des sols, quelques critères ont été proposés comme suit :

- 1- Critères basés sur les propriétés du sol comme l'indice des vides, les limites d'Atterberg, la teneur en eau, le degré de saturation et la masse volumique sèche.

2- Critères basés sur les méthodes expérimentales.

Il est évident que les critères basés sur les méthodes expérimentales sont plus fiables que les autres approches empiriques parce qu'ils prennent en compte le type de structure de sol à étudier qui est important pour prédire l'affaissement du sol.

2.6.1 Critères basés sur les propriétés du sol

2.6.1.1 Expression basée sur les relations d'indice des vides

Une expression simple pouvant largement être utilisée est proposée par Denisov (1951), qui déclare que l'affaissement est probable quand:

$$\frac{e_L}{e_0} < 1 \quad (2.1)$$

Où

e_L = indice des vides à la limite de liquidité

e_0 = indice des vides naturel.

Cette expression a été utilisée pour prédire l'affaissement des sols.

Un sol est susceptible de s'affaisser par saturation si le degré de saturation in-situ (S_r) est inférieur à 60%, et:

$$\frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} > -0.1 \quad (2.2)$$

Le sol est considéré gonflant par saturation si la valeur du rapport ci-dessus est inférieure à -0.3. Ces critères ont été utilisés pour quelques sols loessiques pour estimer leur affaissement.

L'équation précédente peut être réécrite comme suit:

$$\frac{(\rho_0)_d}{(\rho_L)_d} \leq 1.1 \quad (2.3)$$

Où il y a une tendance à l'affaissement

avec $(\rho_0)_d$ = masse volumique sèche in-situ

$(\rho_L)_d$ = masse volumique sèche à la limite de liquidité

Remarque :

Ces critères ont seulement tenu compte de l'effet de l'indice des vides sur le phénomène de l'affaissement par saturation, et n'ont pas tenu compte des effets du niveau de la contrainte appliquée ou moment de la saturation, de la minéralogie du sol et du type du matériau de liaison.

2.6.1.2 Expression basée sur la relation de la teneur en eau avec les limites d'Atterberg

Le critère de Denisov (1951) a été légèrement amélioré par Priklonskij (1952), qui a suggéré le critère suivant basé sur l'indice d'affaissement (K)

Où :

$$K = \frac{LL - W_0}{PI} = \frac{LL - W_0}{LL - PL} \quad (2.4)$$

avec LL = limite de liquidité

W_0 = teneur en eau naturelle

PI = indice de plasticité

PL = limite de plasticité

Les limites suivantes ont été proposées par Priklonskij:

$K < 0$ pour les sols d'affaissement élevé

$K > 0.5$ pour les sols non affaissables

$K > 1.0$ pour les sols gonflants

Ce critère a été utilisé par Handy (1973) qui a montré que lorsque la teneur en eau à la saturation dépasse la limite de liquidité, l'effondrement de la structure du à l'augmentation de la contrainte appliquée peut se produire. Ce critère exprimé en termes de l'indice de liquidité (LI) est défini par:

$$LI = \frac{W_0 - PL}{LL - PL} \quad (2.5)$$

Quand l'indice de liquidité s'approche ou dépasse l'unité, l'expérience a montré que l'affaissement du sol peut se produire.

Feda (1966) a développé le critère de l'indice de liquidité, indiquant que l'affaissement est probable quand l'indice d'affaissement K est inférieur à 0.85 où :

$$K = \frac{(W_0 / S_0) - PL}{LL - PL} \quad (2.6)$$

avec S_0 = le degré de saturation naturel.

Feda a aussi rapporté que l'affaissement devrait se produire par saturation des sols avec un degré de saturation (S_0) inférieur ou égale à 60%. Il a aussi déclaré que les sols loessiques dont la porosité naturelle (n_0) dépasse 40% sont susceptibles à l'affaissement.

A titre comparatif entre le critère de Denisov et celui de Feda, l'indice d'affaissement peut être réécrit comme suit:

$$K = \frac{e_0 - e_p}{e_L - e_p} \quad (2.7)$$

où e_p = Indice des vides à la limite de plasticité, si $e_0 = e_L$, $K = 1$.

2.6.1.3 Expression Basée sur la relation de la masse volumique sèche avec les limites d'Atterberg

Gibbs et Bara (1962) ont développé un critère basé sur le rapport d'affaissement (R)

$$R = W_s / W_L = \frac{[\rho_w / \rho_d - 1 / G_s]}{W_L} \quad (2.8)$$

avec
$$W_s = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{G_s}$$

W_s = teneur en eau au degré de saturation = 100%

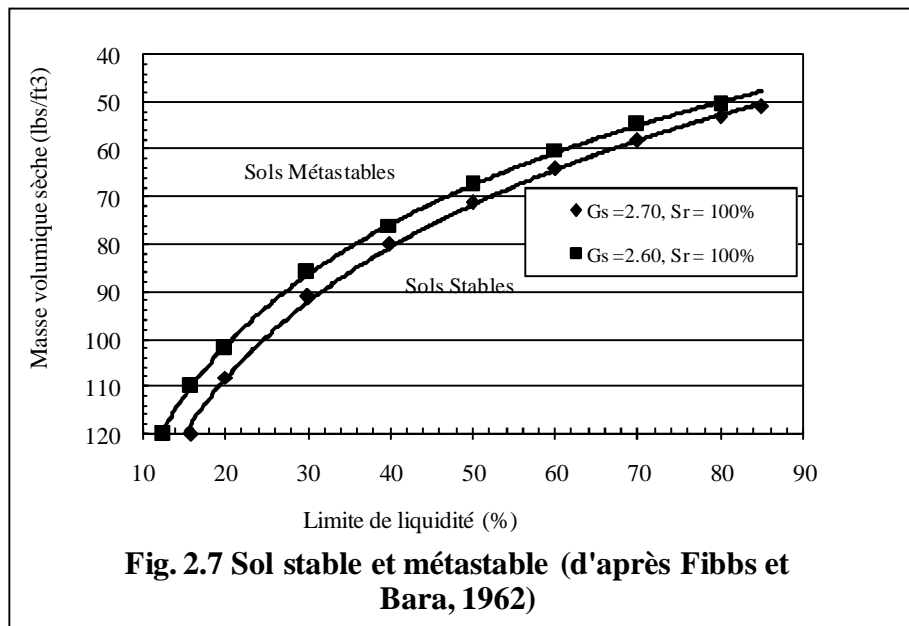
W_L = limite de liquidité

ρ_w = masse volumique de l'eau

ρ_d = masse volumique sèche

G_s = densité des grains solides

Un sol est susceptible de s'affaisser par saturation lorsque le rapport d'affaissement (R) est supérieur ou égal à 1. Sur la base de cette expression, une relation entre la masse volumique sèche et la limite de liquidité a été établie, et un critère graphique était élaboré pour prédire l'affaissement du sol, (figure 2.7).



2.6.2 Critères basés sur les essais in-situ

Plusieurs essais in situ ont été réalisés par différents chercheurs.

Un essai in situ simple proposé par Jennings et Knight (1975) pour identifier les sols affaissables. Cet essai utilise un cylindre de 100 mm de hauteur et de 50 mm de diamètre pour prélever des échantillons de sol intact. L'échantillon est alors divisé en deux portions de 50 mm de longueur chacune. Une portion est mouillée et moulée à la main, puis placée dans le cylindre. Le sol est susceptible de s'affaisser si la hauteur du sol humidifié et moulé est inférieure à celle de la portion non mouillée et intacte. Jennings et Knight (1975) ont aussi proposé un essai pour identifier les sols affaissables in situ. Cet essai est conduit comme suit:

Un échantillon de sol prélevé du site est divisé en deux parties égales. Une partie est humidifiée et moulée à la main pour former une boule. Si le volume de la partie humidifiée est plus petit que celui de la partie non mouillée, le sol est alors susceptible de s'affaisser.

La partie non humidifiée est ensuite mouillée pour former une boule. Si les deux boules humidifiées sont égales en volume l'essai sera considéré exact. Ces critères de site ont les avantages de simplicité et de rapidité des résultats à l'aide d'une évaluation qualitative; mais ils ne sont pas adéquats comme un outil d'évaluation. Ils alertent seulement le géotechnicien à faire des recherches approfondies.

La plupart des critères et des valeurs associées aux paramètres indiquant la susceptibilité de l'affaissement, sont basés sur des observations des différents auteurs. En outre, ils imposent souvent des limitations à leurs critères. Par exemples, le critère de Denisov est applicable seulement aux cas où le mouillage du sol se fait à des contraintes faibles.

Les critères de prédiction cités ci-dessus sont qualitatifs, car ils ne présentent aucune quantité ou taux d'affaissement. Ils ont seulement été établis sur la base de l'effet de l'indice des vides, de la limite de liquidité, et de degré de saturation. Aucune considération de l'effet du niveau de la contrainte appliquée, de type et de quantité des matériaux de liaison, et de composition du sol n'a été prise. Les méthodes suivantes fournissent des réponses quantitatives concernant le potentiel d'affaissement.

2.6.3 Critères basés sur les méthodes expérimentales

L'utilisation des méthodes expérimentales donne non seulement une détermination qualitative de la possibilité de l'affaissement mais aussi une information quantitative du potentiel d'affaissement. Les essais d'affaissement sont réalisés en utilisant l'oedomètre classique. L'échantillon du sol est saturé après que les conditions d'équilibres soient atteintes.

Deux techniques sont employées au laboratoire pour étudier le phénomène de l'affaissement. La première consiste à charger le sol par incréments jusqu'à un certain niveau de contrainte, et ensuite saturer l'échantillon par l'eau. Cette technique s'appelle l'essai oedométrique simple. La deuxième est connue sous le nom de l'essai oedométrique double. Dans cette dernière, deux essais oedométriques sont réalisés en utilisant des spécimens identiques. Dans un essai, le spécimen est testé avec sa teneur en eau initiale; dans l'autre, le spécimen est saturé sous une faible contrainte appliquée, et est permis d'avoir l'équilibre. La séquence de chargement est identique pour les deux spécimens. La différence dans l'indice des vides des deux derniers à chaque niveau de contrainte verticale présente la variation du volume qui pourrait se produire dans le spécimen s'il est chargé à ce niveau de contrainte et ensuite inondé. Cette technique a été étendue à l'essai triaxial double par Lawton et al (1991). L'avantage de cette procédure est de déterminer l'affaissement sous n'importe quel niveau de contrainte.

Lawton et al. (1992) ont rapporté que la méthode la plus appropriée pour identifier un sol affaissable est l'essai de compression unidimensionnelle utilisant l'oedomètre.

Le coefficient de l'affaissement, i , déterminé pour une contrainte de 300 kN/m² est donné par :

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e'} = \frac{e' - e''}{1 + e'} \quad (2.9)$$

avec Δe = diminution dans l'indice des vides causé par la saturation.

e' = indice des vides avant inondation.

e'' = indice des vides après inondation.

Généralement, pour les valeurs de i supérieures à 0.02, les sols sont considérés dangereux vis-à-vis de l'affaissement. Lawton et al (1992) ont déclaré que les comparaisons entre les deux méthodes (essais à l'oedomètre simple et double) indiquaient, généralement de faibles différences dans les magnitudes prédites

de l'affaissement. Ils ont rapporté que la technique de l'oedomètre double surestimait la quantité de l'affaissement de 10% environ.

En se basant sur les résultats d'une série d'essais oedométriques, Basma et Tuncer (1992) ont élaboré le modèle du potentiel d'affaissement suivant:

$$CP = 48.496 + 0.102C_u - 0.457w_i - 5.533\gamma_d + 2.8Ln(P_w) \quad (2.10)$$

Où

CP = le potentiel d'affaissement en pourcentage

C_u = le coefficient d'uniformité du sol

w_i = la teneur en eau initiale en pourcentage

γ_d = le poids volumique sec en (kN/m³)

P_w = la contrainte à l'inondation en (kN/m²)

2.7 Mécanisme de l'affaissement

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Lawton et Frigaszy (1992).

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un matériau de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.
- 4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation du matériau de liaison. Par conséquent, les liaisons interparticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

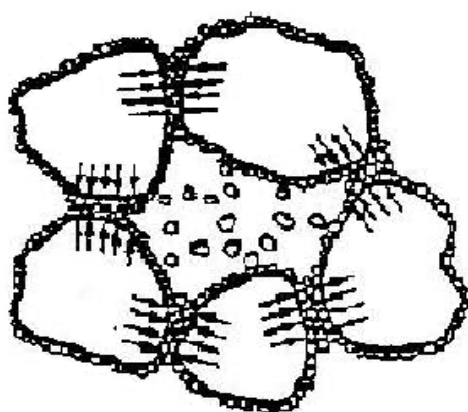
Casagrande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère compression des fines, (figure 2.8 (a)). Si l'eau est ajoutée au sol jusqu'à ce qu'elle atteigne une certaine teneur en

eau, la liaison due aux fines ne résiste plus aux forces de microcisaillement local et par conséquent, la structure des sols s'effondre, (figure 2.8 (b)).

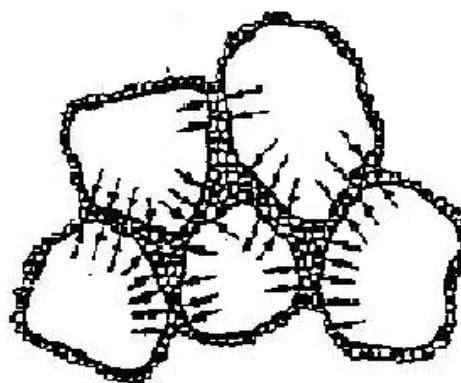
Une étude microscopique a été réalisée sur les sols affaissables, partiellement saturés, prélevés de différentes régions du monde, en utilisant le Microscope Electronique à Balayage (MEB), Barden et al (1973), (figure 2.9). Cette étude se base sur l'idée de considérer deux composantes de contraintes effectives: une due à la contrainte appliquée, et l'autre due aux forces de succion. Ces deux composantes développent une contrainte interparticulaire. La contrainte appliquée développe alors des contraintes de cisaillement et par conséquent, une instabilité potentielle aux contacts interparticulaires se produit. Puisque la succion est une contrainte strictement normale, elle augmente la stabilité aux contacts interparticulaires.

Récemment, le Microscope Electronique à Balayage (MEB) est utilisé par des différents chercheurs, Gao (1988), pour étudier la structure de dépôts des sols affaissables.

Alwail (1990) a étudié l'effet du matériau fin sur le mécanisme de l'affaissement des échantillons du sol sableux reconstitués. Il a conclu que le mécanisme dominant dans l'affaissement des sols sableux avec des fines était la désintégration des particules d'argile dépendant de la quantité de cette dernière.



(a) Structure du sol chargée avant inondation



(b) Structure du sol chargée inondation

Fig 2.8 Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casagrande (1932), (d'après Houston et al., 1988).

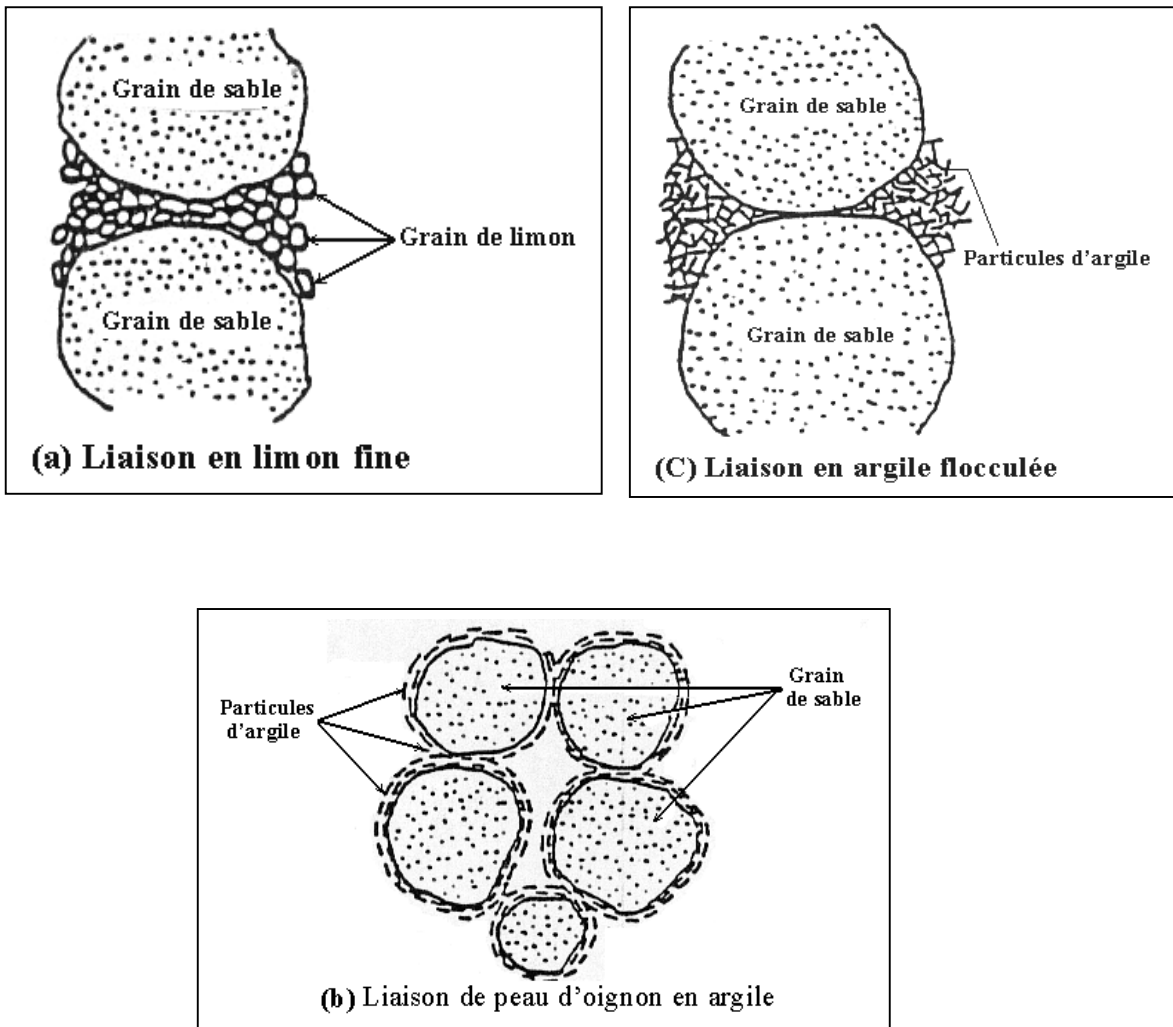


Fig. 2.9 Les Principaux Types des Sols Affaissables (d'après Rogers, 1995)

Chapitre III

Chapitre 03 Matériaux utilisés

3.1 Les argiles

Les argiles sont constituées de particules résultant d'un processus chimique qui se superpose à la désagrégation mécanique de la roche mère. La forme des particules n'est visible que par un microscope électronique à balayage (MEB). La dimension et la forme des particules du sol sont les facteurs principaux responsables des propriétés cohésives des argiles, leurs dimensions sont de l'ordre de 0,1 à 1 μ m. Ces derniers peuvent être divisés en trois classes principales vis-à-vis du gonflement et du rétrécissement (susceptibilité de changement de volume) de l'argile: faible à très faible (kaolinite), modérée (illite) et élevée à très élevée (montmorillonite). La kaolinite et la montmorillonite sont deux types d'argiles les plus répandues. Bien que leur structure de base soit la même (le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine), leur gonflement et leur retrait sont considérablement différents. Cette différence est due à la composition de la kaolinite de couches alternatives de tétraèdre de silice et d'octaèdre d'alumine, et à celle de la montmorillonite de deux tétraèdres de silice à chaque octaèdre d'alumine. La dimension des particules de la kaolinite est plus grande que celle de la montmorillonite.

3.1.1 La Kaolinite

L'argile de Chine est connue sous le nom de la kaolinite, selon Kaolin du nord ouest de la Chine, la région où elle avait été premièrement utilisée comme un matériau industriel pour produire de la porcelaine de bonne qualité. La kaolinite est classée comme une argile de faible plasticité. Les propriétés physiques de la kaolinite sont montrées au tableau 3.1.

Tableau 3.1 Propriétés Physiques de la kaolinite

Propriétés	Description et valeurs
Couleur	Poudre blanche crème
Odeur	aucune
Densité des Grains Solides (G_s)	2.6
Limite de Liquidité (LL)	60%
Limite de Plasticité (LP)	30%
Indice de Plasticité (IP)	30%
Aire spécifique	10-14m ² /g

La composition chimique de la Kaolinite présentées par la fiche technique de la firme MOTA est donnée au tableau 3.2.

Tableau3.2 Composition Chimique de la kaolinite donnée par la fiche technique de MOTA

Elément chimique	Teneur en pourcentage
SiO₂	47.7%
Al₂O₃	36.0%
Fe₂O₃	1.0%
K₂O	1.2%
Na₂O	0.4%
MgO	0.3%
TiO₂	0.3%
CaO	0.1%
P₂O₅	0.1%
L.O.I.	12.7%

3.1.2 La Bentonite

La bentonite est une argile de très forte plasticité, de couleur grise claire, Elle est aussi utilisée dans cette recherche comme matériau de liaison. Les résultats de l'analyse minéralogique, présentés par la fiche technique de la firme

« Ecohabitat » montrent que la bentonite est constituée de 55% de montmorillonite, de 3% de calcite, de 12% de quartz, de 18% de l'illite et 14% de kaolinite. Les propriétés physiques de la bentonite sont illustrées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Propriétés Physiques de la Bentonite

Propriétés	Description et valeurs
Couleur	Poudre grise claire
Teneur en eau (%) à 100-110°C	10-12%
Limite de Liquidité (LL)	678%
Limite de Plasticité (LP)	498%
Indice de Plasticité (IP)	180%
Densité des Grains Solides (G_s)	2.68
Aire Spécifique	800m ² /g

La composition chimique de la bentonite est présentée dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Composition Chimique de la Bentonite présentée par la fiche technique de « Ecohabitat »

Elément Chimique	Bentonite
SiO₂	55.70%
Al₂O₃	17.00%
Fe₂O₃	5.60%
MnO	0.05%
MgO	2.40%
CaO	5.00%
Na₂O	0.20%
K₂O	2.91%
TiO	0.63%
P₂O₃	0.05%
Perte au feu	9.80%

3.2 Le sable

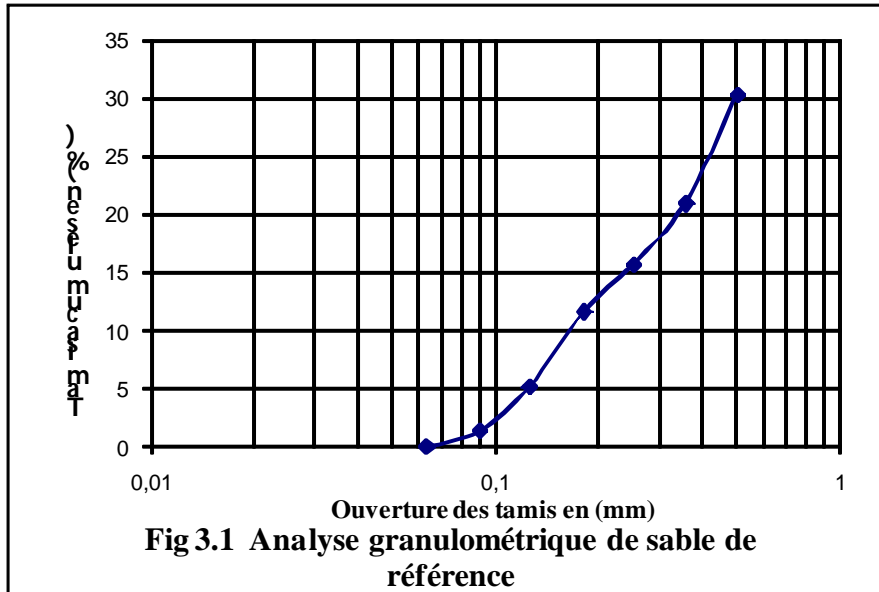
Le sable utilisé dans ce travail est le sable de référence, importé de France, ayant une courbe granulométrique qui répond aux critères d'un sable de béton.

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Le tableau 3.5 montre les résultats de l'analyse granulométrique. La figure 3.1 présente la courbe granulométrique de ce sable.

Tableau 3.5 Analyse granulométrique du sable de référence

Ouverture des tamis (mm)	Tamisat cumulés(%)
0,5	30,37
0,355	20,99
0,25	15,719
0,18	11,661
0,125	5,148
0,09	1,35
0,063	0



3.3 Préparation du Mélange

3.3.1 Mélange de Sable et de kaolinite

Le sable est mélangé avec la kaolinite pour produire un matériau en différents rapports de sable et d'argile. Neuf rapports kaolinite/sable (0/100, 5/95, 10/90, 15/85, 20/80, 25/75, 30/70, 35/65, 40/60) sont utilisés.

3.3.2 Mélange de sable et de Bentonite

Les différentes quantités de la Bentonite sont ajoutées au sable, pour créer neuf mélanges de sable et d'argile. Les rapports bentonite/sable utilisés sont (0/100, 5/95, 10/90, 15/85, 20/80, 25/75, 30/70, 35/65, 40/60).

Chapitre IV

Chapitre04 Essais expérimentaux

4.1 Introduction

Un programme expérimental est établi pour étudier les propriétés d'affaissement sur des échantillons constitués d'un mélange de sable et d'argile en différents pourcentages, avec une référence particulière à leur réponse à la saturation sous un certain niveau de contrainte appliquée. Les essais réalisés pour déterminer le potentiel d'affaissement sont : essai à l'oedomètre simple, essai à l'oedomètre double. Les paramètres de cisaillement sont déterminés en utilisant la boîte de cisaillement direct.

4.2 Essai œdométrique

4.2.1 Essai œdométrique simple

L'essai œdométrique simple consiste à charger le spécimen en incréments jusqu'à un certain niveau de contrainte verticale en permettant au spécimen d'être en équilibre sous la contrainte appliquée. L'échantillon est ensuite saturé par l'eau, et la déformation est mesurée. Cette déformation induite par l'addition de l'eau divisée par la hauteur de l'échantillon avant saturation, exprimée en pourcentage, définit le degré d'affaissement.

4.2.2 Essai œdométrique double

L'essai œdométrique double implique une paire de spécimens identiques du même échantillon. Le premier spécimen est chargé à l'état naturel et la déformation est mesurée à chaque niveau de contrainte. Le second spécimen est initialement saturé et une procédure de chargement similaire est conduite. La différence entre les déformations, à l'équilibre et au même incrément de contrainte, est déterminée pour déterminer le degré d'affaissement.

4.2.3 Appareil

L'oedomètre classique utilisé dans ce travail est manufacturé par la firme Britannique "ELE". Des charges verticales sont appliquées aux spécimens. Dans la plupart des cas, il est nécessaire de commencer la procédure de chargement avec le bras de levier légèrement incliné en haut, de telle sorte que la position moyenne du bras soit horizontale. La charge est ensuite transférée au spécimen à l'aide d'une tête ronde pré-graissée de l'arbre de chargement; en assurant ainsi que la charge appliquée au spécimen est centrée. Pour mesurer la compression verticale, un comparateur digital de $0.01mm$ de précision est utilisé. Des anneaux œdométrique de 75 mm de diamètre et de 19 mm d'épaisseur sont utilisés pour abriter les spécimens. Ils sont légèrement lubrifiés par une graisse de silicone pour réduire le frottement entre les spécimens et les parois intérieures. Les anneaux eux même sont maintenus en position par un anneau externe de d'ajustement bien serré. La figure 4.1 montre une générale l'appareil œdométrique .

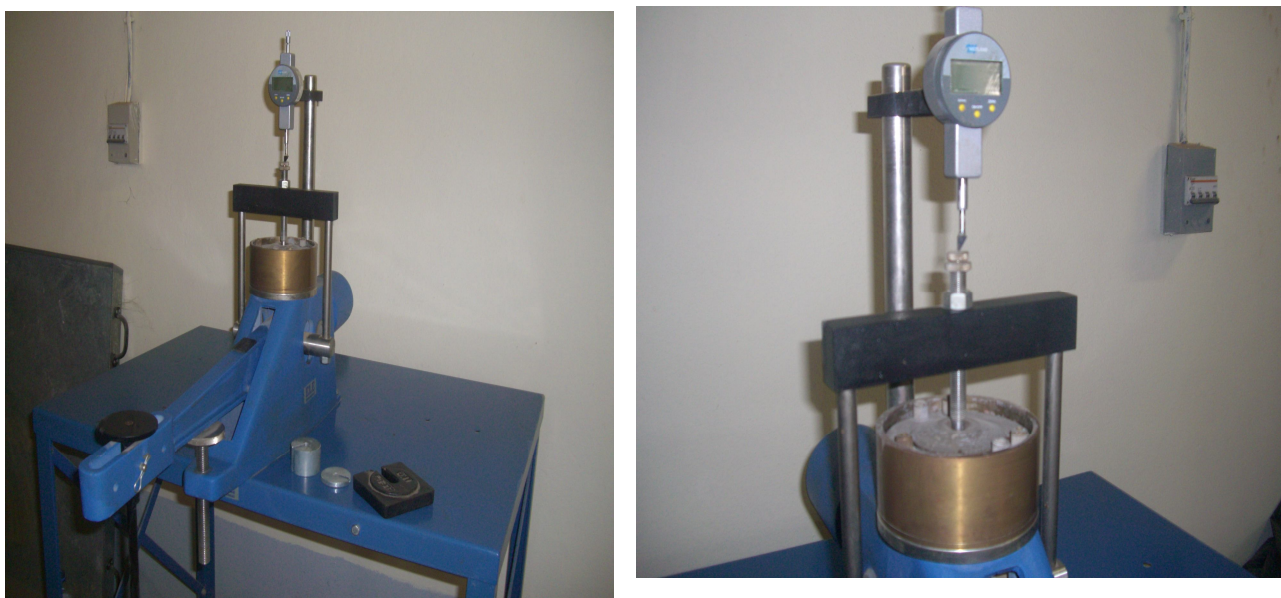


Fig. 4.1 Vue générale de l'appareil œdométrique

Par contre, la figure présente la cellule œdométrique avec ses accessoires.



Fig. 4.2 Vue de la cellule œdométrique avec ses accessoires

4.2.4 Préparation des spécimens

Les spécimens préparés à partir d'un mélange de sable et d'argile (kaolin ou bentonite) en différentes proportions sont statiquement compactés directement dans l'anneau œdométrique de 75 mm de diamètre et de 19 mm d'épaisseur. La masse de la dame utilisée pour ce compactage est de 2.5kg . La figure 4.3 montre l'état du spécimen à la fin de l'essai.



Fig. 4.3 Echantillon à la fin de l'essai

4.2.5 Procédure de l'essai

L'essai est réalisé selon les normes Britanniques BS 1377 (1990). Une séquence de chargement de 5, 10, 25, 50, 100, 200, 400, 800 et 1600 kPa est utilisée. La procédure générale sert à appliquer des incréments de charge. A l'état sec qu'à l'état saturé, les incréments de chargement sont ajoutés à chaque intervalle de temps *d'une heure*. La charge sur le spécimen au moment de la saturation est laissée *1 heure* avant la prise de lecture de l'affaissement sur le comparateur et l'ajout de la charge suivante. Les spécimens préparés à partir du mélange sable-argile dans lesquels la kaolinite et la bentonite sont employée comme matériaux de liaison.

Pour **l'essai œdométrique simple**, chaque incrément de charge est maintenu une heure avant que l'échantillon soit saturé, on attend une heure après la saturation pour lire l'affaissement indiqué par le comparateur. La même procédure est utilisée pour toutes les charges appliquées.

Par contre **pour l'essai œdométrique double**, on utilise deux spécimens identiques préparés dans les mêmes conditions. Le premier spécimen est soumis aux incréments de charges citées ci-dessus, à l'état naturel avec une teneur en eau initiale connue, à la fin de l'application de chaque incrément la lecture de l'affaissement sur le comparateur est prise. Le second spécimen est saturé sous le premier incrément (5kPa), la lecture de l'affaissement est prise après une heure de temps.

Cette lecture est répétée après chaque application d'un incrément de charge pendant une heure.

A la fin, deux courbes sont tracées : une pour l'affaissement à sec (courbe sèche) et l'autre pour l'affaissement à l'état saturé (courbe humide). A chaque incrément de charge, la différence de lecture correspond à l'affaissement produit par l'inondation de l'échantillon.

4.2.6 Degré d'affaissement

Le degré d'affaissement de chaque échantillon est calculé de la façon suivante:

$$\text{Degré d'affaissement CP} = \frac{\Delta h}{H_0} \%$$

Avec Δh = variation de la hauteur de l'échantillon due à la saturation.

H_0 = Hauteur de l'échantillon avant saturation

4.3 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande Selon la norme Française (NF P 94-071-Aout 1994)

4.3.1 Domaine d'application

Le présent document s'applique aux essais de cisaillement rectiligne réalisés à la boîte dans des conditions drainées sur tous les types de sols naturels, reconstitués ou artificiels dont la dimension maximale des grains est définie au paragraphe



Fig. 4.4 Vue générale de l'appareil de cisaillement

4.3.2 Principe

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes; le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical « N » maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort « N » un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des demi-boîtes, l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif « Δl » à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement « T » correspondant. La figure 4.5 présente les différents éléments de la boîte de cisaillement.

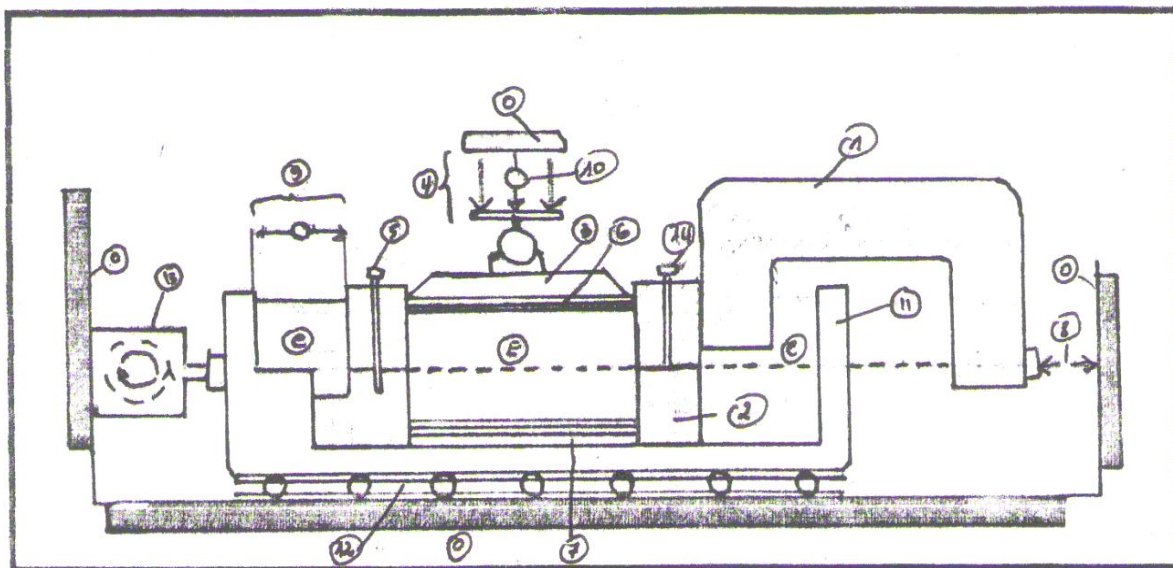


Fig. 4.5 Différents éléments de la boîte de cisaillement

- 0 : Bâti
- 1 : Demi-boîte supérieure
- 2 : Demi-boîte inférieure
- 3 : Piston rigide

- 4 : Dispositif d'application de l'effort vertical « N » centré sur le piston
 - 5 : Solidarisation des demi- boîtes
 - 6 : Plaque drainante supérieure
 - 7 : Plaque drainante inférieure
 - 8 : Dispositif de mesure de l'effort horizontal T
 - 9 : Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal δl
 - 10 : Dispositif de mesure du déplacement relatif vertical δh
 - 11 : Châssis étanche
 - 12 : Glissière sans frottement
 - 13 : Système de déplacement
 - 14 : Vis de soulèvement de la demi- boîte
- e: eau mineralise
- E: Eprouvette

a- Le bâti

Le bâti indéformable sous l'effet des efforts appliqués supporte la boîte de cisaillement et son châssis et les maintient horizontalement avec une tolérance $\pm 1^\circ$.

b- La boîte de cisaillement

Une boîte de cisaillement comporte les éléments suivants:

- Deux demi- boîtes, l'une inférieure et l'autre supérieure, cylindrique intérieurement de même section droite carrés ou circulaire ($L = 60\text{mm} \pm 0.1\text{mm}$ ou $100\text{mm} \pm 0.1\text{mm}$) et de hauteur compatible.
- La demi- boîte supérieure : est équipée de vis permettant un léger soulèvement
- Un blocage ou une solidarisation des demi- boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe de symétrie inférieur.
- Un châssis étanche support de demi- boîte inférieure
- Une plaque drainante à la base de la demi- boîte inférieure

-Un piston rigide muni à sa base d'une plaque drainante. L'ensemble glissant librement dans la demi- boîte supérieure. Ce piston possède en son centre à sa partie supérieure; un logement pour la rotule transmettant l'effort vertical.

Les matériaux utilisés sont inertes chimiquement vis- à – vis du sol et des fluides qu'ils contiennent. La surface de contact entre les deux demi – boîtes est plane et lisse.

c- Dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette

Le dispositif permettant d'appliquer une force suivant une direction verticale, avec une tolérance de $\pm 2^\circ$ et de la maintenir constante.

Le matériel est conçu pour transmettre à l'éprouvette une contrainte verticale moyenne d'au moins 0.5Mpa.

d- Dispositif de production du déplacement

Le déplacement possible des demi- boîtes ; l'une par rapport à l'autre est d'au moins 5mm. Cette vitesse est maintenue constante pendant l'essai avec une incertitude qui est la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 10% de la valeur lue
- 0.5 μ m /min.

e- Système de mesure

Force verticale : L'intensité de la force verticale constante « N » est connue avec une incertitude de 1 /100 de sa valeur

Force de cisaillement : La mesure de l'effort horizontal (T) s'effectue au moyen d'un capteur avec une incertitude de 1/100 de la valeur maximale lue au cours de l'essai.

Déplacement :

- Le déplacement vertical « δh » dans l'axe du piston placé à la partie supérieure de l'éprouvette, est mesuré par rapport à un repère fixe avec une incertitude 0.05mm.

- Le déplacement horizontal « δl » des demi – boîtes l’une par rapport à l’autre est mesuré au moyen d’un capteur avec une incertitude de 0.05mm.

f- Matériel complémentaire comprend

Une balance de portées maximale et minimale compatible avec les masses à peser et telle que les pesées soient effectuées avec une incertitude de 1/1000 de la valeur mesurée.

Une enceinte thermique ou une étuve de dessiccation à température à 50C° et 105C°.

Les outils nécessaires au découpage et à la préparation des éprouvettes.

g- Local d’essais

Un thermomètre de contrôle est placé dans la salle d’essais, la température de la salle d’essais est maintenue à une différence de $\pm 5C^\circ$ pendant la durée de chaque essai. L’appareillage est en plus protégé de rayonnement solaire direct.

4.3.3 Mode opératoire

1- Préparation des plaques drainantes

Les plaques sont saturées avec de l’eau désaérée et tout surplus d’eau en surfaces est éliminé juste avant leur mise en place. Elles sont recouvertes d’un papier filtre lorsque des particules de sol risquent de migrer vers les pores des plaques drainantes.

2- Préparation des éprouvettes

La hauteur des éprouvettes, une fois confectionnées, est telle que $6d_{\max} \leq h \leq L/2$. Dans ces conditions, le matériau essayé a des éléments dont la dimension maximale est :

$d_{\max} \leq 5\text{mm}$ dans le cas de la boîte de 60mm de côté.

$d_{\max} \leq 8\text{mm}$ dans le cas de la boîte de 100mm de côté

2-a Sols cohérents ou reconstitués après comptage

Tailler les éprouvettes de telle sorte que les dimensions de la section droite de l'éprouvette soient ajustées au mieux à celles de la boîte et que hauteur (h) en millimètres soit telle que : $20 \leq h \leq L/2$.

- Peser l'échantillon et mesurer sa hauteur
- Placer une plaque drainante dans le fond de la demi- boîte inférieure

Introduire l'éprouvette dans les deux demi – boîtes solidarisiées au préalable, l'éprouvette est calée dans la boîte de telle sorte que le plan de glissement la partage en deux parties sensiblement égales.

2-b Sols pulvérulents

Après solidarisation des deux demi – boîtes et après avoir mis en place une plaque drainante dans le fond de la demi – boîte inférieure, le matériau est comporté directement dans la boîte qui servira au cisaillement.

La masse de sol à introduire dans la boîte est déterminée pour obtenir après compactage, une éprouvette de masse volumique choisie et pour que le plan de cisaillement se trouve sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette.

3- Réalisation de l'essai

L'essai de cisaillement d'au moins trois éprouvettes de même dimension, préparées dans les mêmes conditions, cisailées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents.

3-a Choix de l'effort vertical à appliquer

L'effort vertical « N » est déterminé pour chaque éprouvette en fonction des contraintes normales $\bar{\sigma}$ fixées par la géotechnicien responsable.

-La contrainte maximale verticale appliquée à la série d'éprouvettes doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après la réalisation de l'ouvrage.

-Si aucune spécification n'est fournie, choisir les valeurs à partir des indications données dans le tableau 4.1 et en respectant la condition précédente.

Tableau 4.1 Effort vertical à appliquer aux éprouvettes

$\bar{\sigma}'v_0$	<100	≥ 100
N/A	50	$0,5 \bar{\sigma}'v_0$
	100	$\bar{\sigma}'v_0$
	200	$2 \bar{\sigma}'v_0$

4.3.4 Essai sur les sols cohérents

Dès que l'éprouvette a été mise en place, les opérations se déroulent sans interruption

a- Mise en place

La boîte de cisaillement contenant l'éprouvette est mise dans le châssis étanche fixé sur le bâti, tout en maintenant la solidarisation des deux demi boîtes

- Placer le piston muni de sa plaque drainante sur le sommet de l'éprouvette
- Noter après fixation du système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal « T » et avant application de tout effort, la valeur d'origine du capteur de l'effort « T ».
- Régler la position du capteur du déplacement vertical du piston par rapport à un repère fixe et noter la valeur d'origine.
- Appliquer l'effort N sur la partie supérieure du piston.
- Mesurer le déplacement vertical du piston « δh » en fonction du temps.

b- Saturation et consolidation

- Remplir le châssis contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisée.

-Mesurer le déplacement vertical « δh » du piston en fonction du temps pendant 1 heure au moins et jusqu'à stabilisation.

La stabilisation est considérée comme obtenue dès que les mesures permettent de déterminer une direction asymptotique

c- Cisaillement

Déterminer, à l'issue de la phase de consolidation, la vitesse maximale de cisaillement par la relation suivante exprimée en micromètres par minute

$$V_{\max} = 125/t_{100} \text{ avec } V_{\max} \leq 25 \text{ où :}$$

t_{100} : est le temps exprimé en minute, déterminé par la construction indiquée à la figure 3.

- Libérer le système de solidarisation des deux demi – boîtes.
- Agir sur les vis de la boîte supérieure afin de supprimer le contact entre les deux demi- boîtes et ramener immédiatement les vis à leur position antérieure.
- Imposer le déplacement relatif des deux demi- boîtes à une vitesse constante $V \leq V_{\max}$.
- Arrêter le cisaillement

- Soit lorsque la variation de l'effort (T) pour un intervalle de mesure correspondant à un déplacement horizontal « δl » de 0,5 mm, est inférieure à 1/100 de l'effort maximal.

- Soit lorsque le déplacement horizontal « δl » a atteint au moins 5.

d- Identification de l'éprouvette après l'essai

Peser l'éprouvette et noter les particularités (inclusion...) du plan de rupture.

Déterminer sa teneur en eau.

4.3.5 Essai sur les sols pulvérulents

La masse volumique des éprouvettes soumises à l'essai et la vitesse de cisaillement sont fixées par le géotechnicien responsable de l'étude en absence d'indication. La vitesse de cisaillement est au plus de 1mm/min.

La phase d'immersion et de consolidation sous la contrainte normale d'essai est effectuée dans les mêmes conditions. Sa durée est d'au moins 1h.

Le cisaillement est réalisé et arrêté dans les mêmes conditions.

4.3.6 Mesurage

Les lectures de tous les appareils sont effectuées simultanément (moins de 2 secondes) à chaque augmentation du déplacement horizontal relatif des deux demi-boîtes d'environ 0,2mm jusqu'à 2mm puis tous les 0.5 mm au-delà.

4.3.7 Expression des résultats

a- pour chaque éprouvette

- calculer :

a.1 La contrainte normale effective $\bar{\sigma}'$ à partir de l'expression $\bar{\sigma}' = N/A$

Dans les conditions de l'essai, la contrainte normale $\bar{\sigma}$ est la contrainte effective en fin de consolidation.

a.2 La contrainte de cisaillement par la relation : $\tau = T/A$

Les corrections dues à la variation de l'aire de la section cisailée et au frottement du sol sur le métal de la boîte ne sont pas prises en compte dans la présentation des résultats.

- **tracer** : les courbes suivantes en utilisant les mêmes échelles pour toutes les éprouvettes :

- de la contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement horizontal.

- du déplacement vertical « δh » du piston en fonction du déplacement horizontal.

- déterminer les paramètres de cisaillement :

τ_{fp} : valeur correspondant au critère de rupture au pic de la courbe $\tau = f(\delta l)$ lorsque cette courbe présente un pic.

τ_{ff} : valeur correspondant au critère de rupture à l'état finale de la courbe :

$\tau = f(\delta l)$ (voir figure 4.6).

Si la courbe ne présente pas de palier, τ_{ff} est la valeur atteinte pour un déplacement horizontal δl de 5mm

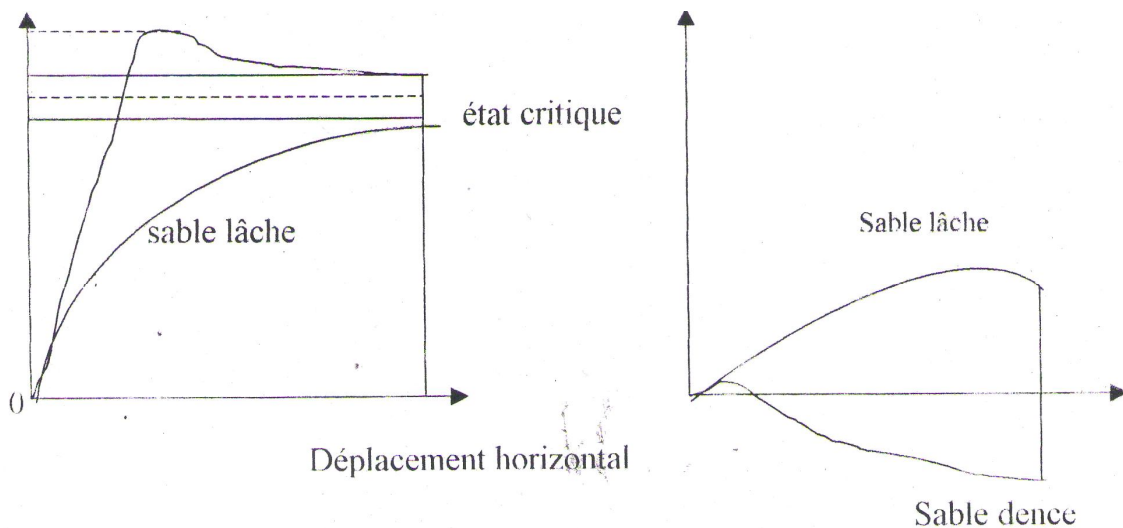


Fig. 4.6 Courbe d'essai sur les matériaux sableux

a.3 Pour l'ensemble des éprouvettes

Représenter sur le même graphique $(\bar{\sigma}, \tau)$ avec la même échelle pour $\bar{\sigma}$ et pour τ .

Les paramètres de la résistance au cisaillement rectiligne C et φ sont obtenus à partir de la courbe intrinsèque : $\tau = f(\bar{\sigma})$ où :

- La cohésion C : est l'intersection de la courbe intrinsèque avec l'axe des ordonnées (τ).
- L'angle de frottement φ : est l'angle que fait la courbe $\tau = f(\bar{\sigma})$ avec l'axe des abscisses ($\bar{\sigma}$).

4.4 Essais de cisaillements directs sur le sable argileux

L'essai sur chaque spécimen (sable + argile) consiste à effectuer le cisaillement des trois éprouvettes ayant les mêmes dimensions : même section 3600mm^2 , même hauteur $h = 22\text{mm}$ et compactées directement dans la boîte de cisaillement. La vitesse de cisaillement est de $v = 0,5\text{mm /min}$. La contrainte verticale pour tous les spécimens est de 200kPa .

L'essai est réalisé sur des spécimens constitués d'un mélange de sable et d'argile (kaolin, Bentonite) en différents pourcentages (0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 40%) à deux états : état sec et saturé.

Une autre série d'essais est réalisée sur des spécimens constitués d'un mélange de sable et de Kaolin (25%) à deux états : état sec et saturé. La vitesse de cisaillement est de $v = 0,5\text{mm /min}$, Les contraintes normales appliquées sont (54.5, 109 et 218) kPa respectivement.



Fig. 4.7 Echantillons à la fin des essais

Les résultats de ces essais sont donnés sous forme de courbes de :

- Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal.
- Contrainte de cisaillement en fonction de contrainte normale (courbe intrinsèques).

Ces courbes sont présentées dans le chapitre cinq.

Chapitre V

Chapitre 05 Présentation des résultats

5.1 Introduction

Afin d'étudier l'influence de la quantité et du type des minéraux d'argile sur le comportement de l'affaissement des sols, des études au laboratoire ont été menées en utilisant différents mélanges. La kaolinite et la bentonite ont été utilisées comme matériaux de liaison. Le matériau est obtenu en mélangeant le sable et l'argile (kaolinite ou bentonite) en différentes proportions avec une teneur en eau de 4%. Ce chapitre a pour but de présenter les résultats des essais œdométrique simples et œdométrique doubles et les résultats de cisaillement rectiligne à la boîte.

5.2 Détermination du degré d'affaissement

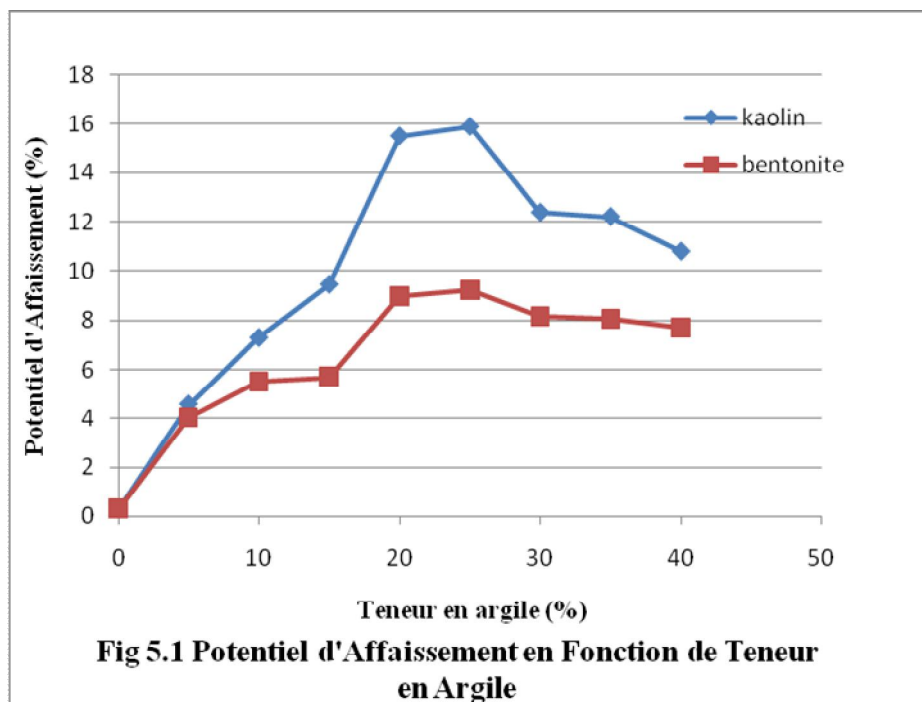
5.2.1 Essais œdométriques des échantillons de sable argileux

L'effet du type et de la teneur en argile, et du niveau de contrainte appliquée sur le degré d'affaissement a été étudié à partir des essais œdométrique simples sur des spécimens contenant des différents rapports de sable/argile sous des conditions nominativement identiques. Les valeurs de degré d'affaissement des échantillons de mélanges de sable-kaolinite et sable-bentonite sont illustrées au tableau 5.1.

Tableau 5.1 Effet de la teneur en argile sur le degré d'affaissement

Kaolin(%)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Affaissement (CP%)	0,29	4,58	7,29	9,45	15,51	15,90	12,38	12,21	10,8
Bentonite(%)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Affaissement (CP%)	0,29	4,03	5,51	5,70	8,97	9,24	8,17	8,05	7,70

Nous pouvons clairement noter que la valeur maximale du degré d'affaissement pour les deux types de mélanges est atteinte à 25% d'argile.



La figure 5.1 montre qu'à une faible teneur en argile (kaolinite ou bentonite) de 5%, le degré d'affaissement de 4% est approximativement identique pour les deux types d'argile. Dans l'intervalle de variation de teneur en argile de 2,5% à 25%, Nous notons une augmentation considérable dans le degré d'affaissement (de 4% à 9%) pour le mélange sable/bentonite. Par contre pour le mélange sable-kaolinite, nous pouvons remarquer une augmentation dans le degré d'affaissement de 4,8% à 15,9%. A partir de 25% d'argile, le degré d'affaissement commence à diminuer en augmentant la teneur en argile, comme le montre figure 5.1.

Les courbes de la figure 5.1 illustrent l'effet de la teneur en argile (kaolinite et bentonite) sur le degré d'affaissement et indiquent que ce dernier augmente proportionnellement à cette teneur jusqu'à une certaine valeur, à laquelle le degré d'affaissement maximum est obtenu. Le degré d'affaissement maximum de 15,9% environ s'est produit à la teneur en kaolinite de 25%. L'échantillon du

mélange de sable-bentonite subit un degré d'affaissement maximum de 9% environ pour une teneur en bentonite de 25%. Cette différence du degré d'affaissement entre ces deux mélanges est en rapport avec la plasticité de chaque type d'argile ($I_p = 20-30\%$ pour la kaolinite) et ($I_p = 400-500\%$ pour la bentonite). Il est clair que ce degré d'affaissement diminue avec l'augmentation de la plasticité de l'argile.

Nous pouvons aussi conclure que la bentonite dans un mélange de sable-argile s'oppose à la diminution du volume. C'est pour cette raison le mélange sable-bentonite a donné des valeurs de degré d'affaissement plus faible que celle du mélange sable-kaolinite. Les résultats d'essais oedométriques doubles sur les échantillons constitués de deux types d'argiles sont présentés aux tableaux 5.2 et 5.3. A titre comparatif, les essais oedométriques doubles ont donné des valeurs de degré d'affaissement plus élevées que celles données les essais oedométriques simples (voir tableau 5.1).

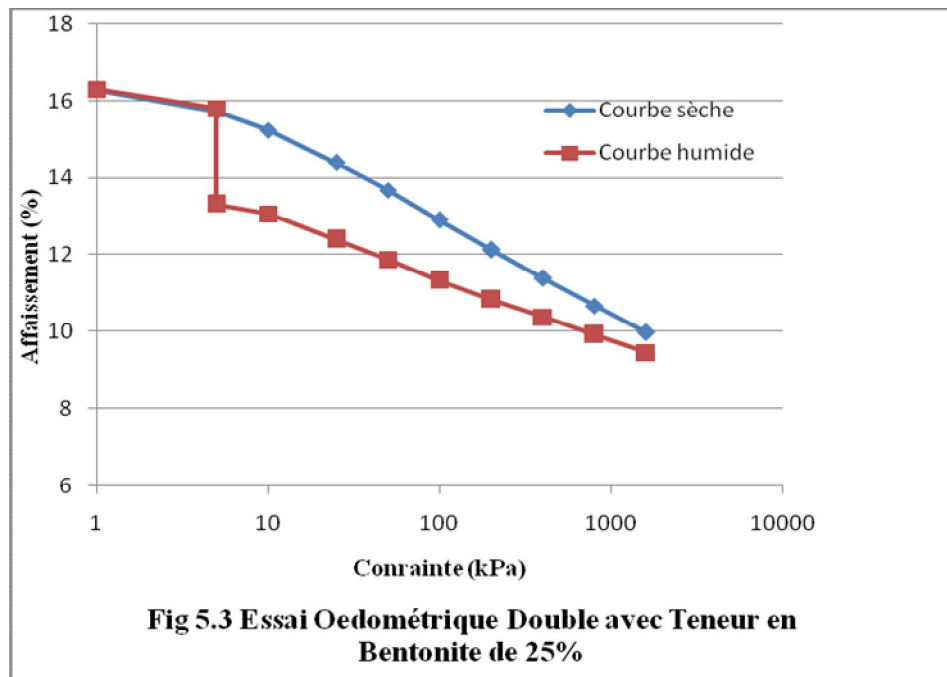
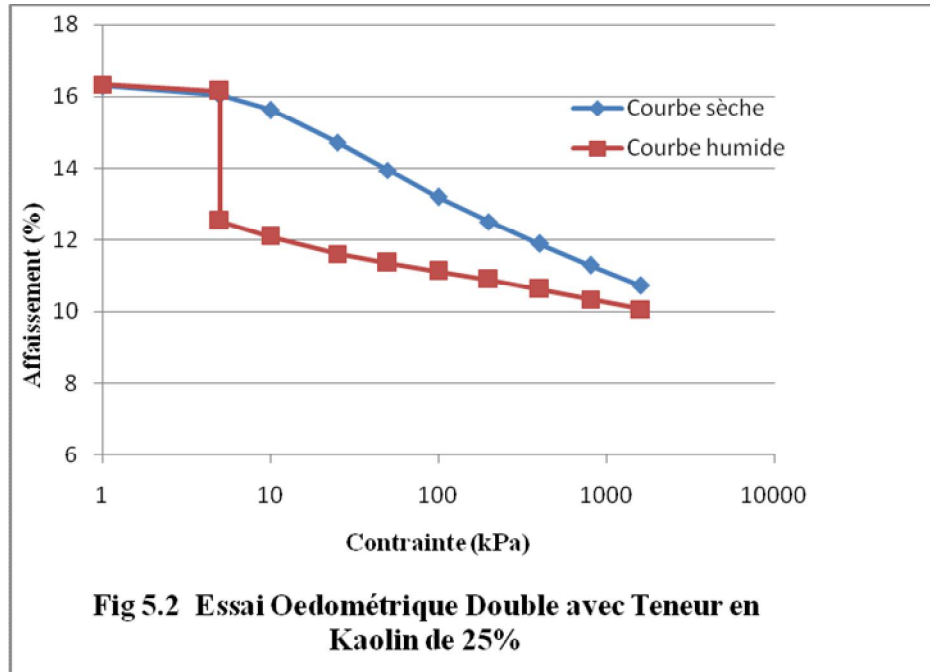
**Tableau 5.2 Degré d'affaissement en fonction de la contrainte de saturation
Kaolinite = 25% (Essai œdométrique double)**

Contrainte (kPa)	Courbe sèche	Courbe humide	EOD (CP%)
5	16,38	16,45	0,42
5	16,38	12,64	22,83
10	16,34	12,03	26,37
25	15,48	11,71	24,35
50	14,49	11,48	21,85
100	13,94	11,25	19,29
200	13,24	11,01	16,84
400	12,59	10,74	14,69
800	11,99	10,47	12,67
1600	11,41	10,17	10,86

**Tableau 5.3 Degré d'affaissement en fonction de la contrainte de saturation
25% de Bentonite (Essai œdométrique double)**

Contrainte (kPa)	Courbe sèche	Courbe humide	EOD (CP%)
5	16,18	16,21	0,18
5	16,18	14,20	12,23
10	15,84	13,92	12,12
25	15,16	13,23	12,73
50	14,54	12,72	12,51
100	13,87	12,16	12,32
200	13,14	11,64	11,41
400	12,36	11,14	9,87
800	11,53	10,65	7,63
1600	10,77	10,16	5,66

Les résultats d'essais œdométriques doubles sont aussi présentés graphiquement aux figures 5.2 et 5.3. Maintenant pour calculer le degré d'affaissement correspondant par exemple à la contrainte de 200kPa pour le mélange sable-kaolinite, la différence entre la courbe humide et la courbe sèche est déterminée : $13,24 - 11,01 = 2,23$. Ensuite, cette valeur est divisée par la hauteur de l'échantillon avant saturation, c'est-à-dire 13,24. ce qui donne $(2,23/13,24)*100 = 16,84\%$.



Ces essais sont réalisés afin de déterminer le degré d'affaissement des spécimens formés d'un mélange de sable avec 25% d'argile. Ces spécimens seront ensuite saturés à un certain niveau de contrainte. Pour chaque courbe humide, le spécimen est saturé à une faible contrainte appliquée de 5kPa.

A l'état sec, la figure 5.2 montre que le mélange (sable-kaolinite) a marqué une réponse faible à la compressibilité et a montré une compression insignifiante sur l'intervalle de contrainte appliquée inférieure à 10kPa. Cependant, il a subi une compression considérable sur l'intervalle de contrainte supérieure à 10kPa, comparée avec la compression du même spécimen saturé à une faible contrainte appliquée de 5kPa où il a subi un affaissement brutal. Ensuite, la hauteur de spécimen diminue d'une façon relativement linéaire en augmentant la contrainte appliquée.

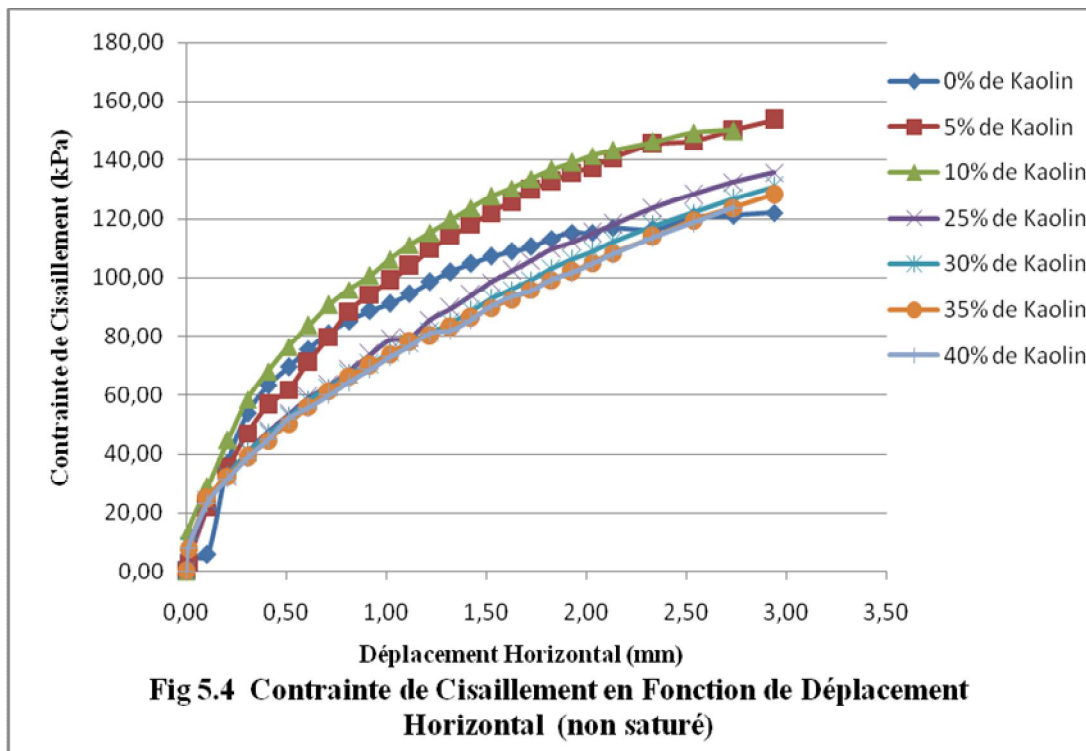
A l'état sec, la figure 5.3 montre que ce type de matériau (sable-bentonite) a indiqué une compression considérable sur un intervalle de contrainte plus grande que 10kPa, comparée avec la compression du même spécimen saturé à une faible contrainte appliquée de 5kPa où ce spécimen a subi une diminution brutale de sa hauteur. Ensuite, la hauteur du spécimen diminue avec l'augmentation de contrainte appliquée d'une manière relativement linéaire.

Nous pouvons conclure que la variation dans le degré d'affaissement est principalement liée au type et à la teneur en argile dans le sol. Dans le cas d'argile de faible plasticité telle que la kaolinite, la perméabilité du mélange est assez élevée par rapport à celle de la bentonite, et l'eau s'écoule assez vite à l'intérieur de l'échantillon.

A cause de la dégradation rapide des ponts en argile entre les grains de sable, l'affaissement se produit brutalement.

5.2.2 Echantillons de sable et d'argile (Essais à la boîte de cisaillement)

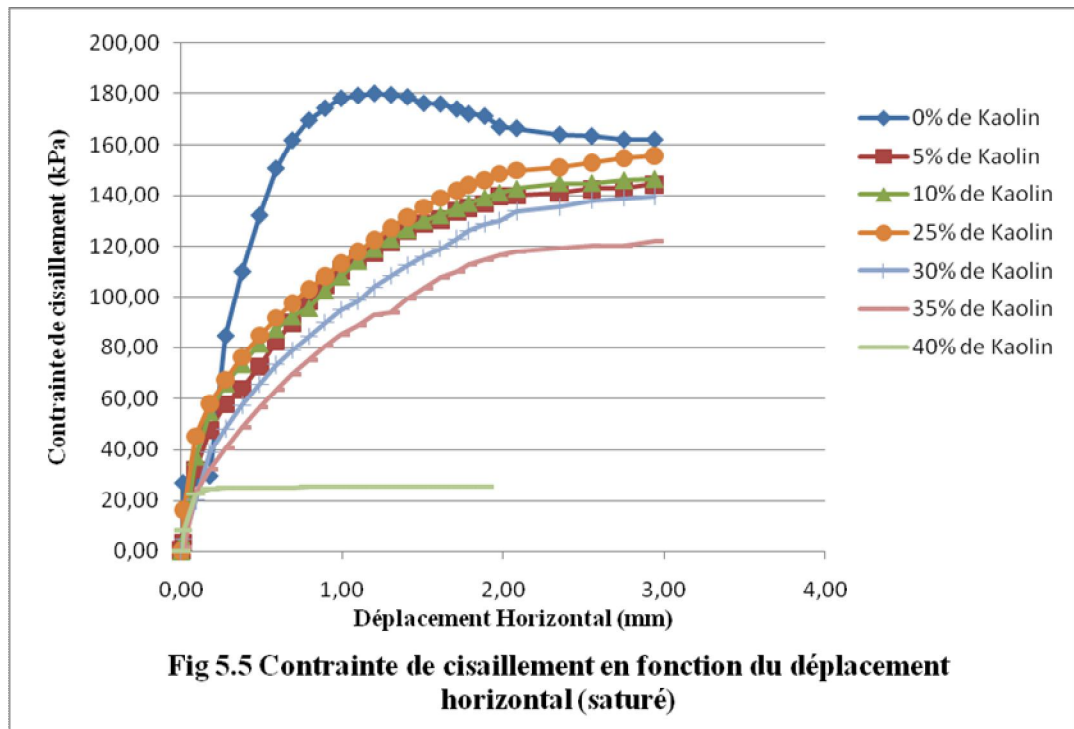
Des essais de cisaillement direct à la boîte sont réalisés sur des spécimens contenant des différents pourcentages d'argile sous des conditions nominativement identiques.



Les courbes de la figure 5.4 présentent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif horizontal des deux demi-boîtes contenant un spécimen d'un sable argileux non saturé soumis au cisaillement rectiligne. On note l'effet de la teneur en argile (kaolinite) sur la résistance au cisaillement du mélange (sable-kaolinite).

Pour des teneurs en kaolinite de 5% et 10%, les courbes sont très proches et ont la même allure. Concernant les courbes des teneurs en kaolinite de 25%, 30%, 35% et 40%, elles sont très proches mais sont situées au-dessous des courbes correspondant aux teneurs en kaolinite de 5% et 10%. Pour la courbe de l'essai témoin (0% de kaolinite), cette dernière s'étale entre celle de 5% et de 25%.

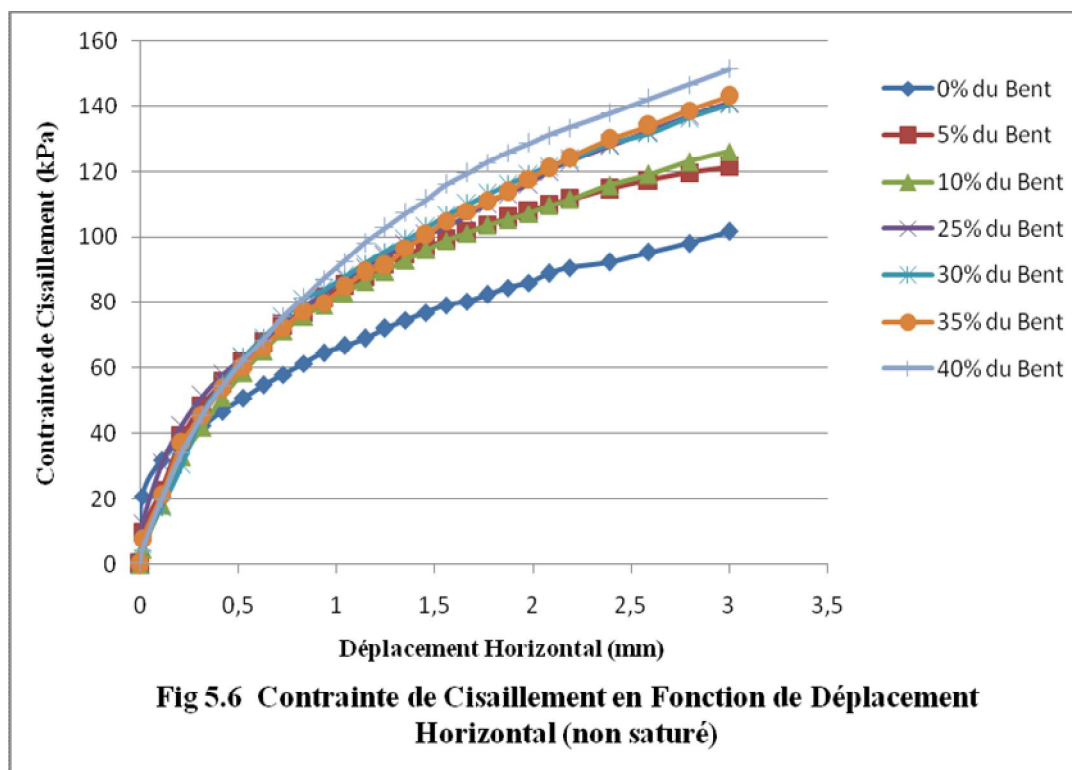
On peut donc conclure que la résistance au cisaillement de ce matériau diminue en augmentant la teneur en Kaolin.



La figure 5.5 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes pour les spécimens constitués de différents rapports kaolinite/sable. Ces spécimens sont tout d'abord saturés sous une contrainte verticale appliquée de 200kPa. Après stabilisation, c'est –à-dire lorsque nous remarquons que la déformation verticale ne varie presque pas en fonction du temps, en ce moment, nous la lecture sur la hauteur du spécimen, et nous procédons à la saturation du spécimen. Ensuite, nous attendons jusqu'à ce que l'équilibre soit établi de nouveau. En ce moment, nous prenons la lecture sur la nouvelle hauteur du spécimen. Ces deux lectures nous fournissent une idée sur l'affaissement du spécimen.

Nous pouvons bien remarquer que courbes sont très proches l'une de l'autre pour des teneurs en kaolinite de 5%, 10%, 25%. La courbe correspondant à 30% est un peu plus basse que ces trois dernières courbes. La courbe de 35% est aussi plus basse que celle de 30%. Par contre, la courbe correspondant à la teneur en kaolinite de 40% est située au-dessous de toutes ces courbes. Pour l'essai témoins (0% de kaolinite), sa courbe se trouve au dessus des courbes sus citées,

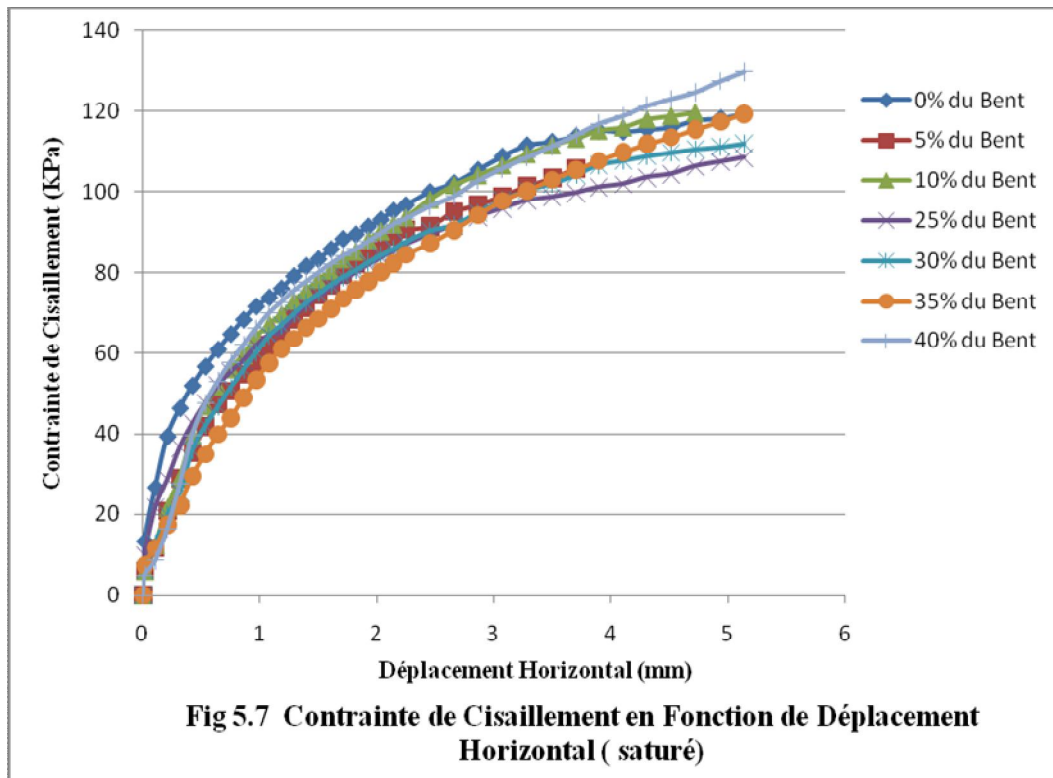
avec un niveau élevé de résistance au cisaillement, présentant un pic de 180kPa environ.



Pour montrer l'effet de la teneur en bentonite sur la résistance au cisaillement du mélange sable-bentonite, la figure 5.6 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif horizontal des deux demi-boîtes d'un sable argileux non saturé soumis au cisaillement rectiligne à la boîte.

Les courbes de teneurs en Bentonite 5% et 10% sont très proches et ont la même allure. Concernant les courbes des teneurs en Bentonite de 25% ,30%, et 35%, elles sont très proches et situées au-dessus des courbes précédentes. Pour la courbe de teneur en Bentonite de 40%, elle se trouve au-dessus de toutes les courbes de (5%, 10%, 25%, 30% et 35%). Par contre l'essai témoins (0% de Bentonite) a donné la résistance au cisaillement la plus faible.

Il est clair que la résistance au cisaillement de ce matériau non saturé augmente avec l'augmentation de teneur en Bentonite.



La figure 5.7 montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des échantillons constitués de différents rapports sable/Bentonite. Ces échantillons sont tout d'abord saturés sous une contrainte verticale appliquée de 200kPa.

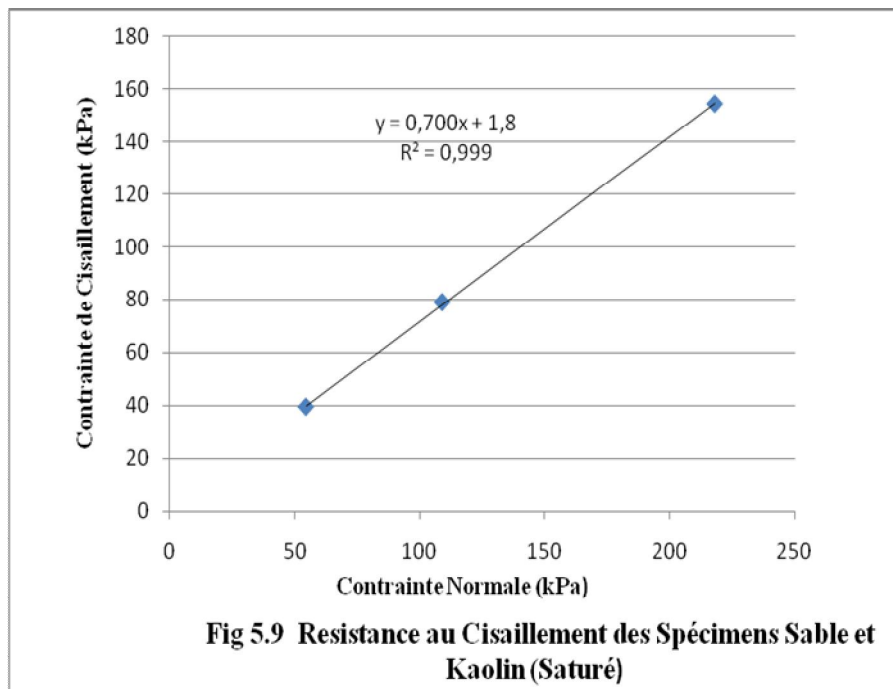
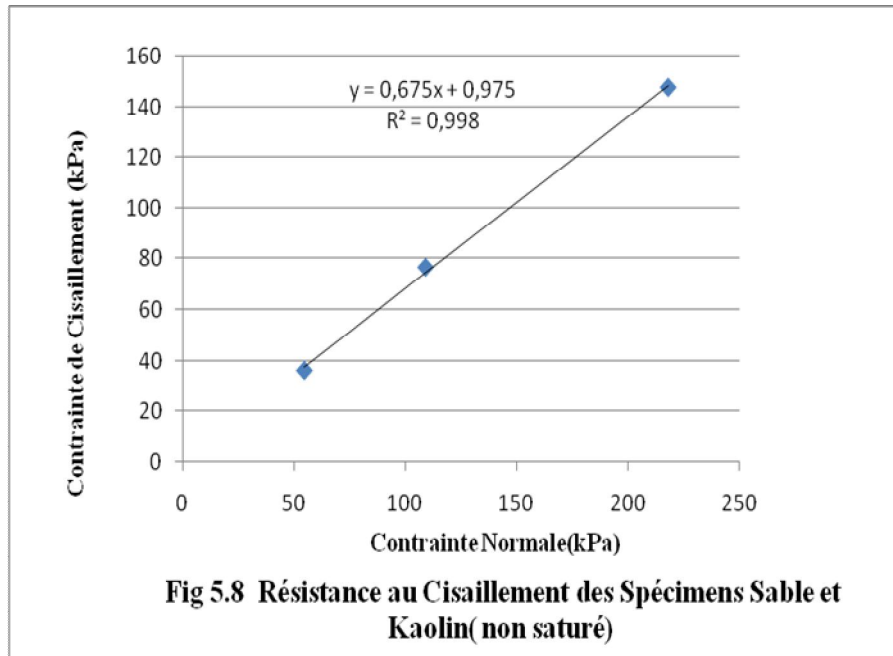
Ces courbes sont très proches l'une de l'autre avec les teneurs en Bentonite 0%, 5%, 10%, 25%, 30%, 35%, 40%.

L'explication de ces résultats est que le pourcentage de teneurs en Bentonite n'offre pas une variation remarquable de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des échantillons saturés.

5.2.3 Détermination des paramètres de cisaillement des échantillons de sable-kaolinite

Pour déterminer les paramètres de cisaillement (ϕ , c), nous avons réalisé des essais à la boîte de cisaillement direct sur des spécimens contenant de sable et de 25% de Kaolinite sous des conditions nominativement identiques à des

contraintes normales (54.5, 109, 218) kPa pour deux états non saturé et saturé respectivement.



Les figures 5.8 et 5.9 montrent la résistance au cisaillement des spécimens de sable et de Kaolin pour deux états non saturé et saturé respectivement.

Pour le cas non saturé la figure 5.8 montre une droite d'équation

$y = 0.675x + 0.975$ qui nous permet de déterminer graphiquement les paramètres de cisaillement, tels que l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C , où

$$\phi = 34^\circ, C = 0.975 \text{ kN/m}^2.$$

Par contre pour le cas saturé, la figure 5.9 présente une droite d'équation

$$y = 0.700x + 1.8 \quad \text{où } \phi = 35^\circ, C = 1.8 \text{ kN/m}^2.$$

On constate que les valeurs de ϕ pour les deux essais non saturé et saturé sont très proches.

Concernant l'essai saturé, nous pouvons remarquer une légère augmentation de la cohésion C .

C représente la cohésion de la partie argileuse, de 25% en poids, qui devient plastique en la saturant. Ceci est clairement interprété par l'augmentation de C avec la saturation.

L'angle de frottement intérieur ϕ , représente le frottement de la fraction sableuse de 75% en poids. Cet angle n'est pas affecté par la saturation puisque le sable représente la partie prédominante dans ce mélange.

Conclusions

Les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- Le degré d'affaissement augmente proportionnellement à la teneur en argile (Kaolinite, Bentonite) jusqu'à une certaine valeur, à laquelle l'affaissement maximum est obtenu puis commence à diminuer en augmentant la teneur en argile. L'affaissement maximum pour la Kaolinite est plus élevé que celui de la bentonite. Cette différence du degré d'affaissement entre ces deux mélanges est en rapport avec la plasticité de chaque type d'argile. Il est clair que ce degré diminue avec l'augmentation de la plasticité de l'argile.
- L'effet du niveau de contrainte au moment de la saturation sur le degré d'affaissement montre la variation dans le degré d'affaissement est principalement liée au type et à la teneur en argile dans le sol. Dans le cas d'argile de faible plasticité telle que la kaolinite, la perméabilité du mélange est assez élevée par rapport à celle de la bentonite, et l'eau s'écoule assez vite à l'intérieur de l'échantillon. A cause de la dégradation rapide des ponts en argile entre les grains de sable, l'affaissement se produit brutalement.
- La résistance au cisaillement de ce matériau (sable -Kaolin) diminue en augmentant la teneur en Kaolin pour des échantillons non saturés ou saturés.
- la résistance au cisaillement de ce matériau (sable-Bentonite) augmente avec l'augmentation de la teneur en Bentonite pour des échantillons non saturés.
- Le pourcentage de teneurs en Bentonite n'offre pas une variation remarquable de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des échantillons saturés.

Perspectives

Nous avons étudié l'affaissement de deux argiles de forte plasticité (la Bentonite) et de faible plasticité (la Kaolinite). Pour élargir cette investigation, il serait intéressant de mener une recherche sur l'affaissement d'un mélange de sable et d'argile de moyenne plasticité telle que l'illite.

La modélisation de la structure métastable des sols affaissables serait une des réalisations les plus importantes pour la recherche , pour cela on met l'accent sur quelques facteurs tels que :

La succion, la teneur en eau initiale , l'indice des vides initial ,la contrainte d'inondation...etc.

Bibliographie

- [1] **ALWAIL P.** (1990). *Mechanism and effect of fines on the collapse of compacted sandy soils*. PhD thesis, Washington State Univ., Pullman, Washington, 234 p.
- [2] **AYADAT.T.,BELOUAHRI.B.,AIT AMMAR.R.** (1995). *La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols*
- [3] **AYADAT.T.,DHILI .M.,MAIZ HADJ AHMED .K.** (1997). *Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarbon (bitumen)*. Article remis à la Revue Française de Géotechnique.
- [4] **AYADAT.T.,BEN ZEANE.F.,BOULAWED.N.** *Traitement d'un sol effondrable par le ciment blanc.*
- [5] **AYADAT.T.,BENSALEM.A., BENKERRIA.**(1996) *Traitement d'un sol affaissable par la chaux*. Revue Française de Géotechnique, n°77, 4^e trimestre .
- [6] **AYADAT.T.,GHERABLIA.**(1995) *Traitement des sols affaissables par du ciment CPA*. Annales de L'ITBTP , n°530, janvier ,p.34-43.
- [7] **BARDEN and al.**(1969) *ont suggéré que l'affaissement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présente dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.*
- [8] **BARDEN L., MCGOWAN A. and COLLINS K.** (1973). *The collapse mechanism in partly saturated soil*. Engineering Geology. **7(1)**, 49-60.
- [9] **BASMA A. A. & TUNCER E. R.** (1992). *Evaluation and control of collapsible soils*. Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE, **118 (10)**, 1491-1504.
- [10] **BENTLEY S. P., and SMALLEY I. J.,** (1984). *Landslips in sensitive clay*, John Wiley and Sons Ltd. London, 457-490.
- [11] **BOOTH A. R.** (1977). *Collapse Settlement in Compacted Soils*. CSIR Res. Report 324, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa.
- [12] **CASAGRANDE A.** (1932). *The structure of clay and its importance in foundation Engineering*. Journal. Boston. Society of Civil Engineering. **19(4)**, 168-209.
- [13] **CLEMENCE S. P. & FINBARR A. O.** (1981). *Design considerations for collapsible soils*. Journal of Geotechnical Engin. Divi. American Soc. of Civil Engineering. **107**: 305-317.

- [14] **COUDÉ- GUASSEN G. (1990).** *The loess and loess-like deposits along the sides of the western Mediterranean Sea: Genetic and palaeoclimatic significance.* Quaternary International, **5**, 1-8.
- [15] **DENISOV N. Ya. (1951).** *The Engineering properties of loessial soils, Soviet Science, USSR,* Government Printing Office, Moscow, USSR.
- [16] **DERBYBISHIRE E., DIJKSTRA T. A. and SMALLEY I. J. (1995).** *The Genesis and Properties of collapsible soils.* Proc. of NATO Workshop, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 424p.
- [17] **DUDLEY J. H. (1970).** *Review of collapsing soils.* Journal of Soils Mechanics and Foundation Div., ASCE, **96(3)**, 925-947.
- [18] **FEDA J. (1966).** *Structural stability of subsident loess soils from Praha-Dejvice.* Eng. Geology. **1**: 201-219.
- [19] **FREDLUND and RAHARDJO. (1993).** *Ont rapport que la recherché associée au comportement des sols affaissables était encore limitée.*
- [20] **FEDA J., BOHAC, J. and HERLE I. (1993).** *Compression of Collapsed loess Studies on bonded and unbonded soils.* Engineering Geology, **34**, 95-103.
- [21] **GAO, G. (1988)** *Formation and development of the structure of collapsing loess in China.* Engineering Geology. **25**, 235-245.
- [22] **GIBBS H J. and BARA J. P. (1962).** *Predicting surface subsidence from basic soil tests.* ASTM Spec. Tech. Publ. **322**, 231-246.
- [23] **HANDY R. L. (1973).** *Collapsible loess in Iowa.* Proc. American society soil. Science America, **37**, 281-284.
- [24] **HOUSTON S. L., HOUSTON W. N. and SPADOLA D. J. (1988)** *Prediction of field collapse of soils due to wetting.* Journal of geotechnical Engineering, ASCE 6 vol. **114**, 40-59.
- [25] **JENNINGS J. E. and KNIGHT K. (1975).** *A Guide to Construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure.* Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp. 99-105.
- [26] **JEFFERSON I. and SMALLEY I., J. (1997).** *Distinctive particle types in ground materials: implications for engineering geology,* In Wang Sijing and P. Marino edition, Proc. 30th Int. Geology Congress, **23**, 303-313.
- [27] **KINGHT (1961).** *Avait suppose que la résistance des liaison argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte.*

- [28] **LAWTON E. C and al (1989).** *Collapse of compacted clayey sand.* Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, **117**(9), 1252-1267.
- [29] **LAWTON E. C and al (1991).** *Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand.* Journal of Geotech. **117**(5), 714-730
- [30] **LAWTON E. C and FRAGAZSZY R. J (1992).** *Review of wetting-induced collapse in compacted soil.* Journal of Geotechnical Engineering, 118, No. **9**, September, 1376-1394.
- [31] **LEONARDS G. A. and NARRAIN J. (1963).** *Flexibility of clay and Cracking of earth dams.* Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, **89**(2), 47-98
- [32] **MACKECHNIE W. R. (1989).** *Collapsible and swelling soils part I: Collapsible soils,* General Report Proc. 12 Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, **4**, 2485-2490.
- [33] **PETERSON R., and IVERSON N. L. (1953).** *Study of several low earth dam failures,* Proc. Third Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
- [34] **PRINKLONSKIJ V. A. (1952).** *Ground investigation,* Gosgeolizdat, Moscow 371 p.
- [35] **RIZKALLAH V. and KEESE K. (1989).** *Geotechnical properties of collapsible soils.* Proc. 12th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundations Engineering, August, 1989, Rio de Janeiro, Brazil; Rotterdam Brookfield: A. A. **BALKEMA**, **1**, 101-104.
- [36] **ROGERS C. D. F. (1995).** *Types and distribution of collapsible soil.* In DERBYSHIRE, E., DIJKSTRA, T. A. and SMALLEY, I. J., (eds). *The Genesis And Properties of collapsible Soils,* Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1-17.
- [37] **ROGERS C. D. F. and SMALLEY I. J. (1993).** *The shape of loess particles.* Naturwissenschaften **80**, 461-462
- [38] **SINGER and al.(1989).** *Expansive and collapsible soils in semi-arid region,* Pro. of 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, **1**, 647-650, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- [39] **SMALLEY, I. J. (1966a).** *The properties of glacial loess and the formation of loess deposits.* Journal of sedimentary Petrology, **36**, 669-676.
- [40] **STEADMAN L. (1987).** *Collapse settlement in compacted soils of variable fines content,* Master's Thesis, Washington State Univ. Pullman, Washington
- [41] **SULTAN H. A. (1969).** *Collapsing soils: State of the Art.* Proc. 7th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, **3**, 445-450.

- [42] **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)**, 265-269.

Netographie

- [1] www.mota.sc.com . Date de consultation 04/05/2011.
- [2] www.ecohabitat.fr. Date de consultation 04/05/2011.