

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY

جامعة باجي مختار - عنابة



UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA

Faculté des sciences de l'ingénieur Année : 2005

Département de Génie Civil

## THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT D'ETAT

# STRUCTURE ET COMPORTEMENT DE L'AFFAISSEMENT DU LOESS

Option

GEOTECHNIQUE

Par

**Mohamed Salah NOUAOURIA**

DIRECTEUR DE THESE : Ouahid Harireche

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :	Bachir Redjel	Professeur	Université d'Annaba
EXAMINATEURS :	M. Faouzi Habita	Professeur	Université de Annaba
	Mohamed Guenfoud	Professeur	Université de Guelma
	Mounir Hammami	M. de Conférences	Université de Skikda

Septembre 2005



# Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude très sincère à Monsieur le Docteur Ouahid Harireche, directeur de ma thèse pour toute l'aide et l'intérêt qu'il m'a accordés pour la réalisation de ce travail.

Une première partie de cette étude est réalisée au Laboratoire de Géotechnique de "Nottingham Trent University", et une deuxième partie est réalisée au Laboratoire de Génie Civil et d'hydraulique (**LGCH**) de l'université de Guelma. A cet effet je tiens à remercier Chaleureusement les directeurs de ces laboratoires: le Professeur I. Jefferson et le Professeur M. Guenfoud.

J'exprime également mes remerciements et ma gratitude pour Monsieur Bouabdelli Tayeb, Chef de département du Laboratoire des Travaux Publics du Sud pour son aide dans la collecte des échantillons du Loess dans la région de Ghardaïa.

Je tiens à remercier Monsieur le Docteur Rouaiguia Ammar pour ses conseils et son aide durant toute la période de la réalisation de ce travail.

Je voudrais aussi remercier très vivement Monsieur le Professeur B. Redjel pour avoir bien voulu me faire l'immense honneur de présider le Jury de ma soutenance. Qu'il trouve là l'expression de ma reconnaissance la plus sincère.

De même, il m'est très agréable d'exprimer ma gratitude à l'égard de Monsieur le Professeur M. Guenfoud, Monsieur le Professeur M. F. Habita et Monsieur le Docteur M. Hammami pour le grand plaisir qu'ils m'ont fait en acceptant de faire partie de ce Jury et d'examiner ce travail.

Je n'aurais garde d'oublier de remercier vivement les collègues du Laboratoire LGCH. Je cite notamment Mrs: Rachid Mansouri, Yacine Cherait, Mazouz Kherouf, Abdelhalim Benouis et Mohamed Larbi Benmalek auxquels j'exprime ma très sincère gratitude et reconnaissance pour les encouragements et l'aide qu'ils m'ont procurés.

Je remercie aussi tous les responsables de l'université de Guelma pour m'avoir accordé toutes les facilités qui m'ont aidé à réaliser ce travail.

Toute ma gratitude va aussi à tous les responsables du département de Génie Civil de l'université de Annaba pour leur aide et leur collaboration pour la réalisation de ce travail



# Résumé

Le lœss a une structure métastable. Une fois soumis à des charges et inondé, il est susceptible de subir un affaissement structural, menant ainsi par voie de conséquence à des subsidences et des dégâts aux constructions qui le surmontent. Le lœss était et demeure au centre des préoccupations des chercheurs. C'est la raison pour laquelle on observe ces dernières années une focalisation intense des travaux sur l'étude du phénomène et sur la recherche des moyens adéquats pouvant servir à contrecarrer ses impacts négatifs.

Néanmoins il reste un grand effort expérimental à consentir, afin de mieux appréhender les différentes incertitudes affectant le phénomène de l'affaissement.

Dans le cadre de ce travail un programme expérimental a été lancé ayant pour objectif principal l'étude du comportement de l'affaissement du lœss, ainsi que l'appréhension des caractéristiques principales de la structure métastable qui le contrôle.

Des spécimens de forme de disques de 75 mm de diamètre et de 19 mm de hauteur ont été préparés à partir de blocs d'échantillons intacts du lœss fragile et légèrement cimenté. Les matériaux du lœss artificiels ont été préparés en mélangeant des particules du limon (limon pur à partir de sable écrasé et limon pur provenant du loess) avec deux types d'argiles à savoir la kaolinite et la bentonite. Il s'agit dans ce contexte de produire des mélanges avec des différents rapports argile/limon. Les spécimens du sol de la structure métastable ont été créés à partir des matériaux de lœss naturel et du dit lœss artificiel, et ce en utilisant la technique de chute dans l'air, permettant ainsi le contrôle complet des paramètres critiques (la masse volumique sèche initiale, le degré de saturation initial, indice des vides initial, etc.).

Les propriétés des matériaux ont été déterminées expérimentalement moyennant le MEB, tout en tenant en compte de leurs caractéristiques géométriques. Les caractéristiques de la compressibilité et le comportement de l'affaissement ont été obtenus par des essais de compression unidimensionnelle (oedomètre). Deux méthodes d'essais ont été utilisées: essai oedométrique simple et essai oedométrique double.

Les résultats obtenus attestent que l'approche expérimentale utilisée dans le cadre de ce travail est efficace, et peut donc être utilisée, sans aucun souci, pour étudier le problème de l'affaissement des dépôts de lœss. Le modèle du lœss constitué à partir de faible teneur en argile a été également examiné. Les résultats montrent avec clarté la validité de ce modèle. Le comportement de l'affaissement des spécimens du lœss reconstitué et celui du lœss intact, préparés à partir du même matériau sont similaires. En outre il faut noter que les matériaux

reconstitués exposent un degré d'affaissement relativement supérieur à celui des spécimens intacts, en particulier sous l'effet des contraintes effectives normales faibles. Les spécimens préparés à partir de limon pur révèlent un très petit affaissement, et ce malgré un indice des vides relativement élevé en l'occurrence  $e \geq 0.9$ . L'existence des matériaux liants, tels que les minéraux d'argile, se trouvant aux points de contact des particules de limon sont donc d'une grande importance pour la production de l'affaissement. Les spécimens préparés à partir de bentonite-limon pur exposent de faibles valeurs d'affaissement comparativement aux mélanges kaolonite-limon pur. Après illustration des résultats obtenus, il a été observé l'existence d'une concordance entre la teneur optimale en argile et l'affaissement maximal. Ce dernier dépend du type d'argile et du niveau de la contrainte appliquée. Le positionnement et la répartition (la méthode du mélange) des particules de l'argile à l'intérieur de la structure du sol ont également un effet non-négligeable sur le comportement de l'affaissement.

Il a été confirmé par les essais réalisés dans le cadre de ce travail que les propriétés du lœss Algérien sont très proches de celles des lœss extraits dans d'autres régions dans le monde. En outre Le lœss de Ghardia peut même être classé comme étant un lœss limoneux ayant une haute susceptibilité à l'affaissement structural.

**Mots clés :** Lœss, affaissement, essai oedométrique simple, essai oedométrique double.

## ملخص

إن تربة اللاوس لها بنية متغيرة الاستقرار، فعندما تحمل وتشبع بالماء فإنها تصبح قابلة للإنهيار مسببة بذلك أضراراً كبيرة للبنىات الموجودة عليها. تربة اللاوس كانت وماتزال محل اهتمامات الباحثين، لذلك نلاحظ في السنوات الأخيرة أعمال بحث معتبرة قد أنجزت لدراسة هذه الظاهرة وإيجاد الوسائل الناجعة للحد من أثارها السلبية، غير أنه مازال هناك جهد كبير يبذل في مجال الأعمال التجريبية على هذا النوع من التربة لتوضيح سبب حدوث ظاهرة الانهيار.

أنجز في إطار هذا البحث برنامج تجريبي يهدف إلى دراسة سلوك انهيار تربة اللاوس، وفهم المميزات الأساسية للبنية متغيرة الاستقرار التي تتحكم فيها. حضرت عينات اسطوانية الشكل ذات قطر يساوي 75مم وذات ارتفاع يساوي 19مم، من كتلة سليمة من اللاوس الهش والمسمنت قليلاً، كما حضرت مواد اللاوس بخلط جزيئات الطم ( طمي نقي محضر من رمل مطحون، ومن طمي نقي من اللاوس ) مع نوعين من الطين وهما الكاولينيت والبانطونيت، و المراد من هذا العمل هو تحضير خليط بنسب مختلفة من الطين والظمي. كما حضرت هذه العينات ذات البنية متغيرة الاستقرار من مواد اللاوس الطبيعي واللاوس الاصطناعي وهذا باستعمال طريقة السقوط الحر في الهواء، للسماح بالتحكم الكلي في الوسائط الحرجة مثل الكتلة الحجمية الجافة، درجة التشبع ومؤشر الفراغات إلى آخره.

لقد عينت خصائص المواد تجريبياً باستعمال المجهر الإلكتروني ذي المسح، مع الأخذ بعين الاعتبار المميزات الهندسية. وجدت خصائص الإنضغاطية وتصرف الانهيار بواسطة فحوصات الضغط أحادي البعد ( الأودومتر)، باستعمال طريقتين وهما فحص الأودومتر الفردي وفحص الأودومتر المزدوج.

اثبتت النتائج أن الطريقة التجريبية المستعملة في إطار هذا العمل فعالة، ونستطيع استعمالها بنجاح لدراسة مشكل هبوط تراكمات اللاوس. النموذج المنجز عن طريق المحتوى الضعيف للطين قد فحص، وأثبتت النتائج بكل وضوح صلاحية هذا النموذج. إن التجارب التي أجريت على عينات اللاوس المعد تشكيله وعينات اللاوس السليم المحضرة من نفس المواد قدمت سلوكات انهيار متشابهة. كما نلاحظ أن اللاوس المعاد تشكيله قد قدم درجة انهيار أكبر من تلك التي قدمها اللاوس السليم، خاصة تحت تأثير إجهادات فعالة عمودية ضعيفة.

أظهرت العينات المحضرة من طمي نقي فقط هبوطا صغيرا رغم أن مؤشر الفراغات مرتفع نوعا ما ( $e \geq 0.9$ ). إن المواد الرابطة، مثل الطين الموجودة في نقاط تلاقح جزيئات الطمي ذات أهمية كبرى في إحداث الانهيار.

إن العينات المحضرة من خليط الطمي النقي مع البانطونيت قدمت قيم ضعيفة للانهايار بمقارنتها بخليط الطمي النقي مع الكاولينيت. أثبتت النتائج الموجودة أن هذا الأخير مرتبط بنوع الطين ومستوى الإجهاد المطبق. إن موضع وتوزيع جزيئات الطين داخل بنية التربة لهما دور لا يستهان به في سلوك الانهيار.

لقد أثبتت نتائج الأعمال المنجزة في إطار هذا البحث أن خصائص اللاوس الجزائري قريبة من تلك الموجودة في تربة اللاوس في عدة أنحاء العالم، زيادة على ذلك، نستطيع تصنيف لاوس غرداية كلاوس طمي ذي قابلية عالية للانهايار البنيوي.

**كلمات المفتاح:** اللاوس، الانهيار، بنية متغيرة الاستقرار، فحص الأودومتر الفردي، فحص الأودومتر المزدوج.



# Abstract

The loess has a metastable structure. Once subjected to loads and floods, it is susceptible to undergo a structural collapse, leading thus by way of consequence to subsidence and damages to the constructions that overlay it. The loess was and is still in the center of the preoccupations of the engineers. It is the reason why we observe these last years intense focusing of works on the study of the phenomenon and on the research of adequate means susceptible to overcome its negative impacts. Nevertheless, it remains a substantial experimental effort to do in order to better understand the different uncertainties affecting the phenomenon of the collapse.

In this work, an experimental program has been undertaken having for main objective the behaviour investigation of the loess collapse, as well as the apprehension of the main features of the metastable structure that controls it. Disk-shaped specimens of 75 mm diameter and 19 mm height have been prepared from blocks of intact samples of soft and slightly cemented loess. The artificial materials of the loess have been prepared by mixing silt particles (pure silt from crushed sand and pure silt from the loess) with two types of clay: the Kaolinite and the Bentonite. Our aim is to produce mixture with different ratios of clay/silt. The soil specimens of metastable structure were created from the materials of both natural loess and artificial loess, using the Air-Fall technique, allowing thus the complete control of the critical parameters (initial dry density, initial degree of saturation, initial void ratio, etc.).

The material properties have been investigated experimentally using the Scanning Electronic Microscope, taking into account their geometric features. The compressibility characteristics and the collapse behaviour have been studied by the one-dimensional compression tests (oedomètre). Two methods of tests have been used: single oedometer test and double oedometer test.

The results show that the experimental approach used in this work is efficient, and therefore can be used with no worry, to study the problem of the collapse of loess deposits. The loess model created from low clay content has also been examined. The results show with clarity the validity of this model. Both reconstituted loess specimens and intact loess specimens prepared from the same material present similar collapse behaviour. Furthermore, it is necessary to note that the reconstituted materials expose a relatively higher degree of collapse than that of the intact specimens, in particular, under the effect of low effective normal pressure. The specimens prepared from only pure silt reveal a very small collapse, in

spite of an indication of relatively high void ratios ( $e > 0.9$ ). The existence of the binding materials, as minerals of clay, being at the points of contact of the silt particles is therefore very important for the production of the collapse. The specimens prepared from Bentonite-pure Silt expose low values of collapse compared to the mixture of Kaolonite-pure Silt. After illustration of the results, it has been observed the existence of a concordance between the optimal clay content and the maximum collapse. This latter depends on the clay type and the level of the applied pressure. The positioning and distribution (method of mixing) of the clay particles within the structure of the soil have also a non negligible effect on the collapse behaviour.

It has been confirmed by the tests undertaken in this work that the properties of the Algerian lœss are very close to those of the lœss extracted in other regions in the world. Furthermore, the lœss of Ghardia can even be classified as a silty lœss, having a high susceptibility to the structural collapse.

**Key words:** Lœss, collapse, metastable structure, single oedometer test, double oedometer test.

<b>TABLE DES MATIERES</b>	<b>Page</b>
<b>CHAPITRE 1 INRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1 Généralités	1
1.2 Sol affaissable et structure métastable	2
1.3 Dépôts de loess et le problème de l'affaissement	3
1.4 Objectifs du travail de recherche	4
1.5 Matériaux et méthodes d'essai	5
1.6 Organisation de la thèse	6
 <b>CHAPITRE 2 SOLS AFFAISSABLES</b>	 <b>7</b>
2.1 Introduction	7
2.2 Qu'est-ce qu'un sol affaissable	8
2.3 Les principaux types des sols affaissables	9
2.3.1 Sols faits par l'homme	9
2.3.2 Sols naturellement déposés	11
2.3.2.1 Sols résiduels	11
2.3.2.2 Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau	11
2.3.2.3 Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air	12
2.4 Caractéristiques principales des sols affaissables	12
2.5 Facteurs affectant l'affaissement du sol	13
2.6 Prédiction de l'affaissement du sol	16
2.6.1 Critères basés sur les propriétés fondamentales du sol	17
2.6.1.1 Expression basée sur les relations d'indice des vides	17
2.6.1.2 Expression basée sur la relation de la teneur en eau avec les limites d'Atterberg	18
2.6.1.3 Expression basée sur la relation de la masse volumique sèche avec les limites d'Atterberg	19
2.6.2 Critères basés sur les essais in-situ	21
2.6.3 Critères basés sur les méthodes expérimentales	22
2.7 Mécanismes de l'affaissement	23
 <b>CHAPITRE 3 FORMATION ET PROPRIETES GEOTECHNIQUESDU LOESS</b>	 <b>25</b>
3.1 Introduction	25
3.2 Formation des dépôts du loess	28
3.3 Propriétés géotechniques du loess	30
3.3.1 Caractéristiques physiques du loess	31
3.3.1.1 Densité des grains solides	31
3.3.1.2 Masse volumique et indice des vides	31
3.3.1.3 Limites d'Atterberg	31

3.3.1.4	Grosseur et forme des particules solides	32
3.3.2	Perméabilité des dépôts du loess	33
3.3.3	Caractéristiques de résistance	33
3.3.4	Affaissabilité des dépôts du loess	38

## **CHAPITRE 4 MATERIAUX DU LOESS NATUREL ET ARTIFICIEL** **41**

4.1	Introduction	41
4.2	Matériaux du loess naturel	41
4.2.1	Echantillons du loess de l'Algérie	41
4.2.2	Echantillons du loess Chinois	42
4.3	Matériaux du loess artificiel	43
4.3.1	Formation des particules du limon	43
4.3.1.1	Processus de l'écrasement de sable	44
4.3.1.2	Processus de sédimentation	46
4.3.2	Limon pur à partir du loess chinois	47
4.3.3	Matériaux liants	47
4.3.3.1	Introduction	47
4.3.3.2	Minéraux d'argile	48
4.3.3.3	Argile de chine Anglaise (Kaolinite)	48
4.3.3.4	La Bentonite (Wyoming Bentonite)	50
4.3.4	Loess artificiel (modèle de loess)	50
4.3.4.1	Mélange de limon pur à partir de sable écrasé et de la Kaolinite	50
4.3.4.2	Mélange de limon pur à partir de sable écrasé et de la Bentonite	50
4.3.4.3	Mélange de limon pur du loess chinois et de la Kaolinite	51
4.3.5	Méthodes de mélange	51
4.3.5.1	Méthode mélange sec	51
4.3.5.2	Méthode de mélange humide	51
4.4	Propriétés physiques de loess	51
4.4.1	Propriétés du loess Algérien	52
4.4.2	Limite d'Atterberg de limon pur	52
4.5	Analyse par Microscope Electronique à Balayage (MEB)	52
4.5.1	Caractéristiques géométriques et structurales du loess	53

## **CHAPITRE 5 MODELISATION EXPERIMENTALE ET METHODES D'ESSAIS** **55**

5.1	Introduction	55
5.2	Programme expérimental	55
5.3	Préparation des échantillons intacts	55
5.4	Structures instables et métastables des dépôts de loess	56

5.4.1	Introduction	56
5.4.2	Structure instable	56
5.4.2.1	Introduction	56
5.4.2.2	Méthode de chute dans l'air des particules sèches	56
5.4.3	Structure métastable des dépôts du loess	57
5.4.3.1	Introduction	57
5.4.3.2	Préparation des échantillons reconstitués de structure métastable	58
5.5	Méthodes d'essais	60
5.5.1	Introduction	60
5.5.2	Essai de consolidation classique	60
5.5.3	Essai d'affaissement	60
5.5.3.1	Introduction	60
5.5.3.2	Essai d'oedomètre simple	60
5.5.3.3	Essai d'oedomètre double	61
5.5.3.4	Appareil	61
5.5.3.5	Etalonnage de l'appareil	61
5.5.3.6	Procédure de l'essai	62
5.4	Degré d'affaissement	63
<b>CHAPITRE 6 PRESENTATION DES RESULTAS EXPERIMENTAUX</b>		<b>64</b>
6.1	Introduction	64
6.2	Compressibilité et comportement de l'affaissement des matériaux de loess naturel	64
6.2.1	Echantillons du loess intacts	64
6.2.1.1	Loess Algérien	64
6.2.1.2	Loess Chinois	66
6.2.2	Echantillons du loess reconstitué	67
6.2.2.1	Introduction	67
6.2.2.2	Loess Algérien	67
6.2.2.3	Loess Chinois	67
6.3	Compressibilité et comportement d'affaissement du limon pur	69
6.3.1	Limon pur à partir du loess Algérien	69
6.3.2	Limon pur à partir de sable écrasé (Mse)	71
6.4	Comportement de compressibilité et d'affaissement du loess artificiel	72
6.4.1	Introduction	72
6.4.2	Mélanges du Limon pur à partir de sable écrasé et de la Kaolinite (Mse-K)	73
6.4.4	Mélanges du Limon pur à partir du sable écrasé et de la Bentonite (Mse-B)	82

<b>CHAPITRE 7</b>	<b>DISCUSSION DES RESULTATS</b>	<b>88</b>
7.1	Introduction	88
7.2	Validité du modèle de chute dans l'air (Air-fall Model)	88
7.3	Relation compression-temps	92
7.4	Relation entre la liaison interparticulaire et l'affaissement	95
7.5	L'effet du niveau de contrainte comportement de l'affaissement du loess	100
7.6	Le mécanisme de l'affaissement	102
7.6.1	Modèles du sol basés sur la teneur en argile	104
7.6.1.1	Modèle du sol de faible teneur en argile	104
7.6.1.2	Modèle du sol de forte teneur en argile	106
7.7	Affaissement et la classification des sols	106
<b>CHAPITRE 8</b>	<b>CONCLUSIONS ET RECOMMANDATI- ONS POUR FUTURE RECHERCHE</b>	<b>110</b>
8.1	Introduction	110
8.2	Conclusions	110
8.2.1	Modélisation expérimentale des dépôts de loess réel	110
8.2.2	Comportement de l'affaissement du modèle du loess	111
8.2.3	Liaison interparticulaire et affaissement	111
8.2.4	Comportement de l'affaissement du loess Algérien	112
8.2.5	Comportement de l'affaissement du loess Chinois	113
8.3	Perspectives	113
8.3.1	Une structure ouverte et modélisation numérique	114
8.3.2	Modélisation expérimentale d'une structure ouverte métastable	114
8.3.3	Autres facteurs à étudier	114
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>		<b>115</b>

# CHAPITRE 1

## Introduction

### 1.1 Généralités

Etant donné les risques potentiels auxquels sont exposés les sols affaissables sujets à de hautes variations de volume, il est nécessaire d'en identifier et comprendre les propriétés. La connaissance du comportement des sols métastables rendrait possible le développement de techniques qui permettraient de surmonter les risques qu'ils présentent par rapport aux constructions environnantes. La mise au point de méthodes de renforcement capables d'offrir aux sols métastables les propriétés requises par une sécurité fiable des constructions dont ils représentent les terrains d'assises, nécessite aussi une bonne maîtrise de leur comportement. Le loess qui existe généralement dans un état non saturé couvre une bonne partie de la surface de l'écorce terrestre et est considéré comme étant le sol affaissable le plus souvent rencontré en pratique.

Des dépôts de loess dont la profondeur varie entre 1m et 100m couvrent d'importantes surfaces tel que c'est le cas en Chine, en Amérique, en Europe de l'Est, en Afrique et en Russie. A titre d'exemple 14 % environ du territoire de l'ancienne URSS est couvert de loess dont les dépôts atteignent en moyenne 20m de profondeur (Abelev, 1988). Par conséquent, beaucoup de bâtiments résidentiels dans les villes et de grands bâtiments industriels ont été construits sur le loess dans le monde. Les préjudices causés par le loess sont souvent dus aux tassements brutaux. C'était, à titre d'exemple le cas d'un bâtiment à trois étages à Xining, Qinghai, qui a subi des dommages irréparables à cause de l'affaissement de la fondation (Qian *et al*, 1988). L'affaissement du loess est souvent dû à l'augmentation de son degré de saturation. Cela se produit quand la masse volumique sèche et la teneur en eau initiale sont faibles (Dijkstra *et al*. 1995), (Cui *et al*, 1999) et (Loiseau *et al*, 2001). Pour comprendre ce phénomène, il est nécessaire d'examiner les aspects macroscopiques et microscopiques de l'affaissement brutal du loess. (Feda, 1994) et (Cui *et al*, 1998).

Les modèles numériques sont de nos jours de plus en plus utilisés pour étudier le comportement des fondations. Cependant, la modélisation de l'affaissement du loess relève encore du domaine de la recherche et la mise au point de modèles adéquats nécessite encore plus de travaux dans l'avenir.

Dans la présente thèse l'accent est mis sur la formation de la structure initiale d'un dépôt éolien de particules de limon. Nous adopterons La méthode dite *de la chute dans l'air*, proposée par A.M. Assallay *et al* (1997) pour étudier l'affaissement d'échantillons de loess reconstitué.

Le mécanisme d'instabilité et son influence sur le degré d'affaissement du loess exigent encore des recherches. Plusieurs travaux ont été réalisés par des chercheurs pour étudier le problème de l'affaissement des dépôts de loess. La majorité de ces travaux ont été conduits sur des matériaux intacts naturels. Cette approche ne permet pas de contrôler et d'étudier avec précision les différents paramètres impliqués dans ce problème. Nous adopterons ici une nouvelle approche qui permettra de bien contrôler l'ensemble des variables. L'approche d'utilisation d'échantillons reconstitués préparés à partir de sable écrasé et d'argile est un bon point de départ pour étudier l'affaissement des dépôts de loess. C'est l'objectif principal de ce travail.

La structure métastable du sol affaissable, le problème associé au phénomène d'affaissement ainsi que les matériaux et les méthodes que nous considérerons dans ce travail seront exposés en détail dans les chapitres qui suivent.

## **1.2 Sol affaissable et structure métastable**

Les sols dits affaisables et de structure métastable sont des sols qui deviennent instables sous un certain chargement ou sous des conditions environnementales données. Pour être métastables, ces sols doivent avoir une structure ouverte, c'est à dire que la matrice granulaire des particules solides doit avoir un arrangement ouvert capable de devenir rapidement et considérablement un arrangement serré produisant une structure stable (Sultan, 1969; Rogers, 1995). Un matériau granulaire ayant des particules angulaires compactées du côté sec de la teneur en eau optimum peut former une structure capable de subir une densification supplémentaire, mais les sols affaisables classiques sont des matériaux naturels où la combinaison de type de particule (grosseur et forme) et le processus de sédimentation peuvent donner un dépôt affaissable de structure métastable.

Plusieurs définitions des sols affaisables ont été présentées par différents chercheurs (Sultan, 1969; Duddley, 1970; Handy, 1973; Jennings et Knight, 1975; Booth, 1977; Rogers, 1995). La majorité de ces chercheurs définissent l'affaissement du sol comme étant une réduction considérable du volume due à une augmentation du degré de saturation du sol partiellement saturé, avec ou sans chargement supplémentaire. Cette définition est limitée aux sols rencontrés dans les régions arides et semi-arides, et ne



comprend pas les autres types de sols ayant des structures métastables tels que les sols résiduels et les argiles sensibles.

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 duquel 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 de 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 et métastable d'indice des vides élevé, de faible masse volumique sèche et de faible résistance de liaison interparticulaire. Fredlund et Rahardjo (1993) ont rapporté que la recherche associée au comportement des sols affaissables était encore limitée, et plusieurs questions reliées aux propriétés de ces sols restent sans réponses.

### **1.3 Dépôts de loess et problème d'affaissement**

Le loess a été défini par Smalley et Vita-Vinzi (1968) comme étant un dépôt clastique étalé par le vent et constitué en grande partie de particules de quartz de 20-60  $\mu\text{m}$  de diamètre. Cette définition a été modifiée par Smalley et Derbyshire (1990), particulièrement pour mettre l'accent sur les mécanismes de formation. Ils ont déclaré que les particules du loess étaient largement produites par l'écrasement glaciaire ou bien par la dégradation des roches due au gel.

Le loess est un dépôt poreux qui se trouve naturellement dans un état partiellement saturé. C'est un dépôt éolien composé principalement de particules uniformes de limon qui sont généralement liées les unes aux autres par de faibles couches argileuses ou ponts pour

former une structure ouverte et métastable d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.

L'argile joue le rôle de ciment (liant) au niveau des contacts interparticulaires pour donner à la structure du loess une résistance considérable quand il est sec. Puisque l'argile constitue une fraction très faible par rapport à la masse totale du sol, une faible augmentation dans la teneur en eau peut affecter la résistance du sol. A l'état saturé, la structure du sol peut s'effondrer complètement sous une charge imposée (ou même sous son poids propre) et de larges tassements se produisent. Ce phénomène s'appelle affaissement.

La susceptibilité des dépôts de loess aux larges réductions de volume total du à l'effondrement structural peut causer un dommage sévère et parfois une rupture complète des structures fondées sur ces sols telles que les barrages en terre ou les remblais des autoroutes.

L'effondrement total du barrage de Teton à Idaho (Amérique du Nord) en 1976 (Smalley et Dijkstra 1991, Rogers et al 1994b, 1994c) et les mouvements énormes du terrain de loess dans la province de Gansu en Chine due au grand séisme de 1920 qui a fait des milliers de victimes, sont de bons exemples du danger des dépôts de loess. Sowers (1993) a indiqué que l'effondrement du barrage de Teton était la plus grande catastrophe du 20<sup>ème</sup> siècle.

Le loess est un matériau fondamentalement affaissable à cause de la forme, la taille et la nature de ses particules ainsi que des faibles liaisons interparticulaires. Le mode d'accumulation des dépôts de loess paraît être essentiellement responsable de la formation d'une structure ouverte et métastable, susceptible de s'effondrer. En outre, la majorité des problèmes des dépôts de loess sont dus aux variations de la teneur en eau du sol. L'arrangement des particules et les liaisons interparticulaires sont les paramètres les plus importants de la structure du sol qu'il faut étudier.

## **1.4 Objectifs du travail de recherche**

L'arrangement des particules et la nature des liaisons interparticulaires sont les facteurs clés contrôlant le comportement de l'affaissement des dépôts de loess. L'étude du rôle de la composition et la structure du sol est d'une importance fondamentale dans la formation et le comportement de la structure métastable poreuse de loess. Il est nécessaire de produire des mélanges de limon pur à partir de sable écrasé et de particules d'argile. Nous allons étudier le rôle de deux types d'argile de différentes quantités dans le processus de la modélisation expérimentale de la structure métastable de loess.

Le but principal de cette recherche est de déterminer les facteurs contrôlant le phénomène de l'affaissement des dépôts de loess et d'évaluer leurs effets sur ce problème. Pour réaliser ce but, les objectifs suivants sont formulés:

- Examiner la possibilité de modéliser expérimentalement les structures métastables des dépôts de loess et développer une méthode adéquate pour simuler le comportement de l'affaissement de la structure du loess réel.
- Examiner la possibilité de simuler le processus naturel pour produire des particules de limon qui représentent celles du limon des dépôts du loess. Par conséquent, déterminer la technique d'écrasement du sable la plus appropriée pour modéliser le processus d'écrasement du sable pour produire du limon.
- Déterminer le comportement de l'affaissement des échantillons de loess naturel intact et reconstitué en testant des échantillons de loess réel et artificiel.
- Tester le modèle de petite quantité d'argile et étudier le rôle des minéraux de différents types et différentes quantités dans le processus de simulation de la structure métastable du sol affaissable. L'effet de ces matériaux de liaison sur le comportement de l'affaissement des mélanges limon-argile sera par la suite déterminé.
- Mesurer quantitativement l'effet de la distribution de l'argile entre les particules du limon sur le degré d'affaissement en testant des échantillons de sol reconstitués et préparés selon deux différentes méthodes de mélange.
- Etudier le comportement de l'affaissement des échantillons de loess collectés à Ghardaïa en Algérie. Des échantillons de loess intacts et reconstitués collectés en Chine seront aussi étudiés en guise de comparaison et afin de valider le modèle développé.

## **1.5 Matériaux et méthodes d'essais**

Pour atteindre les objectifs de ce travail, un programme de recherche est établi afin d'étudier les aspects principaux de la structure métastable et le comportement de l'affaissement des dépôts de loess. Deux approches expérimentales sont adoptées.

- (a) Essais sur des échantillons de sol naturel intact (réel)
- (b) Essais sur des échantillons de sol artificiel reconstitué (modèle)

Les différents types de matériaux étudiés sont:

- Echantillons de loess intacts et remoulés de Ghardaïa (Algérie).
- Echantillons de loess intacts et remoulés de Chine
- Particules de limon produites en laboratoire à partir de sable écrasé.
- Mélanges de limon et d'argile à différentes proportions.

## **1.6 Organisation de la thèse**

La présente thèse comporte huit chapitres. Dans le présent chapitre nous avons exposé la problématique principale qui est à l'origine de ce travail de recherche. Nous y avons aussi présenté les objectifs de cette investigation et défini l'approche qui sera adoptée.

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 principaux types, la distribution et les caractéristiques des sols affaissables sont présentés. Les facteurs contrôlant le phénomène et le mécanisme d'affaissement des sols y sont également discutés. La formation et les propriétés géotechniques du loess sont présentées au troisième chapitre. Les matériaux du loess naturel et artificiel utilisés dans cette recherche, les caractéristiques géométriques de ces matériaux ainsi que les méthodes utilisées pour mesurer les propriétés géotechniques sont présentées au quatrième chapitre. Le chapitre cinq explique les techniques utilisées pour la préparation des échantillons de sol et les méthodes employées pour évaluer l'affaissement du loess. Les résultats obtenus sont présentés dans le chapitre six. La discussion en détails de ces résultats est présentée au chapitre sept. Finalement, les conclusions à l'issue de cette étude et les recommandations et perspectives vis-à-vis des extensions potentielles du présent travail de recherche sont résumées dans le chapitre huit.

# CHAPITRE 2

## Sols affaissables

### 2.1 Introduction

Les sols affaissables sont ceux qui ont des structures ouvertes et métastables et deviennent instables sous certains chargements ou conditions environnementales, Derbyshire et al (1995). L'affaissement est la transition d'un arrangement ouvert et métastable à un autre arrangement plus serré et plus stable, or la structure ouverte des argiles sensibles, du loess et des sables est une entité unifiante. Selon cette définition, les dépôts des sols partiellement saturés tels que le loess et les sols complètement saturés telles que les argiles sensibles (malgré ils sont extrêmement différents dans leur processus de formation, leurs conditions environnementales et leur teneur en eau naturelle), 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 Sultan (1969), Northey (1969), Dudley (1970), Clemence et Finbarr (1981), Rogers et al (1994a) 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), Luttenegger et al (1979), et Mackenzie (1989). 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 plusieurs origines de formation. Cependant, ils ont toujours une propriété commune d'être très poreux, et géologiquement récent, Sultan (1969). L'affaissement du sol est associé aux deux propriétés fondamentales: une structure ouverte d'indice des vides élevé avec une faible masse volumique sèche et une résistance de liaison interparticulaire relativement faible, Féda et al (1993).

## 2.2 Qu'est qu'un sol affaissable

Plusieurs chercheurs ont essayé de répondre à cette question 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 l'inondation, avec ou sans chargement appliqué. Jenning et Knight (1975) ont défini le sol affaissable comme étant un sol qui subit un tassement du à l'inondation 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 inondation 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 l'inondation, 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 affaissables. Il y a alors une nécessité d'orienter les recherches vers 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 la variété complète des manifestations de l'affaissement. Pour cela, ils ont proposé 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 pouvaient 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.

Enfin, il a défini le sol affaissable comme étant le sol dans lequel les parties constituantes ont un arrangement ouvert et qui forment une structure métastable qui peut s'affaisser pour former une structure plus stable et plus serrée de volume considérablement réduit.

## **2.3 Les principaux types des sols affaisables**

Rogers (1995) a déclaré qu'un matériau granulaire avec des particules angulaires compactées du côté sec de la teneur en eau optimale peut former une structure capable d'avoir une densification supplémentaire considérable (affaissement). Les sols affaisables classiques sont des matériaux naturels où le type des particules et le mécanisme d'accumulation se combinent pour donner l'affaissement. Selon cette définition (figure 2.1), Rogers a divisé ces sols en deux groupes:

- Sols faits par l'homme et compactés du côté sec de la teneur en eau optimale.
- Sols de structure métastable naturellement déposés.

### **2.3.1 Sols faits par l'homme**

Plusieurs cas de dégâts très graves relatifs aux sols affaisables dans les remblais compactés ont été rapportés dans la littérature depuis 1953. Lawton et al (1992) ont indiqué que presque tous les types des sols compactés sont sujets d'affaissement. Il est important de noter que même les sables propres, les argiles pures, et les sols contenant une grande fraction de graviers peuvent s'affaisser, Steadman (1987), Dakshanamurthy (1979), Jaky (1948).

Le tassement de l'affaissement s'est produit dans plusieurs types de remblais compactés des routes. Plusieurs ruptures des barrages en terre ont été rapportées dans la

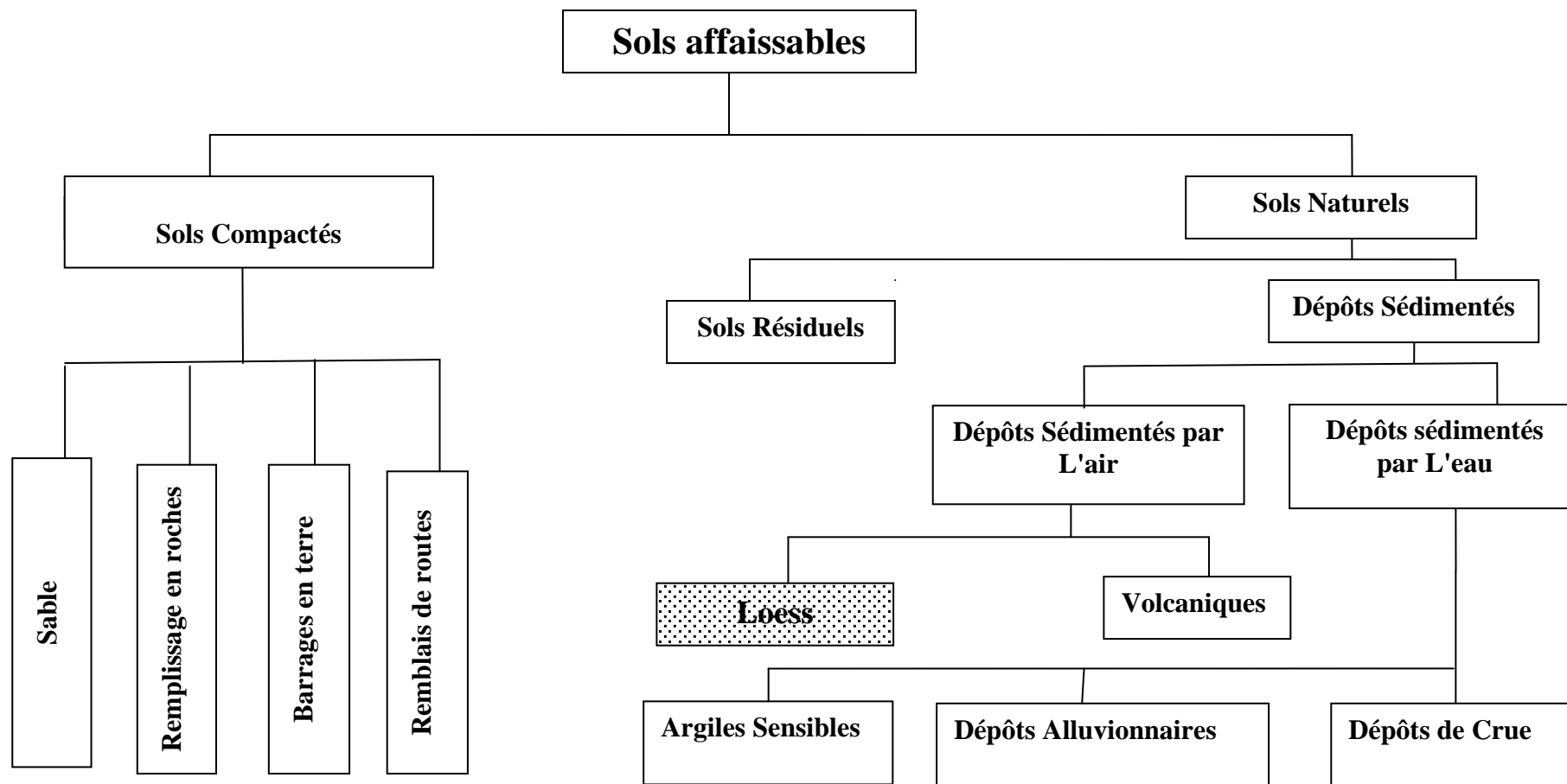


Fig. 2.1 Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)



littérature. 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). Dans les quelques années passées, le sud de la Californie a subi une subsidence de terrain qui devrait être la conséquence de l'affaissement des remblais compactés, Lawton (1992).

### **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. 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 variant de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendants au climat et aux conditions de l'environnement 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 sédimentés par l'eau**

Les dépôts de sols affaissables sédimentés 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, Holtz et Hilf (1961), Gibbs et Bara (1967), Bull (1964), Clemence et Finbarr (1981). Les argiles sensibles saturées peuvent être classifiées parmi les sols de

structure métastables qui deviennent instables sous certaines conditions, Sultan (1969). 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 sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens)**

Le type le plus prédominant des sols affaissables est le groupe éolien (sédimenté par la chute dans 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 (1987) et Coudé-Gaussen (1990).

## **2.4 Les caractéristiques principales des sols affaissables**

Les sols affaissables trouvés dans la littérature sont des sols métastables partiellement saturés. Rogers (1995) a proposé une large liste des propriétés de ces sols comme suit:

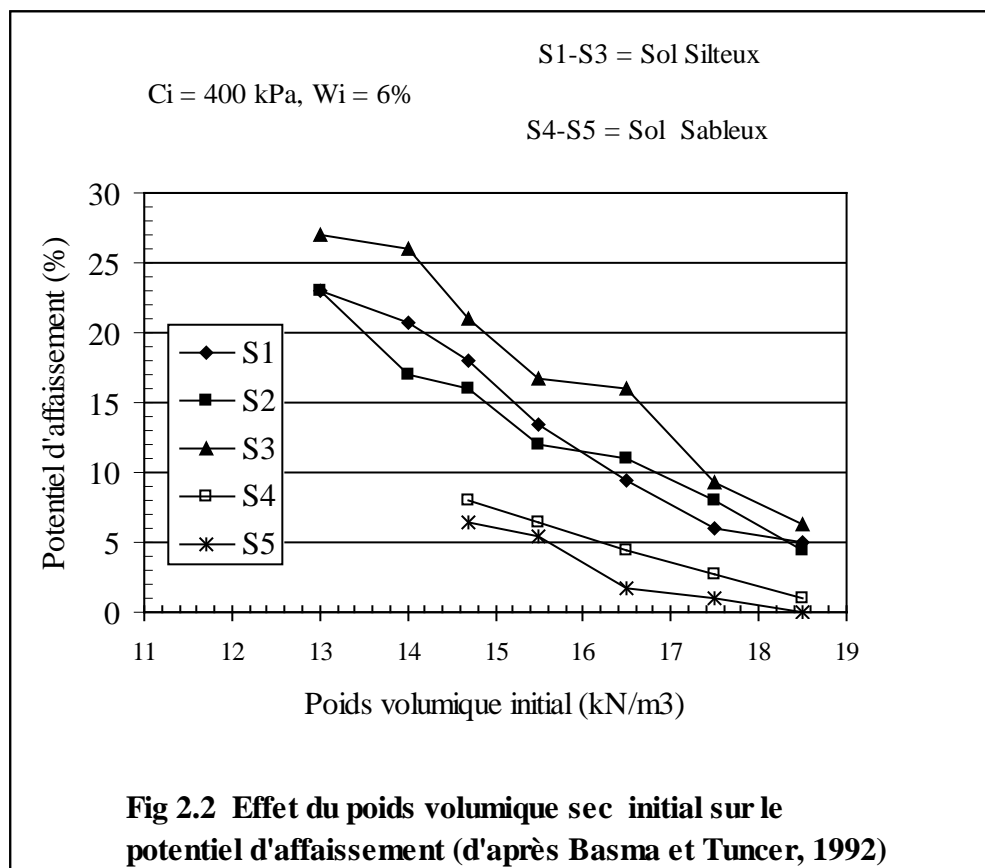
1- Ils sont constitués principalement de particules solides variant de taille de sable ou de taille de limon à la taille d'argile. Les particules de limon sont de formes de lames angulaires ou semi angulaires, Rogers et Smalley (1993).

- 2- Ils ont une structure ouverte d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.
- 3- Ils ont une sensibilité élevée.
- 4- Ils sont des dépôts géologiquement récents
- 5- Ils ont une résistance de liaison interparticulaire relativement faible.
- 6- 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 ou autres agents de liaison), le type du sol et la contrainte appliquée, Dudley (1970), Lawton et al (1989), Alwail (1990).

L'effet du poids volumique sec initial sur le comportement de l'affaissement d'un sol partiellement saturé a été étudié par El Sohby et Rabba (1984) et 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, (figure 2.2).

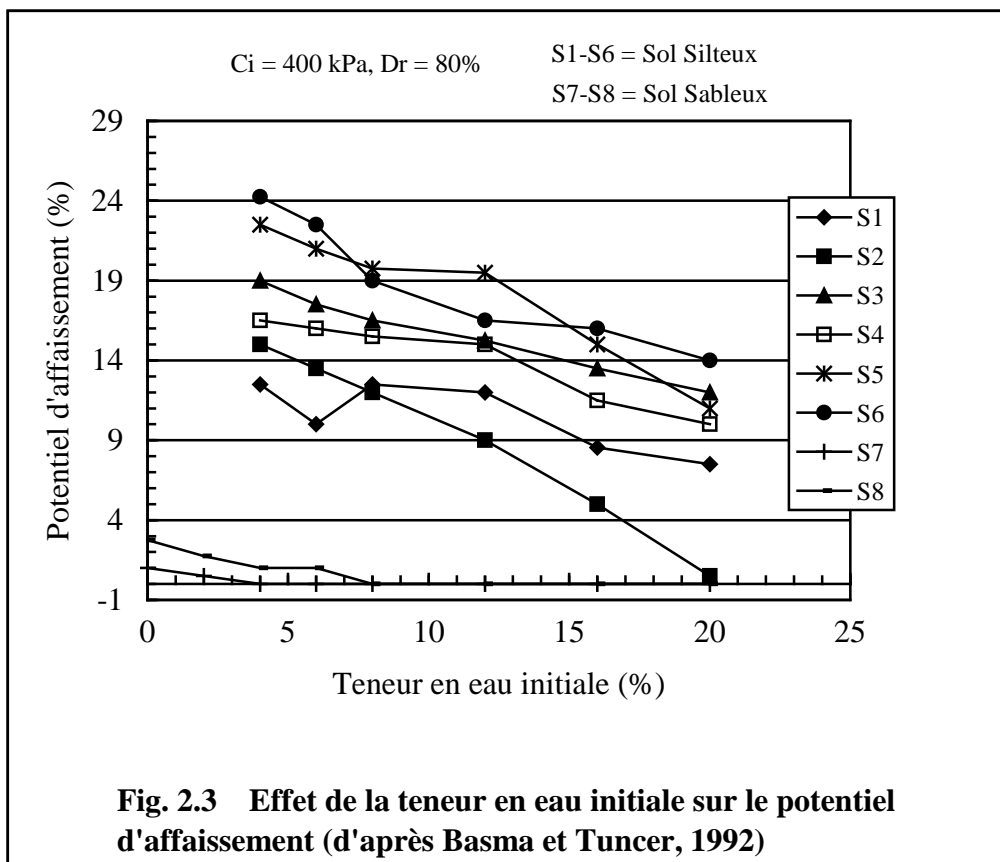


Rizkallah et Keese (1989), et Basma et Tuncer (1992) ont étudié l'effet de la teneur en eau initiale sur le potentiel de l'affaissement d'un sol partiellement saturé et ont conclu que la

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 taux 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.

El Sohby et Rabba (1984), 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.

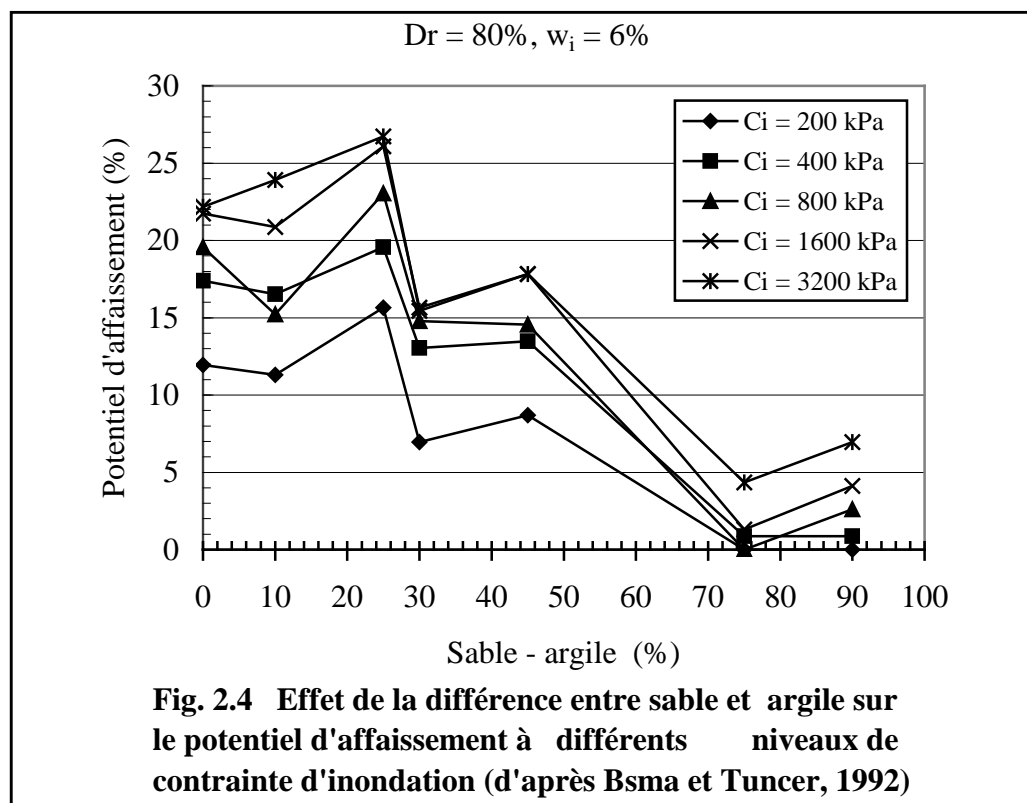
Dans un sol avec une teneur en argile élevée, le gonflement des particules d'argile s'oppose à la diminution du volume, or une augmentation dans la contrainte verticale est exigée pour une réduction nette de ce dernier.

Alwail (1990) a indiqué que la forme des grains de limon joue un grand rôle dans la détermination de la magnitude d'affaissement. Les grains angulaires de limon, et l'argile

comme agent de liaison, donnent une magnitude 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 de sol a un effet considérable sur l'affaissement.
- 2- L'affaissement du sol diminue inversement proportionnel à la différence entre les pourcentages de sable et d'argile (figure 2.4).

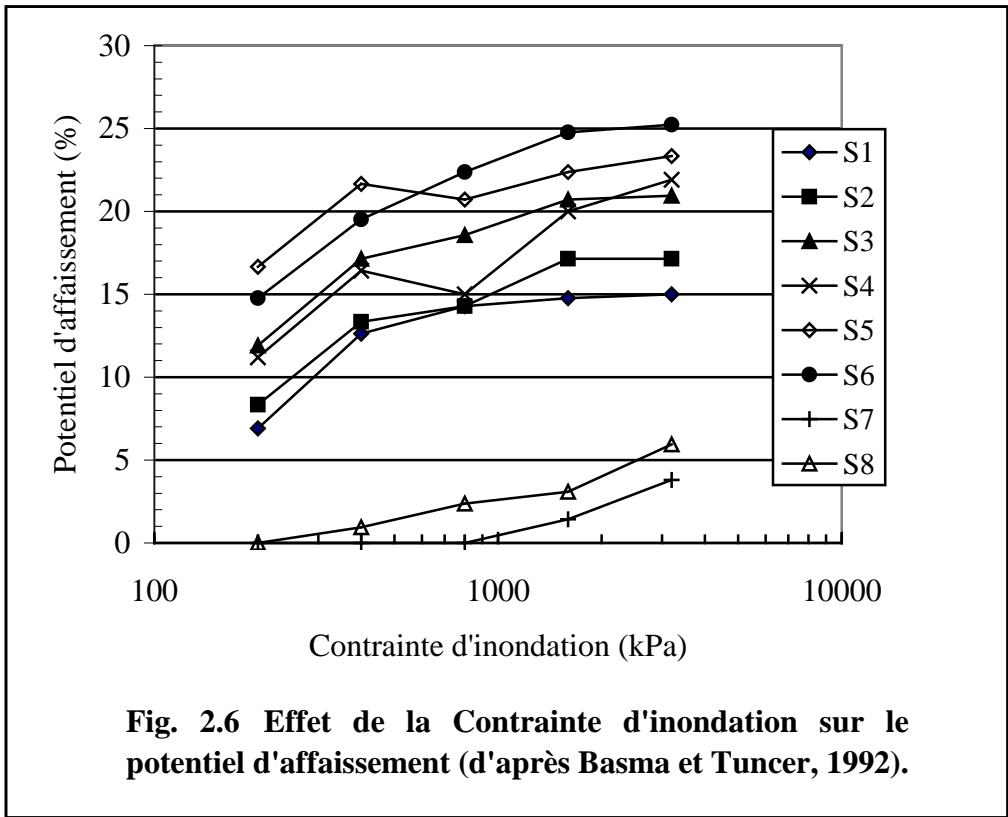
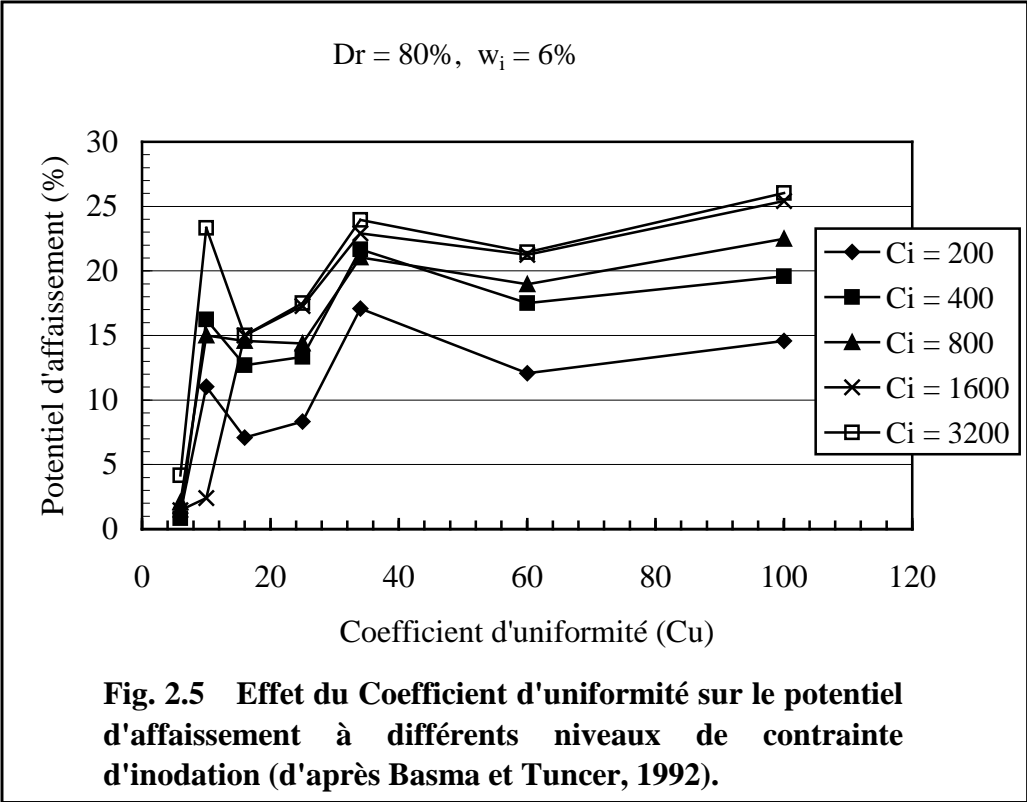


3- Sous les mêmes conditions de chargement, même teneur en eau, et même masse volumique sèche, les sols bien gradués tendent à s'affaisser plus que les sols pauvrement gradués, (figure 2.5).

L'effet de la contrainte appliquée à l'inondation sur la magnitude de l'affaissement a été étudié par El Sohby et Rabba (1984), 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- La quantité de l'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**

Le géotechnicien peut prévoir si le sol à étudier est susceptible de s'affaisser, et de déterminer la quantité et le taux 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 devra être étudié soigneusement à l'aide des essais oedométriques, Mellors (1995). Les essais simples peuvent montrer si le sol est affaissable ou non, et les essais complexes comme ceux de consolidation, donnent le taux et la Quantité de l'affaissement. Pour une meilleure évaluation du comportement de l'affaissement des sols, quelques critères ont été proposés:

- 1- Critères basés sur les propriétés fondamentales 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 fondamentales du sol**

### **2.6.1.1 Expression basée sur les relations d'indice des vides**

Un critère simple pouvant largement être utilisé est proposé 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.

Ce critère a été utilisé pour prédire l'affaissement des sols par Holtz et Hilf (1961).

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, Danilov (1964). Ces critères ont été utilisés par Feda (1966) 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

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

### **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

Le critère présenté par Gibbs et Bara (1962) et utilisé par Handy (1973) 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 inondation 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

$\rho_w$  = masse volumique de l'eau

$\rho_d$  = masse volumique sèche

$G_s$  = densité des grains solides

Un sol est susceptible de s'affaisser par inondation 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).

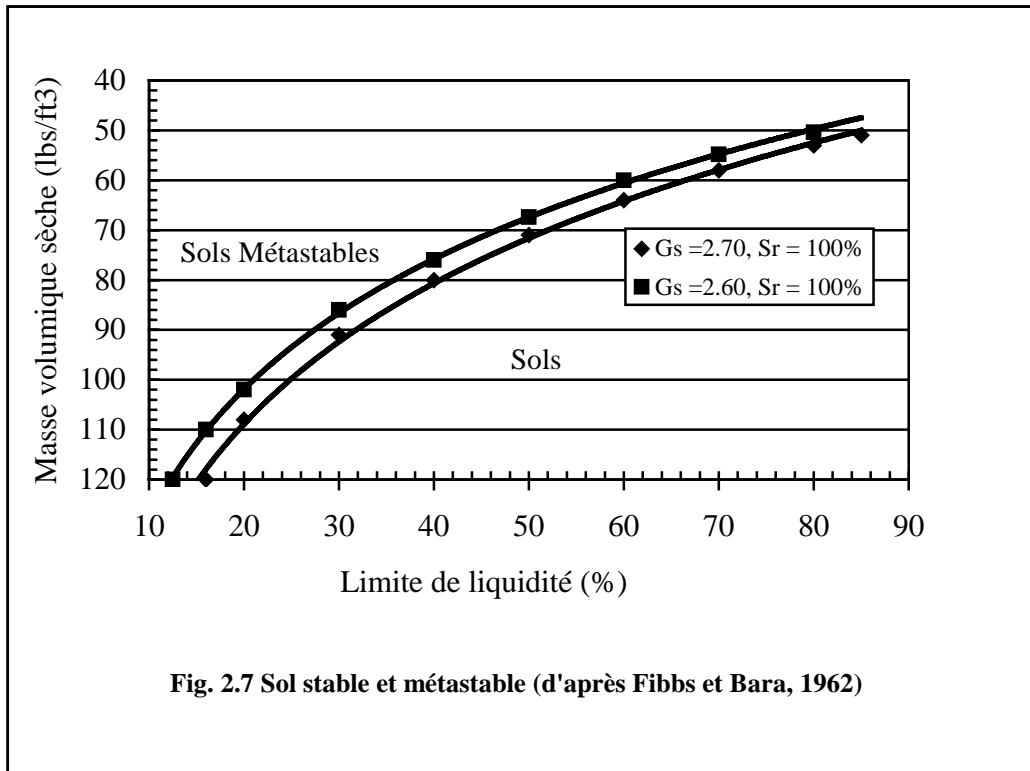


Fig. 2.7 Sol stable et métastable (d'après Fibbs et Bara, 1962)

## 2.6.2 Critères basés sur les essais in-situ

Plusieurs essais in situ ont été développés 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 ce 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'ingénierie. 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.

Le critère de Feda est applicable seulement quand le degré de saturation naturel est plus petit que *l'unité* et la porosité doit être supérieure ou égale à 40%, Fookes et Best (1969), et Mellors (1977). 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 la porosité, de la limite de liquidité, et de degré de saturation. Aucune considération de l'effet de niveau de la contrainte appliquée, de type et de quantité des matériaux de cimentation, d'arrangement des particules, et de composition du sol n'a été prise. Les méthodes suivantes fournissent des réponses quantitatives concernant le taux et la magnitude de l'affaissement du sol.

### **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 de la magnitude et du taux d'affaissement. Les essais d'affaissement sont réalisés en utilisant l'oedomètre. Le spécimen de 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 à un certain niveau de contrainte, et ensuite inonder le spécimen 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 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 représente 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.

Lutenegger et Hallberg (1988) 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,  $i$ , défini par Lutenegger et Hallberg est déterminé pour une contrainte de 300 kN/m<sup>2</sup> et donné par :

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

avec  $\Delta e$  = diminution dans l'indice des vides causé par l'inondation.

$e'$  = 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 publiées entre les deux méthodes (essais à l'oedomètre simple et double) indiquaient, généralement de faibles différences dans les magnitudes prédites de l'affaissement. Booth (1977) a 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

$\gamma_d$  = le poids volumique sec en (kN/m<sup>3</sup>)

$P_w$  = la contrainte à l'inondation en (kN/m<sup>2</sup>)

## 2.7 Mécanisme de l'affaissement

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Barden et al (1973), Lawton et Fragaszy (1992) et Mitchell (1993).

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un agent 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 de l'agent de liaison. Par conséquent, les ponts interparticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

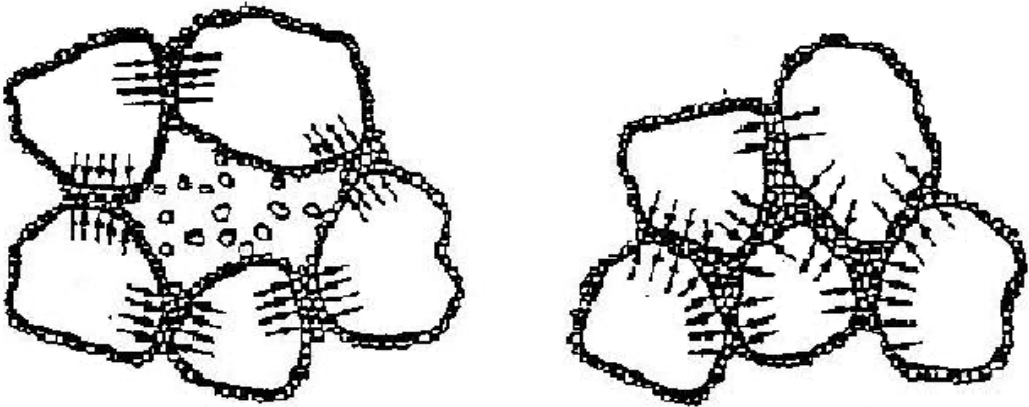
Casagrande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte 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. L'affaissement nécessite les trois conditions suivantes:

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte appliquée assez élevée.
- 3- Une valeur de résistance de liaison assez élevée pour stabiliser les contacts interparticulaires.

Récemment, le Microscope Electronique à Balayage (MEB) est utilisé par des différents chercheurs, Gao (1988), pour étudier la structure de dépôts de loess, Le MEB a révélé que le loess dans les régions arides était encore en état de développement et avait un potentiel d'affaissement élevé. Par contre le loess dans les régions humides présente un potentiel d'affaissement plus faible à cause de la résistance de cimentation importante entre les grains.

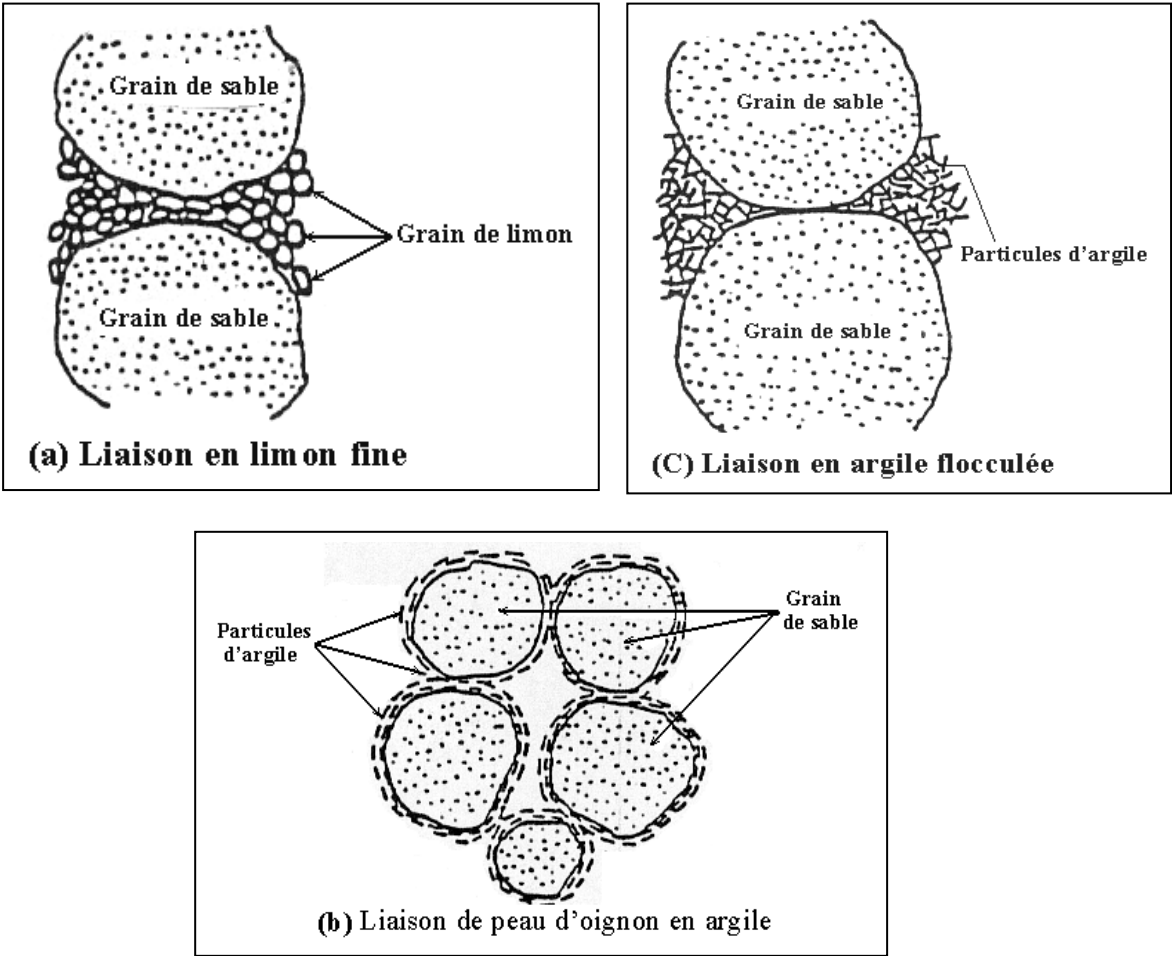
Alwail (1990) a étudié l'effet du matériau fin sur le mécanisme de l'affaissement des spécimens du sol sableux remoulé. Il a conclu que le mécanisme dominant dans l'affaissement des sols sableux avec des fines était la désintégration des particules d'argile dépendant de la quantité de cette dernière.



(a) Structure du sol chargée avant inondation

(b) Structure du sol chargée après inondation

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



(a) Liaison en limon fine

(c) Liaison en argile flocculée

(b) Liaison de peau d'oignon en argile

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



# CHAPITRE 3

## Formation et propriétés géotechniques du loess

### 3.1 Introduction

Lyell (1834) est le premier qui utilise le terme loess (en anglais) pour décrire un matériau friable limoneux, utilisé dans la fabrication des briques dans la vallée du Rhine en Allemagne. Il y avait beaucoup d'arguments relatifs à l'origine, à la formation et à la constitution du loess. Charlesworth (1957) a décrit le loess comme étant une accumulation périglaciaire. Flint (1957) a observé que le loess est "un des dépôts pléistocènes, sur lequel une littérature considérable accompagnée de beaucoup de contradictions a été réalisée.

Smalley (1975) a déclaré qu'il n'était pas facile de définir le loess, parce qu'il reste encore à définir de façon claire les différentes caractéristiques réelles de ce sol. Pye (1987) a rapporté qu'il y avait beaucoup de tentatives pour définir le loess sur la base de ses propriétés physiques et minéralogiques, mais personne n'avait prouvé une satisfaction entière. Beaucoup de chercheurs ont décrit le loess comme un limon de couleur jaune uniforme, ou un limon homogène non stratifié légèrement jaune avec la présence du calcaire. Cependant des travaux récents ont montré que le loess ne contenait pas de calcaire. Les dépôts de loess peuvent être argileux ou sableux, ayant une couleur grise sombre, jaune, marron, blanche ou rouge.

La différence entre les dépôts du loess et le matériau loessique a été décrite par plusieurs chercheurs. Dans plusieurs cas les dépôts du matériau loessique représentent la poussière déposée par le vent qui avait été redéposée par l'eau, au moment où dans d'autres cas, le transport éolien apparaît avoir joué une petite ou aucune partie dans la formation des dépôts. Une confusion a été soulevée concernant les dépôts des grains fins dans des différentes régions. Pour clarifier cette situation, Pye (1984) a proposé une série de définitions simples reproduites ci-après.

Le loess est simplement défini comme un dépôt éolien de limon, constitué principalement de quartz, feldspath, mica, minéraux d'argile et de grains de carbonate en différentes proportions. A l'état sec, le dépôt du loess est capable de résister aux efforts considérables, mais quand il est saturé la résistance au cisaillement est considérablement réduite et le matériau subit un affaissement.



Un loess typique contient souvent 10% à 20% de minéraux d'argile et jusqu'au 10% de sable fin ( $>63 \mu m$ ). Dans le cas où la teneur en argile dépasse 20%, le matériau peut être décrit comme un loess argileux, et si le dépôt contient plus de 20% de sable fin, le terme loess sableux peut être utilisé (Pye, 1987).

Russell (1944) a rapporté que le loess était un limon non stratifié, homogène, poreux avec la présence de calcaire, de couleur jaunâtre, tendait à se fissurer le long des joints verticaux et contenait des concrétions et des coquilles d'escargots.

Flint (1957) a défini le loess comme étant un dépôt, non stratifié et non consolidé, composé d'une fraction dominante de particules de limon, avec des petites quantités d'argiles et de sable, déposé principalement par le vent.

Smith et Norton (1935) ont déclaré que le loess était une accumulation produite par l'écrasement des roches dû au mouvement glaciaire, déposé dans des régions plus basses et ensuite relevé par le vent et redéposé dans les hauts plateaux.

Pettijohn (1957) a défini le loess comme étant un limon poreux consolidé, de couleur grise, jaune, marron, ou rouge, non stratifié et susceptible de se tenir dans des talus verticaux. Le tableau 3.1 résume les définitions du loess qui ont été établies par la commission de l'INQUA (International Union for Quaternary Research).

(Derbyshire et Mellors, 1987) ont rapporté que le loess était un matériau friable et facilement érodé par les rivières. Il était déposé par le vent dans plusieurs régions du monde durant les deux ou trois millions d'années passées. Il est non stratifié, composé principalement de particules de limon, et a une granulométrie uniforme. Grabowska-Olszewska (1988) a rapporté qu'il y avait des dépôts stratifiés du loess d'origine alluvionnaire.

Nom	Définition/ description et synonymes
<b>Le loess</b>	<p><b>Synonymes allemands:</b> <i>Löss, typischer Löss</i> ("typical loess").</p> <p><b>Caractéristiques:</b> la fraction dominante du sédiment est dans 60-20 µm (limon grossier, sable très fin), non stratifié, à l'origine calcaireux, assez poreux, en général, le sol sec est jaune, jaune clair, jaune brunâtre.</p>
<b>Loess Sableux</b>	<p><b>Synonymes allemands:</b> <i>Sandlöss, Flotssand, lössiger Sand, sandiger Löss.</i></p> <p><b>Caractéristiques:</b> mélange de grains de dimension de 60-20µm et de 500-200µm (sable fin, sable moyen); souvent la distribution de dimensions de particules montre un sommet majeur dans l'intervalle du limon et un sommet mineur dans l'intervalle du sable moyen; quelquefois il y a une distribution égale entre les quantités du limon, de sable très fin, et de sable moyen, ils sont très souvent non stratifiés ou sous forme de couches minces, généralement non calcaireux, n'est pas assez poreux comme le loess, de même couleur que le loess.</p>
<b>Loess Argileux</b>	<p><b>Synonymes allemands:</b> <i>Tonlöss, toniger Löss, Tonreicher Löss.</i></p> <p><b>Caractéristiques:</b> la dimension maximale des particules de sédiment est dans l'intervalle de 6-20µm avec 25-30% des particules qui sont plus petites que 2µm (dimension d'argile); non stratifiés, faible porosité, même teneur en carbonate et même couleur que le loess.</p>
<b>Sédiments semblables au loess</b>	<p><b>Synonymes allemands:</b> <i>Lössderivate, lössartige Sediments.</i></p> <p><b>Caractéristiques:</b> le terme couvre le sol d'origine éolienne qui a été transporté ou redéposé selon plusieurs processus et/ou a été modifié in situ.</p> <p>les sédiments semblables au loess proviennent du loess, du loess sableux, ou du loess argileux; en tout cas leur porosité est plus faible que celle du matériau d'origine; grande variation de teneur en carbonate, quelques matériaux peuvent être essentiellement non calcaireux, les couleurs peuvent être différentes.</p>

**Tableau 3.1 Définitions du loess selon INQUA ( d'après Smalley, 1975)**

### 3.2 Formation des dépôts de loess

Smalley (1995) en se référant à Hardcastle (1890), a déclaré que "quatre facteurs sont nécessaires pour la production d'une formation massive d'un matériau de poussière:

- 1- Une source de poussière
- 2- Du vent pour transporter la poussière
- 3- Une végétation pour capter la poussière
- 4- Un temps suffisant pour son accumulation.

Il est maintenant largement accepté que l'écrasement glaciaire des roches produit des quantités énormes du matériau de limon et qu'une proportion considérable est transportée et déposée par le vent tels que les sédiments du loess. L'importance de ce loess produit par l'écrasement glaciaire a été montrée par Smalley (1966a), mais il était devenu apparent dans les trente dernières années qu'il y avait d'autres mécanismes formant les particules du loess, qu'on doit considérer.

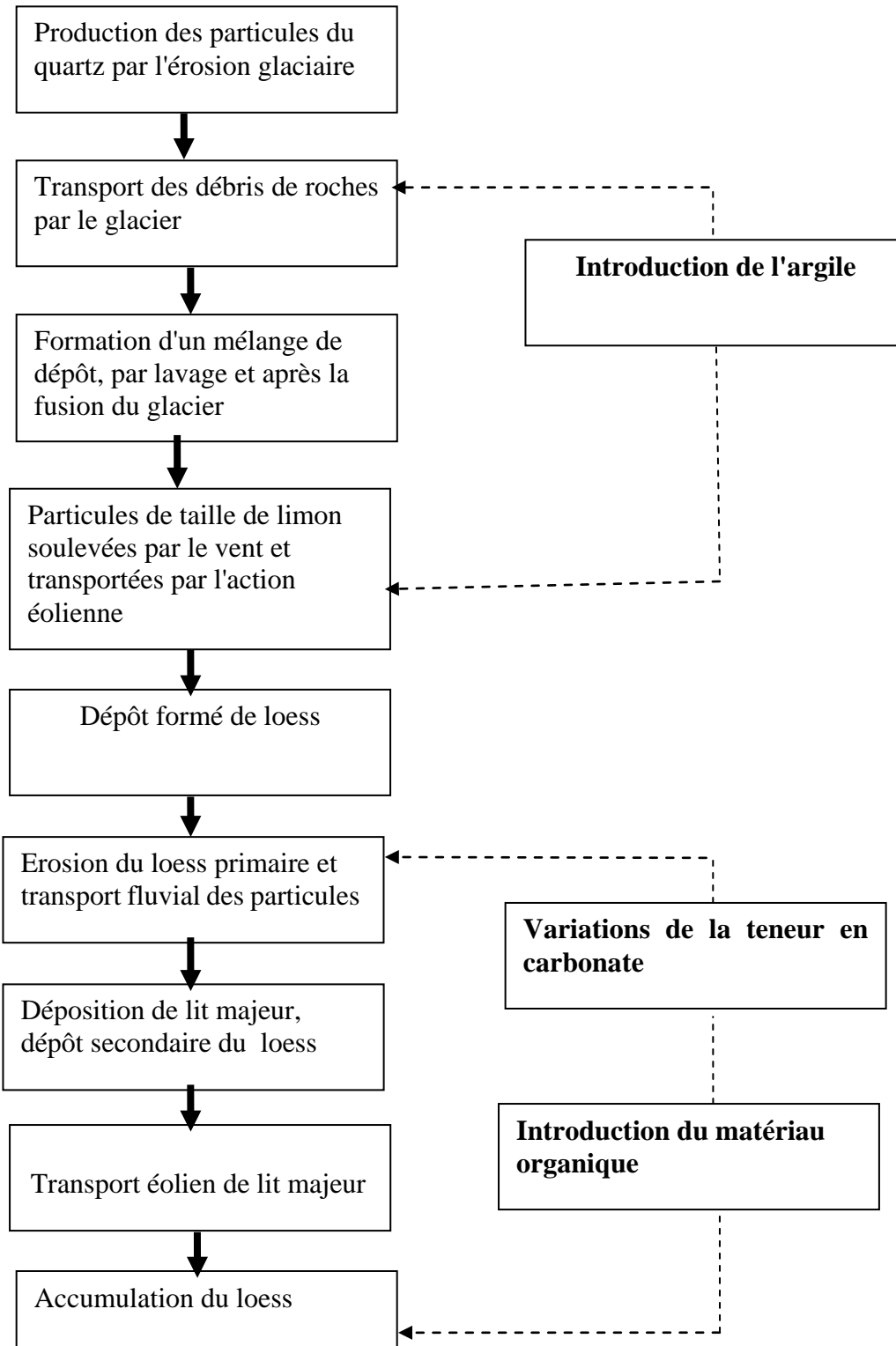
Il y a d'autres sources d'énergie dans la nature pouvant produire des particules fines qui vont former les dépôts de loess. L'origine et la formation de ce sol ont été des sujets contradictoires de discussion pour cent cinquante ans, mais il est maintenant généralement accepté que le vrai loess se produit d'une transportation éolienne et d'une accumulation de sol limoneux. Les processus principaux responsables de la production des particules de loess sont l'écrasement glaciaire, l'action du gel dans les régions froides, l'impact du transport fluvial et l'impact éolien des grains de sable (Smalley, 1966a; Pye, 1987). Le matériau du loess se produit alors par plusieurs processus différents dans la nature. Les exigences pour qu'un taux de transport éolien de poussière soit élevé sont:

- 1- L'existence des surfaces géomorphes instables des sédiments avec un rapport de limon/argile élevé; et
- 2- une fréquence relativement élevée des vents turbulents et forts.

Smalley et al (1983) ont rapporté que les processus de formation des dépôts de loess comportaient trois étapes principales:

- 1- formation des particules de taille du loess (20-60  $\mu m$ )
- 2- transport du matériau du loess
- 3- accumulation de ce matériau.

Smalley (1980) et Smalley (1983) a discuté une séquence d'évènements possibles responsables de la formation de quelques dépôts majeurs de loess. La figure 3.1 montre la séquence d'évènements dans la formation des sédiments de loess.



**Figure 3.1 Séquence d'évènements dans la formation des dépôts de loess (D'après Smalley, 1979)**

Wright et Smith (1993) ont comparé quelques processus et ont montré qu'il y avait des possibilités de produire du limon. Evidemment plus le processus est puissant, plus la quantité de limon du loess produite est importante. Cependant, l'écrasement glaciaire ne représente pas l'origine de tous les dépôts de loess. Le loess de la Chine, par exemple, est un matériau limoneux d'origine éolienne. Le matériau limoneux affaissable trouvé dans la région aride, sud est des Etats-Unis est entrain de s'accumuler et n'a aucune relation glaciaire. Les recherches expérimentales ont montré que l'action du gel est un mécanisme important pour fournir le matériau du loess, Lautridou et Ozouf (1982).

En conclusion, l'écrasement glaciaire se compte assez bien pour la plupart des dépôts de loess de l'Amérique du Nord, et probablement la plupart de l'Europe, mais contribue peu aux dépôts de la Chine et peut être pas beaucoup aux dépôts de l'Amérique du Sud et de L'Afrique. Walley et al (1982) proposent que l'impact du grain de sable soit le mécanisme prédominant de la formation de limon. Nahlon et Trompette (1982) ont suggéré que l'altération chimique, particulièrement dans les régions tropicales, était un agent actif de formation de limon. Palmer (1982) a montré que les rivières d'énergie élevée associées aux roches déformables pouvaient produire du matériau du loess.

En nouvelle Zélande qui a des rivières raides, une proportion importante de loess produite de cette source. Malgré que le rôle de transport éolien soit très important, il est un peu exagéré dans beaucoup de littérature de loess; l'étape de transport éolien est courte. Les particules de loess sont prises en suspension, mais seulement pour de courtes distances parce que le vent est plus efficace de soulever les particules du loess que de les transporter, Smalley (1995).

### **3.3 Propriétés géotechniques de loess**

Terzaghi (1951) a rapporté qu'en comparant les propriétés géotechniques obtenues par sheiding (1934) avec celles décrites par Holtz et Gibbs (1951), on peut conclure que les propriétés de loess sont identiques dans le monde.

Il n'y a presque pas de différence considérable entre le loess typique du désert de l'Asie centrale et le loess de la vallée de Mississippi. Krinitzky et Turnbull (1967)

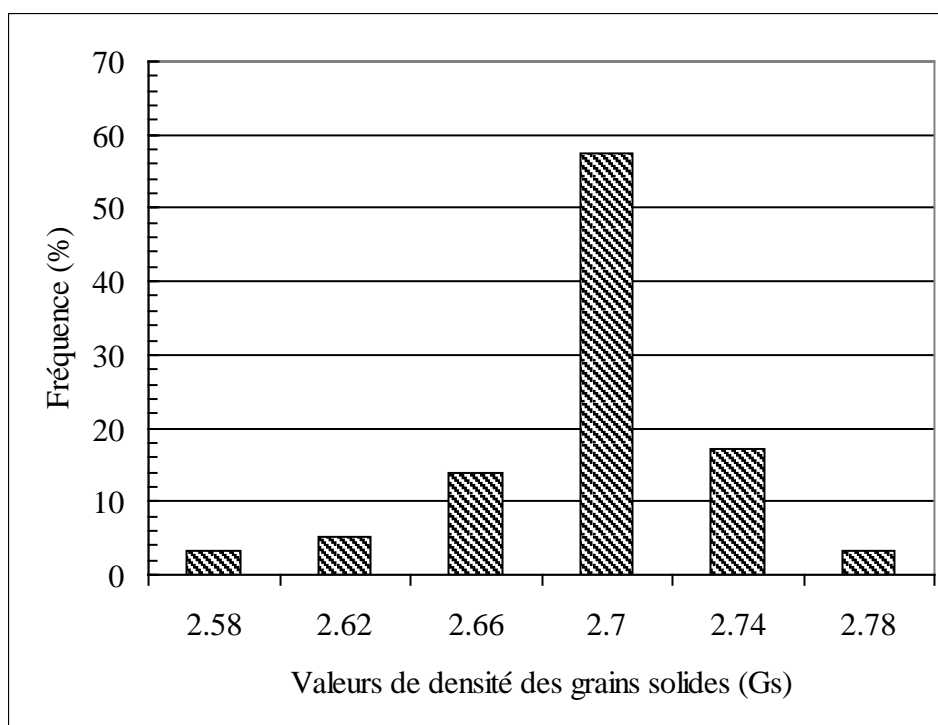
ont aussi déclaré que les propriétés du loess de Mississippi étaient essentiellement les mêmes que celles du loess dans la plupart des dépôts dans le monde.

Sheeler (1968) a aussi conclu que les propriétés géotechniques du loess étaient universellement similaires.

### 3.3.1 Caractéristiques physiques du loess

#### 3.3.1.1 Densité des grains solides

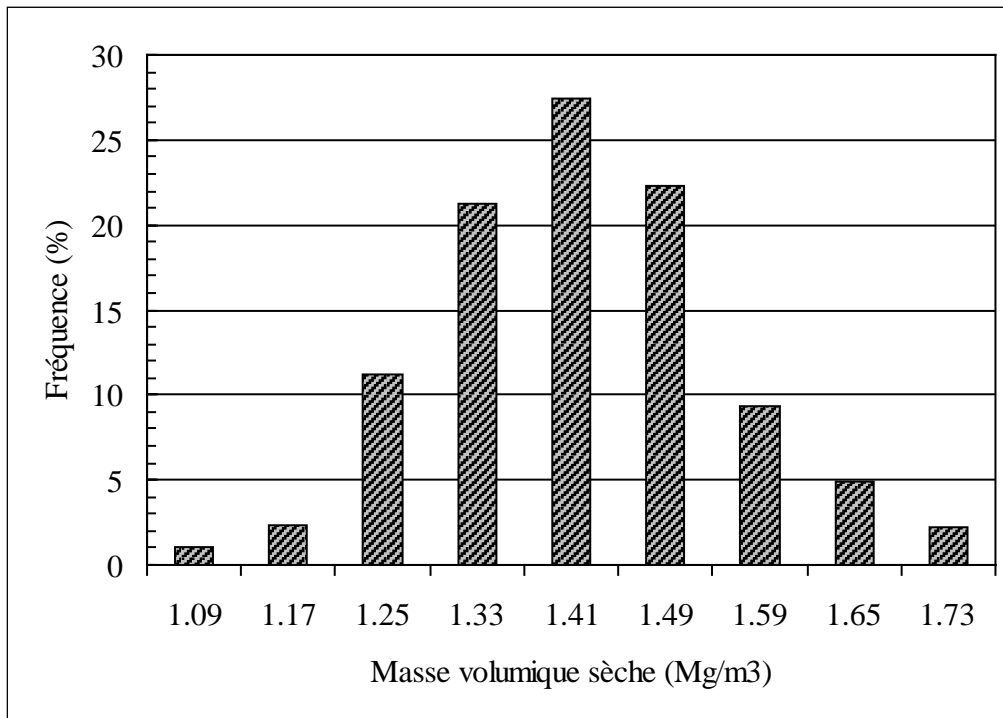
Généralement, les matériaux de loess ont un intervalle étroit des valeurs de densité des grains solides qui sont assez similaires dans la plupart des régions du monde (figure 3.2).



**Fig. 3.2 Histogramme de 77 mesures de la densité des grains solides pour les sols du loess dans le monde (d'après Jig, 1989)**

#### 3.3.1.2 Masse volumique et indices des vides

Les valeurs de la masse volumique sèche sont généralement faibles (figure 3.3). Jing (1989) a montré que la masse volumique sèche naturelle des dépôts de loess dépend principalement de la profondeur d'où les échantillons ont été prélevés. La masse volumique de la plupart des sols loessiques dans le monde varie de 1.04 à 1.76  $Mg/m^3$  et l'indice des vides correspondant est de 1.59 à 0.53 respectivement.



**Fig. 3.3 Histogramme de 407 mesures de la masse volumique sèche pour les sols du loess dans le monde (d'après Jig, 1989)**

### 3.3.1.3 Limites d'Atterberg

En général, les sols loessiques sont légèrement plastiques, la plasticité augmente en fonction de la teneur en argile. Gibbs et Holland (1960) ont indiqué que les valeurs de la limite de liquidité pour le loess limoneux variaient de 25 à 35%, et pour le loess argileux les valeurs pouvaient atteindre 45%. Les valeurs de l'indice de plasticité étaient entre 5 et 22 %.

### 3.3.1.4 Grosseur et forme des particules solides

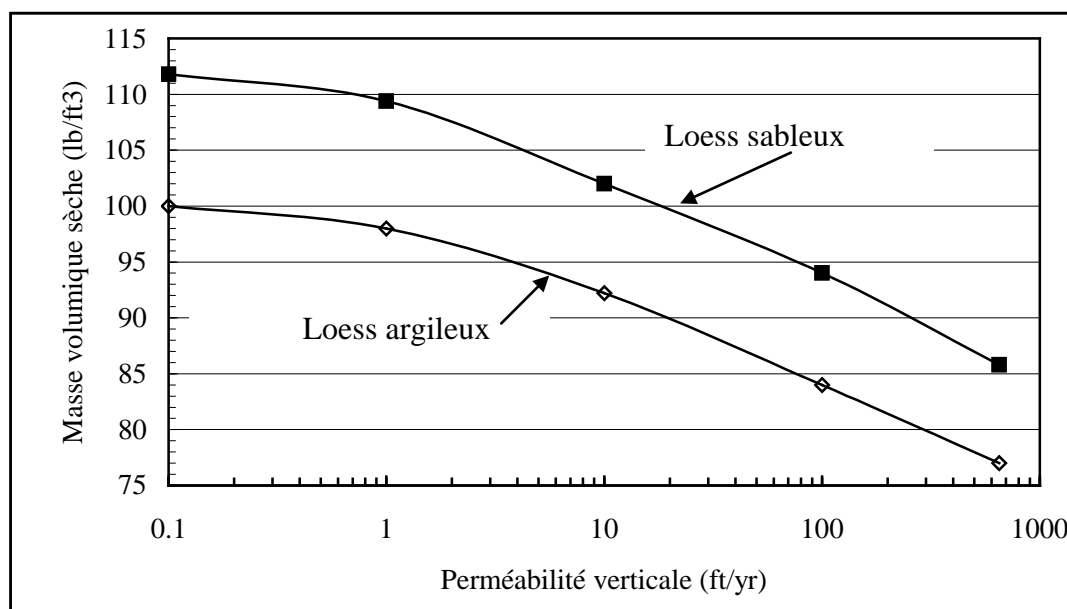
Le loess est un dépôt éolien constitué principalement des particules de quartz de taille de limon variant de  $20\ \mu\text{m}$  –  $60\ \mu\text{m}$ , la plupart de ces particules ont une forme semi angulaire et plate, elles forment les principaux constituants du squelette du loess et elles sont liées à l'aide des particules d'argile. Pour le loess de la Chine, il a été trouvé que la fraction d'argile variait de 7.5 % à 12.7% du poids total, Tan (1988).

La forme des particules solides dépend largement de leur composition minérale et de la structure cristallographique; la majorité des particules de taille de limon sont angulaires ou semi angulaires. Des petites quantités de grains semi- ronds

existent aussi. Les particules formées suite à l'écrasement glaciaire ou à l'action du gel ont souvent des côtés tranchants (Pye, 1987).

### 3.3.2 Perméabilité des dépôts du loess

La perméabilité des dépôts de loess est importante dans l'évaluation de la vitesse d'écoulement, de la quantité d'infiltration et des forces de soulèvement sous les structures hydrauliques pour l'analyse de la stabilité. La perméabilité du loess est liée principalement à sa masse volumique sèche (figure 3.4), et à l'indice des vides. La perméabilité verticale du loess est plus grande que sa perméabilité horizontale grâce à l'existence des trous verticaux des racines des plantes et aux joints de rétrécissement dans la masse du loess, Sheeler (1968) et Bell (1993).



**Fig. 3.4 Relation entre la masse volumique sèche et la perméabilité verticale des échantillons de la rivière de Missouri (USA) d'après Sheeler (1968)**

### 3.3.3 Caractéristiques de résistance

Les dépôts de loess peuvent supporter des structures lourdes avec des tassements faibles si les charges ne dépassent pas la contrainte de préconsolidation et si la teneur en eau naturelle est relativement faible. Mais le loess peut se comprimer considérablement si la contrainte de préconsolidation est dépassée. Généralement, les tassements primaires se produisent rapidement, avec une grande magnitude durant

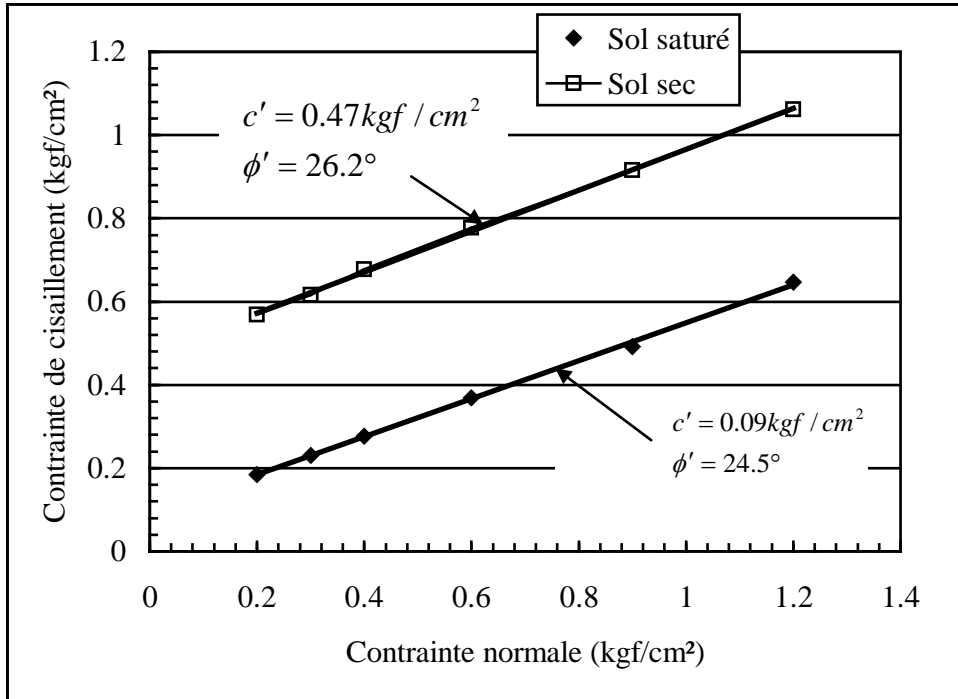


l'application de la charge. Le loess peut aussi présenter une déformation de fluage sous l'effet de chargement.

La résistance au cisaillement du loess dépend principalement de la masse volumique sèche initiale et de la teneur en eau, le type et la quantité de matériau liant, la grosseur du grain et la granulométrie, et les variations dans la teneur en eau. Les valeurs de la cohésion apparente obtenues dans les échantillons de loess non saturés dépendent principalement de la teneur en eau, de la teneur en argile et de la masse volumique sèche. La cohésion augmente avec la teneur en argile et la masse volumique sèche, et diminue en augmentant la teneur en eau. L'angle de frottement interne des dépôts de loess augmente proportionnellement à la masse volumique sèche. Une augmentation dans la teneur en eau ou la teneur en argile peut réduire l'angle de frottement interne. Les valeurs de la cohésion effective pour les spécimens de loess saturé sont très faibles et sont principalement contrôlées par la teneur en argile. Les valeurs de l'angle de frottement interne effectif sont comprises entre 25° et 35°, (Erol et El-Ruwaih, 1982). Anagnosti (1973) a rapporté que les propriétés de la résistance de loess dépendaient de l'état de l'échantillon sous l'essai.

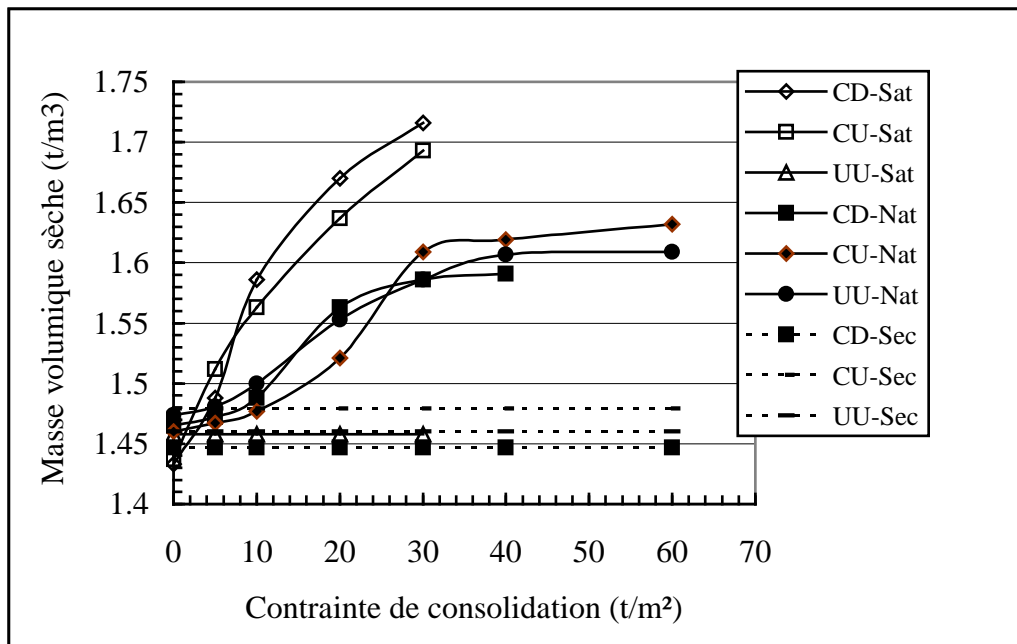
Des échantillons intacts de loess de la Chine étaient testés dans la boîte de cisaillement direct par Dijkstra et al (1994) qui ont conclu que le loess récent de la Chine avait une résistance au cisaillement relativement faible. Par contre l'ancien loess de la Chine présente une résistance plus importante et une rupture fragile parce qu'il est relativement dense et cimenté.

Le comportement du loess remoulé est caractérisé par des angles de frottement internes effectifs élevés et des valeurs de cohésion effective faibles. La variation de l'angle de frottement interne effectif est due à la redistribution des particules dans un arrangement plus dense. Par contre la perte de cohésion est due à la destruction des liaisons de cimentation. Ces propriétés de résistance au cisaillement du loess ont été étudiées par Erol et El-Ruwaih (1982). Les résultats ont montré que la cohésion ( $C'$ ) effective et l'angle de frottement interne ( $\theta'$ ) sont de 46 N/m<sup>2</sup> et 26.5° respectivement, pour le sol sec. Ces paramètres de cisaillement  $C'$  et  $\theta'$  sont réduits à 10kn/m<sup>2</sup> et 24° respectivement comme résultat de saturation, (figure 3.5). L'angle de frottement interne décroît avec la saturation à cause de l'effet de lubrification possible de l'eau sur les surfaces des grains. Cependant, la cohésion effective est réduite de façon remarquable comme conséquence de saturation. Les caractéristiques de la résistance de loess de la Thaïlande ont été étudiées et présentées par Phien-Wej (1992).



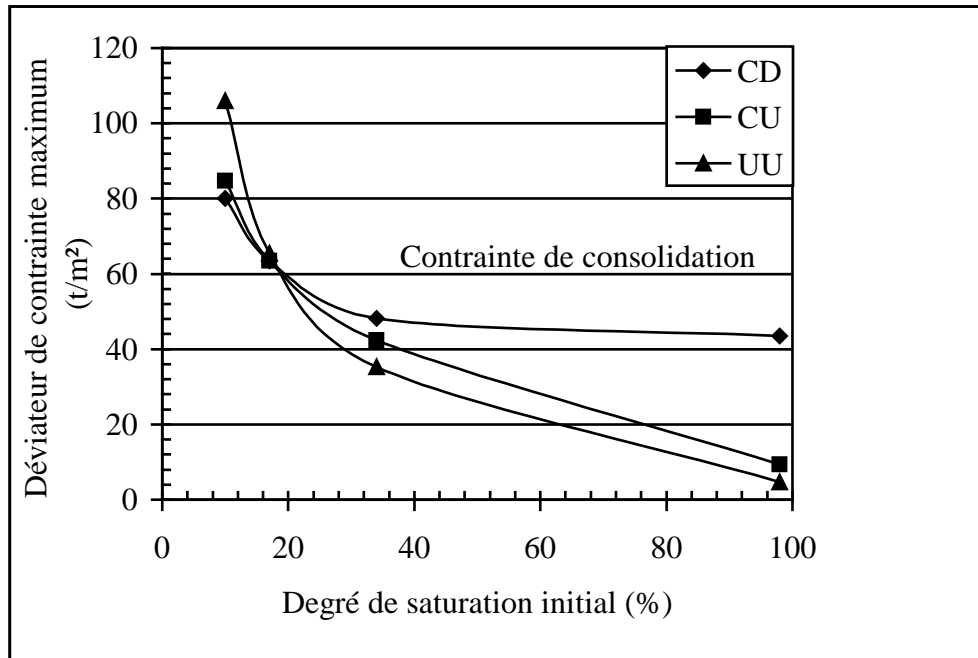
**Figure 3.5 Paramètres de résistance de cisaillement du loess de désert d'après Erol et El Ruwaih (1982)**

La figure 3.6 résume les variations de la masse volumique sèche des spécimens du loess en fonction de la contraintes de consolidation isotrope dans les essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU), consolidés non drainés (CU) et consolidés drainés (CD).

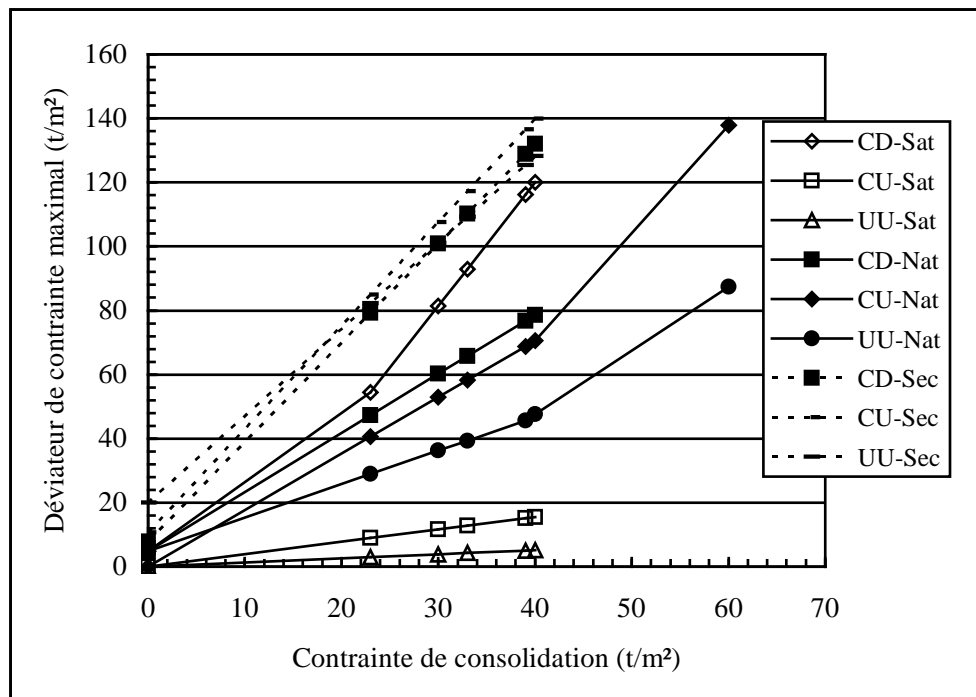


**Fig. 3.6 Effet de la contrainte de consolidation isotrope sur la masse volumique sèche du loess d'après Phien-Wej et al (1992)**

L'importance de la teneur en eau initiale sur la résistance triaxiale non drainée et drainée peut être clairement vue dans la figure 3.7. A titre comparatif, des enveloppes de résistance des échantillons de loess testés dans l'appareil triaxial sont présentées dans la figure 3.8.

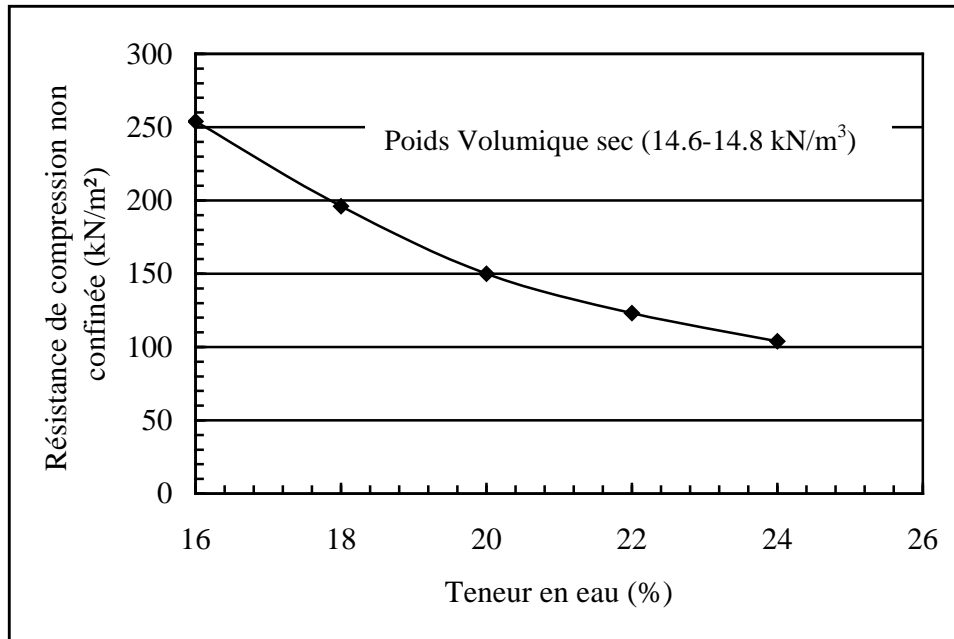


**Fig. 3.7** Effet de degré de saturation sur la résistance du loess de Thaïlande (d'après Phien-Wej, 1992).

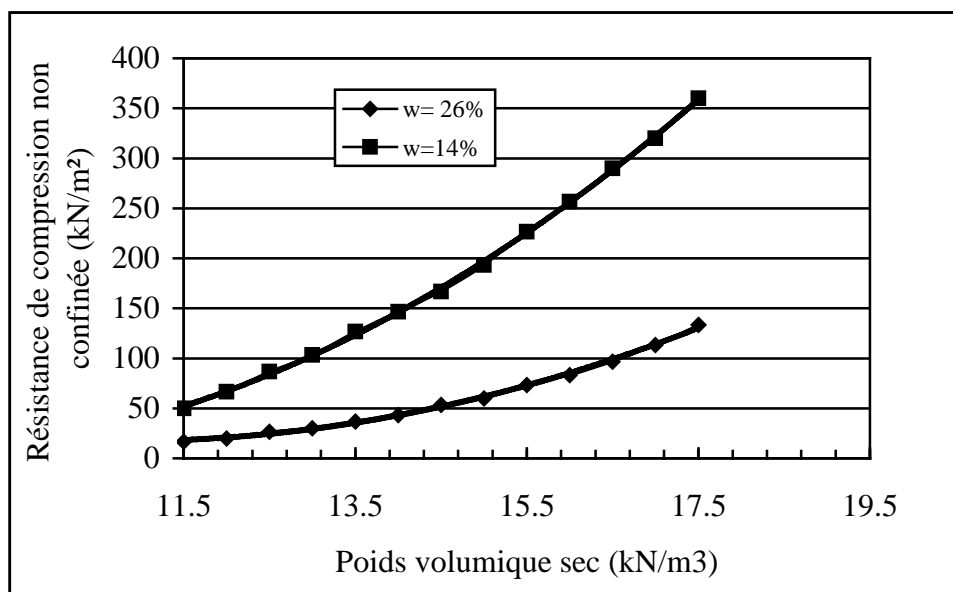


**Fig. 3.8** Enveloppes de résistance des échantillons de loess de Thaïlande d'après Phien-Wej et al (1992).

Les essais au laboratoire ont été conduits par Milovic (1988) sur des échantillons de loess de la Yougoslavie. En se basant sur les résultats obtenus, des corrélations entre le poids volumique sec initial, la teneur en eau initiale et la résistance de compression non confinée sont illustrées dans les figures 3.9 et 3.10. Nous pouvons voir clairement que les propriétés de la résistance de compression non confinée des dépôts du loess dépendent largement du poids volumique sec initial et de la teneur en eau initiale.



**Fig. 3.9** Résistance à la compression non confinée des échantillons du loess intact de Yougoslavie d'après Milovic (1988).



**Fig. 3.10** Résistance à la compression non confinée des échantillons du loess intact de Yougoslavie d'après Milovic (1988).

### **3.3.4 Affaissabilité des dépôts de loess**

Un problème important rencontré par les géotechniciens implique des sols possédant une résistance sèche in-situ qui est largement réduite quand ces derniers deviennent mouillés. Ce problème nécessite une attention particulière dans la conception et la construction des structures hydrauliques où le mouillage des fondations est anticipé. Même dans d'autres structures, le mouillage indésirable des fondations peut se produire quand le niveau de la nappe phréatique s'élève. Malheureusement, la présence de ce problème n'est pas toujours anticipée et la rupture structurale en résulte. Les structures qui ont tassés et qui ont été endommagées à cause du mouillage des fondations sont celles qui ont été construites dans les régions du sol loessique localisées dans plusieurs parties du monde.

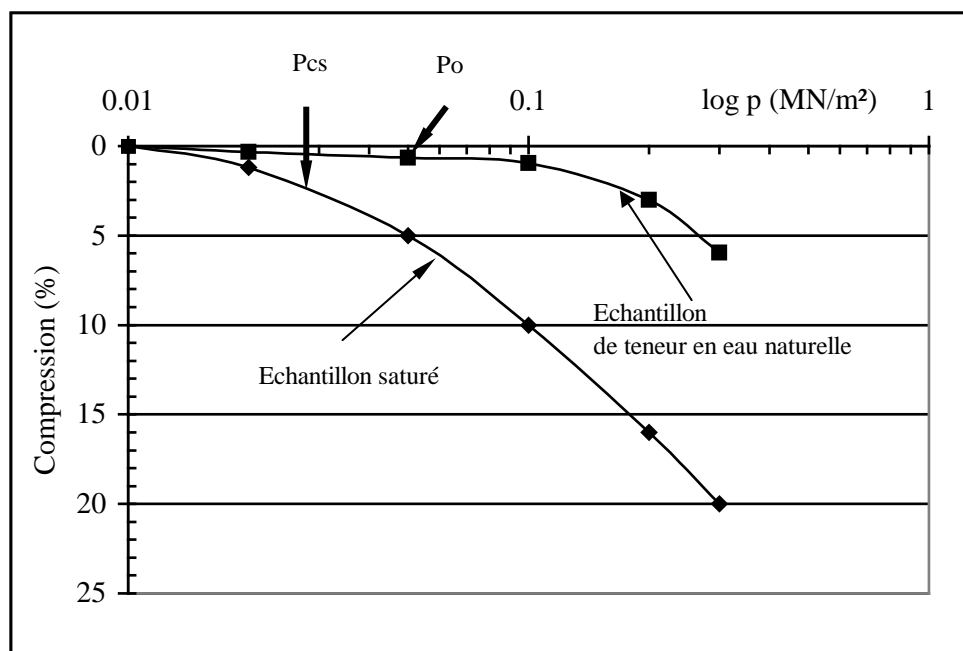
Le sol loessique est un dépôt poreux couvrant le paysage, et se produisant toujours naturellement dans un état partiellement saturé. C'est un sol lâche déposé par le vent, composé essentiellement de particules de limon uniformes qui sont généralement liées ensemble par des petites quantités d'argile pour former une structure ouverte métastable, granulaire, d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche. L'argile agissant comme un ciment essentiel dans les contacts interparticulaires, donne à la structure une résistance considérable quand il est sec. Puisque le matériau de cimentation est constitué d'une fraction très faible de sol, seulement une augmentation légère dans la teneur en eau peu affecter considérablement la résistance. Sous des conditions extrêmes telles que la saturation ou l'inondation, la structure du sol peut s'affaisser complètement sous une charge appliquée, et de larges tassements peuvent se produire.

Les dépôts de loess qui se sont formés dans des régions arides et semi- arides et qui ont subi un pré-mouillage peuvent s'affaisser sous leur poids propre quand ils sont inondés, mais dans des régions plus humides, l'affaissement par mouillage se produit seulement si la contrainte est appliquée. Quelques matériaux de loess peuvent gonfler ou s'affaisser, selon le niveau de la contrainte appliquée au moment de saturation. Des sols qui montrent une tendance au gonflement sont ceux qui ont des masses volumiques sèches relativement élevées, des teneurs en argiles élevées ou qui contiennent une proportion considérable d'argile gonflante (exemple, la montmorillonite) et qui sont saturés à des niveaux faibles de contrainte, (Pye, 1987; Derbyshire et Mellors, 1988).

Des dépôts de loess trouvés en Chine et en Pologne, montrent que l'affaissement ne se produit pas dans tous ces sols. Les plus anciens dépôts dans lesquels l'arrangement des particules et la composition minérale ont été modifiés par les processus d'altération ne sont presque aussi susceptibles de s'affaisser comme les dépôts récents non altérés. Gao (1988) a indiqué que l'affaissement du loess de la Chine était non seulement lié à l'origine, la formation, le mode de transport et l'accumulation du sol, mais aussi à des altérations.

En Pologne, Grabowska-Olzewska (1988) a trouvé que l'affaissement était plus fréquent dans le loess le plus récent ayant une teneur en argile légèrement supérieure à 10%. Ce sol est d'origine éolienne et est caractérisé par une texture aléatoire et une teneur en carbonate de moins de 5%. Handy (1973) a rapporté que la susceptibilité à l'affaissement du loess était liée à la teneur en argile. Le loess contenant moins de 16% d'argile a une forte possibilité de s'affaisser, avec 24% d'argile il a une possibilité de s'affaisser, et avec 36% d'argile la chance de s'affaisser est négligeable. La taille des pores est aussi importante. Il est trouvé que l'affaissement se produit comme conséquence de la réduction des volumes des pores plus grands que  $1 \mu m$  de diamètre et plus spécialement dans celles excédant  $10 \mu m$ .

Bell (1992) a rapporté que la courbe de compression pour un loess saturé était similaire à celle de l'argile normalement consolidée (figure 3.11).



**Fig. 3.11 Définition de la contrainte d'affaissement (d'après Bell, 1992).**

Il a défini la contrainte de l'affaissement ( $P_{cs}$ ) comme étant la contrainte au-delà de laquelle la déformation augmente d'une façon appréciable. La contrainte de l'affaissement varie avec la teneur en eau initiale. Popescu (1986) a défini un sol affaissable comme étant celui dans lequel la contrainte de l'affaissement d'un échantillon de sol saturé ( $P_{cs}$ ) est inférieure à la contrainte due au poids propre ( $P_o$ ) de cet échantillon à l'état naturel. Ça signifie qu'un tel sol s'affaisse quand il est saturé au moment où la structure ne peut pas supporter la charge due au poids propre. Quand la contrainte d'affaissement ( $P_{cs}$ ) dépasse la contrainte due au poids propre ( $P_o$ ), les sols sont capables de supporter une certaine contrainte appliquée à la saturation, et ces sols sont définis par Popescu comme des sols non affaissables.

Le mécanisme de l'affaissement des dépôts de loess est un phénomène complexe. La quantité et la vitesse de l'affaissement dû à la saturation du loess dépendent des facteurs tels que la teneur en eau initiale, la masse volumique sèche initiale, la teneur en argile, la contrainte appliquée au moment de saturation et l'histoire de la contrainte du loess.

# CHAPITRE 4

## Matériaux du loess naturel et artificiel

### 4.1 Introduction

Pour atteindre le but de cette recherche, différents matériaux du sol ont été étudiés expérimentalement. Des essais d'affaissement ont été réalisés sur des échantillons de l'Algérie et de la Chine. Le but principal de réaliser les essais sur ces matériaux est de comparer les résultats des échantillons de loess artificiel (modèle) avec ceux du loess naturel intact, pour valider la technique de chute dans l'air. De plus, ce travail vise à examiner et classifier les dépôts de loess en Algérie, et déterminer leurs propriétés d'affaissement aux deux états intact et reconstitué. Le loess artificiel a été préparé en mélangeant des particules de limon pur avec deux différents types d'argile. Le limon et l'argile ont été mélangés en plusieurs proportions. Les particules solides de quartz du loess de la Chine ont été utilisées comme matériaux de limon. La Kaolinite et la Bentonite ont été employées comme matériaux liants. Deux différentes méthodes de mélange ont été utilisées: méthode de mélange sec et méthode de mélange humide. Les propriétés physiques de loess de l'Algérie ont été déterminées selon les normes britanniques (BSI, 1990). Les caractéristiques de la microstructure ont été examinées utilisant le Microscope Electronique à Balayage (MEB).

### 4.2 Matériaux de loess naturel

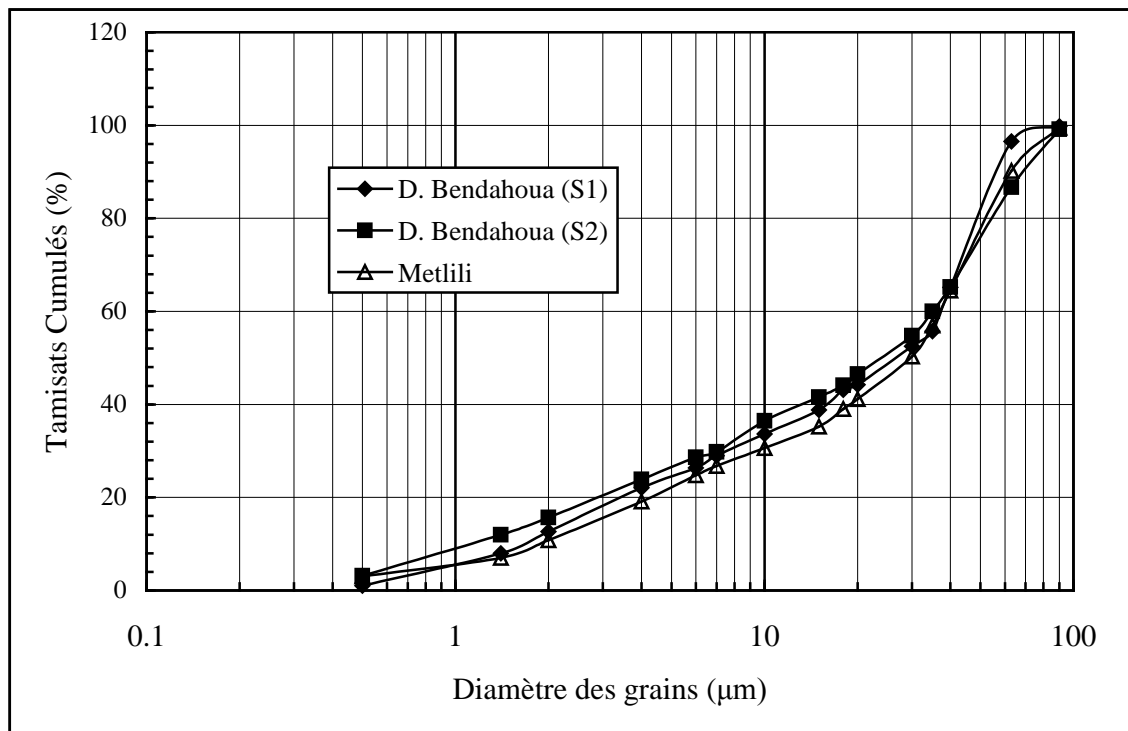
#### 4.2.1 Échantillons de loess de l'Algérie

Les échantillons de loess ont été collectés de deux régions à Ghardaïa (Daïa Bendahoua sondage1, Daïa Bendahoua sondage2 et Metlili) représentant le loess Algérien. Ces échantillons ont été prélevés sous forme de blocs intacts, paraffinés sur place et transportés dans des caisses en carton. Les propriétés de loess sont montrées dans le tableau 4.1. Les courbes granulométriques sont illustrées dans la figure 4.1. Les caractéristiques principales des particules du limon du loess Algérien sont présentées sur l'image 4.1. Les résultats des essais chimiques ont indiqué que le loess de Ghardaïa contenait approximativement 12% de carbonate de calcium et un PH de 8.



Propriétés	Loess Daïa Bendahoua (S1)	Loess Daïa Bendahoua (S2)	Loess Metlili
Teneur en eau initiale, w (%)	5	6	4.50
Masse volumique humide, $\rho_h$ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.49	1.52	1.51
Masse volumique sèche, (Mg/m <sup>3</sup> )	1.42	1.43	1.44
Masse volumique des grains solides $\rho_s$ (Mg/m <sup>3</sup> )	2.68	2.73	2.70
Indice des vides initial, e	0.89	0.91	0.90
Degré de saturation, $S_r$ (%)	15.06	18.40	13.5
Limite de liquidité (%)	30	33	32
Limite de plasticité (%)	23	22	22
Indice de plasticité (%)	7	11	10
Sable (%)	16	2	5
Limon (%)	75	86	85
Argile (%)	9	12	10

**Tableau 4.1 Les propriétés du loess Algérien.**

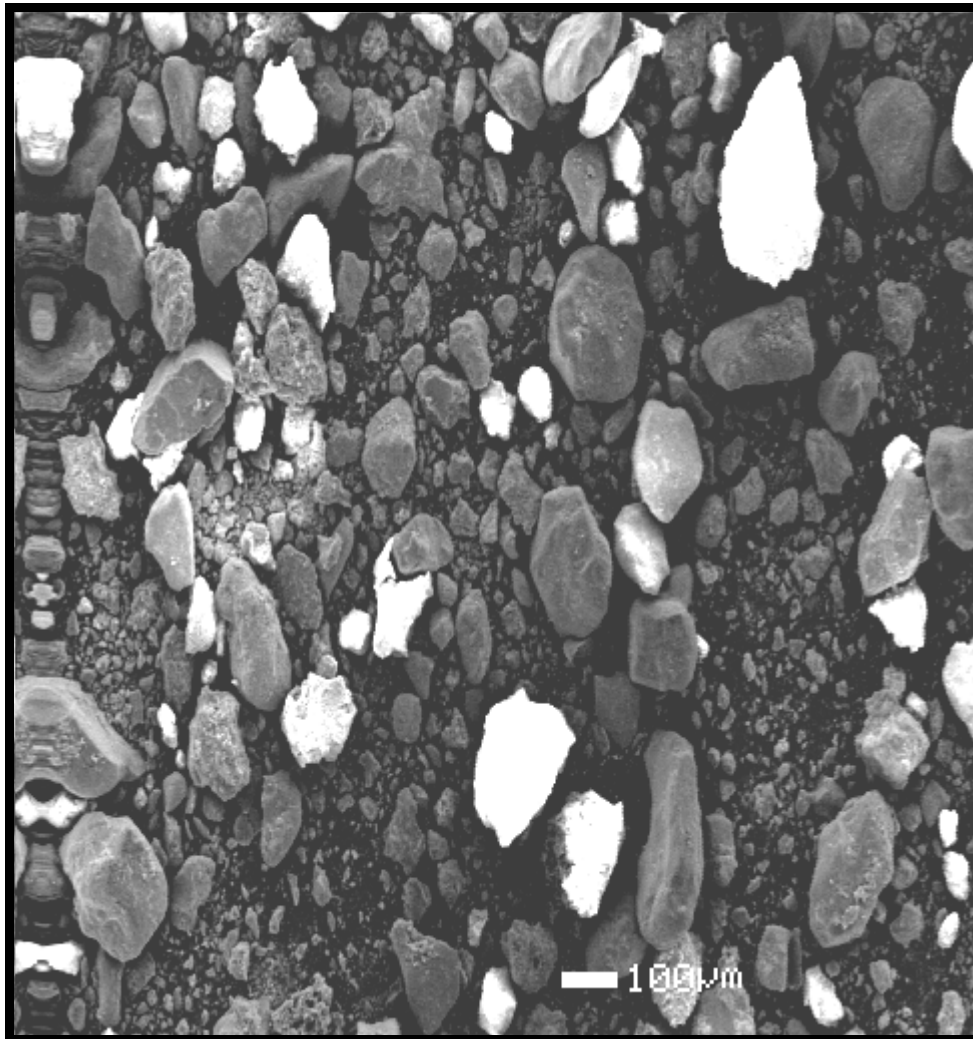


**Fig. 4.1 Courbes granulométriques du Loess Algérien**

#### 4.2.2 Echantillons de loess Chinois

Des blocs de loess ont été prélevés par le Laboratoire de Géotechnique de "Trent Université de Nottingham" pour l'étude expérimentale du loess Chinois. Selon Dijkstra et al (1994), ce sol est décrit comme étant un limon grossier, uniformément gradué avec la plupart des particules tombant dans l'intervalle 10-50µm. A titre comparatif, les propriétés physiques du loess Chinois, Algérien et Libyen sont présentées dans le tableau 4.2. Les

principaux constituants des minéraux d'argile dans le loess Chinois sont principalement l'illite et la kaolinite (Jia Mao, 1985).



**Image 4.1 Particules de Limon du loess de Daïa Bendahoua (S1)**

## **4.3 Matériaux de loess artificiel**

### **4.3.1 Formation des particules de limon**

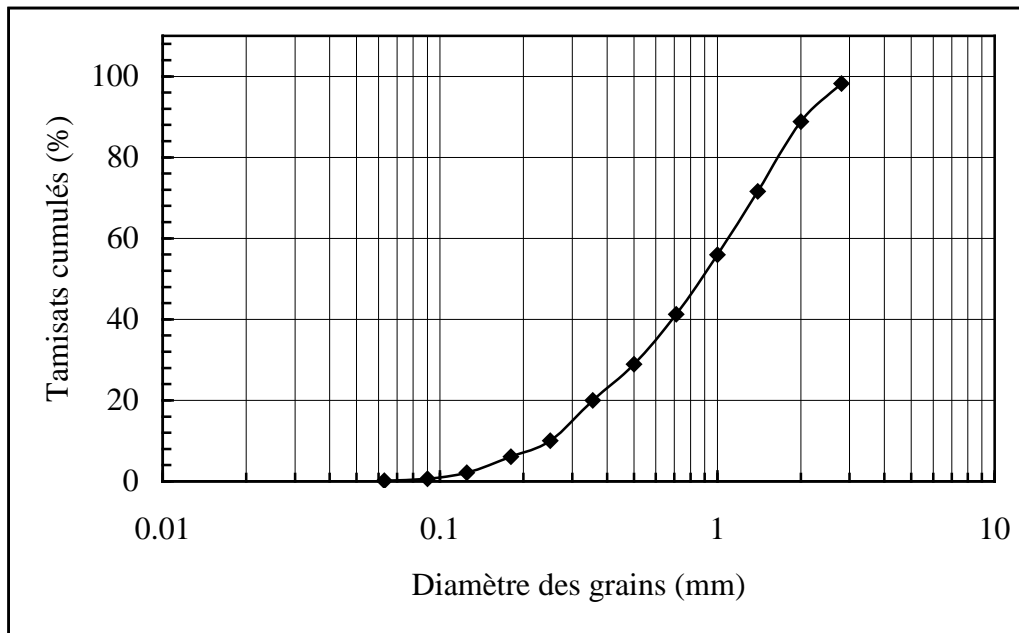
Le Sable de mer utilisé a une densité des grains solides de 2.65. Les résultats de l'analyse granulométrique sont illustrés dans la figure 4.2. Le sable est écrasé pour produire des particules de limon. Les processus principaux pour obtenir le limon pur de sable écrasé sont le lavage, l'écrasement et la sédimentation. Ensuite, le séchage et le tamisage sont exécutés. Les procédures de ces processus sont expliquées en détail.

Propriétés	Loess Libyen	Loess Chinois	Loess Algérien
Teneur en eau initiale, w (%)	4	5	4.45 -6
Masse volumique humide, $\rho_h$ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.47	1.41	1.49-2.1
Masse volumique sèche, (Mg/m <sup>3</sup> )	1.41	1.36	1.42-1.92
Masse volumique des grains solides $\rho_s$ (Mg/m <sup>3</sup> )	2.69	2.72	2.68-2.73
Indice des vides initial, e	0.90	1.02	0.89-0.91
Degré de saturation, $S_r$ (%)	11.95	13.33	13.5-18.40
Limite de liquidité (%)	31	29	30-33
Limite de plasticité (%)	20	17	22-23
Indice de plasticité (%)	11	12	7-11
Sable (%)	26.3	5	2-16
Limon (%)	62.5	83	75-86
Argile (%)	11.3	12	9-12

**Tableau 4.2 Propriétés du loess provenant des trois pays.**

### 4.3.1.1 Processus de l'écrasement de sable

Le limon est un matériau pulvérulent et non plastique de dimension de 2 à 63  $\mu\text{m}$ . Les mécanismes de formation de limon sont encore en discussion (Smith 1994); (Smalley, 1990). Les essais expérimentaux ont montré que ces particules de limon pouvaient être produites en écrasant les grains de sable utilisant différents processus mécaniques (Smalley, 1966b; Wright, 1993). Les particules solides de limon sont produites en écrasant le sable de mer, propre et séché à l'étuve. Différentes méthodes d'écrasement ont été essayées. Chaque méthode simule un certain genre de processus d'écrasement naturel. Par exemple, le mortier à pilon a été utilisé pour simuler le mécanisme d'écrasement glaciaire, le moulin à boule modélise le processus de l'impact des particules, et la machine de compression imite les différents types de forces compressives naturelles. Toutes ces méthodes ont produit des particules de limon de caractéristiques similaires. Les particules angulaires de bords tranchants et de formes de lames ont été formées. Plus de 70% de ces particules tombent dans l'intervalle 10-50  $\mu\text{m}$  qui forme la fraction loessique comme était définie par Browzin (1985). La seule différence entre ces mécanismes d'écrasement est la quantité de limon qui peut être produite par chaque méthode dans un certain temps.



**Fig. 4.2 Courbe granulométrique du Sable de mer**

Le mortier à pilon a été utilisé dans cette recherche (voir figure 4.3). Différents temps (15 minutes, 30 minutes, une heure) ont été essayés pour écraser 100g de sable. Nous avons trouvé que le temps d'écrasement de 30 minutes était le plus convenable. Dans le cas de 15 minutes d'écrasement, la quantité de limon était trop faible, et dans le cas d'une heure, le limon était trop fin. Le processus d'écrasement est répété plusieurs fois afin d'obtenir la quantité nécessaire de limon.



**Fig. 4.3 Mortier et pilon en porcelaine pour l'écrasement du sable**

### 4.3.1.2 processus de sédimentation

Le sable écrasé est un mélange de particules de taille de sable, de limon et d'argile. La séparation de limon et d'argile est réalisée par le tamisage du sable écrasé à travers le tamis d'ouverture 63  $\mu\text{m}$ . Les particules d'argile sont ensuite séparées du limon en utilisant la technique de sédimentation. La vitesse de décantation des particules de limon dans la suspension est plus grande que celle de l'argile. D'après Head (1980), le tableau 4.3 montre les vitesses de décantation des particules solides dans une suspension. Dans cette méthode, une quantité de 200g environ de mélange du limon et d'argile est placée dans une éprouvette et de l'eau distillée est ajoutée au sol pour former 1000 ml de suspension. Cette dernière est traitée avec 100 ml de solution défloculante. Les particules de limon sont secouées pendant 4 heures environ en utilisant l'agitateur par retournement pour assurer la séparation complète des particules. La solution défloculante recommandée par les Normes Britanniques (BSI 1990) est préparée de 33g d'héxamétaphosphate de sodium ( $\text{NaPO}_3$ ), de 7g de carbonate de sodium, et de l'eau distillée pour faire 1000 ml de solution. Le mélange de l'eau et du sol est ensuite mis dans un bécher en verre de 1000 ml et laissé reposer pendant 4 heures pour s'assurer que toutes les particules de limon soient tombées au fond du bécher. A la fin de la période de sédimentation, la solution de l'eau et d'argile est transférée doucement dans un deuxième bécher. Ce dernier est encore rempli d'eau distillée et le mélange d'eau et du sol est agité soigneusement avec une barre en verre jusqu'à ce que toutes les particules se mettent en suspension. La solution est ensuite laissée pendant 4 heures pour permettre aux particules de limon de décanter au fond du bécher. La solution d'argile est versée avec soin dans un troisième bécher. Ce processus est répété jusqu'à ce que les particules de limon soient complètement lavées de l'argile. Le matériau du limon est alors séché à l'étuve pendant 24 heures à 105 °C. Finalement le limon est prêt pour être utilisé dans les essais du loess artificiel.

Type de sol	Diamètre de la particule ( $\mu\text{m}$ )	Vitesse (mm/s)
Limon grossier	35	1
Limon moyen	12	0.1
Limon fin	3.5	0.01
Argile	1.2	0.001

**Tableau 4.3 Relation entre la vitesse et la dimension de la particule pour une suspension de sol-eau (Head, 1980).**

## **4.3.2 Limon pur à partir du loess chinois**

Les particules de limon naturel sont dérivées du loess Chinois. Le matériau du loess est tamisé sous l'eau à travers le tamis d'ouverture 63  $\mu\text{m}$ . Les particules d'argile sont ensuite séparées de celles de limon en utilisant la technique de sédimentation. La courbe granulométrique de limon est présentée dans la figure 4.4. La valeur moyenne de la densité des grains solides est de 2.70.

## **4.3.3 Matériaux liants**

### **4.3.3.1 Introduction**

Deux types de forces agissant sur les particules de sol:

1. Le poids propre ou les forces de volume.
2. Les forces de surface ou forces physicochimiques.

Les forces de surface sont dues à la charge électrostatique portée par les particules (charge négative). La magnitude de cette charge dépend des propriétés chimiques du fluide interstitiel. Les deux types de forces sont en relation avec la dimension de la particule: Les forces de volume sont proportionnelles au volume de la particule, alors que les forces de surface sont proportionnelles à l'aire de surface (Terzaghi et Peck 1967). Quand la dimension des particules diminue, les forces de surface deviennent plus importantes. Par conséquent, les argiles sont électrochimiquement actives et peuvent jouer un rôle très important dans les propriétés physiques et chimiques des sols, même si elles sont présentées dans de petites quantités (Grim 1968; Jefferson 1995).

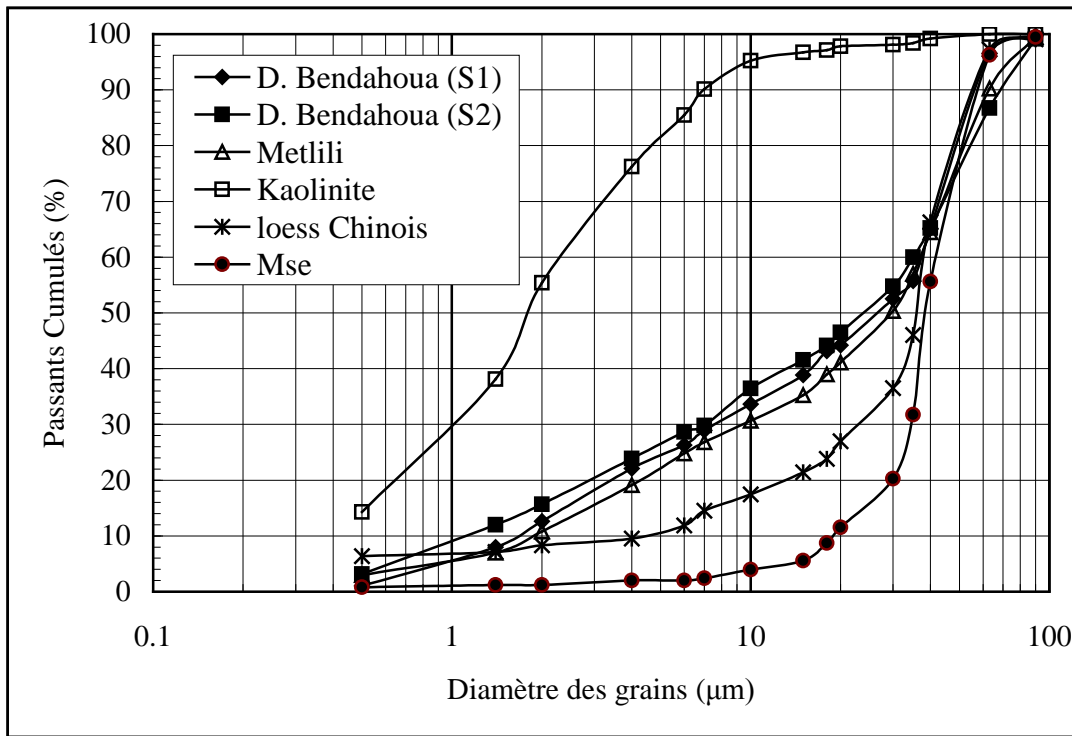


Fig. 4.4 Courbes granulométriques des différents sols

### 4.3.3.2 Minéraux d'argile

Les matériaux liants les plus communs des dépôts de loess sont les minéraux d'argile et le carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Une connaissance de la composition minéralogique des constituants du loess est indispensable pour comprendre le comportement de son affaissement. La dimension et la forme des particules de sol sont les facteurs principaux responsables des propriétés cohésives des minéraux d'argile. 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 rétrécissement sont considérablement différents. Cette différence est due à la composition de la kaolinite de couches alternatives de tétraèdre de silice et de 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 celles de la montmorillonite.

### 4.3.3.3 Argile Anglaise de Chine (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. Les échantillons d'argile Anglaise de Chine ont été utilisés dans cette recherche pour produire des mélanges d'argile et de limon. La kaolinite est classée comme une argile de faible plasticité, (tableau 4.4).

Propriétés	Description du fabricant	Valeurs mesurées
Couleur	Poudre blanche crème	-----
Odeur	aucune	-----
Densité des Grains Solides ( $G_s$ )	2.6	2.62
Limite de Liquidité (LL)	-----	58%
Limite de Plasticité (LP)	-----	30%
Indice de Plasticité (IP)	-----	28%
Aire spécifique	10-14m <sup>2</sup> /g	-----
PH	5.0	4.8

**Tableau 4.4 Propriétés Physiques et Chimiques de la kaolinite présentées par le fabricant.**

Les résultats de l'analyse granulométrique sont montrés sur la figure 4.4. La composition minéralogique et l'analyse chimique présentées par le fabricant sont illustrées dans les tableaux 4.5 et 4.6.

Type du minéral	Teneur en pourcentage
Kaolinite	67%
Mica Potasse	24%
Mica du Soda	1%
Quartz	2%
Matière Carbonifère	< 4%

**Tableau 4.5 Composition Minéralogique de la kaolinite Donnée par le fabricant.**

Élément Chimique	Argile de la Chine	Bentonite
$SiO_2$	48.0%	63.59%
$Al_2O_3$	36.1%	21.43%
$Fe_2O_3$	1.0%	3.78%
$CaO$	0.1%	0.6%
$MgO$	0.2%	2.03%
$K_2O$	2.8%	0.31%
$NaO$	0.1%	2.7%
Eau de liaison		5.50%
Perte sur ignition à 950°C	11.6%	

**Tableau 4.6 Analyse Chimique de la kaolinite et de la Bentonite Présentée par le fabricant.**



#### 4.3.3.4 La Bentonite (Wyoming 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 le fabricant montrent que la bentonite est constituée de 92% montmorillonite, de 5% de feldspath et de 3% de quartz. L'analyse chimique de la Bentonite est montrée dans le tableau 4.6. Les propriétés physiques et chimiques sont illustrées dans le tableau 4.7.

Propriétés	Description
Couleur	Poudre grise claire
Pourcentage passant 75 $\mu m$	85%
Teneur en eau (%) à 100-110°C	10-14%
Limite de Liquidité (LL)	680%
Indice de Plasticité (IP)	500%
Densité des Grains Solides ( $G_s$ )	2.68
Aire de Spécifique	800m <sup>2</sup> /g
PH	9 (mesuré)

**Tableau 4.7 Propriétés Physiques et Chimiques de la Bentonite données par le fabricant.**

#### 4.3.4 Loess artificiel (modèle de loess)

##### 4.3.4.1 Mélanges de limon pur à partir de Sable écrasé et de la Kaolinite

Le limon pur à partir de sable écrasé est mélangé avec la kaolinite pour produire un mélange de limon et d'argile en différents rapports. Douze rapports argile/limon (0/100, 5/95, 10/90, 15/85, 20/80, 25/75, 30/70, 35/65, 40/60, 45/55, 50/50, 60/40) sont utilisés.

##### 4.3.4.2 Mélanges de limon pur à partir de Sable écrasé et de la Bentonite

Les différentes quantités de la Bentonite sont ajoutées au limon pur à partir de sable écrasé, pour créer six mélanges de limon et d'argile. Les rapports argile/limon utilisés sont (5/95, 7.5/92.5, 10/90, 12.5/87.5, 15/85, 20/80).

### **4.3.4.3 Mélanges de limon pur du loess Chinois et de la Kaolinite**

Trois mélanges de limon et d'argile (20/80, 30/70, et 40/60) sont préparés.

### **4.3.5 Méthodes de mélange**

Deux méthodes de mélange ont été utilisées: mélange sec et mélange humide. Le but de ce processus de mélange est de distribuer uniformément les particules d'argile entre les grains de limon pour produire un matériau du loess artificiel homogène. L'effet du système de liaison sur le comportement de l'affaissement des mélanges de limon et d'argile dépend largement du degré de distribution des particules d'argile.

#### **4.3.5.1 Méthode de mélange sec**

Le limon et la fraction d'argile sont placés dans un mortier et très bien mélangés manuellement ensemble en utilisant un pilon à tête de caoutchouc pendant 10 minutes. Le mélange est alors passé à un tamis d'ouverture 63 $\mu$ m, directement dans l'anneau oedométrique

#### **4.3.5.2 Méthode de mélange humide**

Dans cette méthode, le limon et les particules d'argile sont entièrement mélangés ensemble en utilisant la méthode de mélange sec. Le mélange de limon et d'argile est alors mis dans un mortier, et de l'eau distillée est ajoutée jusqu'à ce qu'il atteigne approximativement sa limite de liquidité. Le produit est encore mélangé manuellement en utilisant un pilon à tête de caoutchouc pendant 10 minutes. Le sol mouillé est ensuite placé sur une plaque en verre pour une évaporation partielle jusqu'à ce qu'il atteigne son état plastique. Finalement il est séché à l'étuve et tamisé à travers le tamis d'ouverture 63 $\mu$ m.

## **4.4 Propriétés physiques de loess**

Des spécimens représentatifs du sol de différents matériaux de loess sont testés pour déterminer la densité des grains solides, la masse volumique des grains solides, la masse volumique apparente, la masse volumique sèche, les limites d'Atterberg , et la

granulométrie selon les Normes Britanniques (BSI 1990). L'analyse de sol passant le tamis d'ouverture 63  $\mu\text{m}$  est menée en utilisant la technique de sédimentation.

#### **4.4.1 Propriétés physiques de loess Algérien**

Un résumé des propriétés physiques des spécimens représentatifs des échantillons de sol prélevés des trois régions de la wilaya de GharDaïa: Daïa Bendahoua sondage1, Daïa Bendahoua sondage2 et Metlili est présenté au tableau 4.1.

#### **4.4.2 Propriétés physiques de limon pur**

La densité des grains solides de limon pur à partir de sable écrasé a été déterminée selon les procédures des Normes Britanniques (BSI 1990). La valeur moyenne des résultats de l'essai est de 2.66  $\text{Mg/m}^3$ .

Tsor et Pye (1987) ont rapporté que le matériau du loess était composé principalement de particules solides de dimension entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ . Les résultats de l'analyse granulométrique de limon pur à partir du sable écrasé sont présentés dans la Figure 4.4 dont le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 2.80 et le coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1.16. Selon la classification des Normes Britanniques (BSI 1990), le matériau est constitué de 64% de limon grossier, 30% de limon moyen, 4% de limon fin et seulement 2% de particules de dimension d'argile. On peut conclure que les caractéristiques de limon pur à partir de sable écrasé sont identiques à celles de limon dérivé du loess.

### **4.5 Analyse par Microscope Electronique à Balayage (MEB)**

Dans cette recherche les caractéristiques géométriques (forme, grosseur, angularité) des particules individuelles de limon de différents matériaux du loess ont été étudiées en utilisant la technique de MEB. La même technique a été aussi utilisée pour étudier les caractéristiques de la structure des matériaux de loess naturel et artificiel. Le Microscope Electronique à Balayage (MEB) est largement utilisé comme outil d'analyse. Ce dernier a été utilisé avec succès dans ce travail pour étudier:

1. La forme du grain et la texture de surface.
2. La structure du sol et les détails des pores entre les particules.
3. La distribution des particules d'argile dans le sol.

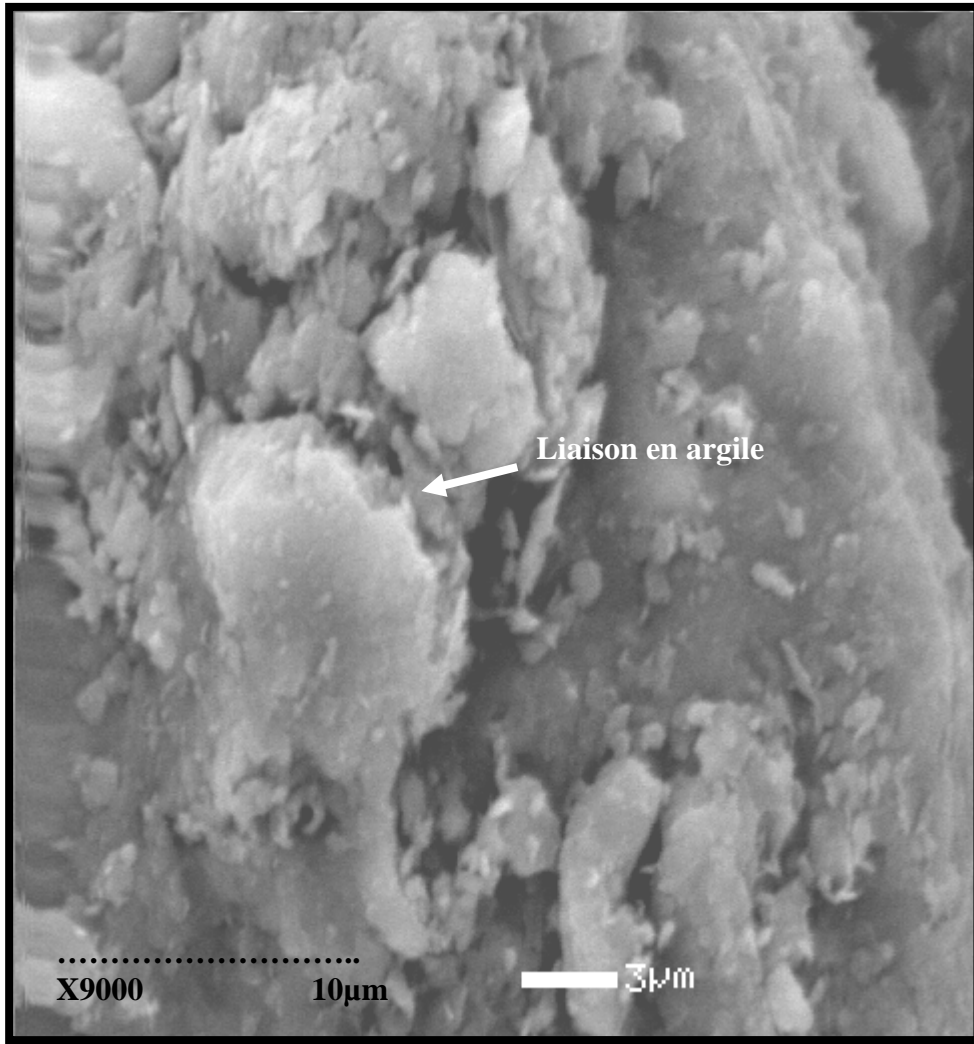
## **4.5.1 Caractéristiques géométriques et structurales des matériaux de loess**

La forme, la grosseur et l'angularité sont des caractéristiques géométriques principales des particules solides de la masse de sol. Les propriétés géométriques des grains solides du sol loessique dépendent principalement de leur composition minérale et de leur structure cristallographique, leurs mécanismes de formation et leurs modifications dues à l'altération et le processus de diagenèse. Pye (1987) a rapporté que les particules de quartz de taille de limon sont principalement angulaires ou semi angulaires.

Les recherches récentes menées par Smalley et Glendinning (1991) et Mahaney (1992) ont indiqué que l'étude des particules individuelles de loess pouvait donner des informations utiles sur la formation du sol et les mécanismes de transport. Rogers et Smalley (1993) ont rapporté que le problème le plus important qui devait être étudié est celui de la structure des dépôts du loess et leur comportement d'affaissement du au chargement et à l'inondation. La forme des particules de loess a été aussi étudiée par Rogers et Smalley (1993) qui ont déclaré que pour construire des modèles de loess on devrait savoir la forme générale de l'unité constituante de base (exemple, les particules de Quartz de 30 $\mu$ m).

Les caractéristiques de la microstructure des matériaux du loess intact naturel de l'Algérie sont indiquées dans l'image 4.2. Cette dernière montre la taille et la distribution des pores à l'intérieur de la masse de sol. Le loess Algérien a une structure métastable ouverte ayant un pourcentage considérable de grands pores (20-80 $\mu$ m). Les particules de limon sont partiellement couvertes d'argile et de carbonate de calcium qui forment les matériaux principaux de liaison.

La distribution des particules d'argile à l'intérieur du sol loessique est réalisée à l'aide des mélanges de limon pur et de kaolinite (Mse-K). Le mélange d'un rapport K/Mse = 30/70, donne de bon résultats de distribution des particules d'argile. Dans le cas de la méthode du mélange sec, la plupart des particules de limon sont propres et les particules d'argile se concentrent dans certaines régions, alors que dans le cas de la méthode du mélange humide, les particules de limon sont partiellement couvertes d'argile, présentant un pourcentage élevé de contacts de particules de limon supportés par les minéraux d'argile comme matériaux de liaison.



**Image 4.2 Loess intact de Daïa Bendahoua (S1)**

# CHAPITRE 5

## Modélisation expérimentale et méthodes d'essais

### 5.1 Introduction

Un programme expérimental a été établi pour étudier l'affaissement de structures métastables qui sont prévalentes dans le sol affaissable. Des spécimens de loess naturel intact (réel) et artificiel reconstitué (modèle) de différents matériaux de sol sont préparés et testés. La structure ouverte métastable des dépôts de loess est simulée en utilisant la technique de chute dans l'air. La compressibilité et l'affaissement du loess artificiel et réel sont mesurés en utilisant l'essai de compression oedométrique. Deux méthodes d'essai sont utilisées, l'essai oedométrique simple et l'essai oedométrique double.

### 5.2 Programme expérimental

Les essais au laboratoire sur les spécimens de loess sont conduits en deux étapes. Les essais à l'étape 1 sont exécutés sur des spécimens de loess naturel intact afin de comparer les résultats de loess réel avec ceux du loess reconstitué pour valider la technique de chute dans l'air des particules sèches qui est employée pour la reformation des spécimens de la structure métastable. Les propriétés fondamentales et le comportement de l'affaissement du loess Algérien et l'effet du niveau de contrainte sur la quantité de l'affaissement sont aussi déterminés. Les essais à l'étape 2 sont conduits sur des spécimens de loess reconstitué pour étudier l'effet du type et de la quantité des matériaux liants sur l'affaissement des dépôts de loess. Différents mélanges de limon et d'argile sont utilisés.

### 5.3 Préparation des échantillons intacts

Des spécimens en forme de disques de *75 mm* de diamètre et de *19 mm* de hauteur, pour les essais de compression oedométriques, sont préparés à partir de blocs d'échantillons intacts de loess. Le spécimen préparé est soigneusement placé dans

l'anneau de l'oedomètre et les extrémités sont nivelées pour donner une épaisseur satisfaisante.

## **5.4 Structures instables et métastables des dépôts de loess**

### **5.4.1 introduction**

La simulation de formation de la structure affaissable dans les dépôts de loess a été tentée par quelques chercheurs russes (Trofimov, 1990a). Les résultats des études expérimentales indiquent qu'il est possible de reconstruire une structure ouverte d'un dépôt de sol ayant une porosité élevée. Afin de modéliser expérimentalement la formation affaissable de dépôts de loess, plusieurs méthodes de reconstitution des échantillons de sol artificiel d'une structure ouverte ont été essayées, et les techniques les plus réalisables avec succès ont été adoptées. Ces techniques sont décrites ci-dessous

### **5.4.2 Structure instable**

#### **5.4.2.1 Introduction**

La structure initiale instable d'indice des vides élevé ( $e > 1.35$ ) est la première étape dans la formation d'une structure métastable des dépôts du loess. Elle se produit quand les particules solides de taille de limon sont premièrement déposées en mode de sédimentation de chute dans l'air. Ceci peut être simulé au laboratoire en permettant aux particules de limon sec de tomber librement et directement dans l'anneau oedométrique. Les spécimens de sol d'une structure instable ont été produits en utilisant la technique de chute dans l'air comme suit:

#### **5.4.2.2 Méthode de chute dans l'air des particules sèches**

Les spécimens de loess reconstitué avec une structure fortement poreuse et instable sont préparés à partir des différents matériaux décrits précédemment. Ces matériaux sont passés à un tamis d'ouverture  $63 \mu m$ , directement dans l'anneau oedométrique, à partir d'une hauteur constante de  $300 mm$ , comme le montre la figure 5.1. Cette méthode est considérée comme la meilleure pour simuler la sédimentation naturelle des dépôts de loess, car elle donne aux particules la chance d'adopter une orientation selon leurs propriétés et les conditions ambiantes.

Les procédures utilisées pour déterminer la masse volumique sèche et l'indice des vides de cette structure instable sont les suivantes:

- 1- Assembler l'anneau oedométrique, la pierre poreuse le papier filtre, comme le montre la figure 5.1, et déterminer la masse de cet assemblage ( $m_1$ ).
- 2- Mettre l'assemblage dans un plateau et placer la masse de sol sec directement dans l'anneau oedométrique en utilisant la technique de la chute dans l'air.
- 3- Niveler soigneusement la surface supérieure du spécimen, bien nettoyer l'assemblage en utilisant une brosse souple, peser l'assemblage et le spécimen du sol ensemble ( $m_2$ ). Tout choc soudain au spécimen devrait être évité parce que le matériau lâche est très sensible aux vibrations.
- 4- La masse du spécimen ( $m_d$ ) est déterminée par:  $m_d = m_2 - m_1$
- 5- La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) et l'indice des vides ( $e$ ) du spécimen sont

$$\text{calculées comme suit: } \rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad (\text{g/cm}^3) \text{ et } (e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1) \quad (6.1)$$

$V_t$  = volume total du spécimen (volume de l'anneau en  $\text{cm}^3$ )

$\rho_s$  = masse volumique des grains solides ( $\text{g/cm}^3$ )

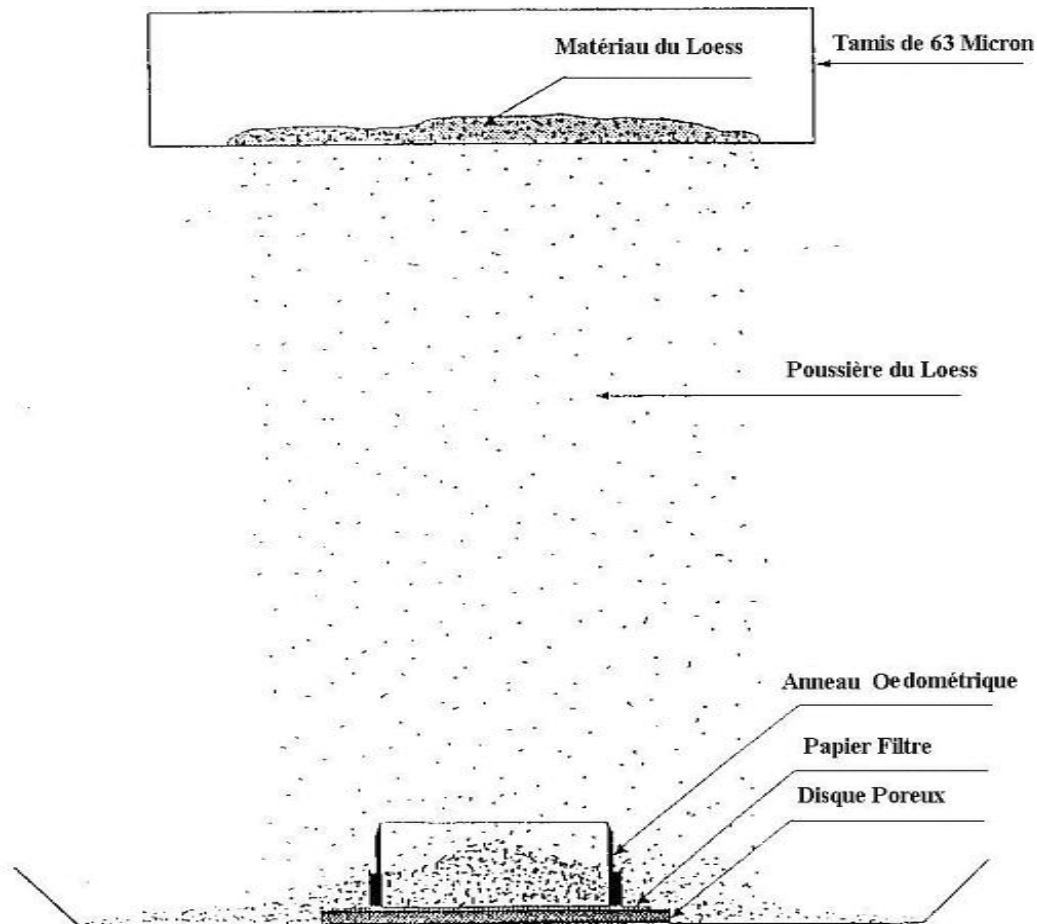
## 5.4.3 Structure métastable des dépôts de loess

### 5.4.3.1 Introduction

La structure initiale instable est très ouverte et sensible à toute sorte de vibrations. Elle ne peut pas supporter même une petite charge, et tend à s'affaisser, au moment où elle est entrain de se former.

Les particules solides sont réorientées et réarrangées entre elles. A cette étape, une structure initiale résistant à la contrainte appliquée commence à se former. La structure initiale métastable est développée comme résultat du processus de déformation primaire. La seconde étape dans la formation de la structure métastable commence alors quand la structure initiale instable s'affaisse. La structure métastable peut être reconstruite au laboratoire par application d'une très faible contrainte verticale de 5 kPa à la structure instable initiale.



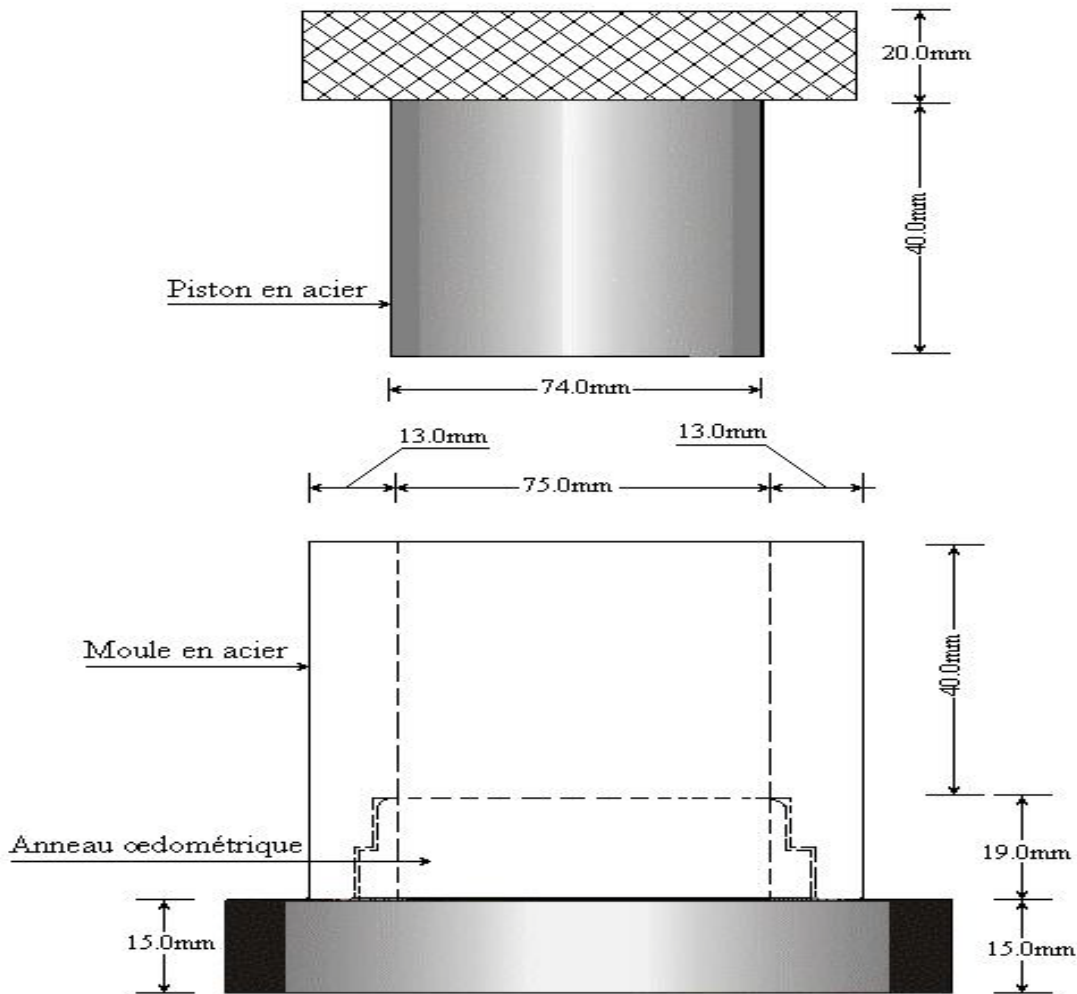


**Fig. 5.1** Méthode de chute dans l'air pour la préparation des spécimens reconstitués de structure métastable.

### **5.4.3.2 Préparation des échantillons reconstitués de structure métastable**

Des spécimens de structure métastable sont produits en utilisant un dispositif simple conçu spécialement pour ce but. Le dispositif consiste en un moule cylindrique et un piston en acier. Le diamètre intérieur du moule est égal au diamètre intérieur de l'anneau oedométrique (75 mm). Le moule est conçu de telle sorte que l'anneau oedométrique puisse être inséré à partir de la base dans le moule. Les détails complets de l'assemblage du dispositif et l'anneau oedométrique sont montrés dans la figure 5.2.

Les spécimens sont statiquement compactés directement dans l'anneau. En utilisant cette méthode, des jeux de spécimens identiques peuvent être réalisés. L'indice des vides initial préféré est obtenu en déterminant la masse du sol nécessaire à remplir le volume de l'anneau pour donner la masse volumique sèche correspondant à l'indice des vides voulu.



**Fig. 5.2 Moule cylindrique en acier pour la préparation des spécimens Reconstitués de structure métastable**

La quantité nécessaire de sol est tamisée directement dans l'anneau en utilisant la technique de chute dans l'air. Le piston est ensuite placé en position et pressé doucement jusqu'à ce que la semelle touche le moule. Afin d'empêcher les particules de sol d'entrer entre le moule et le piston, un papier filtre de diamètre égal au diamètre du moule est placé sur la surface supérieure du spécimen. Le spécimen compacté, l'anneau et la pierre poreuse sont pesés avant de les monter dans l'oedomètre. Ceci permet de déterminer la masse volumique sèche du spécimen et l'indice des vides correspondant.

## **5.5 Méthodes d'essai**

### **5.5.1 Introduction**

Les méthodes expérimentales utilisées pour déterminer les propriétés de loess, les essais chimiques et l'analyse minéralogique sont présentées dans le chapitre 4. Les méthodes employées pour l'étude du comportement de l'affaissement des dépôts de loess sont décrites dans la section suivante.

### **5.5.2 Essai de consolidation classique**

L'oedomètre a été utilisé pour déterminer la compressibilité et les paramètres de consolidation depuis 1934, quand Terzaghi a conçu le premier appareil de consolidation, qu'il a appelé un "oedomètre". L'essai de consolidation à l'oedomètre était devenu une procédure courante de laboratoire après 1945, et elle est maintenant une technique bien connue (BSI 1990). Cette technique a été utilisée pour étudier le comportement de l'affaissement des sols métastables. Kane (1969); Jennings et Knight (1975); Handy (1973); Mellors (1977); Lutteneger (1988), Nouaouria et al (2002).

### **5.5.3 Essai d'affaissement**

#### **5.5.3.1 Introduction**

Les propriétés d'affaissement et le comportement des échantillons intacts et reconstitués avec une référence particulière à leur réponse à l'inondation sous différents niveaux de contrainte sont étudiées. Les spécimens de 75 mm de diamètre et 19 mm d'épaisseur sont testés en compression unidimensionnelle en utilisant l'oedomètre. Deux méthodes ayant été utilisées avec succès pour déterminer les paramètres d'affaissement: L'oedomètre simple et l'oedomètre double, des résultats similaires sont obtenus en utilisant les deux techniques

#### **5.5.3.2 Essai oedométrique simple**

L'essai oedométrique 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 inondé 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 l'inondation, exprimée en pourcentage, définit le degré d'affaissement.

### **5.5.3.3 Essai oedométrique double**

L'essai oedométrique 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 inondé et une procédure de chargement similaire est conduite. La différence entre les déformations à l'équilibre est calculée pour déterminer le degré d'affaissement.

### **5.5.3.4 Appareil**

L'oedomètre classique utilisé dans ce travail est manufacturé par la firme "Wykeham Farrance Engineering Limited", comme le montre la figure 5.3. 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 de *0.002 mm* par division est utilisé. Des anneaux oedométriques de *75 mm* de diamètre et de *19 mm* d'épaisseur sont utilisés. 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 confinement bien serré.

### **5.5.3.5 Etalonnage de l'appareil**

Les caractéristiques de déformation élastique de l'appareil utilisé sont déterminées conformément aux normes Britanniques (BSI 1990). Un disque en acier inoxydable de mêmes dimensions que le spécimen est placé dans l'appareil, entre les papiers filtre secs. Les charges appliquées correspondent aux contraintes réellement utilisées pour le spécimen du sol. L'étalonnage est répété trois fois et la valeur moyenne de la compression correspondant à la déformation de l'appareil est

déterminée pour chaque incrément de contrainte et une correction appropriée est faite aux tassements mesurés.



**Fig. 5.4** Vue générale de l'appareil oedométrique

### **5.5.3.6 Procédure de l'essai**

Le chargement du spécimen est conduit avec référence aux normes décrites ci-dessus. 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, de telle sorte que la contrainte soit doublée à chaque incrément. Pour des spécimens intacts, une contrainte initiale relativement élevée pourrait être utilisée parce que au-dessous de cette valeur aucune compression significative n'est observée. A l'état sec, les

incréments de chargement sont ajoutés à chaque intervalle de temps *de 30 minutes*, alors qu'à l'état saturé l'intervalle est *d'une heure*. La charge sur le spécimen au moment de l'inondation est laissée *2 heures* avant d'ajouter la charge suivante. Pour les spécimens artificiels préparés à partir du mélange limon-argile dans lequel la bentonite est employée comme matériau de liaison, l'intervalle de temps est de *2 heures* à l'état saturé et de *4 heures* (en fonction de la teneur en argile utilisée) au moment de l'inondation.

Il est généralement évident que l'affaissement du sol limoneux se produit rapidement (moins de 2 heures) même pour une teneur en argile relativement élevée (Booth 1977; Huang 1989; Lawton et al 1989). Des essais préliminaires ont été réalisés pour déterminer le temps nécessaire pour l'affaissement complet. Les résultats ont indiqué que l'affaissement complet se produit dans une période de moins d'une heure pour tous les matériaux du loess naturel et artificiel excepté les mélanges de limon-argile préparés à l'aide du mélange de limon pur produit de sable écrasé et de la bentonite.

## **5.6 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  $\Delta h$  = variation de la hauteur de l'échantillon due à l'inondation.

$H_0$  = Hauteur de l'échantillon avant l'inondation.

# CHAPITRE 6

## Présentation des résultats expérimentaux

### 6.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter les résultats des essais oedométriques simples et oedométriques doubles. Les propriétés de compressibilité et le comportement de l'affaissement des spécimens de loess intacts et reconstitués ont été déterminées, à savoir le loess naturel de la l'Algérie, le loess naturel de la Chine et le loess artificiel.

### 6.2 Compressibilité et comportement de l'affaissement des matériaux de loess naturel

#### 6.2.1 Echantillons de loess intacts

##### 6.2.1.1 Loess Algérien

Les résultats des essais d'affaissement du loess de Ghardaïa, à l'oedomètre simple et à l'oedomètre double, sont illustrés sur la figure 6.1.

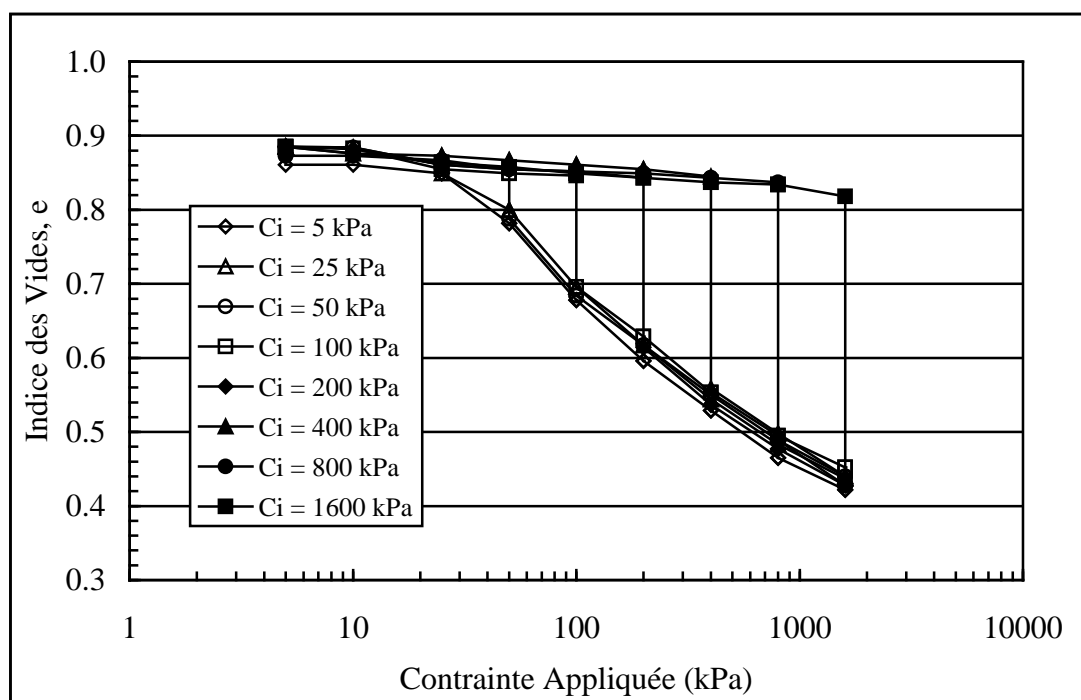
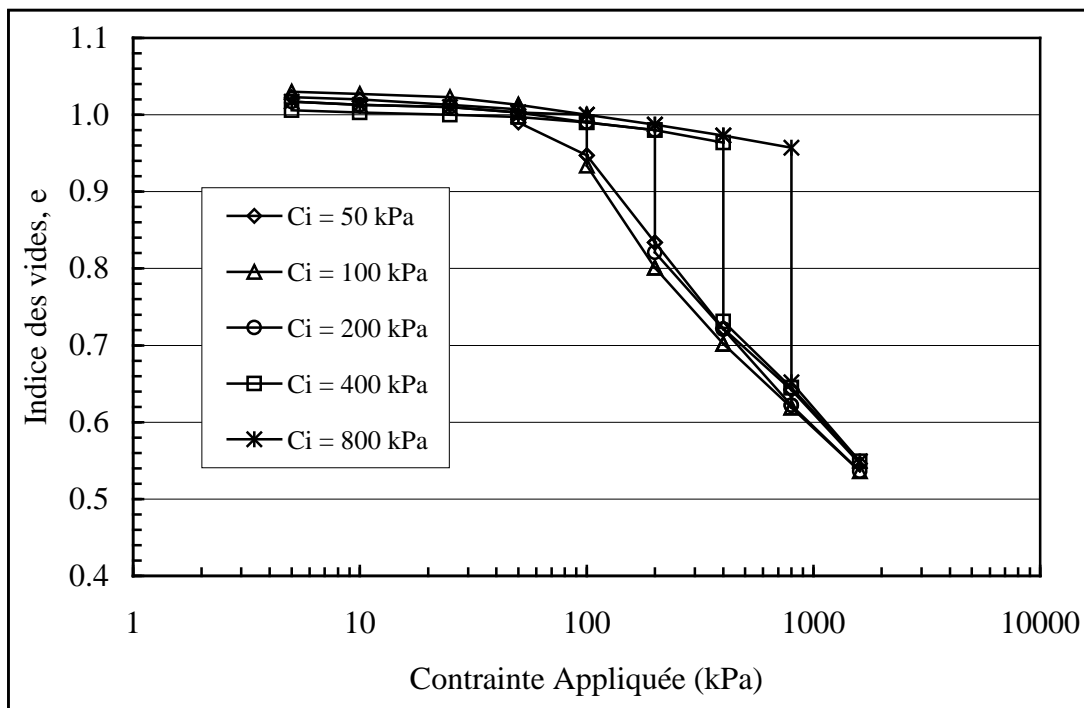


Fig. 6.1 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double des spécimens intacts du loess Algérien inondés à différents niveaux de contraintes

Le degré d'affaissement à 200kPa est de 12.5 % environ. En se basant sur les valeurs données par Jennings et Knight (1975), le loess Algérien peut poser des problèmes d'affaissement sévères. Généralement pour les contraintes supérieures à 25 kPa, les valeurs mesurées de l'affaissement des spécimens varient de 1 à 21%, dépendant du niveau de la contrainte verticale appliquée aux spécimens au moment de l'inondation. Les figure 6.1 et 6.2 montrent que la compression des spécimens à l'état sec (état pré-inondé) est insignifiante en la comparant avec le tassement de l'affaissement du à l'inondation. Selon les résultats des essais présentés sur les figures 6.1 et 6.2, nous pouvons confirmer qu'il y a une relation post-inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée pour tous les spécimens qui ont été soumis à l'inondation à différents niveaux de contrainte. A toute contrainte verticale appliquée et du à l'inondation, l'affaissement atteint toujours une valeur d'indice des vides prescrite par la courbe de l'indice des vides-contrainte appliquée post-inondée unique. Une augmentation supplémentaire de la contrainte appliquée cause une réduction de l'indice des vides suivant la courbe post-inondée.

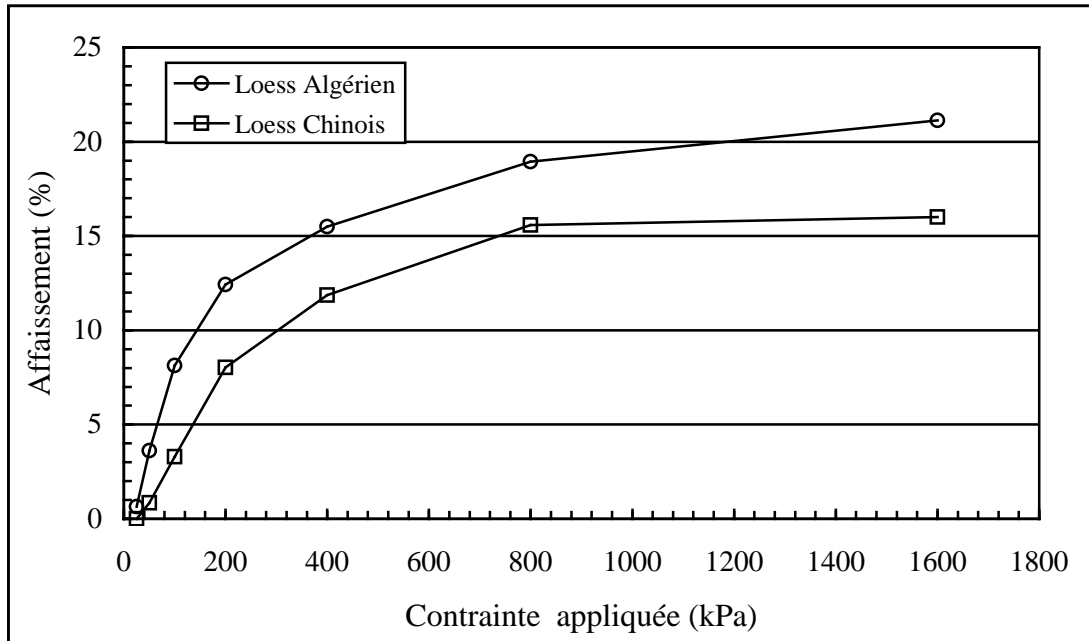


**Fig. 6.2 Résultats d'essais d'affaissement des spécimens intacts du loess Chinois inondés à différents niveaux de contraintes**

Les courbes présentées sur la figure 6.3 illustrent l'effet de la contrainte d'inondation sur l'affaissabilité du sol loessique et indiquent que le degré d'affaissement augmente proportionnellement à cette contrainte jusqu'à une certaine



valeur, à laquelle l'affaissement maximum sera obtenu. Sur la figure 6.3, l'affaissement maximum de 21% environ s'est produit à 1600kPa. Cette figure montre aussi clairement que le taux de changement de volume dû à l'affaissement est grand à des niveaux faibles de contrainte appliquée, mais il diminue considérablement à des niveaux plus élevés et devient très petit au delà de 800 kPa.



**Fig. 6.3 Relation entre la contrainte appliquée et l'affaissement des spécimens intacts préparés du loess Algérien et Chinois.**

### 6.2.1.2 Loess Chinois

Les résultats de l'essai d'affaissement sur des spécimens intacts du loess Chinois inondés à des niveaux de contrainte de 50 à 800kPa sont présentés sur les figures 6.2 et 6.3. Le degré d'affaissement varie de 1.0 à 16%, selon le niveau de la contrainte verticale appliquée aux spécimens au moment de l'inondation.

A 200kPa, le degré d'affaissement a été trouvé approximativement égal à 8%. Nous pouvons encore voir que la compression des spécimens est insignifiante à l'état sec en la comparant aux tassements d'affaissement dû à l'inondation. Quand les compressions d'affaissement sont complètes, la courbe  $e-\log p$  devient approximativement linéaire, et une augmentation supplémentaire de la contrainte appliquée conduit à une diminution de l'indice des vides suivant cette courbe.

Une comparaison entre le comportement de l'affaissement des spécimens du loess Chinois et du loess Algérien est présentée sur la figure 6.3 qui montre que malgré que

les deux matériaux soient similaires, les valeurs de l'affaissement du loess Chinois sont plus faibles que celles de l'affaissement du loess Algérien.

## **6.2.2 Echantillons du Loess Reconstitué**

### **6.2.2.1 Introduction**

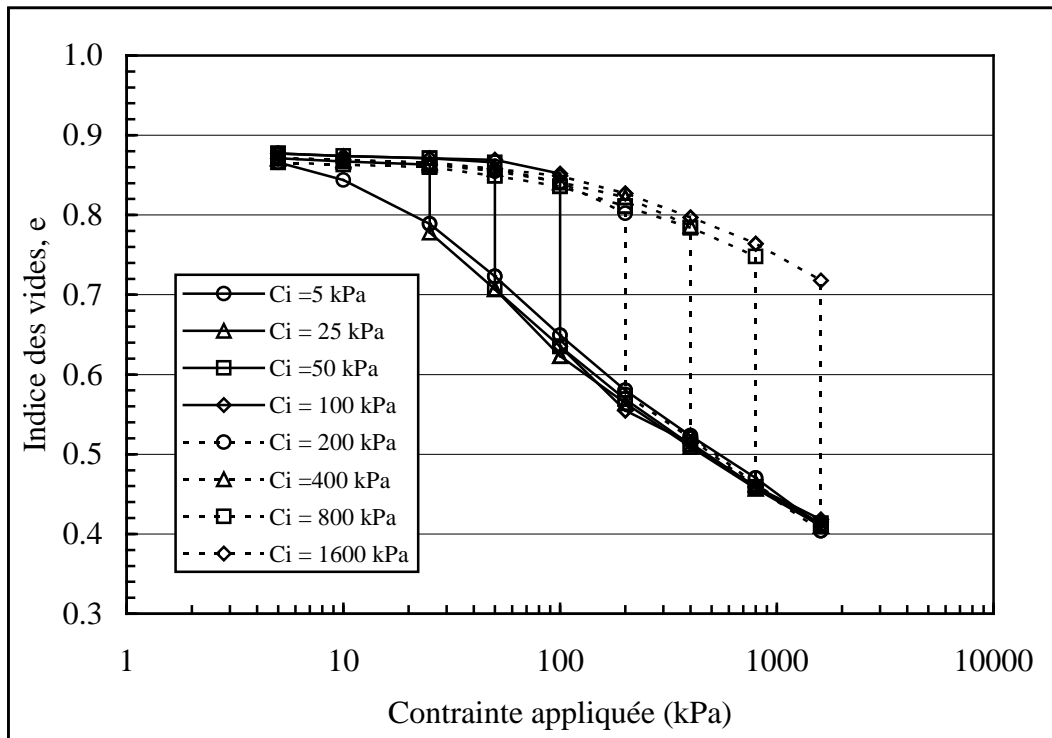
Reconstruire une structure de sol expérimentalement est une approche importante qui peut être utilisée pour étudier le comportement de ce sol et spécifiquement le comportement de l'affaissement des dépôts de loess. Un des objectifs principaux de cette recherche est d'examiner la possibilité de reproduire un échantillon reconstitué qui simule l'affaissement d'une structure des dépôts de loess naturel, et par la suite déterminer une méthode propre de modélisation expérimentale pour représenter des structures des sols métastables. Pour atteindre ce but, des spécimens reconstitués des matériaux de loess naturel de l'Algérie et de la Chine ont été préparés par la technique de Chute dans l'air et testés en utilisant l'oedomètre simple et l'oedomètre double.

### **6.2.2.2 Loess Algérien**

Les résultats d'essais oedométriques sur des spécimens reconstitués préparés à partir des matériaux de loess naturel sont présentés sur la figure 6.4. Les matériaux ont été séchés, mélangés, et tamisés au tamis d'ouvertures 63  $\mu\text{m}$ . Les propriétés initiales (masse volumique sèche et indice des vides) de tous les spécimens reconstitués sont approximativement égales aux valeurs correspondant aux spécimens intacts préparés de mêmes matériaux. Les spécimens reconstitués ont été préparés en utilisant la technique de chute dans l'air décrite précédemment.

La figure 6.4 montre les résultats d'essais oedométriques simples et doubles, réalisés sur des spécimens de loess Algérien reconstitué. Il est clair que la forme générale des courbes de compression de ces spécimens est similaire à celle des spécimens intacts de mêmes matériaux. Le comportement de l'affaissement des spécimens reconstitués et celui des spécimens intacts sont alors qualitativement semblables. Tous les spécimens ayant subi une inondation à différents niveaux de contrainte ont montré une relation post-inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée. Ces observations indiquent que la structure métastable d'un sol affaissable peut être simulée expérimentalement au laboratoire. A l'état sec, ce type de

spécimen a indiqué une réponse faible à la compressibilité et a montré une compression insignifiante sur un intervalle de contrainte appliquée inférieure à 100 kPa. Cependant, il a révélé une compression considérable sur un intervalle de contrainte plus grande que 100 kPa, comparée avec la compression du sol intact.



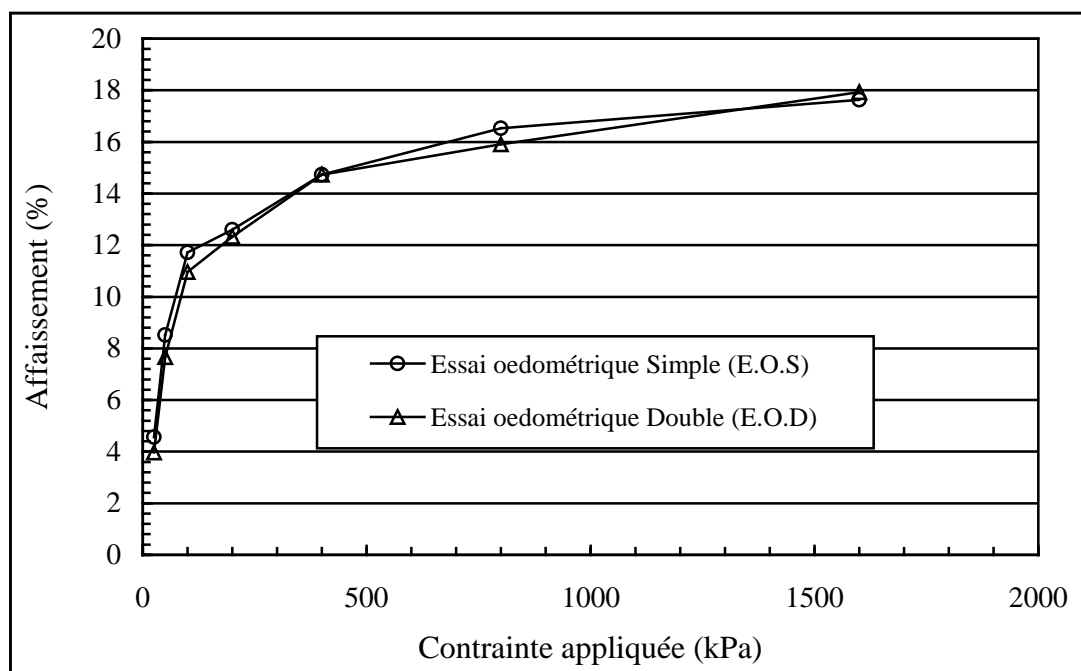
**Fig. 6.4 Résultats d'essais d'affaissement des spécimens reconstitués, préparés du loess Algérien et inondés à différents indices des vides.**

Notons sur la figure 6.5 que le degré d'affaissement varie sur un intervalle de 4,0 à 17,5% environ, selon le niveau de la contrainte appliquée au moment de l'inondation. Une valeur de 13,5 % environ pour le loess Algérien reconstitué a été déterminée pour une contrainte appliquée de 200 kPa. Nous pouvons aussi remarquer que le degré d'affaissement mesuré en utilisant l'oedomètre simple est légèrement supérieur à celui calculé en utilisant l'oedomètre double.

### 6.2.2.3 Loess Chinois

Les propriétés de compressibilité et le comportement d'affaissement des spécimens reconstitués ayant des indices des vides initiaux différents et préparés à partir du loess Chinois sont présentés sur la figure 6.6. Cette dernière montre que les courbes sèches pour les spécimens ayant des indices des vides plus élevés sont plus

compressibles que ceux ayant des indices des vides plus faibles. Pour une contrainte appliquée de 200kPa, le degré d'affaissement est de 14% environ pour les spécimens ayant un indice de 1.18, pour la même contrainte appliquée, les spécimens ayant un indice des vides de 1.02 présentent un degré d'affaissement de 10% environ. Les courbes humides pour les deux types de sol sont approximativement similaires. Après que les tassements de l'affaissement soient complétés, les courbes  $e-\log p$  deviennent presque linéaires avec une pente assez escarpée.

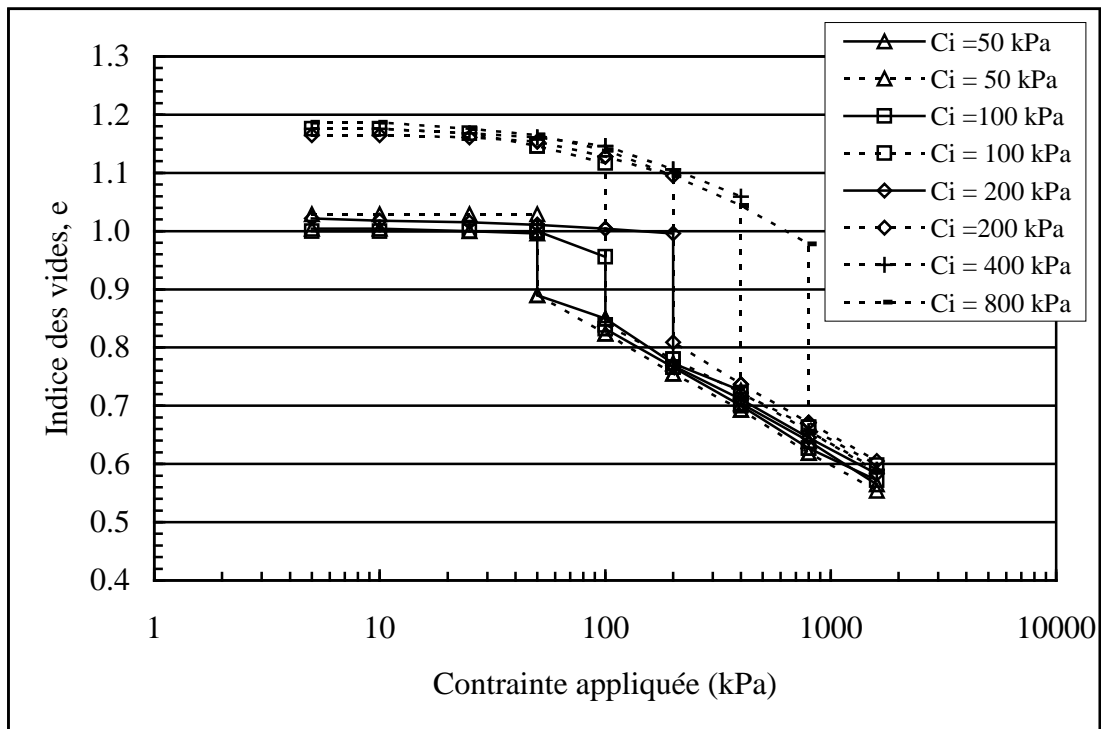


**Fig. 6.5** Relation entre la contrainte appliquée et l'affaissement des spécimens reconstitués du loess Algérien.

## 6.3 Compressibilité et comportement de l'affaissement du limon pur

### 6.3.1 limon pur à partir de loess Algérien

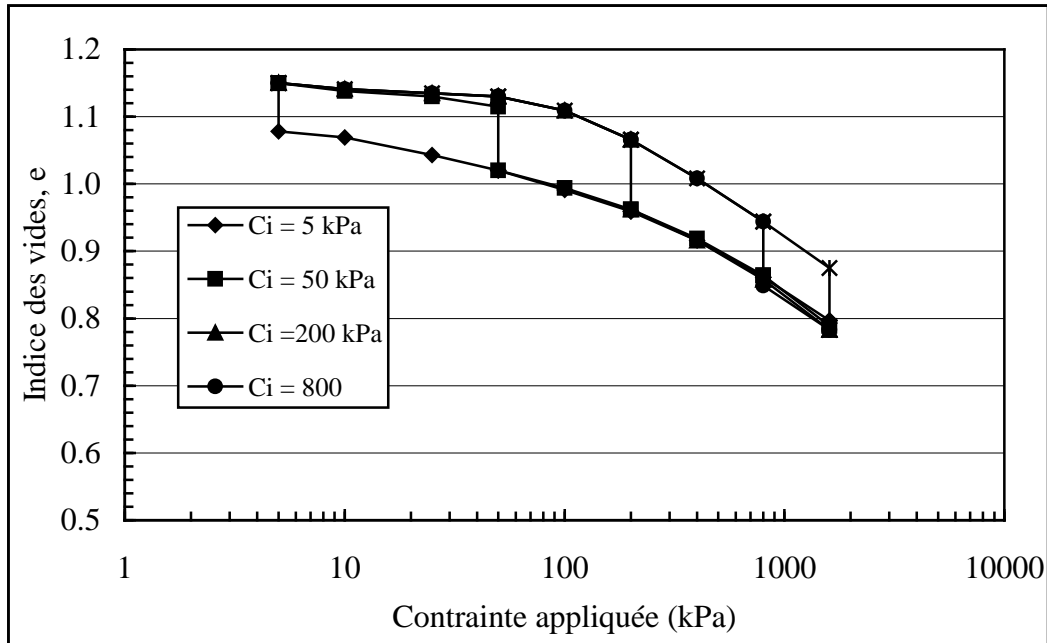
Des matériaux fins de taille de limon produits en laboratoire ont été préparés à partir du loess naturel Algérien. Les particules d'argile qui existe dans le loess naturel ont été séparées des particules de limon en utilisant la méthode de sédimentation. Les spécimens de loess reconstitués ont été testés dans l'oedomètre.



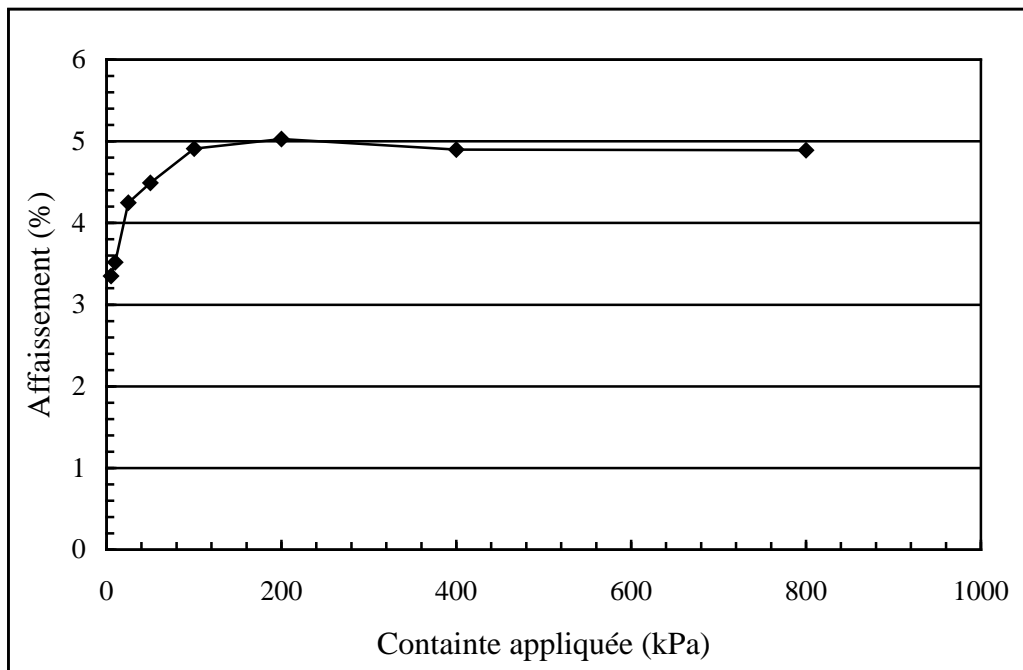
**Fig. 6.6 Résultats d'essais d'affaissement des spécimens reconstitués, préparés loess Chinois et ayant différents indices des vides initiaux.**

Les résultats d'essais oedométriques simple et double sont présentés sur la figure 6.7. L'effet du niveau de contrainte au moment de l'inondation sur le degré d'affaissement est présenté sur la figure 6.7. En considérant les résultats présentés dans les figures 6.7 et 6.8, les observations principales peuvent être résumées comme suit:

- (1) Le degré d'affaissement est presque constant, variant de 3% à 5% environ.
- (2) Malgré que l'indice des vides initial des spécimens testés ( $e_0 = 1.15$ ) est très élevé, l'affaissement est relativement très petit en le comparant avec les résultats des matériaux du loess naturel intact.
- (3) La forme générale des courbes de pré-inondation (état sec) est très similaire à celle des courbes à l'état saturé (post-inondation). Dans les deux conditions, les matériaux exposent des courbes descendantes avec une pente relativement faible dans l'intervalle des contraintes inférieures à 100 kPa et une pente assez escarpée dans le cas contraire.



**Fig. 6.7 Résultats d'essai d'affaissement pour les spécimens reconstitués préparés à partir du limon pur dérivé du loess Algérien.**

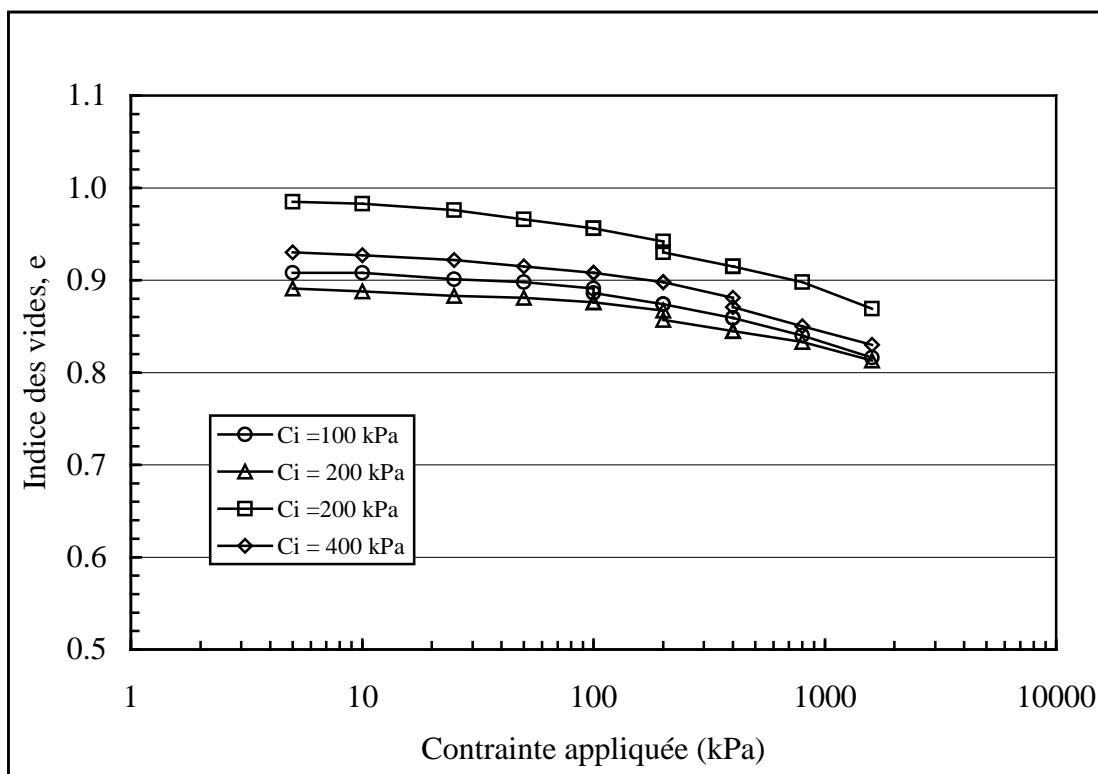


**Fig. 6.8 Relation entre l'affaissement et la contrainte appliquée pour les spécimens reconstitués du limon pur dérivé du loess Algérien.**

### 6.3.2 Limon pur à partir de sable écrasé (Mse)

Les résultats d'essais d'affaissement pour le sol reconstitué préparé à partir de limon pur sont présentés sur la figure 6.9. Selon les résultats trouvés, les remarques suivantes peuvent être faites.

- (1) Le comportement de compressibilité de limon à partir de sable écrasé est similaire à celui du limon pur du loess Algérien, malgré que les courbes soient généralement plates indiquant un matériau légèrement compressible. Cependant, on devrait noter que les indices des vides initiaux étaient plus faibles que ceux du loess Algérien.
- (2) Malgré que les indices des vides des spécimens testés soient relativement élevés ( $e_0 \geq 0.9$ ), il n'y a pas d'affaissement considérable observé.
- (3) La pente générale des courbes  $e-\log p$  est presque la même avant et après inondation. Ce comportement confirme aussi qu'il n'y a aucun effet d'eau sur les propriétés de compressibilité de limon pur.



**Fig. 6.9 Résultats d'essais d'affaissement des spécimens reconstitués de limon pur à partir de sable écrasé.**

## **6.4 Comportement de compressibilité et de l'affaissement du loess artificiel.**

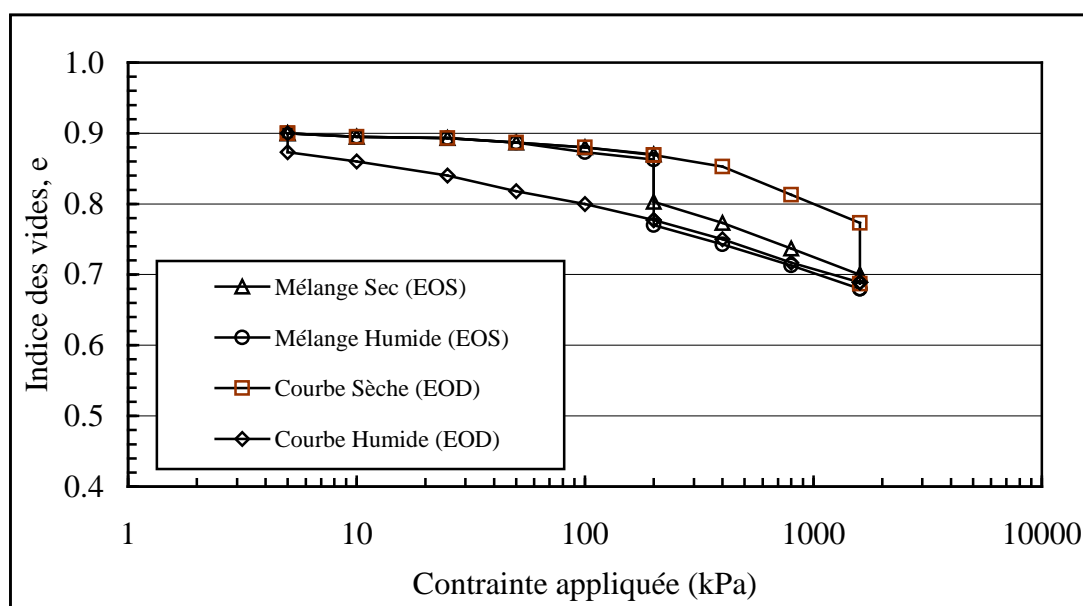
### **6.4.1 Introduction**

Afin d'étudier l'influence de la quantité et du type des minéraux d'argile sur le comportement de l'affaissement des dépôts de loess, des études au laboratoire ont été

menées en utilisant différents mélanges. La kaolinite et la bentonite ont été utilisées comme matériaux de liaison. Pour étudier l'effet de la structure du sol, particulièrement la distribution des particules d'argile entre les grains de limon, deux méthodes de mélange ont été utilisées: un matériau pauvrement mélangé (méthode de mélange sec) et un matériau bien mélangé (méthode de mélange humide). Tous les spécimens ont été préparés aux mêmes propriétés (teneur en eau initiale, masse volumique sèche initiale, indice des vides initial). L'indice des vides adopté était 0.9 environ pour tous les spécimens, étant très proche de la valeur moyenne de l'indice des vides de la plupart des dépôts du loess dans le monde, qui varie de 0.8 à 1.18 environ.

### 6.4.2 Mélanges de limon pur à partir de sable écrasé et de la kaolinite (Mse-K)

Les résultats d'essais oedométriques simples et doubles sur les mélanges de limon pur et de la kaolinite (Mse-K) de différents rapports (A/L) sont présentés sur les figures 6.10 à 6.21.



**Fig. 6.10 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et de Kaolinite, K/Mse (10/90)**

Ces essais sont réalisés afin d'étudier le comportement de l'affaissement des spécimens de sol initialement identiques qui seront ensuite inondés à différents niveaux de contrainte. Sur chaque figure, un spécimen est inondé à une faible



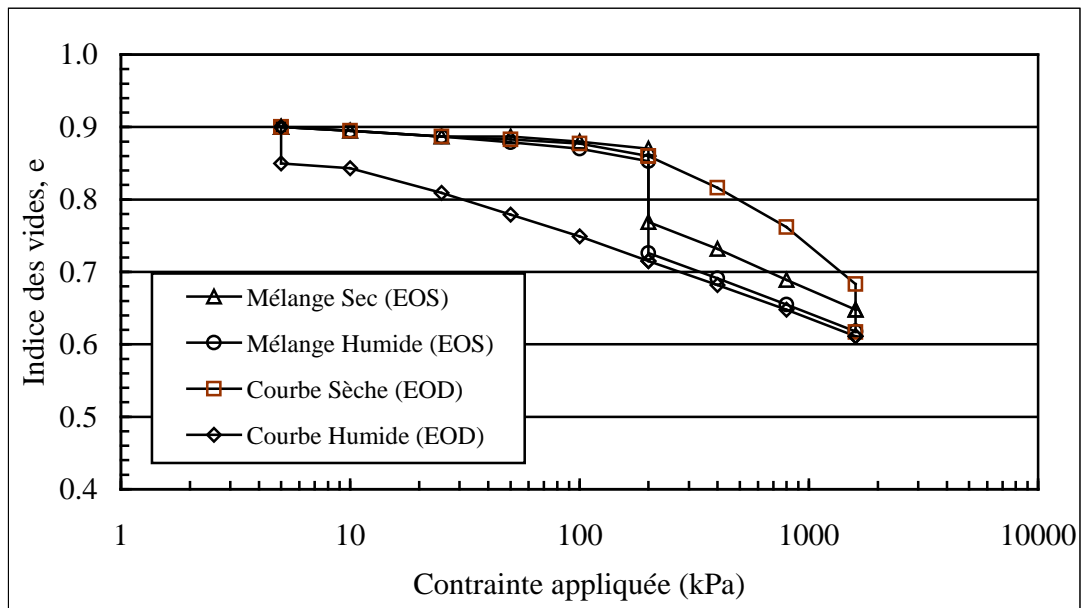
contrainte appliquée de 5kPa, deux spécimens sont inondés à une contrainte verticale de 200kPa et l'autre est inondé à une contrainte appliquée très élevée de 1600kPa. Les courbes correspondant aux contraintes d'inondation de 5 à 1600kPa rassemblent les courbes de compression humide et sèche de l'essai oedométrique double. Les courbes correspondant à la contrainte d'inondation de 200kPa représentent l'essai oedométrique simple pour les deux méthodes de mélange sec et humide.

A la lumière des résultats, nous pouvons voir qu'à un niveau faible de contrainte, les spécimens secs sont moins compressibles que les spécimens humides. Pour les deux mélanges sec et humide, les spécimens sont moins compressibles pour les contraintes plus faibles que la contrainte critique. Les valeurs critiques de la contrainte verticale sont reliées au rapport argile/limon. La contrainte critique augmente proportionnellement à la teneur en argile, et pour les spécimens secs la contrainte critique est plus élevée que celle des spécimens humides. Pour les spécimens secs d'un rapport argile/limon compris entre 10/90 et 30/70 la contrainte critique est de 200kPa (figures 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14). Pour les rapports 35/65 et 40/60, la contrainte critique est de 400kPa (figures 6.15, 6.16), et pour les rapports de 45/55 et 50/50 la contrainte critique est de 800kPa (figures 6.17, 6.18). Par contre, le rapport de 60/40 (figure 6.19) ne présente pas une contrainte critique apparente sur l'intervalle de contrainte (5kPa – 1600kPa). A l'inondation, ce dernier rapport révèle un gonflement au lieu d'un affaissement car la teneur optimale en argile est largement dépassée. Pour les spécimens humides la contrainte critique est approximativement égale à 10kPa.

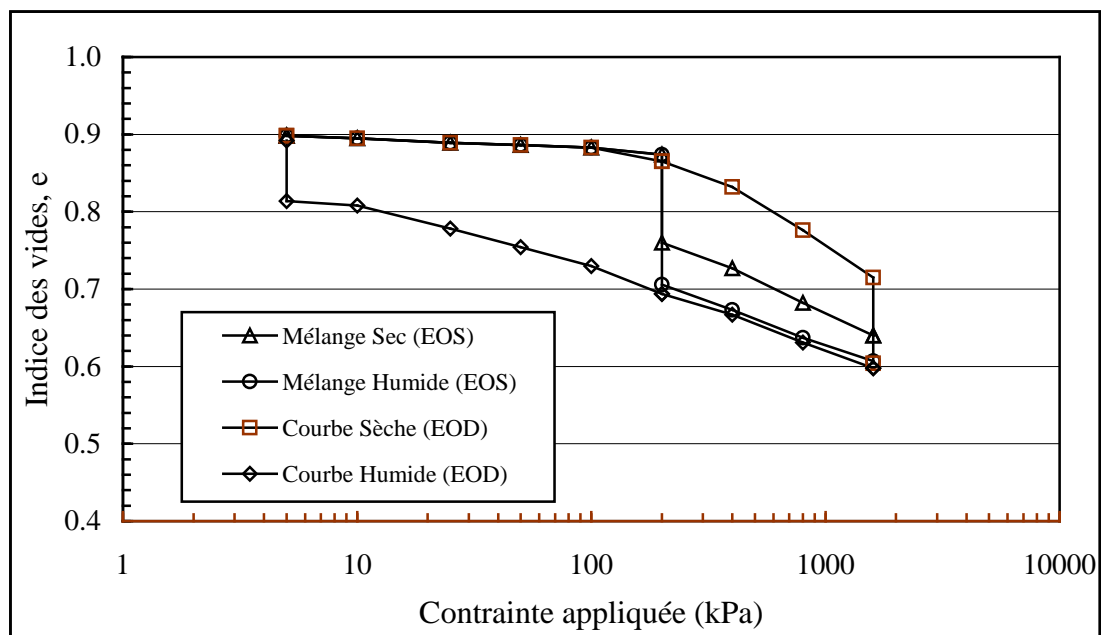
Nous pouvons noter aussi sur les figures 6.10 à 6.19 qu'une quantité considérable d'affaissement pourrait se produire à un niveau faible de contrainte. Cette quantité d'affaissement augmente proportionnellement à la teneur en argile jusqu'à un certain rapport argile/limon, ensuite elle diminue. Nous pouvons remarquer que toutes les courbes retournent à une courbe de compression unique saturée par inondation. Ce comportement est indépendant de la valeur de la contrainte appliquée à laquelle l'inondation a été initiée. Notons aussi que la quantité maximale d'affaissement se produit à une contrainte d'inondation juste au-dessus ou égale à la contrainte critique. La réduction de l'affaissement à des niveaux élevés de contrainte est due à la densification considérable du matériau sec.

L'affaissement augmente proportionnellement à la teneur en argile jusqu'à une certaine quantité (teneur optimale en argile) à laquelle l'affaissement atteint la valeur

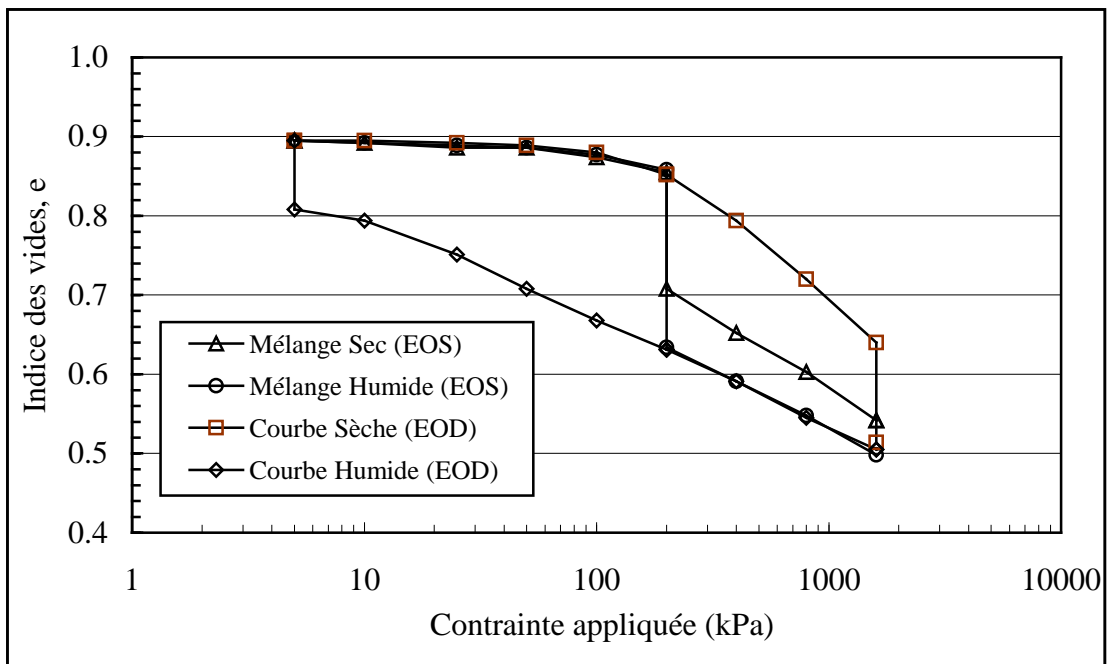
maximale, et puis décroît en augmentant la proportion d'argile dans le mélange. La teneur optimale en argile augmente aussi en augmentant la contrainte verticale appliquée au moment de l'inondation.



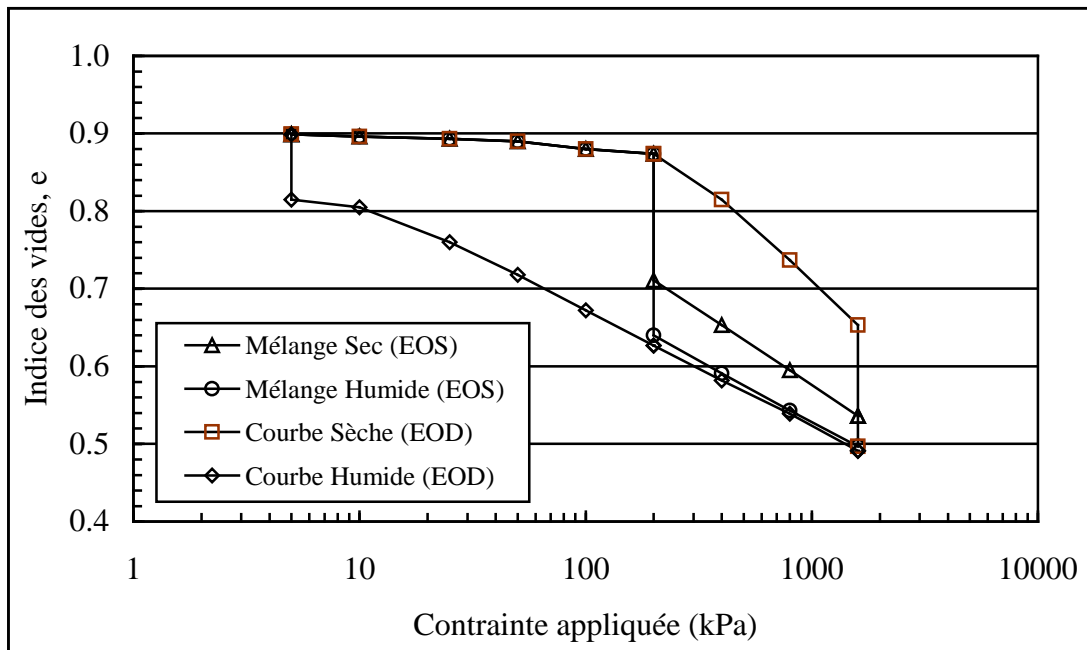
**Fig. 6.11 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (15/85).**



**Fig. 6.12 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (20/80).**

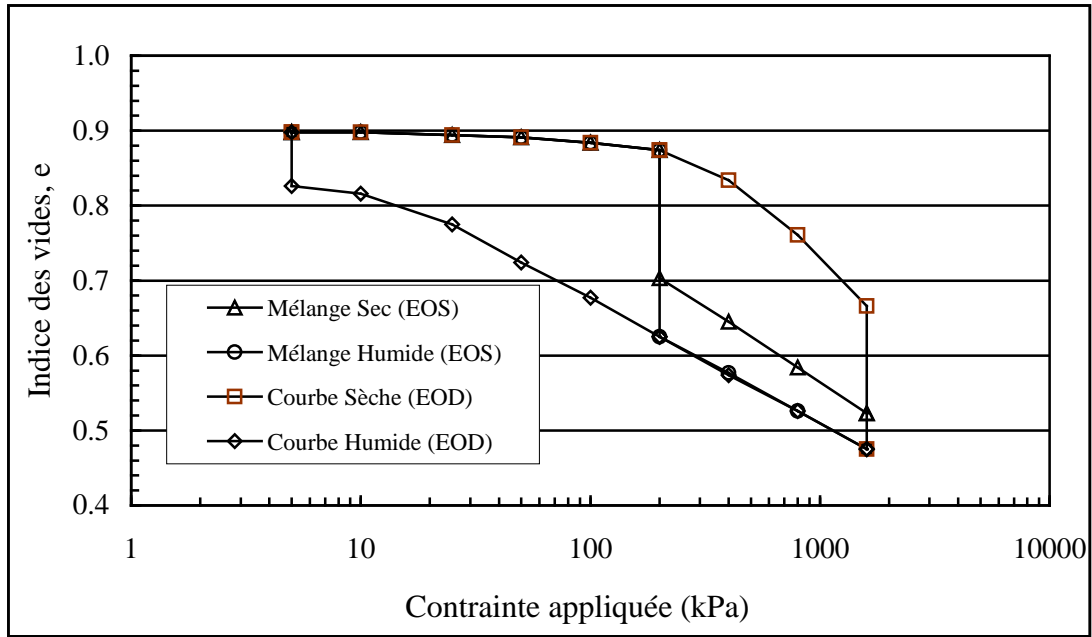


**Fig. 6.13** Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (25/75).

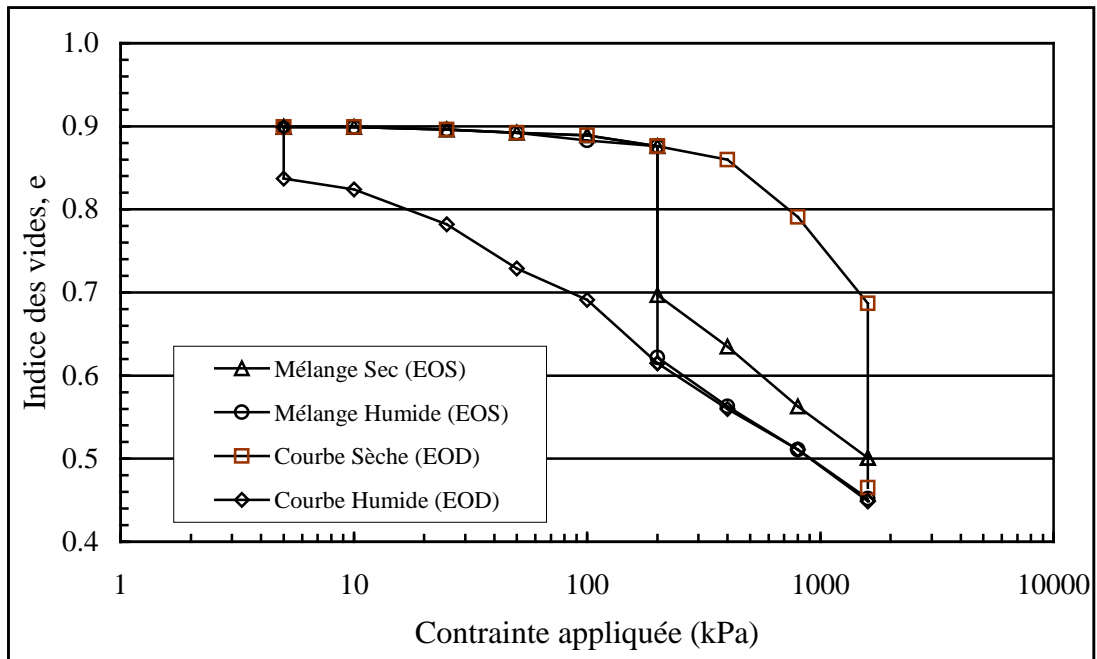


**Fig. 6.14** Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (30/70).

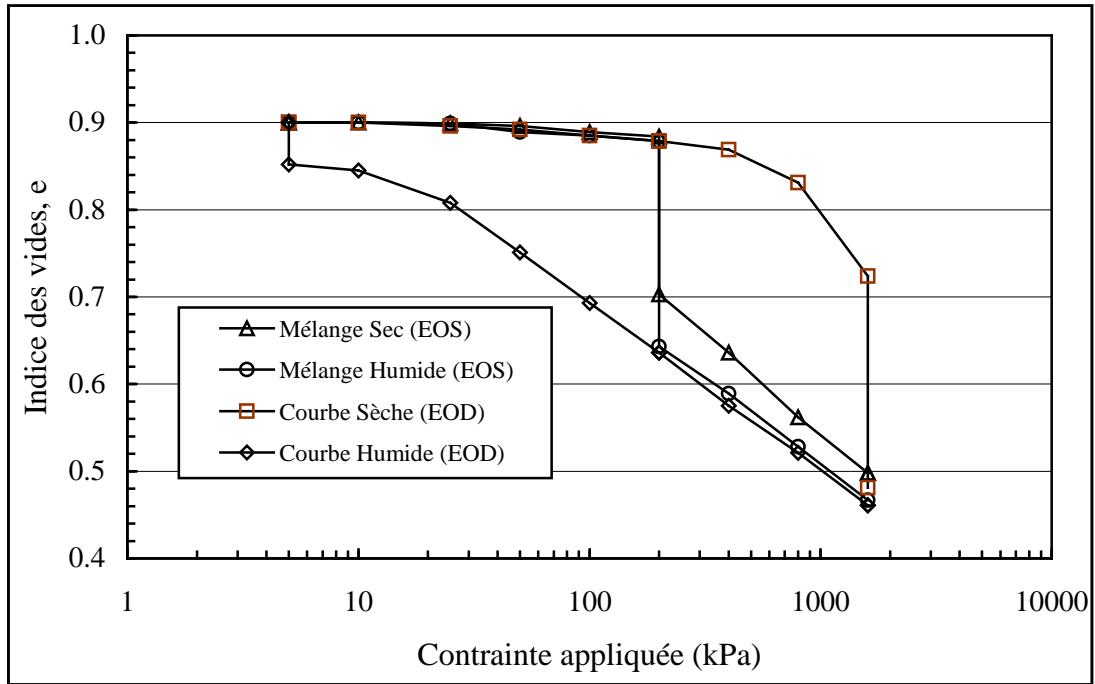




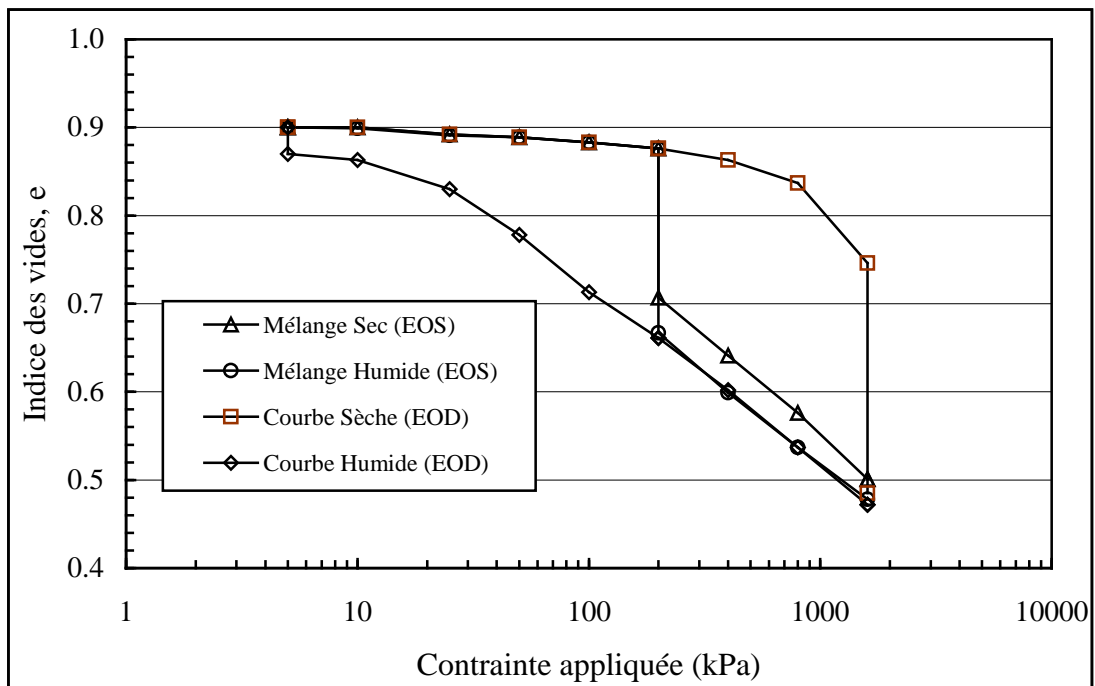
**Fig. 6.15 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (35/65)**



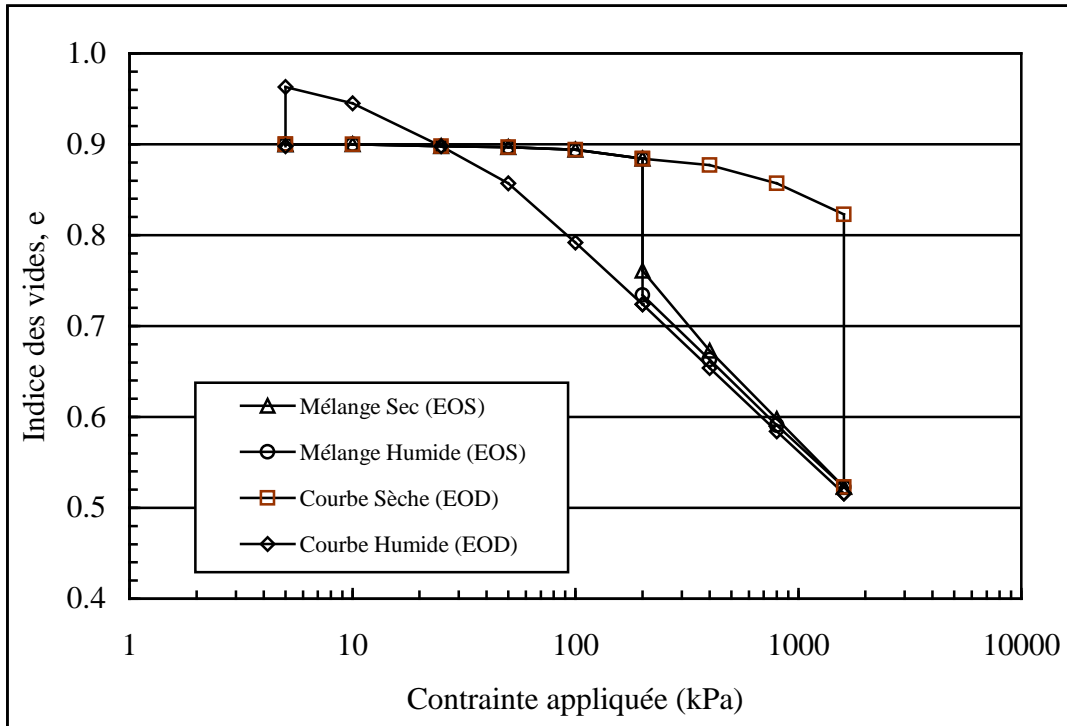
**Fig. 6.16 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (40/60)**



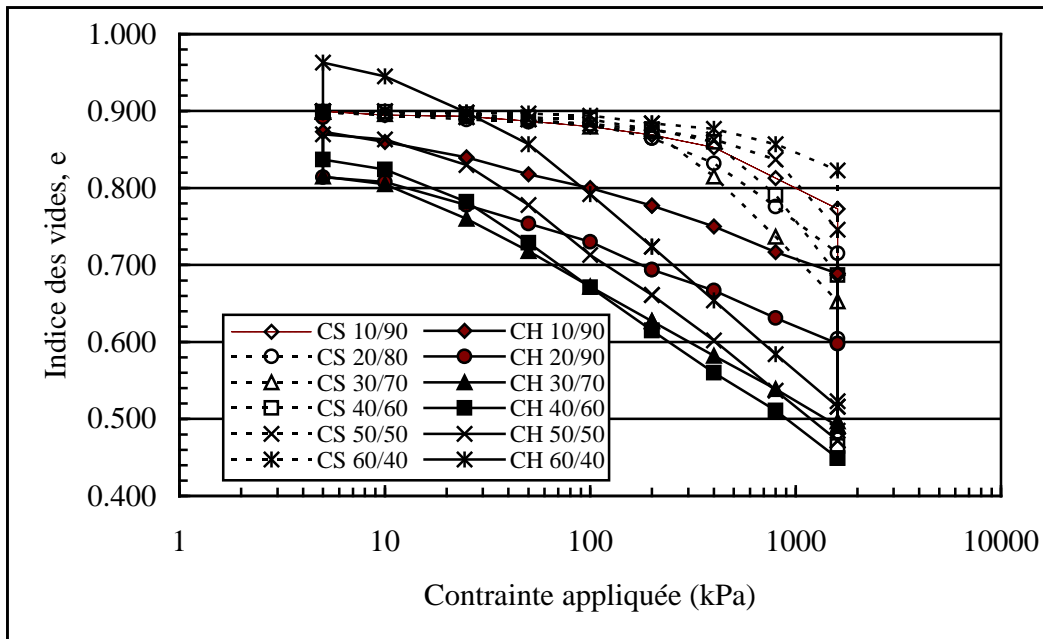
**Fig. 6.17 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (45/55)**



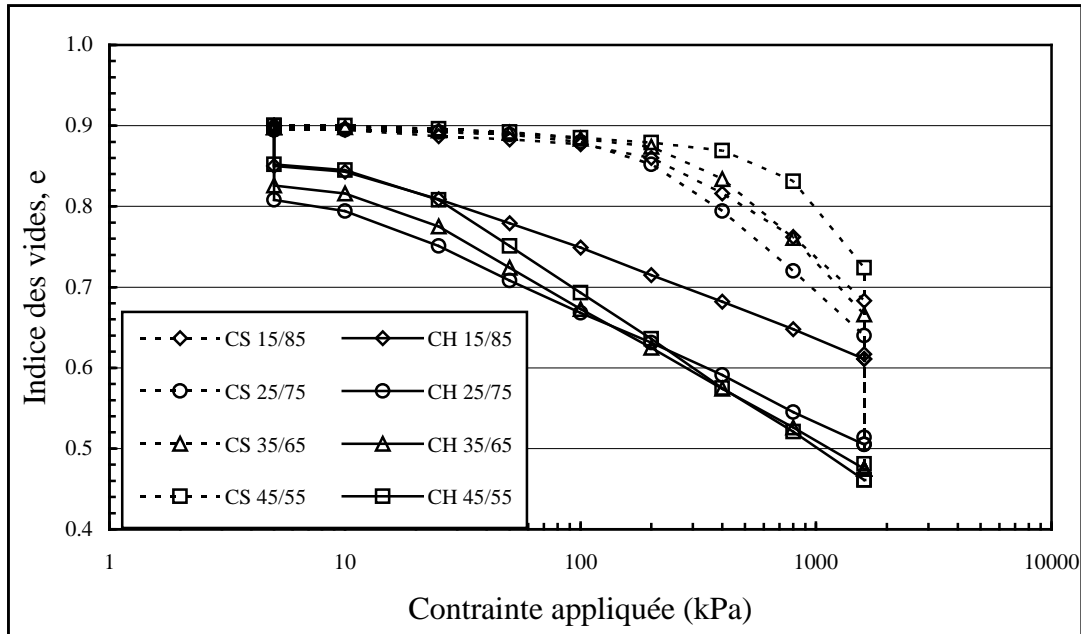
**Fig. 6.18 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (50/50)**



**Fig. 6.19 Résultats d'essais à l'oedomètre simple et double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, K/Mse (60/40)**

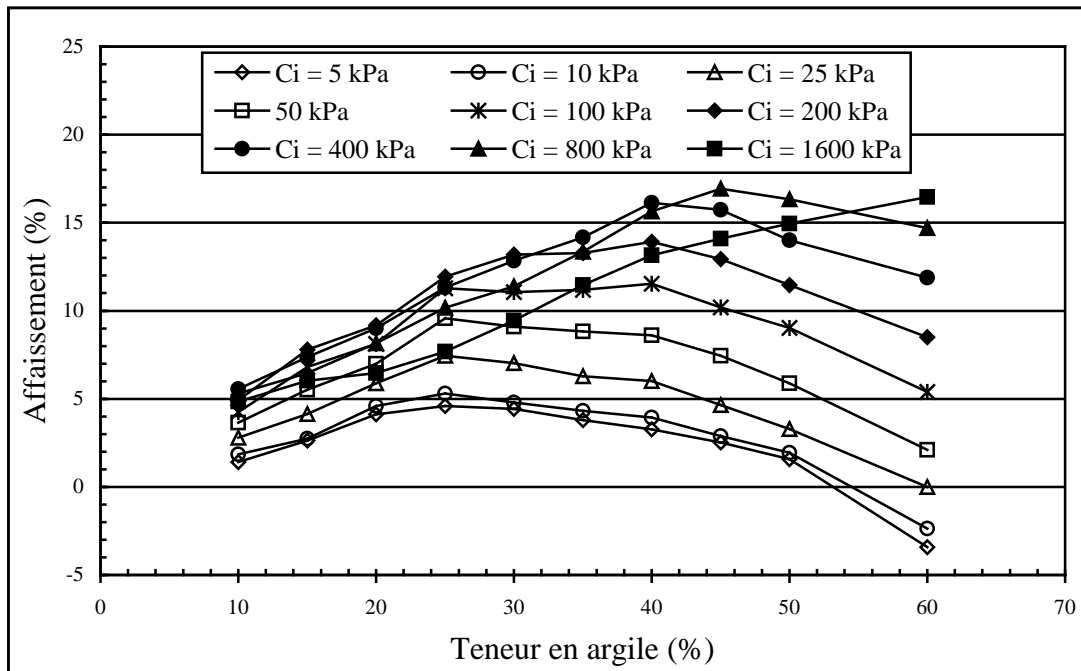


**Fig. 6.20 Résultats d'essais à l'oedomètre double d'un mélange de limon pur à partir de sable écrasé et Kaolinite, en différents rapports.**



**Fig. 6.21 Résultats d'essais à l'oedomètre double de mélanges de limon pur à partir de sable écrasé et de Kaolinite, en différents rapports.**

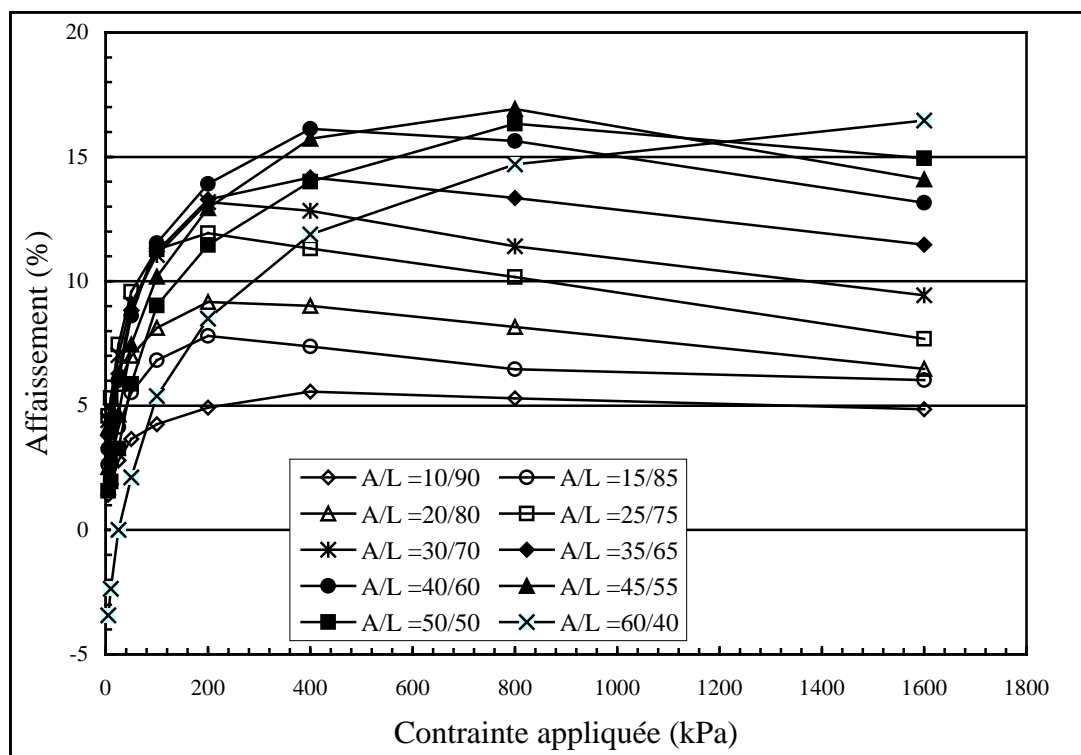
La figure 6.22 montre que la teneur optimale en argile pour les niveaux de contrainte de 5kPa à 100kPa est de 25%, pour les niveaux de contrainte de 200kPa et 400kPa est de 40%, et pour 800kPa est de 45% environ.



**Fig. 6.22 Relation entre l'affaissement et la teneur en argile de mélanges de Mse-K en différents rapports**



L'influence de la contrainte verticale appliquée au moment de l'inondation sur les propriétés d'affaissement des mélanges de Mse-K a été déterminée à l'aide des résultats d'essais oedométriques doubles (figure 6.23).

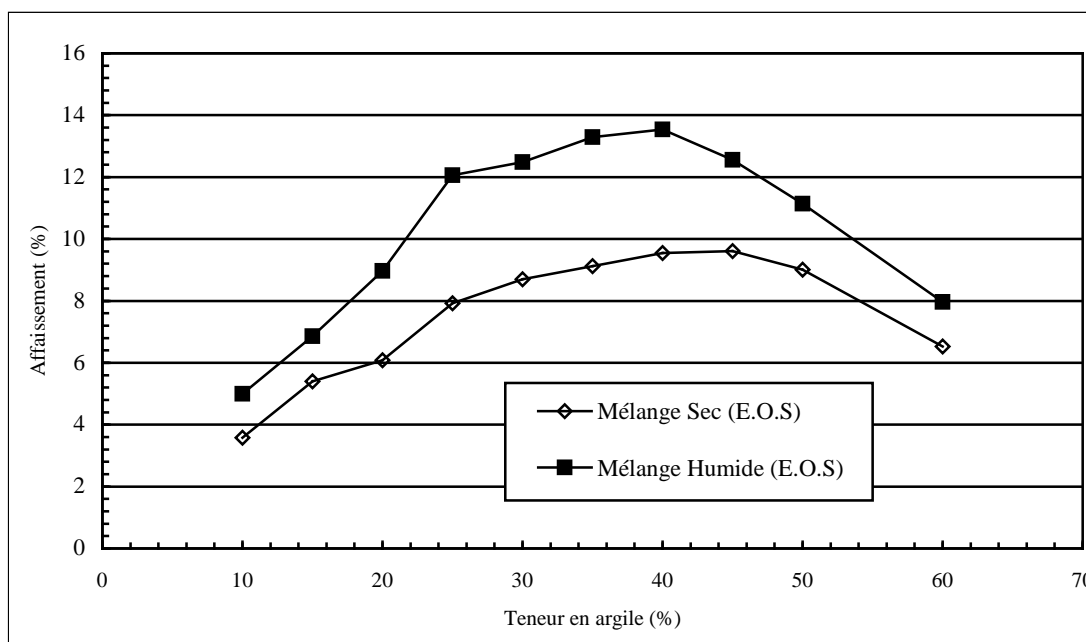


**Fig. 6.23 Relation entre l'affaissement et la contrainte appliquée de mélanges de Mse-K en différents rapports**

Nous pouvons remarquer que la valeur de l'affaissement augmente proportionnellement à la contrainte d'inondation jusqu'à ce qu'elle atteigne un maximum, ensuite elle diminue, à l'exception du mélange du (A/L = 60/40) qui demande une contrainte plus élevée que 1600kPa. Pour le même rapport argile/limon, une augmentation dans la contrainte appliquée au-dessous de la contrainte critique d'un matériau sec a conduit à un taux d'affaissement plus élevé. Cependant, au-delà de la contrainte critique à laquelle l'effet de la contrainte appliquée avait déjà provoqué un affaissement du sol considérable, le taux d'affaissement commence à diminuer avec une augmentation supplémentaire de contrainte. La contrainte d'inondation correspondant à l'affaissement maximal est liée à la teneur en argile, comme le montre la figure 6.23. Pour les rapports (A/L) de 15/85, 20/80, 25/75 et 30/70, les valeurs de l'affaissement maximal sont obtenues à une contrainte d'inondation de 200kPa, pour les rapports (A/L) de 35/65, 40/60 et 10/90, elles sont produites à une contrainte d'inondation de 400kPa. Toutes ces contraintes d'inondation

auxquelles les valeurs de l'affaissement maximum sont obtenues, pour tous les rapports argile/limon (A/L), sont trouvées égales aux contraintes critiques pour les matériaux secs de différents mélanges de Mse-K.

L'effet de la méthode de mélange sur le degré d'affaissement de Mse-K est présenté sur la figure 6.24. Les valeurs de l'affaissement pour les spécimens préparés par la méthode de mélange humide sont plus élevées que celles des spécimens préparés par la méthode de mélange sec. Ce résultat est dû à la bonne distribution des particules d'argile entre les grains de limon. La méthode de mélange humide est capable de réaliser une distribution uniforme des particules d'argile entre les grains de limon. Nous pouvons noter que les courbes pour les deux méthodes de mélange convergent quand le pourcentage d'argile diminue ou augmente et divergent avec une teneur en argile entre 20% et 45%.

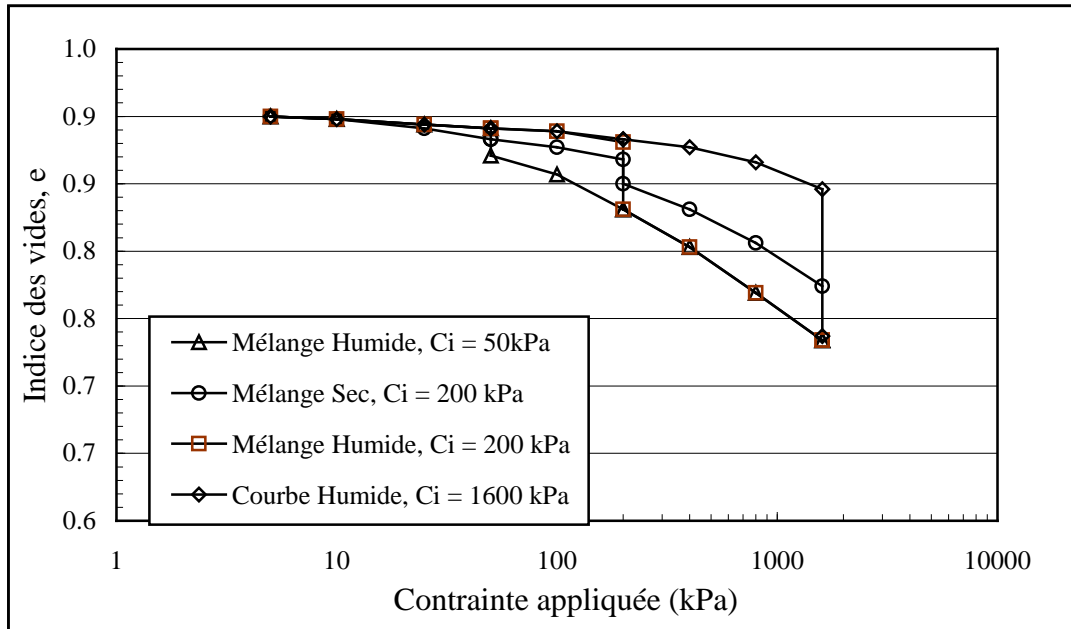


**Fig. 6.24 Relation entre l'affaissement et la teneur en argile des mélanges de de Mse-K préparés par deux différentes méthodes.**

### **6.4.3 Mélanges de limon pur à partir du sable écrasé et de la bentonite (Mse-B)**

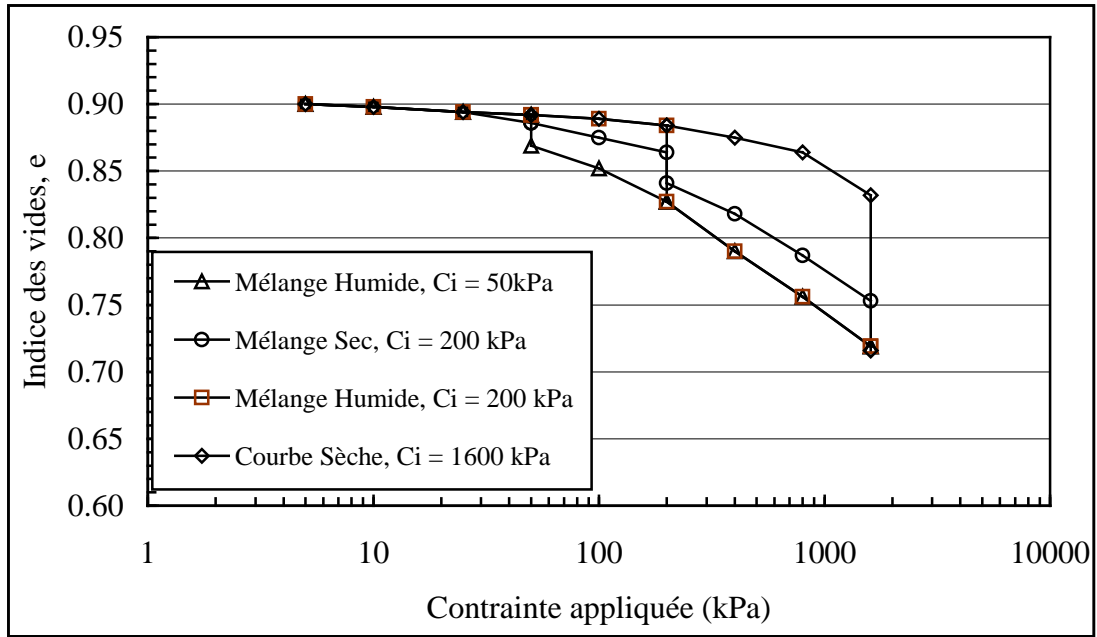
Les résultats d'essais d'affaissement des spécimens identiques de mêmes propriétés initiales (masse volumique sèche, indice des vides, et teneur en eau) préparés en mélangeant le limon pur à partir de sable écrasé avec la Bentonite à différents rapports argile/limon (A/L), sont montrés sur les figures 6.25 à 6.30. Six

jeux de spécimens (quatre spécimens pour chaque jeu) à différents rapports argile/limon (5/95, 7.5/92.5, 10/90, 12.5/87.5, 15/85 et 20/80) sont préparés en utilisant la technique de chute dans l'air. Les essais d'affaissement sont ensuite réalisés. Les essais sur les spécimens préparés par la méthode de mélange sec sont aussi réalisés à une contrainte d'inondation de 200 kPa.

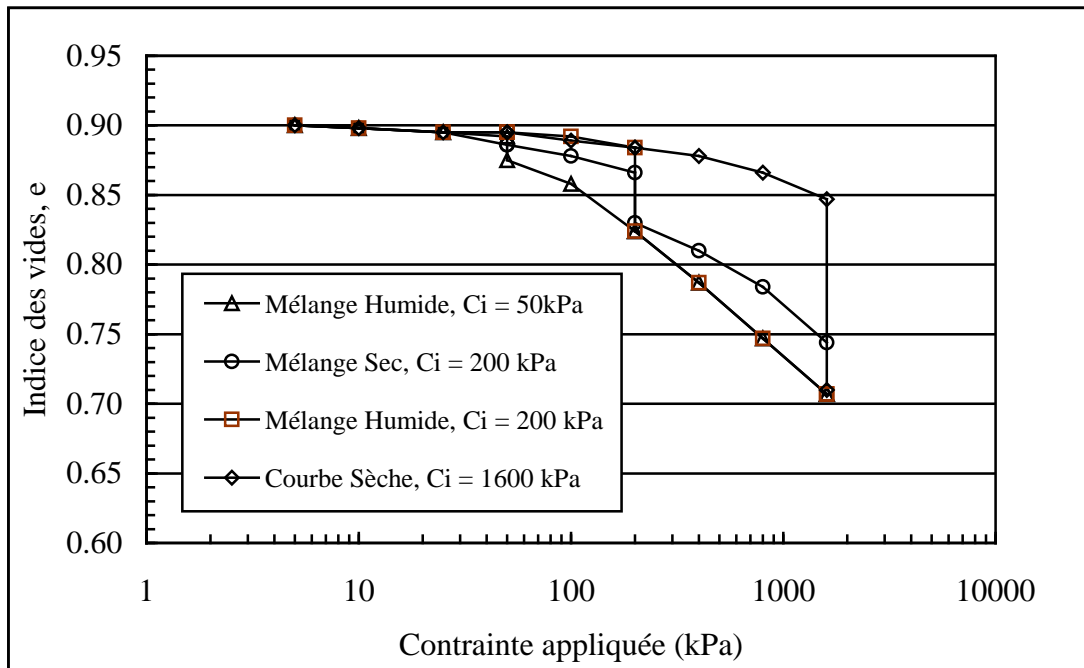


**Fig. 6.25 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 5/95 de Bentonite et de limon pur (B/Mse)**

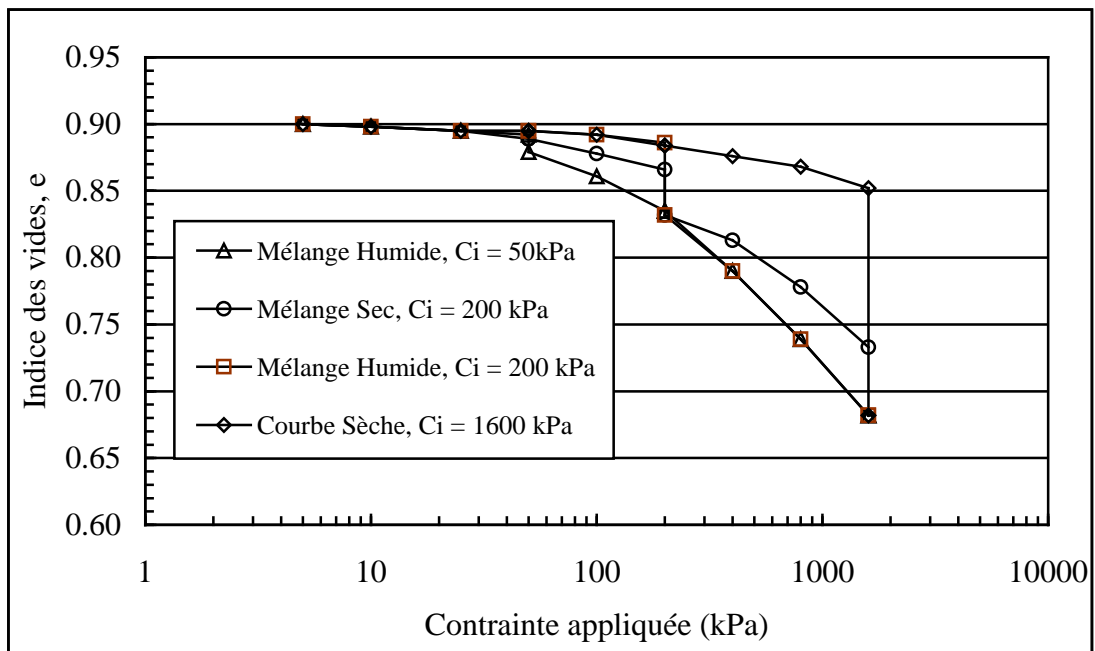
Le comportement de l'affaissement du mélange de limon pur à partir de sable écrasé et de la bentonite (Mse-B) est généralement semblable à celui du mélange de Mse-K.



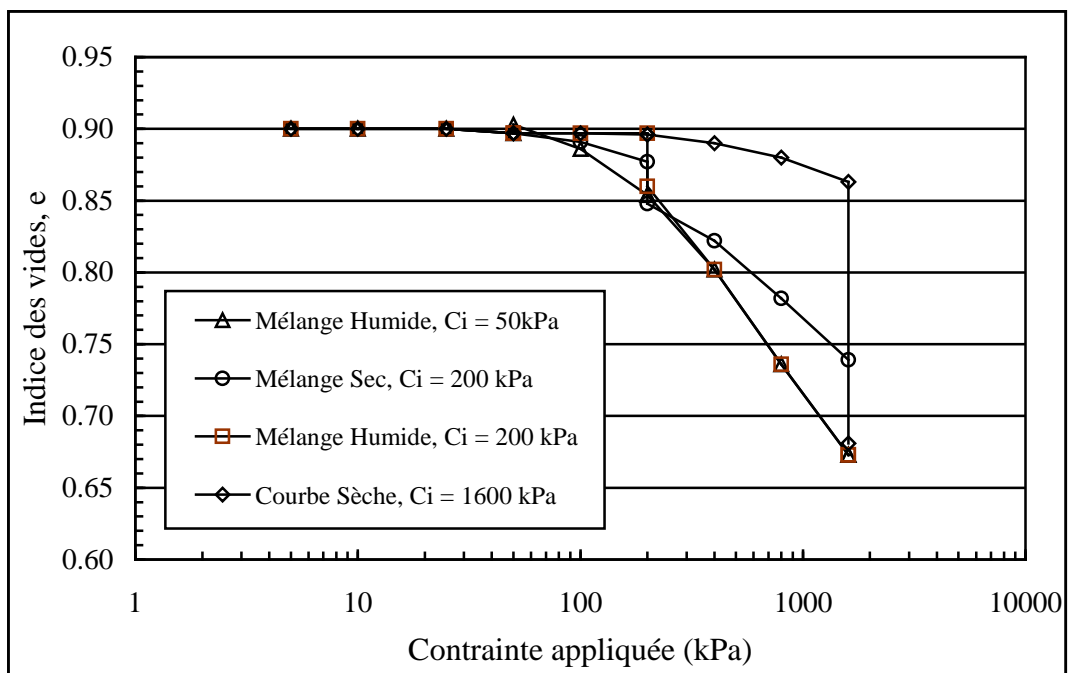
**Fig. 6.26 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 7.5/92.5 de Bentonite et de limon pur (B/Mse).**



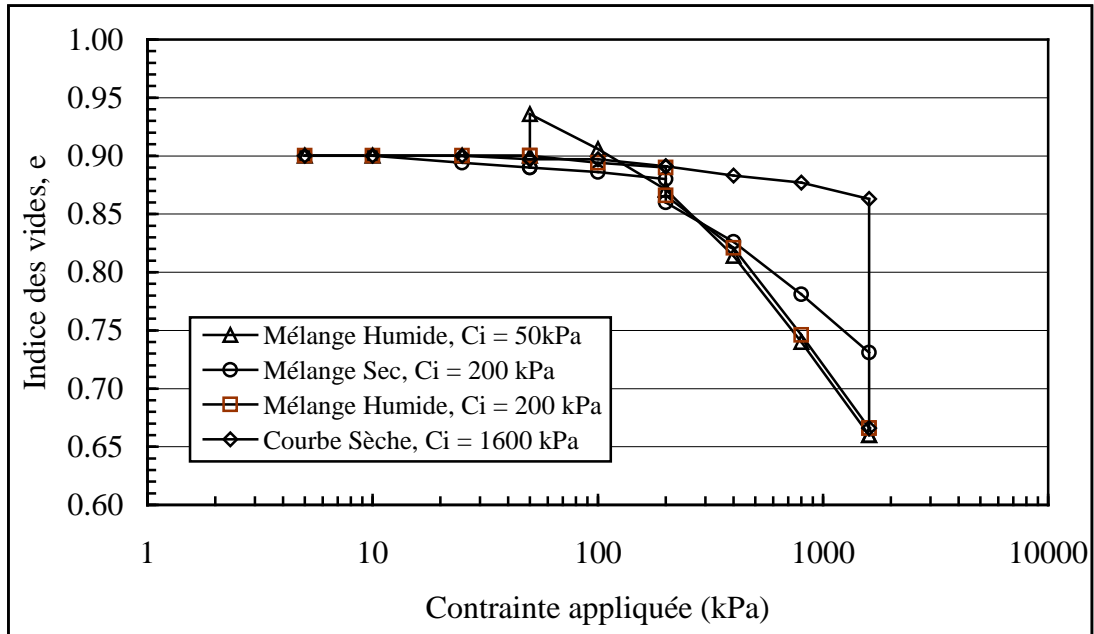
**Fig. 6.27 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 10/90 de Bentonite et de limon pur (B/Mse).**



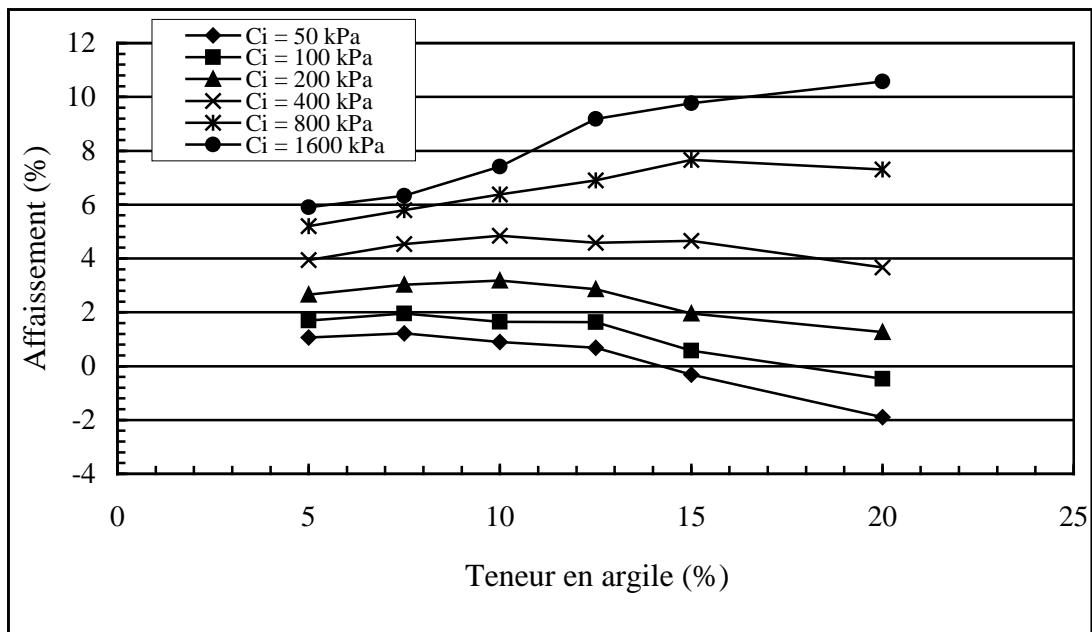
**Fig. 6.28 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 12.5/87.5 de Bentonite et de limon pur (B/Mse)**



**Fig. 6.29 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 15/85 de Bentonite et De limon pur (B/Mse)**



**Fig. 6.30 Résultats d'essais d'affaissement pour mélange de 20/80 de Bentonite et De limon pur (B/Mse)**



**Fig. 6.31 Relation entre l'affaissement et la teneur en argile pour des mélanges de (B/Mse) à différents niveaux de contrainte.**

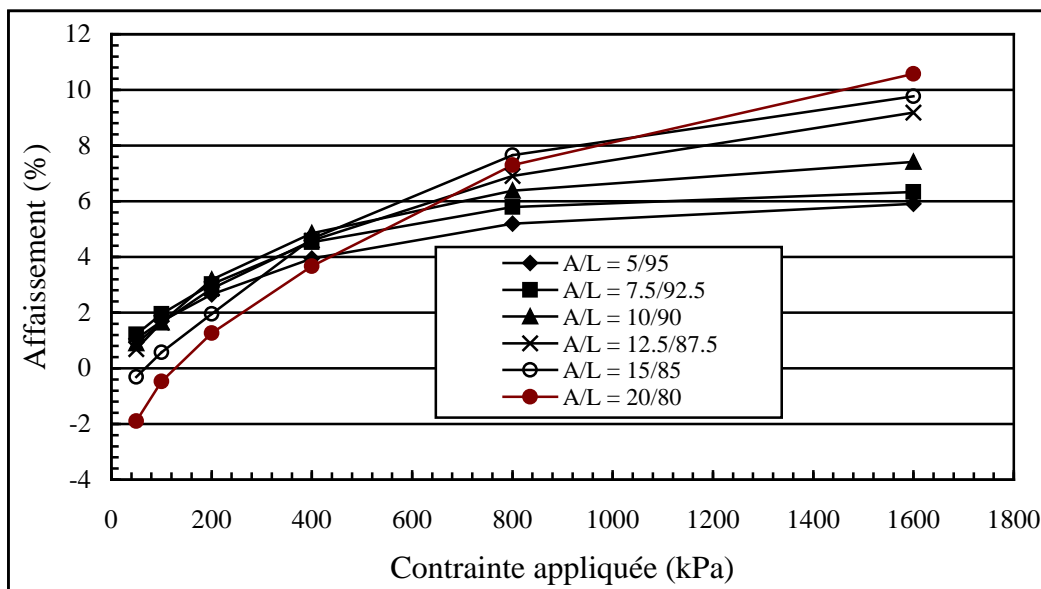
La figure 6.31 montre que la teneur optimale en argile peut être obtenue dans un petit intervalle de variation de cette teneur en argile (7.5%-15%) pour les mélanges Mse-B, contre (25%-45%) de teneur en argile qui est observée dans les essais des mélanges de Mse-K.

Cette différence du comportement de l'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). La teneur optimale en argile pour le mélange Mse-B à des niveaux de contrainte entre 50 et 400 kPa est dans l'intervalle de 7% à 10%, alors que pour les mélanges Mse-K, cette teneur optimale est dans l'intervalle de 25%-40% aux mêmes niveaux de contrainte. Il est clair que cette teneur optimale diminue avec l'augmentation de la plasticité de l'argile. Au-delà de la teneur en argile optimale, le comportement expansif du mélange est exposé, comme le montre la figure 6.30, bien que cela dépend aussi du niveau de la contrainte appliquée.

Le degré d'affaissement des mélanges de Mse-B est généralement plus faible que celui des mélanges de Mse-K. Par exemple l'affaissement maximal à 200 kPa pour le mélange Mse-B est de 3% qui a été obtenu avec une teneur en argile de 10% environ, (figure 6.31), alors que l'affaissement maximal pour le mélange Mse-K est de 14% qui a été obtenu avec une teneur en argile égale à 40% environ (figure 6.22).

La relation entre le degré d'affaissement et la contrainte d'inondation pour les mélanges Mse-B est illustrée sur la figure 6.32. Nous pouvons voir que la forme générale des courbes est différente de celle des courbes de mélanges Mse-K. Dans le cas de mélanges Mse-B, ces courbes sont très proches l'une de l'autre pour les niveaux de contrainte inférieure à 200kPa, ce qui explique que la variation de la teneur en bentonite n'a pas d'influence sur le comportement d'affaissement pour les niveaux faibles à moyens de contrainte.



**Fig. 6.32 Relation entre l'affaissement et la teneur en argile pour des mélanges de (B/Mse) à différents niveaux de contrainte.**

---

---



# CHAPITRE 7

## Discussion des résultats

### 7.1 Introduction

Dans ce chapitre, les résultats du travail expérimental sont discutés. Des comparaisons de propriétés mesurées du loess naturel intact avec celles du loess reconstitué ont été faites afin d'évaluer le modèle de chute dans l'air. Ces propriétés ont également été comparées avec celles rapportées dans la littérature pour d'autres types de loess, permettant une réévaluation de ces recherches publiées. Le mécanisme de l'affaissement des dépôts de loess a donc été étudié

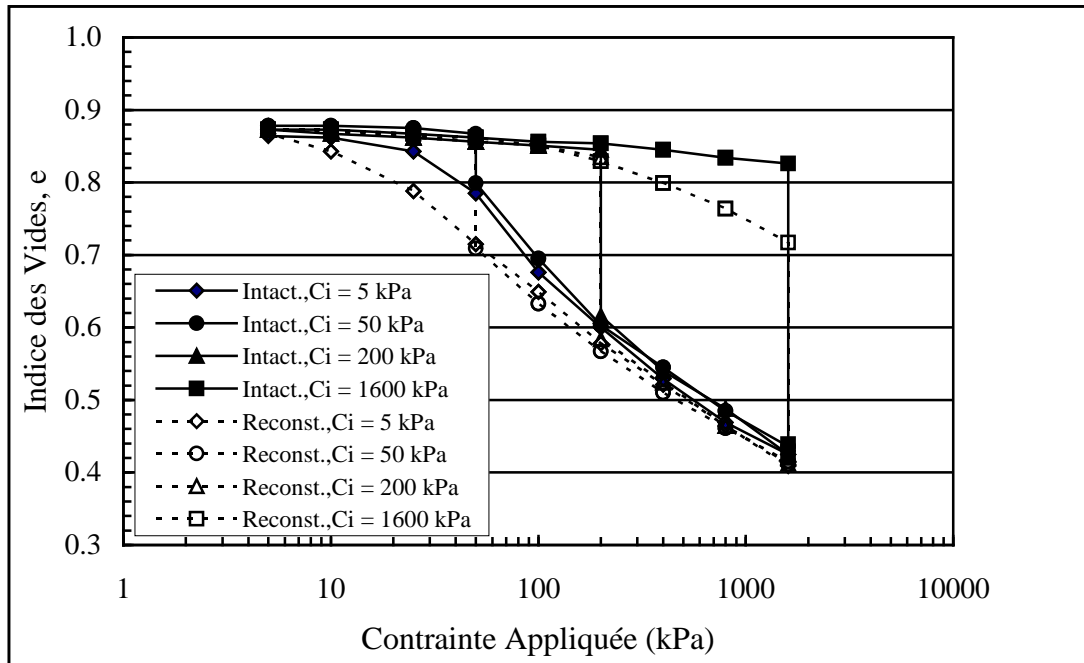
### 7.2 Validation du modèle de chute dans l'air (Air-fall Model)

L'oedomètre est normalement utilisé pour réaliser les essais d'affaissement sur des échantillons intacts de loess. Cependant l'usage des spécimens intacts signifie que beaucoup de variables importantes sont difficiles et quelquefois impossibles à étudier correctement. Un des buts fondamentaux de cette recherche est d'examiner si des spécimens oedométriques réalistes pourraient être préparés par sédimentation en utilisant la technique de chute dans l'air parce que celle-ci autorise une gamme entière de variables d'être testées, telles que la nature et la granulométrie des particules, l'indice des vides et la masse volumique sèche, le type du fluide utilisé et le et la teneur en argile. Le but de cette discussion est par conséquent de démontrer que la technique simple de chute dans l'air utilisée produit des échantillons affaissables de loess en comparant les résultats des spécimens naturels intacts avec ceux des spécimens reconstitués préparés du loess Algérien, et du loess Chinois.

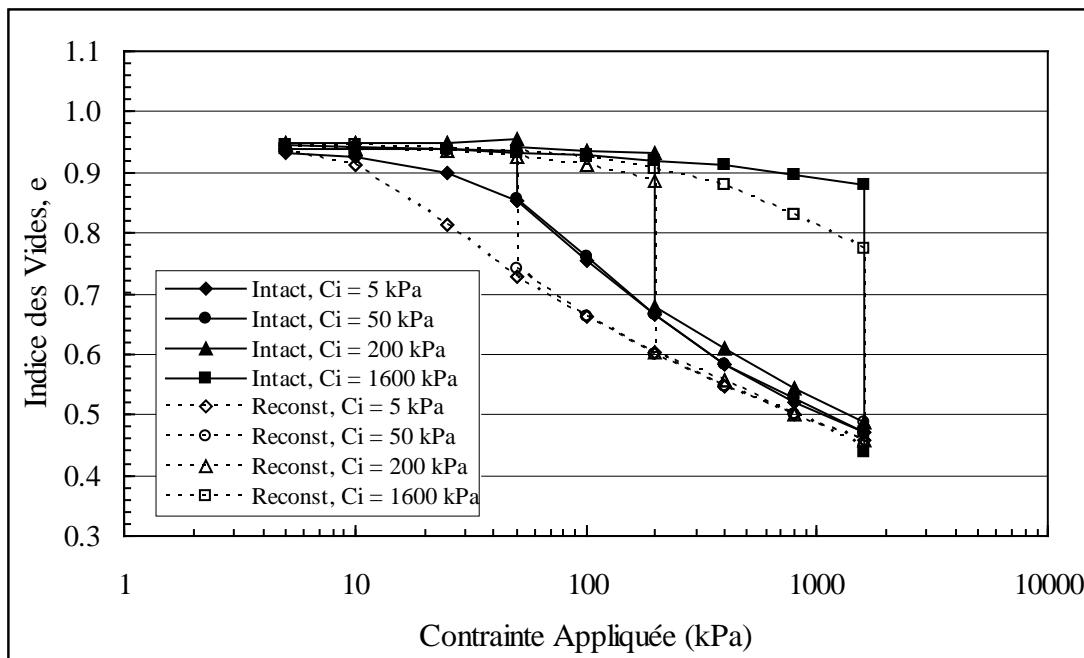
Les résultats sur le loess Algérien ont indiqué qu'un comportement similaire peut être observé pour les deux sols (voir figure 7.1 et 7.2). A l'état sec, les deux spécimens intacts et reconstitués ont révélé une compression insignifiante à des niveaux de contrainte appliquée inférieure à 100 kPa. Cependant, les spécimens reconstitués ont révélé une compression plus élevée que celle du sol intact à des niveaux de contrainte supérieure à 100 kPa.

A l'état saturé, les matériaux reconstitués ont révélé une réponse de compressibilité plus élevée que celle des matériaux intacts, en particulier à des

niveaux faibles de contrainte appliquée. Les figures 7.1 et 7.2 montrent aussi que les deux courbes sèches pour les deux sols commencent à diverger à partir d'un niveau de contrainte appliquée de 100 kPa environ, alors que les deux courbes saturées convergent à partir de cette contrainte.



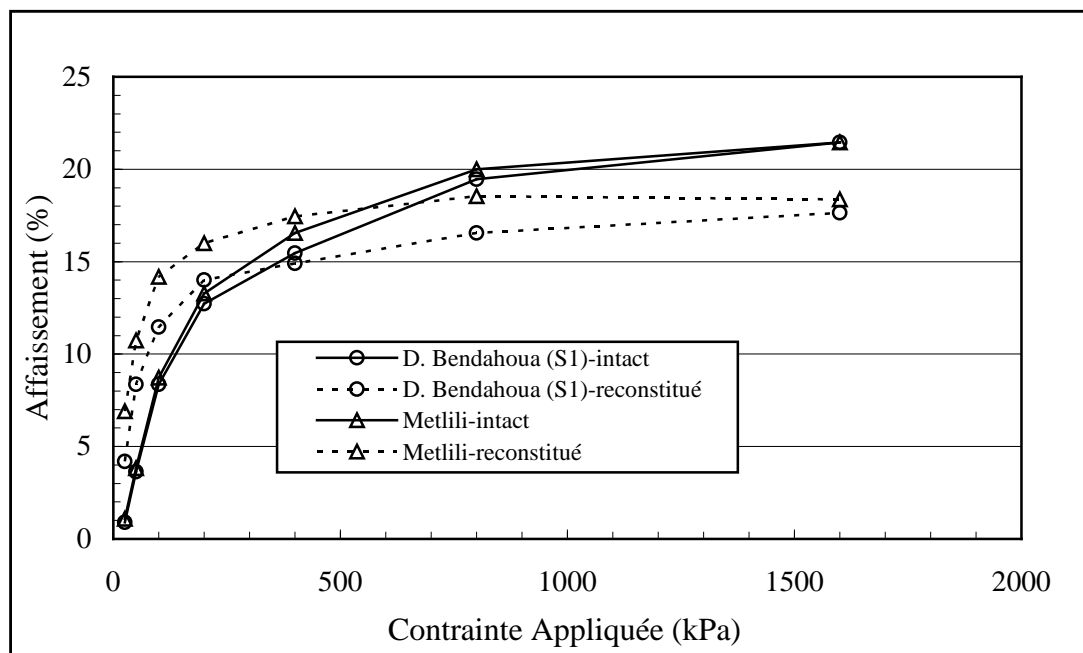
**Fig. 7.1 Résultats des essais d'affaissement des spécimens intacts et reconstitués préparés du sol de D.B (S1) et inondés à différents niveaux de contrainte**



**Fig. 7.2 Résultats des essais d'affaissement des spécimens intacts et reconstitués préparés du sol de Metlili et inondés à différents niveaux de contrainte**

Il paraît possible que les courbes coïncideraient à une contrainte appliquée supérieure à 1600 kPa. Ce comportement de l'affaissement structural des sols peut être attribué à l'effet de la liaison interparticulaire développée aux contacts des particules de limon.

La relation affaissement-contrainte appliquée pour les spécimens de loess Algérien intacts et reconstitués sont présentés sur la figure 7.3. De cette figure, nous pouvons observer que les matériaux de liaison interparticulaire ont un effet considérable sur l'affaissement de ces sols.

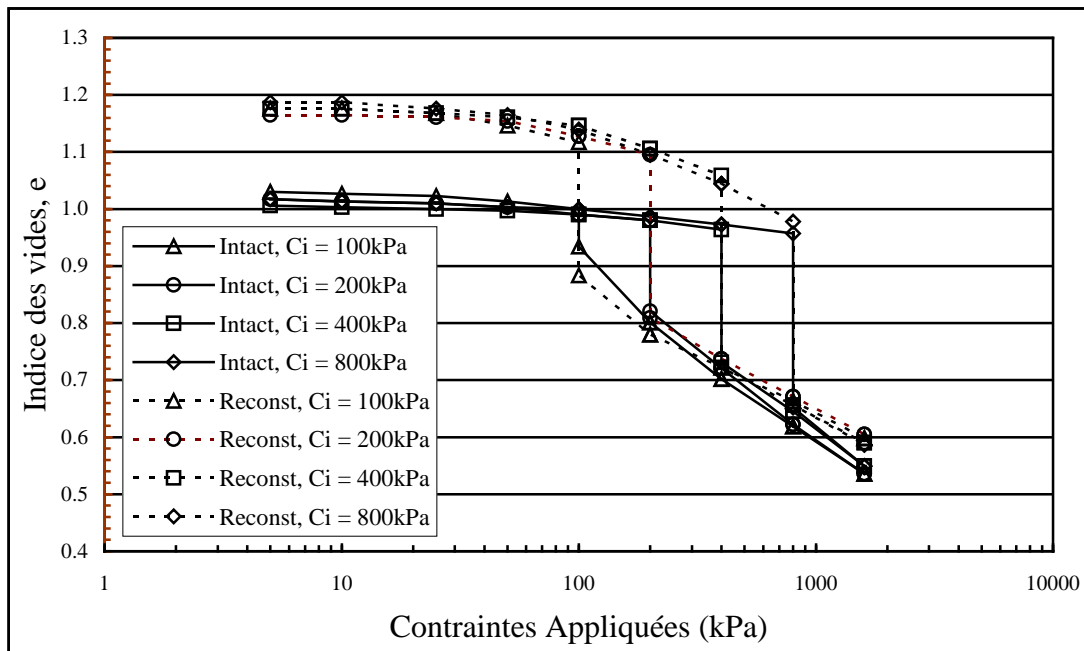


**Fig. 7.3 Relation Contrainte Appliquée-Affaissement des spécimens intacts et reconstitués préparés des sols de D. B. (S1) et Metlili (Algérie)**

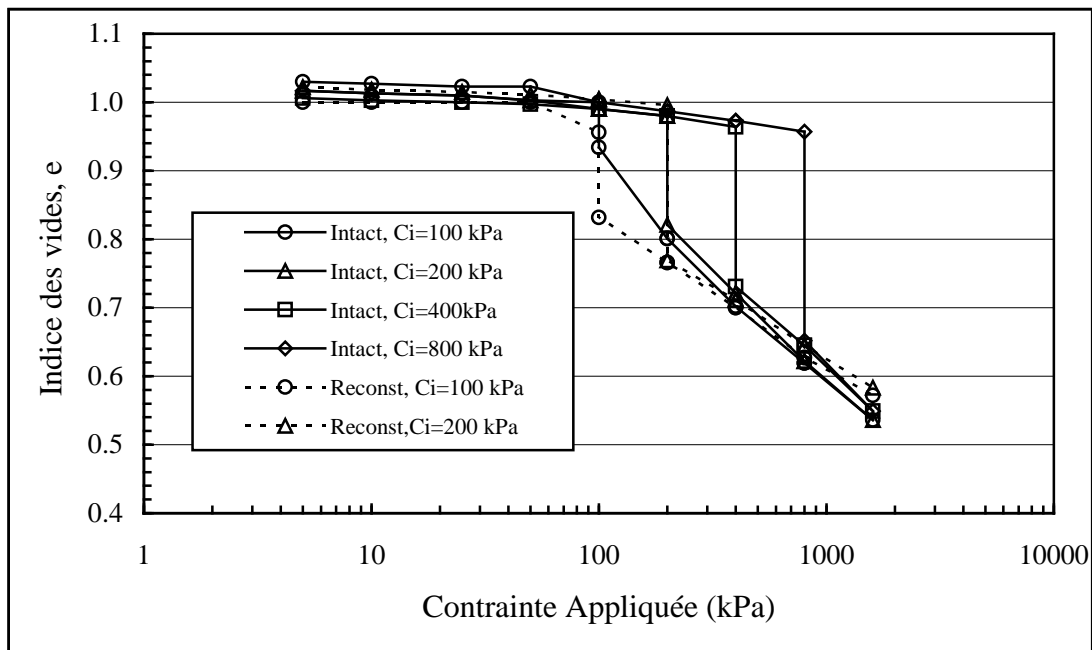
Les deux sols loessiques Algériens reconstitués subissent un affaissement très considérable par inondation à des niveaux faibles de contrainte, ceci peut être dû aux niveaux élevés de contrainte à laquelle les spécimens de loess intacts étaient soumis dans leur histoire. Après inondation, les courbes de l'affaissement des spécimens intacts ont un gradient peu élevé, ce qui signifie que la liaison dans les échantillons intacts se casse partiellement par inondation à des niveaux faibles de contrainte, mais un indice des vides plus faible peut être atteint si les contraintes augmentent à des niveaux plus élevés.

Les résultats des essais sur le loess chinois intact et reconstitué sont montrés sur les figures 7.4 et 7.5. Nous pouvons voir sur la figure 7.4 qu'avant inondation, les spécimens reconstitués d'un indice des vides élevé, subissent une compression plus importante que celle des échantillons intacts. Au contraire, les spécimens reconstitués

et les spécimens intacts de même indice des vides présentent des compressions identiques, comme le montre la figure 7.5. Cette différence de compressibilité est manifestement due à la différence de l'indice des vides initial.



**Fig. 7.4 Résultats d'essai d'affaissement des spécimens intacts reconstitués préparés du Loess Chinois et Inondés à différents niveaux de contraintes**

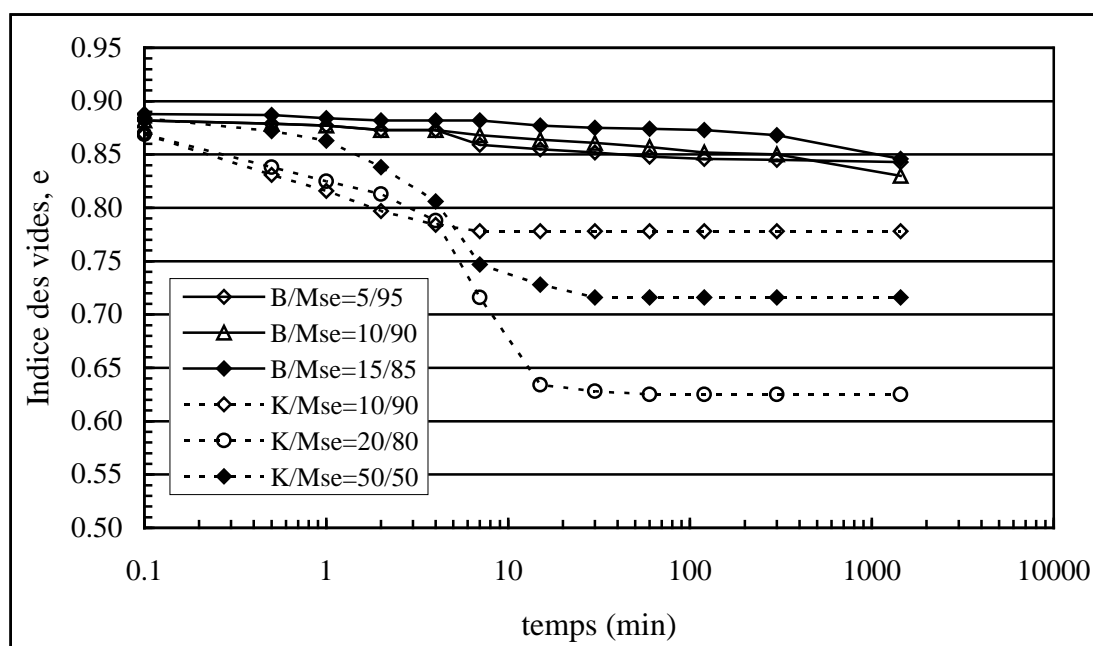


**Fig 7.5 Résultats des essais d'affaissement des spécimens intacts et reconstitués préparés du loess Chinois.**

Selon ces résultats, il paraît que le modèle d'affaissement des sols loessiques peut généralement être simulé au laboratoire en utilisant la technique de chute dans l'air, et une bonne approximation du comportement in situ est possible. L'utilisation des matériaux artificiels en mélangeant le limon pur à partir de sable écrasé avec de l'argile pour créer des spécimens de loess ne reflète pas exactement le processus de l'affaissement des sols in situ mais il reste une bonne technique pour étudier l'effet des facteurs affectant le comportement de l'affaissement. Par conséquent, des spécimens de sol de structure métastable peuvent être réalisés en utilisant la technique citée ci-dessus.

### 7.3 Relation compression-temps

Les résultats des essais d'affaissement sur différents matériaux de loess sont tracés en fonction du logarithme de temps sur la figure 7.6. La forme générale des courbes indique que le processus de l'affaissement ne peut pas être uniforme en fonction du temps. Elle paraît être semblable à celle de *déformation-log(temps)* pour un essai de consolidation classique sur un sol fin.

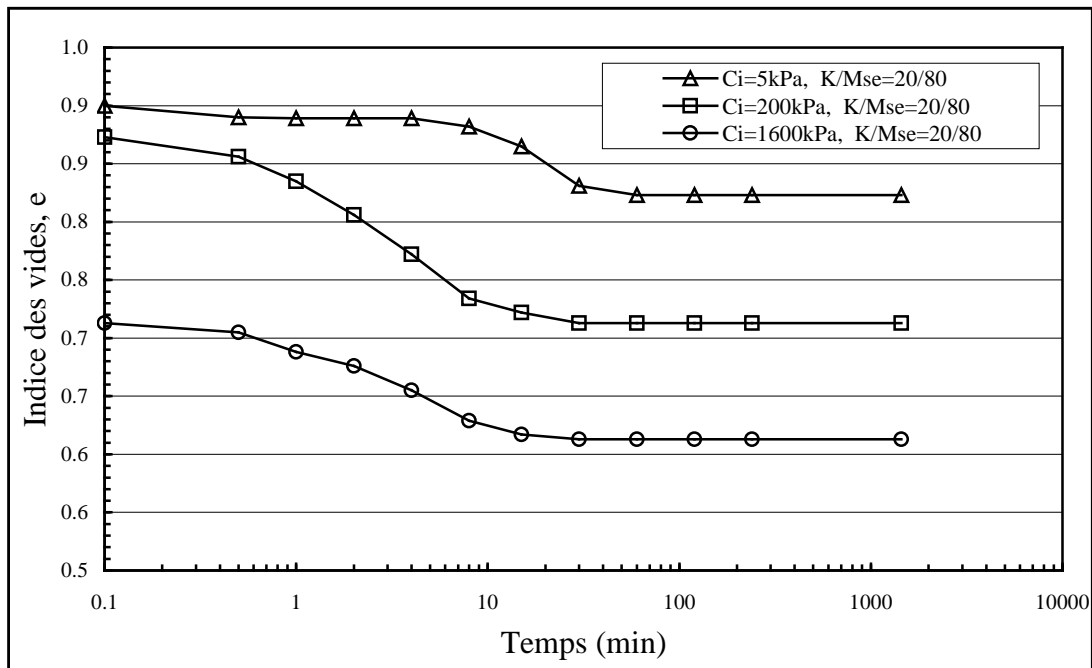


**Fig. 7.6 Relation compression-temps des Mélanges de Mse-K et Mse-B Inondés à 200 kPa**

L'effet du type et de la teneur en argile, et du niveau de contrainte appliquée sur le taux d'affaissement a été étudié à partir des essais oedométriques simples sur des spécimens contenant des différents rapports argile/limon sous des conditions

nominativement identiques. Les courbes de *compression-log(temps)* pour les mélanges de Mse-K indiquent que les processus de densification sont relativement très rapides. Plus de 95% de la compression totale (tassement d'affaissement) s'est produite dans 10-20 minutes. Pour les mélanges de Limon-Bentonite (Mse-B), le processus de l'affaissement a duré plus longtemps (24 heures environ, voir la figure 7.6). Ceci est dû à la forte plasticité et la faible perméabilité de la bentonite.

Après inondation, la figure 7.7 indique que le niveau de la contrainte appliquée n'a aucun effet sur le taux de l'affaissement pour tous les mélanges ayant la kaolinite comme matériau de liaison car les trois courbes ont presque la même allure. Ceci peut être dû à un effet d'équilibre entre le niveau de contrainte qui est supposée augmenter le taux de déformation, l'indice des vides qui est relativement faible, et d'où la perméabilité qui a la tendance à diminuer le taux d'affaissement.



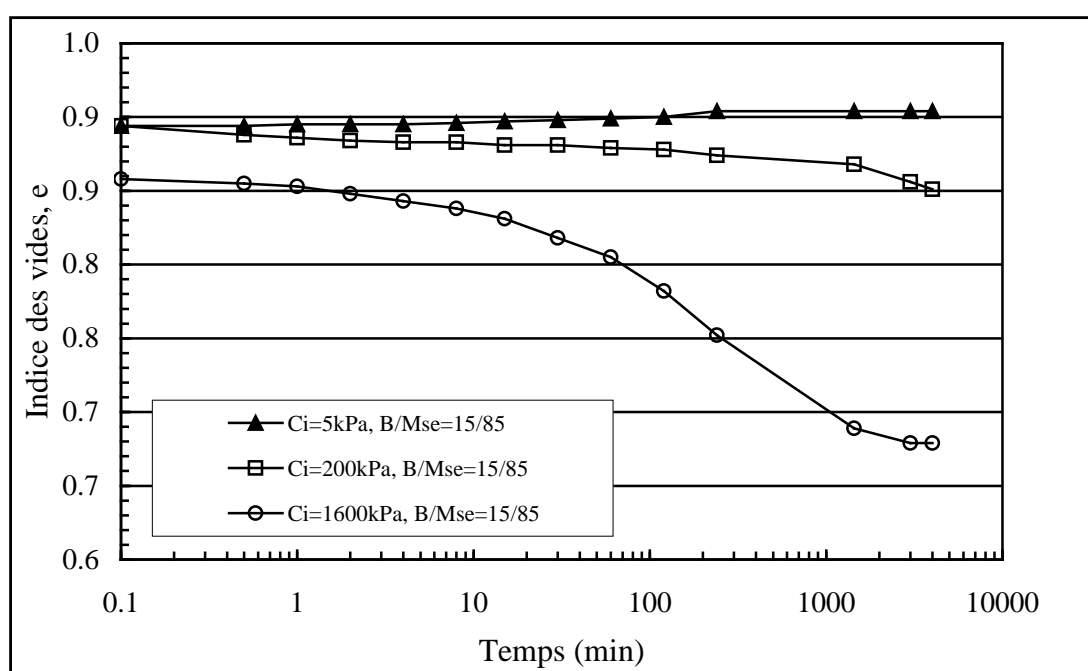
**Fig. 7.7 Relation Compression-Temps des Mélanges Mse-K à différents niveaux de contrainte**

La figure 7.8 montre que le niveau de contrainte a un effet appréciable sur le taux d'affaissement des spécimens du loess ayant la bentonite comme matériau de liaison. Nous donc noter que le taux d'affaissement augmente proportionnellement au niveau de la contrainte appliquée avec le même rapport de B/Mse. Ceci est du à la forte susceptibilité de changement de volume de la bentonite.

Des chercheurs ont trouvé des résultats semblables. Par exemple, Mellors (1977) a trouvé que la plupart des tassements avait lieu dans 20 minutes. Booth (1977) a trouvé que 90% de l'affaissement des différents échantillons de sol silteux se produit généralement en moins de 25 minutes. La compression totale mesurée après inondation d'un spécimen du loess sous une certaine contrainte verticale a été divisée en deux composantes, Tahir (1970) et Browzin (1981):

(a) Affaissement, c'est la compression qui se produit rapidement avec un taux accéléré de déformation dans une période de temps très courte (5-10 min).

(b) Consolidation de post affaissement, c'est la déformation résiduelle qui se produit après l'achèvement de subsidence avec un taux décéléré sous le même chargement.



**Fig.7.8 Relation Compression-Temps des Mélanges Mse-B Inondés à différents niveaux de contrainte**

D'après les résultats obtenus de cette recherche, il est possible de critiquer la définition de l'affaissement introduite par Tahir (1970). A la base de la définition de ce dernier, le processus de l'affaissement complet a eu lieu dans moins de deux minutes pour la plupart des sols loessiques. Il a aussi utilisé le taux d'affaissement uniforme comme base de son interprétation. Cependant, le taux accéléré de compression paraît être en rapport avec la déformation des grands pores distribués à l'intérieur de la masse du sol. Avant la déformation de ces pores, la perméabilité du sol est très élevée et donc le taux d'affaissement est élevé. De la même façon, le taux décéléré de compression paraît être dû à une réduction dans l'indice des vides du

matériau et d'où la diminution de sa perméabilité. Par conséquent, la décroissance graduelle dans la perméabilité est considérée comme raison principale de l'affaissement non uniforme.

Nous pouvons conclure que la variation dans le taux d'affaissement est principalement liée au type et à la teneur en argile dans le sol, en particulier pour les sols loessiques ayant des minéraux d'argile de faible susceptibilité au changement de volume. Dans le cas d'argile de faible plasticité telle que la kaolinite, la perméabilité du mélange est très élevée et l'eau s'écoule très vite à l'intérieur de l'échantillon.

A cause de la dégradation rapide des ponts en argile entre les grains de limon, l'affaissement se produit rapidement. Dans le cas d'argile de forte plasticité telle que la bentonite, la dégradation complète des ponts en argile exige l'infiltration d'eau dans le sol entier qui se produit très lentement à cause de la perméabilité relativement faible de la bentonite. Néanmoins, sans tenir compte du type d'argile, les résultats indiquent que l'affaissement du loess prend une période très courte avant de se terminer. Le processus de consolidation normale des sols fins argileux *in situ* peuvent prendre plusieurs mois ou plusieurs années avant de se terminer, alors que le tassement de l'affaissement du sol loessique se produit dans quelques minutes ou quelques heures seulement.

## **7.4 Relation entre la liaison interparticulaire et l'affaissement**

Le type et la teneur en argile ainsi que sa distribution à l'intérieur de la structure du sol sont des caractéristiques principales de la liaison affectant le comportement de l'affaissement du loess, Nouaouria et al (2002) et Nouaouria et al (2003). Selon les résultats de cette recherche, il est indiqué que la présence de l'argile est essentielle pour que l'affaissement se produise et qu'il y a une teneur optimale en argile variant avec le type d'argile et le niveau de contrainte appliquée.

Clemence et Finhbarr (1981) et Mitchell et Courtinho (1991) ont indiqué que l'existence des particules d'argile comme matériau liant est essentielle dans la formation du sol affaissable. Mellors (1995) a trouvé que le phénomène de l'affaissement des dépôts de loess est directement influencé par la fraction d'argile dans le sol. Barksdale et Blight (1997) et Knight (1961) ont rapporté que la couche de



sable argileux qui couvrait des superficies extensives de l'Afrique du Sud avait une structure affaissable à cause de la présence de l'argile.

Dudley (1970) a déclaré que l'affaissement maximal se produit quand la teneur en argile est de 12% environ; au dessous de 5% il y a un petit affaissement, et au dessus de 30% le sol gonfle. Il n'a pas spécifié le type d'argile, mais généralement ces conclusions sont en concordance avec les résultats de notre recherche.

Bull (1964) a montré que l'affaissement maximal se produit avec une teneur en argile de 12% environ. Tahir (1970) a trouvé que les échantillons de loess de teneur en argile supérieure à 13% tendent à donner une faible quantité d'affaissement, alors que les échantillons ayant une teneur en argile inférieure à 13% sont généralement plus susceptibles à l'affaissement. Ces résultats sont en accord avec ceux des mélanges (Mse-B) du limon pur avec la Bentonite de notre travail. Lawton (1992) a rapporté que les résultats des spécimens du sol préparés à partir de différents mélanges: sable-limon-argile à la même masse volumique sèche et la même teneur en eau, avaient montré que le degré d'affaissement avait atteint une valeur maximale à une teneur en argile entre 10% et 40%.

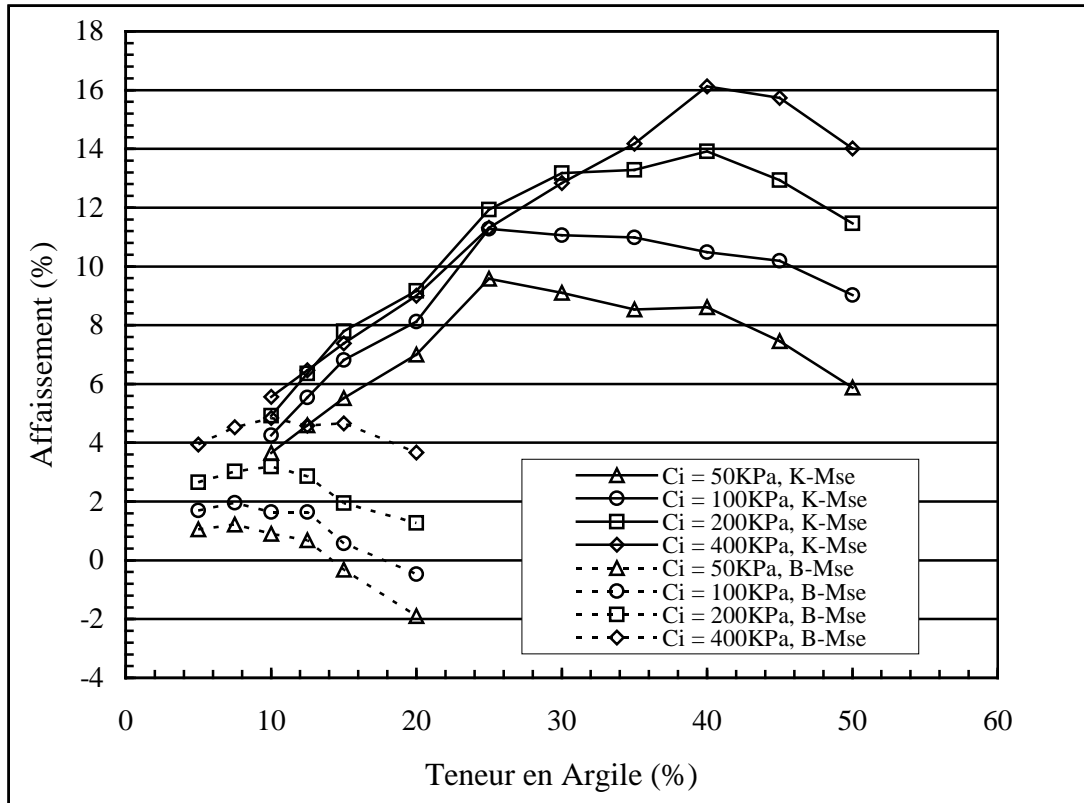
Handy (1973) a conclu qu'une estimation préliminaire de la l'affaissement du loess Chinois pouvait être établie sur la base de la teneur en argile:

- a) le loess contenant moins de 16% d'argile a une probabilité élevée d'affaissement par inondation.
- b) Le loess contenant 16 à 24% d'argile est probablement affaissable.
- c) Le loess contenant 24 à 32% d'argile a moins de 50% de chance d'affaissement.
- d) Le loess contenant plus que 32% d'argile est habituellement à l'abri de l'affaissement.

Les résultats obtenus dans cette recherche donnent un support aux observations faites par Handy et vice versa. Nous avons trouvé que l'utilisation de la bentonite comme liant dans le loess artificiel donne généralement un petit affaissement. Les valeurs maximales (1-5%) sont obtenues avec une teneur en argile de 7-10% environ selon le niveau de contrainte appliquée (voir figure 7.9).

Selon Handy, il est possible de suggérer que l'affaissabilité du loess aux Etats Unis d'Amérique se produit à une teneur en argile très faible (moins de 13%), parce que la minéralogie d'argile consiste en l'illite et la montmorillonite (argile de moyenne à forte plasticité). Il a été trouvé que dans les barrages en terre, les sols qui s'étaient

affaissés variaient du sable limoneux à une argile de moyenne plasticité. Ceci montre que les sols contenant l'argile de haute plasticité ne tendent pas à s'affaisser. Les résultats de notre recherche montrent aussi que les sols contenant la bentonite (argile de haute plasticité) comme matériau liant présente un affaissement relativement faible comparé à ceux qui contiennent la kaolinite (argile de faible plasticité).



**Fig. 7.9 Relation Affaissement-Teneur en argile des Mélanges de Mse-K et de Mse-B à différents niveaux de contrainte**

Lobdell (1981) a déclaré que lorsque le loess est saturé, l'argile absorbe de l'eau et la résistance au cisaillement diminue. Si la contrainte appliquée est assez élevée, l'argile dégradée cède par cisaillement aux points de contact entre les grains de limon. La destruction des supports interparticulaires permet aux grains de se déplacer dans les espaces des vides laissant une diminution nette du volume et un tassement permanent. La perte dans la résistance du sol cimenté par l'argile est donc attribuée à la nature de cette d'argile qui tient les grains de limon ensemble. Il a aussi déclaré que l'agent majeur de cimentation dans la plupart des dépôts de loess des Etats Unis est la montmorillonite. Puisque la montmorillonite a une capacité d'absorber de l'eau plus grande que celle de l'illite, elle expose alors une très faible dégradation quand la teneur en eau augmente et possède donc un potentiel d'affaissement faible. Cependant,

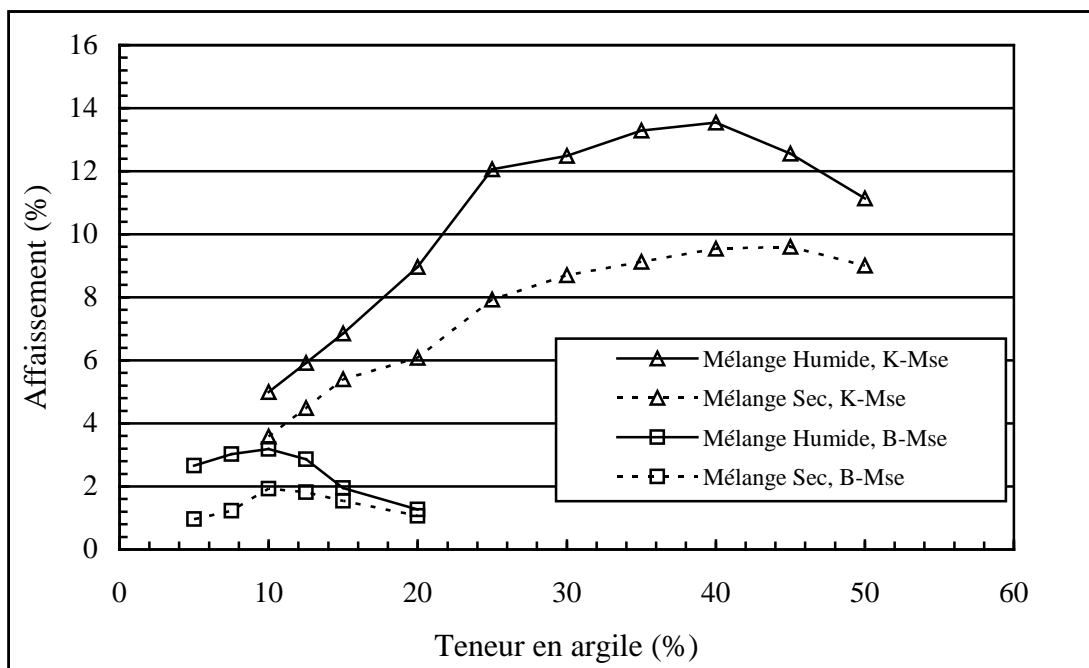
cette interprétation n'est pas en concordance avec les conclusions de notre recherche. Dans ce travail, les mélanges Mse-K ont exposé un affaissement plus grand que celui des mélanges Mse-B (voir figure 7.9). Les mélanges du sol ayant la bentonite comme agent de cimentation ont exposé une valeur maximale d'affaissement de 5% environ. De plus, le type d'argile dominant dans le loess en Chine est l'illite (Jia-Mao, 1985), il a seulement une petite teneur en kaolinite et en montmorillonite, et il expose un affaissement considérable. Par conséquent, le loess aux Etats Unis n'est pas affaissable parce qu'il possède une masse volumique sèche ( $1.52-1.56 \text{ Mg/m}^3$ ) relativement élevée, comme elle a été observée par Lobdell lui-même, et peut-être aussi combinée avec le fait que l'illite a une plasticité relativement haute ( $LL = 100$ ,  $IP = 40$ ) comparée avec la kaolinite ( $LL = 60$ ,  $IP = 25$ ). Le loess en Chine a une structure ouverte et un indice des vides élevé ( $e \geq 1$ ).

Tahir (1970) a étudié trois types de liaisons interparticules: les liaisons calcaireuses, les liaisons argileuses, et les liaisons combinées calcaireuse et argileuses. Il a déclaré que la liaison calcaireuse ne pourrait pas être un facteur prédominant dans le loess parce que l'affaissement ne se produirait pas, le carbonate de calcium et de magnésium n'étant pas, ou très peu, soluble dans l'eau. Il a conclu que le type et la teneur en argile présente dans le loess affectaient considérablement l'affaissement. Ses résultats sont en accord avec ceux de notre travail. Berg (1964), a rapporté que les échantillons de loess de Tachkent qui avaient la montmorillonite comme type d'argile se gonflent facilement. Ces sols étaient alors considérés non-affaissables. Au contraire, les échantillons ayant la kaolinite comme type prédominant d'argile ont été déclarés avoir une tendance à s'affaisser. De la Roumanie, Lehr (1967) a aussi conclu que le loess contenant la montmorillonite avait une tendance à s'affaisser plus faible que le loess contenant la kaolinite. Tahir (1970) a aussi suggéré que la liaison interparticulaire de la structure du loess était formée d'argile et de carbonate de calcium. Il a observé que les échantillons du loess avec une combinaison de teneur en argile moins de 13% et de teneur en carbonate de calcium plus de 6.2% a donné un degré d'affaissement plus élevé.

Jusqu'ici l'effet de la structure du sol sur le comportement de l'affaissement du loess a été étudié qualitativement. L'étude quantitative est l'un des points les plus importants de ce travail. Dans cette recherche l'effet de structure a été étudié par des essais sur des spécimens préparés par deux différentes méthodes de mélange: mélange

pauvre (sec) et bon mélange (humide). Ces différentes méthodes ont produit des spécimens de loess de structures différentes, principalement le positionnement et la distribution des particules d'argile entre les particules de limon. Avec la méthode de mélange sec, il est très difficile, et probablement impossible, de distribuer uniformément les minéraux d'argile entre les particules de limon, ce qui conduit à une concentration d'argile dans des régions et à un pourcentage relativement élevé de points de contact direct des particules de limon dans d'autres. Dans le cas de la méthode de mélange humide, les particules d'argile sont bien réparties et un pourcentage plus faible des points de contact direct existe.

La figure 7.10 montre clairement que les valeurs de l'affaissement des spécimens préparés avec la méthode humide sont pratiquement plus élevées que celles des matériaux mélangés à sec. Cette interprétation peut être prouvée en considérant les valeurs de l'affaissement à des teneurs en argile faibles et élevées. Dans le cas de teneur en argile très faible, les courbes sont généralement plus proches l'une de l'autre. La méthode n'a aucune influence sur le comportement de l'affaissement: La plupart des points de contact sont de grain à grain (libre d'argile) et le frottement élevé entre les particules résiste à leur mouvement. Un affaissement relativement faible peut se produire.

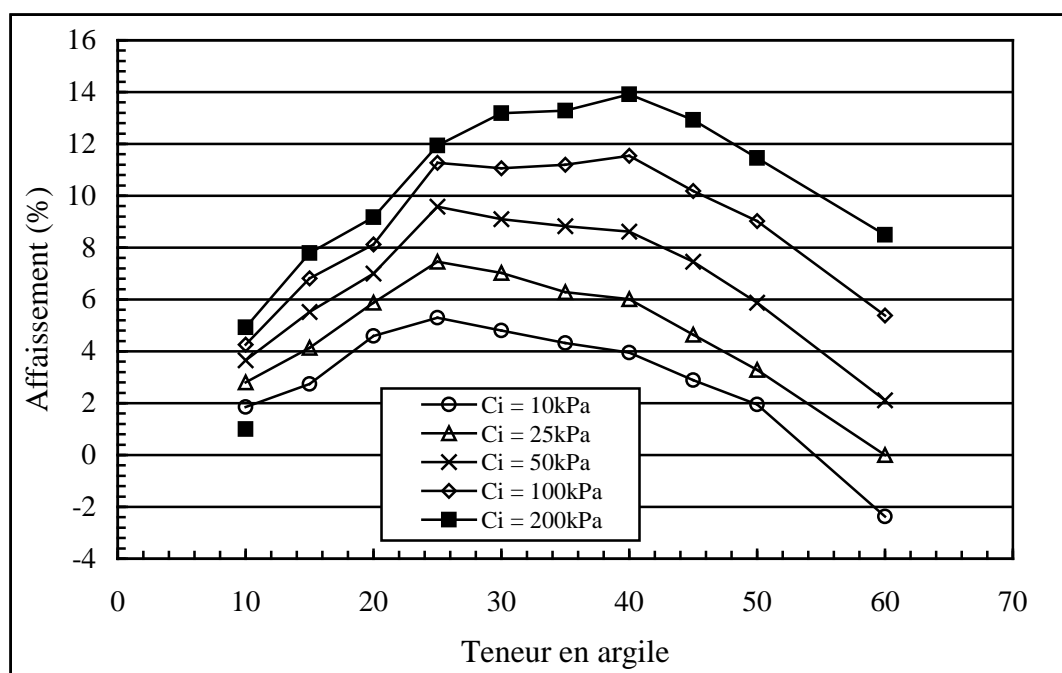


**Fig. 7.10 Relation affaissement-teneur en argile pour différents modèles du loess préparés par deux méthodes de mélange**

Dans le cas d'une forte teneur en argile, les particules de limon flottent dans le milieu argileux. La méthode de mélange n'a encore aucune influence considérable sur l'affaissement. Entre ces deux états limites, il est noté que la différence entre les courbes (la différence dans le degré d'affaissement) est plus importante lorsque la teneur optimale en argile est approchée.

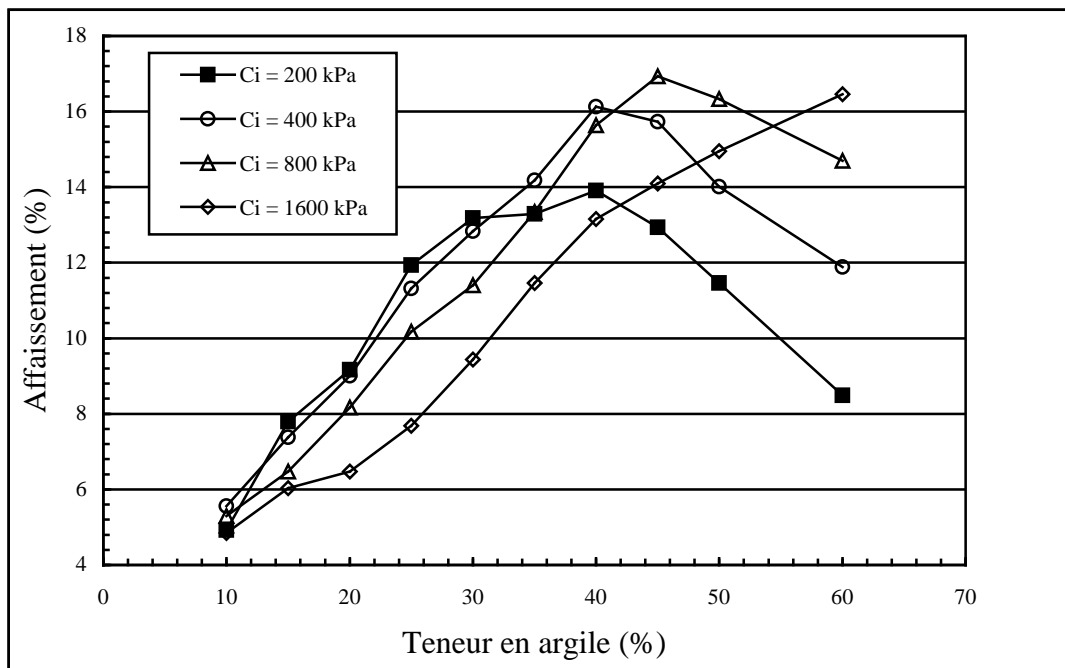
## 7.5 Effet du niveau de contrainte sur le comportement de l'affaissement du loess.

La figure 7.11 montre le rapport entre la teneur en argile et le degré d'affaissement pour les mélanges de Mse-K à des niveaux faibles à moyens de contrainte (10-200 kPa). Deux caractéristiques principales peuvent être extraites de cette figure: Les formes générales des courbes sont similaires pour tous les niveaux de contrainte, la contrainte appliquée a une influence considérable sur le degré d'affaissement.



**Fig 7.11 Relation affaissement-Teneur en argile pour les mélanges Mse-K à des niveaux faibles de Contrainte**

La figure 7.12 présente les résultats du degré d'affaissement à des niveaux élevés de contraintes. Nous pouvons remarquer que les courbes sont généralement parallèles et sont beaucoup plus proches l'une de l'autre à une teneur en argile très faible.

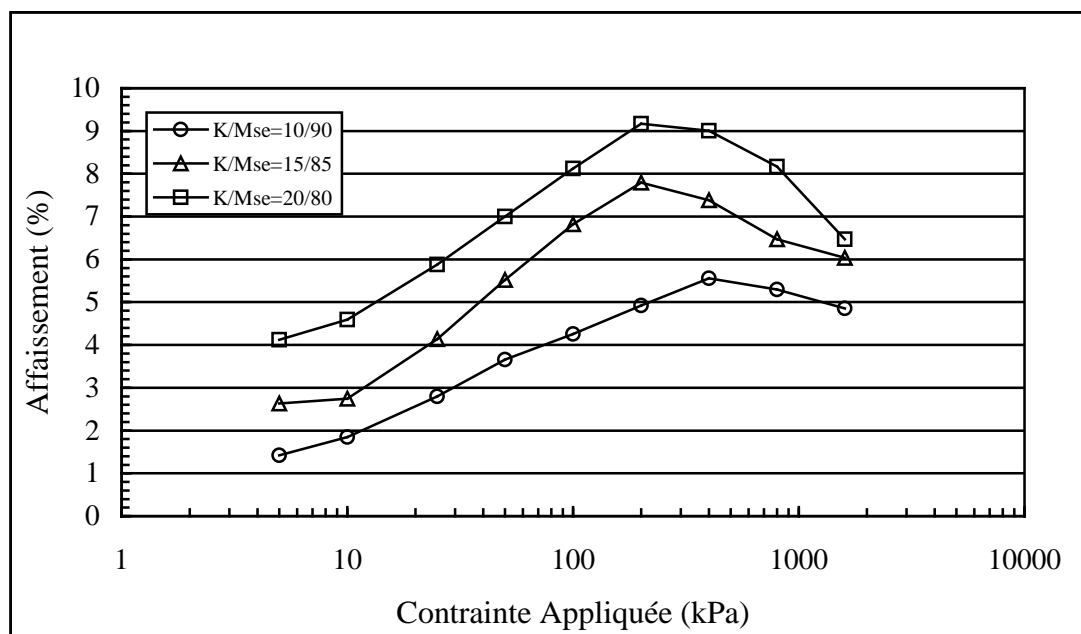


**Fig. 7.12 Relation affaissement-Teneur en argile pour les mélanges de Mse-K à des niveaux élevés de Contrainte**

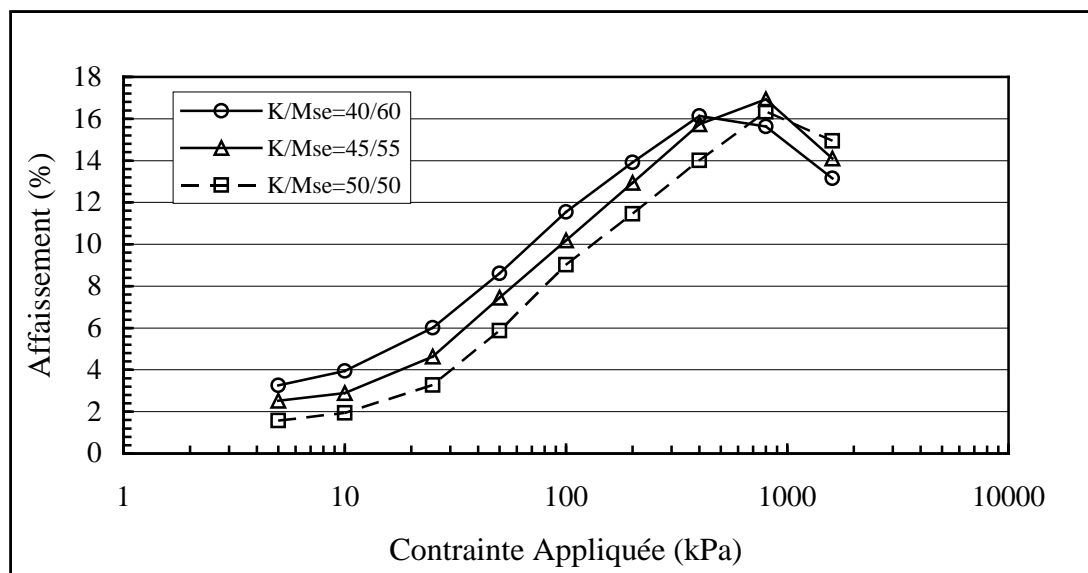
Des caractéristiques intéressantes peuvent aussi être présentées aux figures 7.13 et 7.14. Sur la figure 7.13, il est très clair que le degré d'affaissement maximal est atteint à la contrainte d'inondation de 200kPa pour les rapports K/Mse de 15/85 et 20/80. Par contre pour le rapport 10/90, le degré d'affaissement maximal est atteint à 400kPa environ. Les courbes de la figure 7.14 sont approximativement parallèles et proches l'une de l'autre, particulièrement à des niveaux de contrainte supérieure à 400 kPa. Pour le rapport K/Mse de 40/60, le degré d'affaissement maximal est atteint à 400kPa. Ce degré d'affaissement maximal est atteint à 800kPa pour les rapports K/Mse de 45/55 et 50/50. A la base de ces deux figures, on peut conclure que le degré d'affaissement maximal dépend de la contrainte appliquée au moment de l'inondation et à la teneur en argile.

Alwail (1990) a rapporté que la forme des particules de limon affectait largement le potentiel d'affaissement des mélanges de Limon-Sable. Un sable mélangé avec un limon de particules angulaires contenant une petite quantité d'argile (<10%) avait un potentiel d'affaissement plus grand que celui du même sable mélangé avec un limon de particules rondes avec la même teneur en argile. En se basant sur les travaux réalisés par Assallay et al (1997), il paraît que la différence dans l'affaissabilité des mélanges de Limon-Sable, trouvée par Alwail, est essentiellement due à la variation

dans la teneur en argile, et non pas à la forme des particules, car Assallay et al ont trouvé que la forme ronde des particules du limon avait une tendance à augmenter l'affaissement, et l'angularité de ces dernières aiderait à le diminuer.



**Fig. 7.13 Relation Affaissement-Contrainte Appliquée pour des mélanges ayant une faible teneur en argile**



**Fig. 7.14 Relation Affaissement-Contrainte Appliquée pour des mélanges ayant une forte teneur en argile**

## 7.6 Mécanisme de l'affaissement

L'arrangement de la structure ouverte des particules de limon et d'argile est un facteur clé contrôlant le phénomène de l'affaissement. L'argile subit une compression

locale dans les petits vides entre les particules de limon, aboutissant au développement d'une certaine résistance. Dans le cas des conditions sèches, la structure du sol est en équilibre sous l'action de la contrainte appliquée relativement faible. Quand la contrainte appliquée croît, la structure reste évidemment inchangée, l'argile se comprime légèrement sans un grand mouvement relatif des particules de limon. Tant que le spécimen reste sec, la force de cisaillement microscopique locale à l'interface des particules de limon, due au chargement appliqué, est résistée sans aucune déformation structurale appréciable. Cependant, quand le spécimen préalablement chargé est mouillé, les ponts en argile se dégradent de telle sorte qu'ils ne peuvent plus résister aux forces (c-à-d la résistance au cisaillement de l'argile est dépassée) et l'effondrement structural se produit, en aboutissant à une réduction considérable du volume (voir figure 2.8). Le processus de l'affaissement entraîne un réarrangement des particules de sol par glissement et par rotation l'une par à l'autre.

Un des points les plus importants est la relation entre la succion de la matrice (pression de l'eau interstitielle négative) et le phénomène de l'affaissement. D'après cette recherche, la succion de la matrice est l'un des facteurs affectant le comportement de l'affaissement du sol non saturé mais n'est pas le facteur principal. Fredlund et al (1993) ont rapporté que le phénomène de l'affaissement était en relation directe avec la réduction de la succion de la matrice durant l'inondation, et ont conclu que la succion de la matrice était l'une des variables qui contrôlent le comportement d'un sol non saturé. Les auteurs ici ont utilisé le terme sol affaissable au sens général et n'ont pas indiqué sur quel type de sol la recherche a été faite. Ces conclusions ne sont pas en concordance avec celles de notre travail qui sont comme suit:

1 - Beaucoup de sols affaissables n'ont aucun affaissement considérable à un niveau faible de contrainte quand ils sont mouillés, mais ils ont une affaissabilité élevée quand ils sont inondés à une contrainte appliquée supérieure à 100k kPa. Si le mécanisme principal de la liaison était la succion, ce ne serait pas le cas.

2 - Un limon pur non saturé n'a aucun affaissement considérable même à un niveau de contrainte relativement élevé. Par conséquent, le même type de sol peut donner des quantités différentes d'affaissement à cause de sa structure différente. Par exemple, les sols qui ont des distributions différentes de particules d'argile entre les grains de limon ont des degrés d'affaissement différents.



Les facteurs principaux contrôlant le comportement de l'affaissement des dépôts de loess sont alors les caractéristiques géométriques (la forme, la taille et la granulométrie), et le type et la teneur en argile et sa distribution entre les grains de limon.

La succion de la matrice peut donc seulement expliquer le comportement de l'affaissement du sol non cimenté qui ne contient pas de particules d'argile (sable fin, mélange de Sable-Limon). De plus, si la succion de la matrice est un facteur important affectant le comportement de l'affaissement, alors la magnitude de ce dernier doit être approximativement la même à tous les niveaux de contrainte. Ceci est observé dans les essais oedométriques sur les spécimens de limon pur dérivé de sable écrasé à différents niveaux de contrainte. Seulement une petite variation dans la magnitude de l'affaissement est enregistrée (voir figure 6.9).

Pour déterminer le type de sol le plus affecté par la succion de la matrice, Fredlund et Rahardjo (1993) ont réalisé des essais au laboratoire sur deux types de sols: un sol non cimenté (libre d'argile), et un sable limoneux contenant 62% de sable, 32% de limon et 6% d'argile, mais le type d'argile n'a pas été déterminé. Ils ont conclu que l'affaissement d'un sol non cimenté est dû à la diminution de la contrainte normale entre les particules du sol suite à la réduction de succion de la matrice par inondation. Cette conclusion confirme donc les résultats de notre recherche.

## **7.6.1 Modèles du sol basés sur la teneur en argile**

Selon les résultats expérimentaux obtenus, le mécanisme de l'affaissement peut être expliqué. Deux modèles peuvent être présentés: modèle du sol de faible teneur en argile, et modèle du sol de forte teneur en argile.

### **7.6.1.1 Modèle du sol de faible teneur en argile**

Dans ce modèle, deux teneurs en argile ont été étudiées: très faible teneur en argile et teneur optimale en argile. Considérons en premier lieu la condition de très faible teneur en argile. L'addition de cette petite quantité d'argile a causé plus de compression qu'avec les spécimens libres d'argile (limon pur). Cette compression augmente avec la teneur en argile. L'argile, dans ce cas, travaille comme une matière lubrifiante aux points de contact entre les particules de limon et facilite donc leur glissement l'une par rapport à l'autre. La caractéristique principale de ce modèle est

que la quantité d'argile est très faible, et la plupart des contacts entre les particules de limon sont libres de liaison d'argile, c.à.d, seulement un petit nombre très limité de points de contact ont été couverts d'argile. Ce système particulier de liaison peut être utilisé pour expliquer le mécanisme d'affaissement. Initialement, avec l'indice des vides le plus élevé, la structure ouverte est principalement maintenue par la faible teneur en argile. Cette structure s'effondre considérablement quand elle est mouillée à des niveaux très faibles de contrainte. Après cette étape, le taux d'affaissement sera particulièrement plus faible à des niveaux relativement élevés de contrainte. Ce comportement est du aux contraintes aux points de contact qui sont tellement élevées qu'elles détruisent les liaisons d'argile, même si la contrainte appliquée est très faible. Le sol se déforme initialement à des niveaux faibles de contrainte à cause d'un nombre limité de points de contact de liaison. Après ceci, un grand nombre de points de contact direct grain à grain se produira et pourra résister plus efficacement aux contraintes de cisaillement. C'est très évident dans le cas de limon pur à partir de sable écrasé.

Considérons maintenant la condition de la teneur optimale en argile. Dans ce cas, la structure de sol consiste en un grand nombre de particules de limon liées à leurs points de contact par des paquets d'argile. Avant inondation, les liaisons d'argile sont capables de résister aux charges appliquées. A l'inondation, la structure s'effondre. A l'état saturé, l'argile travaille comme un lubrifiant entre les particules de limon aux points de contact et provoque le glissement des grains de limon l'un par rapport à l'autre. Le glissement continue jusqu'à ce que la structure atteigne l'équilibre et regagne sa stabilité. La structure en équilibre peut alors avoir des particules de limon en contact direct avec des paquets en argile saturée. En augmentant encore la teneur en argile, le gonflement commence à s'opposer à la compression causée par le glissement des grains de limon et la distorsion des paquets en argile. Cet effet opposé provoque la diminution de la compression en augmentant la teneur en argile. Dans ce modèle, la combinaison entre les particules de limon et celle d'argile permet au sol d'accomplir le plus haut degré de densification (plus haut degré d'affaissement). Dans ce cas, il y a un bon équilibre entre les trois paramètres suivants:

1. Le mouvement des particules de limon est facilité par un nombre maximal de points de contact de liaison.
2. La quantité d'argile doit être juste assez suffisante pour remplir les vides sans forcer les particules de limon à se séparer et doit accomplir la densité maximale.

3. L'effet de gonflement doit être minimum. Le comportement d'affaissement de ce modèle est montré sur la figure 7.13. Il est clair que l'affaissement maximal se produit avec quantité d'argile assez élevée pour produire un bon système de lubrification, et assez faible pour rendre minimal l'effet de gonflement.

### **7.6.1.2 Modèle du sol de forte teneur en argile**

Dans ce modèle (figure 7.14), la quantité d'argile est plus qu'on a besoin pour remplir les vides. Elle est alors suffisante pour forcer les particules de limon à se séparer et flotter dans un milieu argileux. Dans ce cas, le facteur de gonflement a un effet considérable sur le processus de déformation, et l'affaissement est fortement réduit.

Quand la teneur en kaolinite dépasse la valeur optimale, les spécimens commencent à présenter une réduction considérable dans le degré d'affaissement sous une contrainte relativement faible, et même le potentiel de gonflement est observé pour les spécimens de forte teneur en l'argile pour les rapports de  $B/Mse = 20/80$  et  $K/Mse = 60/40$  (voir figures 6.19 et 6.30). Cependant, à des niveaux plus élevés de contrainte, ces spécimens exposent encore une compression relativement élevée.

En résumé, le mécanisme de l'affaissement des dépôts de loess est fondamentalement gouverné par la facilité avec laquelle les particules de limon puissent se déplacer l'une par rapport à l'autre. Le degré d'affaissement augmente alors avec le degré de dispersion d'argile. Nos résultats confirment que le mécanisme d'affaissement est principalement contrôlé par la susceptibilité des particules de limon de se déplacer l'une par rapport à l'autre.

## **7.7 Affaissement et classification des sols.**

Le système de classification des sols est l'arrangement de différents sols de propriétés semblables dans des groupes et sous-groupes. Ce système fournit un langage commun parmi les ingénieurs pour exprimer brièvement les caractéristiques générales des sols. La plupart des systèmes de classification des sols qui ont été développés sont basés sur les propriétés simples telles que la granulométrie et les limites d'Atterberg.

L'identification des sols affaissables et la prédiction de degré d'affaissement qui peut se produire par inondation d'un sol préalablement chargé sont très importantes dans la prévention des dégâts aux structures et aux fondations.

Le comportement des sols affaissables n'est pas bien prédit par les systèmes courants de classification des sols tels que "AFNOR, BS, USCS et AASHO", parce que le comportement de l'affaissement de ces types de sols est en rapport direct avec les propriétés structurales initiales de ces derniers qui ne sont pas comprises dans les processus de systèmes de classification. Par conséquent, un nombre de critères d'identification des sols affaissables ont été proposés et résumés dans le chapitre 2. Rogers et al. (1993) ont rapporté que la classification des sols dans les régions arides (un des groupes principaux de sols affaissables) est insuffisante en utilisant les systèmes de classification existants. Ils ont suggéré qu'un développement complet des systèmes existants était indispensable pour fournir un seul système universel, applicable à tous les types de sols affaissables.

Il est évident que le système de classification le plus applicable est le Système Unifié de Classification des Sols (USCS), Rogers et al (1993) ont rapporté que cette méthode peut être utilisée comme une base pour le nouveau système.

Wesley et Irfan (1997) ont proposé un système de classification des sols résiduels (un des principaux types de sols affaissables) basé sur la composition minéralogique et les caractéristiques structurales. Ils ont déclaré qu'il y a des caractéristiques spécifiques des sols résiduels qui ne sont pas suffisamment couvertes par les méthodes conventionnelles de classification des sols.

Les résultats obtenus de cette recherche montrent la grande importance des caractéristiques géométriques (la taille des grains, la granulométrie) des particules solides, le type et la teneur en argile, la structure du sol, et le niveau de contrainte comme facteurs déterminant le comportement de l'affaissement du loess.

La diminution de volume du sol affaissable est due à leur composition spéciale et à leur structure métastable qui change facilement à cause des variations de la teneur en eau et de la contrainte appliquée. Il est donc clair que les travaux géotechniques réussis exigent beaucoup de connaissances au sujet des propriétés des constituants et de la structure d'un tel sol.

Par conséquent, pour établir une classification puissante des sols, particulièrement pour les sols limoneux, quelques paramètres de base doivent être déterminés, tels que l'indice des vides, la teneur en eau initiale, la masse volumique

sèche, la teneur et le type d'argile, ensuite des essais oedométriques sur des spécimens intacts et reconstitués doivent être réalisés. Tous les systèmes courants de classification des sols sont basés sur des essais fondamentaux et simples: limites d'Atterberg et analyse granulométrique, or ces essais donnent une information insuffisante sur l'affaissabilité, le gonflement ou sur un autre comportement problématique. La figure 7.10 montre que les sols limoneux de propriétés identiques donnent des différentes valeurs d'affaissement à cause de leurs structures différentes. Puisqu'il n'y a actuellement aucune méthode d'essai pour mesurer la structure du sol, une méthode indirecte d'essai (l'essai oedométrique) doit être utilisée pour déterminer l'effet de la structure du sol sur son affaissabilité.

A la base des travaux de cette recherche, un système d'essai à deux étapes pour une classification est proposé comme suit:

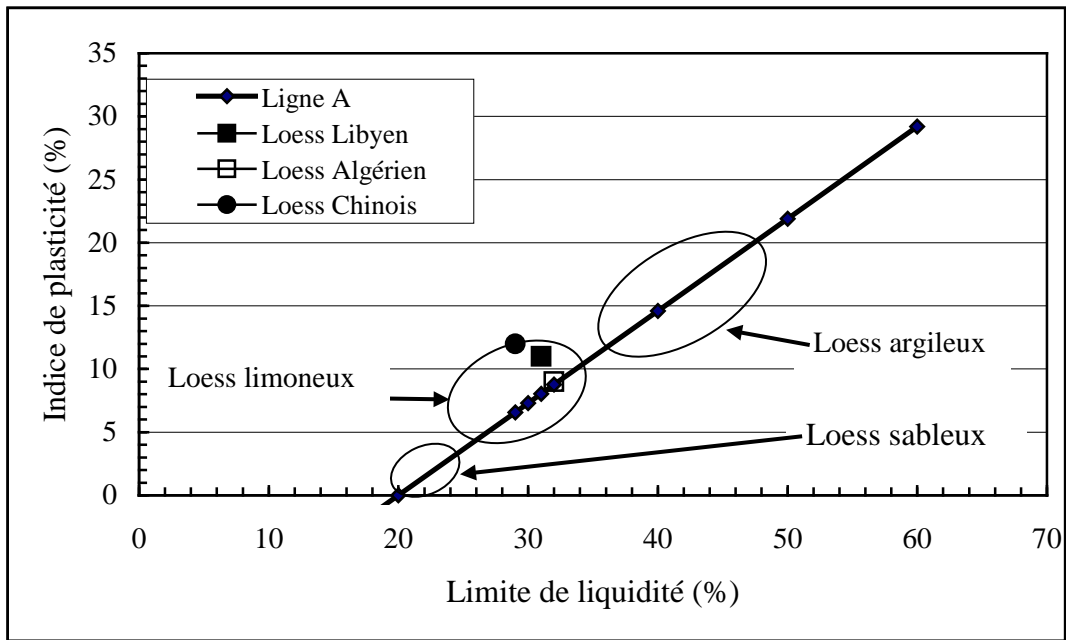
**Etape 1:** Etape d'une Classification de Base; elle consiste en les procédures actuellement utilisées et donne seulement une idée générale sur le sol. Elle lui donne son nom géotechnique, et fournit des indications sur son comportement d'affaissement possible. Les principaux essais du sol nécessaires sont:

- a) Limites d'Atterberg
- b) Analyse granulométrique

A titre comparatif, le loess provenant des trois (l'Algérie, la Libye et la Chine) est limoneux comme le montre la figure 7.15.

**Etape 2:** Etape d'une Classification avancée; le but principal de cette étape est de déterminer si le sol est normal, ou s'il est affaissable, gonflant ou est autre type de sol à problème. Les principaux essais nécessaires du sol, en plus des essais de Classification de Base sont:

- a) La masse volumique sèche et la densité des grains solides pour déterminer l'indice des vides.
- b) Le type et la teneur en argile, la fraction du sol de dimension des particules inférieures à  $2\mu\text{m}$ .
- c) Les propriétés géométriques des particules solides qui forment le cadre squelettique de la structure du sol (fractions de sable et de limon).
- d) Les essais oedométriques pour mesurer l'affaissement et le gonflement.



**Fig. 7.15** Abaque de plasticité de Casagrande

# CHAPITRE 8

## Conclusions et perspectives

### 8.1 Introduction

Cette recherche est focalisée sur la structure métastable et le comportement de l'affaissement des dépôts de loess. Le phénomène de l'affaissement de ces dépôts, et la teneur et le type du liant ont été attentivement étudiés. Deux différentes approches expérimentales ont été employées pour étudier le comportement de l'affaissement de la structure métastable: Les essais sur des échantillons intacts du sol naturel (loess réel), et les essais sur des échantillons reconstitués du sol artificiel (modèle de loess). Une bonne compréhension des caractéristiques de l'affaissement des échantillons intacts et reconstitués de loess aiderait certainement l'étude des sols affaissables et projetterait une certaine lumière sur le phénomène de l'affaissement de la structure métastable des dépôts de loess. Les conclusions principales déduites de cette recherche et les recommandations pour la future recherche sont décrites dans les sections suivantes.

### 8.2 Conclusions

#### 8.2.1 Modélisation expérimentale des dépôts de loess réel

Les matériaux du loess naturellement déposés ont été simulés expérimentalement au laboratoire. Le processus de modélisation tient compte des facteurs structuraux et des éléments qui constituent les dépôts de loess réel. Les spécimens du sol ayant une structure métastable ont été préparés en utilisant la technique de chute dans l'air. Les résultats des essais sur les spécimens intacts et reconstitués ont prouvé la validité de cette technique. Les échantillons de loess artificiel ont été préparés à partir des particules de limon pur provenant de sable écrasé, mélangées avec deux types d'argile en utilisant deux méthodes de mélange: mélange sec et mélange humide. Ces particules de limon pur ont les mêmes propriétés géométriques que celles des matériaux de loess naturel. Elles sont anguleuses, de formes de lames et ont des bords tranchants. Le modèle du loess constitué à partir de

faible teneur en argile a été également examiné. Les résultats confirment avec clarté la validité de ce modèle.

- Ce travail indique que l'approche de l'utilisation des spécimens reconstitués, préparés à partir des matériaux du loess artificiel en utilisant la technique de chute dans l'air peut être utilisée avec succès pour étudier le phénomène de l'affaissement des dépôts de loess. Cette approche peut mettre en valeur de nouveaux chemins pour l'étude et le développement d'autres modèles, et permet à un grand nombre de paramètres en relation avec le phénomène d'affaissement d'être clairement étudiés.

### **8.2.2 Comportement de l'affaissement du modèle du loess**

- Le comportement de l'affaissement des spécimens reconstitués préparés à partir des matériaux de loess naturel paraît être qualitativement semblable à celui des spécimens intacts obtenus du même sol. Les deux types de spécimens subissent un effondrement structural du à l'effet de chargement et d'inondation.

- Tous les spécimens inondés à différents niveaux de contrainte ont montré une relation post-inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée.

- Les valeurs de l'affaissement des spécimens reconstitués sont relativement plus élevées que celles des spécimens naturellement déposés pour des niveaux faibles de contrainte appliquée (moins de 200 kPa) et sont relativement faibles dans le cas contraire. Cependant, les deux matériaux ont des degrés d'affaissement similaires à une contrainte égale à 400 kPa.

### **8.2.3 Liaison interparticulaire et affaissement**

- L'essai sur le limon pur produit de différents matériaux a fourni quelques perspectives dans le phénomène de l'affaissement des dépôts de loess, en particulier l'effet des paramètres structuraux du sol tels que l'arrangement des particules et la liaison interparticulaire. Un affaissement très petit est observé, malgré que l'indice des vides des spécimens testés est relativement élevé ( $e_0 \geq 0.9$ ). Quelque soit le niveau de la contrainte appliquée, la magnitude de l'affaissement est presque constante. La tendance générale des courbes  $e - \log \sigma$  avant inondation est identique à celle des courbes après inondation. Par conséquent, Il est clair qu'il n'y a aucun effet d'inondation sur la compressibilité et le comportement de l'affaissement du limon pur.

- L'effet des minéraux d'argile, sur la formation de la structure métastable et le



comportement des sols affaissables a été déterminé expérimentalement. L'existence de ces minéraux d'argile aux points de contact des particules de limon sont donc d'une grande importance pour la production de l'affaissement

- L'affaissement de mélanges de limon-argile augmente proportionnellement au rapport argile/limon jusqu'à une certaine valeur où un affaissement maximal sera obtenu. Si la quantité d'argile augmente encore, le degré d'affaissement diminue jusqu'à ce que le sol se comporte comme une argile. L'effet du rapport argile/limon sur le comportement des mélanges dépend du type d'argile. Pour chaque type, il y a un rapport optimum argile/limon auquel une valeur maximale de l'affaissement est obtenue.

- Le modèle du loess de la faible teneur en argile a été également examiné. Les résultats montrent avec clarté la validité de ce modèle. La teneur en argile exerce un contrôle direct sur le comportement de l'affaissement du loess. Pour tout type d'argile, il y a une teneur en argile optimale à laquelle l'affaissement est maximal. Par exemple dans le cas de la kaolinite, à des contraintes inférieures à 200 kPa, l'affaissement maximal s'est produit à une teneur en argile égale à 25% environ. Pour la bentonite, le niveau de contrainte et la teneur optimale en argile sont très réduits. A des niveaux de contrainte entre 50-400 kPa, la teneur en argile optimale est de 7.5 à 10%. Généralement, la teneur en argile produisant l'affaissement maximal est influencée par le niveau de contrainte appliquée. Cette teneur augmente avec le niveau de la contrainte appliquée.

Le positionnement et la répartition des particules d'argile à l'intérieur de la structure du sol ont également un effet non négligeable sur le comportement de l'affaissement. Deux différentes méthodes de mélange d'argile avec les particules de limon ont donné des différents résultats d'affaissement. Les spécimens produits d'un mélange humide argile-limon ont toujours un degré d'affaissement plus élevé que celui du mélange sec.

## **8.2.4 Comportement de l'affaissement du loess Algérien**

- Un degré d'affaissement de 13% environ pour une contrainte d'inondation de 200 kPa a été obtenu pour le loess Algérien. Selon la classification de Jennings et Knight (1975), le loess Algérien peut poser des problèmes d'affaissement sévère.

- Le degré d'affaissement dépend du niveau de contrainte appliquée au moment d'inondation. L'affaissement augmente proportionnellement à cette contrainte jusqu'à un certain niveau auquel l'affaissement maximal est atteint. La valeur de l'affaissement maximale des échantillons testés dans cette recherche est de 22% environ.

- Les valeurs de l'affaissement mesurées dans les essais oedométriques simples à différents niveaux de contrainte sont généralement en concordance avec celles prédites des essais oedométriques doubles.

- Une relation post-inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée a été observée pour le loess Algérien. Suite à l'inondation des spécimens à n'importe quel niveau de contrainte appliquée, l'échantillon s'affaisse à une certaine valeur d'indice des vides prescrite par la courbe post-inondée unique.

### **8.2.5 Comportement de l'affaissement du loess Chinois**

- Les valeurs de l'affaissement varient en fonction de la contrainte appliquée au moment de l'inondation. Pour une contrainte d'inondation de 200 kPa, un degré d'affaissement de 8% environ a été observé. Selon la classification de Jennings et Knight (1975), le loess Chinois peut poser des problèmes

- Le loess Chinois a aussi une relation post-inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée. Cette observation indique que quelque soit l'origine du loess, il possède une courbe post inondée unique entre l'indice des vides et la contrainte appliquée et s'effondre toujours à une valeur d'indice des vides prescrite par cette courbe, indépendamment du niveau de contrainte appliquée.

- Le taux d'affaissement étant élevé à des niveaux faibles de contrainte appliquée, mais il se réduit considérablement à des niveaux plus élevés de contrainte. Les valeurs de l'affaissement du loess Chinois à tous les niveaux de contrainte sont inférieures à celles du loess Algérien.

## **8.3 Perspectives**

Le travail réalisé dans cette recherche présente un pas très important vers le but de comprendre le problème de l'affaissement du loess. C'est une bonne base pour une future recherche dans ce domaine.

### **8.3.1 Structure ouverte et modélisation numérique**

Afin d'étudier l'effet des facteurs contrôlant le comportement de l'affaissement du loess, en particulier la forme des particules, la dimension et distribution des pores, et la nature de liant entre les particules de limon, un code de calcul pour modéliser la structure métastable des dépôts de loess sera une des cibles les plus importantes pour la future recherche.

### **8.3.2 Modélisation expérimentale d'une structure ouverte métastable**

La structure métastable du loess naturellement déposé subit le cycle mouillage-séchage, particulièrement dans les régions semi-arides. Par conséquent, l'utilisation de la technique de mouillage-séchage serait nécessaire pour la préparation des spécimens.

### **8.3.3 Autres facteurs à étudier**

- La teneur optimale en argile pour la kaolinite (de faible plasticité) et pour la bentonite (de forte plasticité) ont été déterminées avec un indice des vides relativement constant de 0.9 environ. La question est: est-ce que ces résultats seront les mêmes si la valeur de l'indice des vides augmente ou diminue? Ce serait un bon point de départ pour un futur travail.

- L'effet du type d'argile sur le comportement de l'affaissement des dépôts de loess a été étudié en utilisant la kaolinite et la bentonite. Pour compléter l'étude, une série des essais supplémentaires serait nécessaire sur des spécimens de loess contenant l'illite (argile de moyenne plasticité).

- Dans ce travail, l'inondation des spécimens a été faite à l'aide de l'eau douce, l'eau salée est proposée pour le prochain travail afin d'étudier son effet sur le comportement de l'affaissement.

# Bibliographie

- [1] **ABELEV, M.Y.**, (1988), *Loess and its Engineering Problems in the USSR*, Proc. of the Int. Conf. Engineering Problems of Regional Soils., 11-15 August, Beijing, China, 3-6. Beijing: Chinese Institute of Soil Mech. and Found. Eng.
- [2] **ALWAIL P.** (1990). *Mechanism and effect of fines on the collapse of compacted sandy soils*. PhD thesis, Washington State Univ., Pullman, Washington, 234 p.
- [3] **ANAGNOSTI P.** (1973). *Storage dams founded on collapsing loess soils*. Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. on soil Mechanics and Foundation Engineering, **2**, Part 2, Moscow, 7-11.
- [4] **ASSALLAY A. M., ROGERS C.D.F., SMALLEY I. J., (1997)**. *Formation And collapse of metastable particle packings and open structures in loess soils*. Engineering Geology. **48**: 101-115.
- [5] **BARDEN L., MCGOWAN A. and COLLINS K.** (1973). *The collapse mechanism in partly saturated soil*. Engineering Geology. **7(1)**, 49-60.
- [6] **BARKSDALE R. D. and BLIGHT G. E. (1997)**. *Compressibility and settlement of residual soils*, Mechanics of residual Soils, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 245 p.
- [7] **BASMA A. A. & TUNCER E. R. (1992)**. *Evaluation and control of collapsible soils*. Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE, **118 (10)**, 1491-1504.
- [8] **BELL F. G. (1993)**. *Engineering properties of soils and rocks*. Third Edition, Butterworth-Heinemann Ltd, OXFORD, UK, 345 p.
- [9] **BENTLEY S. P., and SMALLEY I. J., (1984)**. *Landslips in sensitive clay*, John Wiley and Sons Ltd. London, 457-490.
- [10] **BOOTH A. R. (1977)**. *Collapse Settlement in Compacted Soils*. CSIR Res. Report 324, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa.
- [11] **BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1990)**. *Methods for testing soils for Civil Engineering Purposes*. BS 1377, HMSO, London, 143 p.
- [12] **BROWZIN B. S. (1985)**. *Rheological definition of loess subsidence*. Proc. 10<sup>th</sup> Conf. Int. Soc. Soil Mechanics and Foundations Engineering. Stokholm, **1**: 65-68.
- [13] **BULL W. B. (1964)**. *Alluvial fans and near surface subsidence in Western Fresno County, California, USA*. US Geol. Survey Prof. Paper N°. 437-A, 72.

- [14] **CASAGRANDE A. (1932).** *The structure of clay and its importance in foundation Engineering.* Journal. Boston. Society of Civil Engineering. **19(4)**, 168-209.
- [15] **CHARLESWORTH J. K. (1957).** *The Quaternary era (with special reference to its glaciation).* Arnold, London, **1**, 511-558
- [16] **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.
- [17] **COUDÉ- GUASSEN G. (1987).** *The Peri-Saharan Loess: Sedimentological characterization and palaeoclimatical significance.* Geo Journal, **15**, 177-183.
- [18] **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.
- [19] **CUI Y. J., DELAGE P., ALZOGHBI P. (1998).** *Microstructure and collapse behaviour of loess from northern France.* Proc. of Unsat'98, Beijing, vol. 1, pp 31-36
- [20] **CUI Y. J., DP., SCHLOSSER F., & WONAROWICZ M. (1999).** *Etude du comportement volumique d'un loess du Nord de la France.* XIIème Congrès Européende Mécanique des sols et de Géotechnique, Amsterdam, vol. 1, pp. 337-342
- [21] **DAKSHANAMURTHY V. (1979).** *A stress-controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays.* Geotech. Test Journal, **2(1)** 57-60
- [22] **DANILOV A. I. (1964).** *Diagram for dividing soils into ordinary, slumping and swelling.* Soil Mechanics and Foundation Engineering, N°. 5.
- [23] **DENISOV N. Ya. (1951).** *The Engineering properties of loessial soils, Soviet Science, USSR,* Government Printing Office, Moscow, USSR.
- [24] **DERBYBISHIRE E. & MELLORS T.W. (1987).** *Loess.* In a Handbook of Engineering Geomorphology, P. G. Fookes and P.R. Vaughan Eds. Surrey University Press, Chapman & Hall, New York, USA, 258-269.
- [25] **DERBYBISHIRE E. & MELLORS T.W. (1988).** *Geological and Geotechnical characteristics of some loess and loessic soils from China and Britain: a comparison.* Eng. Geology, **25**, 135-175.
- [26] **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.
- [27] **DIJKSTRA T.A., SMALLEY I. J., and ROGERS C. D. F. (1995).** *Particle packing in loess deposits and the problem of structure collapse and*

- hydroconsolidation*. Engineering Geology. **40**, 49-64.
- [28] **DIJKSTRA T. A., ROGERS C. D. F., SMALLEY I. J., DRBYSHIRE E. LIN L. Y. and MENG, M. X. (1994)**. *The loess of north-central China: Geotechnical properties and their relation to slope stability*. Eng. Geology **36**, 153-171.
- [29] **DUDLEY J. H. (1970)**. *Review of collapsing soils*. Journal of Soils Mechanics and Foundation Div., ASCE, **96(3)**, 925-947.
- [30] **EL-SOHBY M. A., and RABBAA S. A. (1984)**. *Deformation behaviour of unsaturated soils upon Wetting*. Proc. Eighth Regional Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, South African Institution of Civil Engineers, **1**, 129-137.
- [31] **EROL O. A. and EL-RUWAIH I. A. (1982)**. *Collapse behaviour of desert loess*. Proc. 6th Congress International Association of Engineering Geology, **1**, New Delhi, 443-448.
- [32] **FEDA J. (1966)**. *Structural stability of subsident loess soils from Praha-Dejvice*. Eng. Geology. **1**: 201-219.
- [33] **FEDA J., BOHAC, J. and HERLE I. (1993)**. *Compression of Collapsed loess Studies on bonded and unbonded soils*. Engineering Geology, **34**, 95-103.
- [34] **FLINT R. F. (1957)**. *Glacial and Pleistocene Geology*. John Wiley and Sons, Inc., New York, U.S.A. 723p.
- [35] **FOOKES P. G. and BEST R. (1969)**. *Consolidation characteristics of some late Pleistocene peri-glacial metastable soils of East Kent*. Q. J. Eng. Geolo., **2** 103-128.
- [36] **FREDLUND D. G. and RAHARDJO H. (1993)** *Soil Mechanics for unsaturated soil*. John Wiley and Sons. Inc., New York, 517p.
- [37] **GAO, G. (1988)** *Formation and development of the structure of collapsing loess in China*. Engineering Geology. **25**, 235-245.
- [38] **GIBBS H J. and BARA J. P. (1962)**. *Predicting surface subsidence from basic soil tests*. ASTM Spec. Tech. Publ. **322**, 231-246.
- [39] **GIBBS H J. and BARA J. P. (1967)**. *Stability problems of collapsing soils*. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, **93**, 572-594.
- [40] **GIBBS H. J. and HOLLAND W. Y. (1960)**. *Petrographic and engineering properties of loess*. US Bureau of Reclamation. Engineering Monograph N°. **28** Washington, DC.
- [41] **GRABOWSKA-OLSZEWSKA B. (1988)**. *Engineering-Geological problems of loess in Poland*. Engineering Geology, **25**, 177-199.

- [42] **GRIM R. E. (1968).** *Clay Mineralogy*. 2<sup>nd</sup> Edition McGraw-Hill Book Co., New York.
- [43] **HANDY R. L. (1973).** *Collapsible loess in Iowa*. Proc. American society soil. Science America, 37, 281-284.
- [44] **HARDCASTLE J. (1890).** *Origin of loess deposits of the Timaru plateau*. Trans New Zealand Institution, **22**, 324-332.
- [45] **HEAD K. H (1980).** *Manual of soil laboratory testing*, **1**, Soil classification and Compaction Tests, John Wiley and Sons Inc., New York.
- [46] **HOLTZ W. G. and GIBBS H. J. (1951).** *Consolidation and related properties of loessial soils*. American Soc. Test. Mat., Spec. tech. Pub. No. **126**: 9-33
- [47] **HOLTZ W. G. and HILF J. W. (1961).** *Settlement of soil foundations due to saturation*. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, **1**, 673-679.
- [48] **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.
- [49] **HUANG D. (1989).** *A laboratory investigation on the behaviour of collapsible soil*, Collorado State University, Fort Collins, Colorado.
- [50] **JAKY J. (1948).** *Influence of ground water level oscillation on subsidence of structures*, Proc. Second Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 148-150.
- [51] **JEFFERSON I. and SMALLEY I., J. (1995).** *Six definable particle types in engineering soils and their participation in collapse events: Proposals and Discussions*. In: Derbyshire, E., Dijkstra, T. A., Smalley, I. J. genesis and Properties of Collapsible Soils. Kluwer, Dordrecht, 19-31.
- [52] **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. 30<sup>th</sup> Int. Geology Congress, **23**, 303-313.
- [53] **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.
- [54] **JIA-MAO H., (1985).** *A preliminary Study on the clay mineralogy of the loess at luochuan section*. In Tung-Sheng, L. Edition, Quaternary Geology and Environment of China. China Ocean Press, Fuxingmenwai Street, Beijing, China, 93-100.
- [55] **JING L. (1989).** *Strength characteristics of unsaturated Palouse loess*. Ph. D. Thesis, University of Idaho, 252p.

- [56] **KANE H. (1969)** *Consolidation of two loessial soils*. Highway Research. Record, No. **284**, 26-36.
- [57] **KNIGHT K. (1961)**. *The collapse of structure of sandy sub-soils on wetting*. Ph. D. Thesis Dept. Of Civil Eng., University of Witwatersrand, Johannesburg, South Africa.
- [58] **KRINITZSKY E. L. and TURNBULL W.J. (1967)**. *Loess deposits in Mississippi*. Geological Society of America, Special paper series, N° **94**, 64p.
- [59] **LAUTRIDOU J. P. and OZOUF J. C. (1982)**. *Experimental shattering: quinze de recherche au centre de Géomorphologie du CNRS*. Prog. Phys.Geog., **6**, 215-232.
- [60] **LAWTON E. C. (1986)**. *Wetting-induced collapse in compacted soil*. Thesis Washington State University, Pullman, Washington. 225p.
- [61] **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.
- [62] **LAWTON E. C and FRAGAZSZY R. J & HARDCASTLE J. H (1989)** *Collapse of compacted clayey sand*. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, **117**(9), 1252-1267.
- [63] **LAWTON E. C and FRAGAZSZY R. J & HARDCASTLE J. H (1991)** *Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand*. Journal of Geotech. **117**(5), 714-730
- [64] **LEHR H. (1967)**. *Foundation engineering problems in loess soils*. 3<sup>rd</sup> Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proc. 20-25, Academic Press, Jerusalem, Israel, pp 20-24.
- [65] **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
- [66] **LOBDELL G. T. (1981)**. *Hydroconsolidation potential of Palouse loess*. Journal of Geotechnical Division, American Society of Civil Engineering, **107**, 733-742.
- [67] **LOISEAU C. CUI Y. J. & De LAURE E. (2001)**. *Etude du comportement des lèss sur le tracé du TGV Est*, rapport de recherche TERRASOL, 22p
- [68] **LUTENEGGER A. J. and HALLBERG G. R. (1988)** *stability of loess*. Journal of Engineering Geology, **25**, 247-261.
- [69] **LUTENEGGER A. J., HALLBERG G. R. & HANDY R. (1979)**



*Review Geotechnical Investigations of Loess in North America.*  
International Union for Quaternary Research, Brussels, Belgium.

- [70] **LYELL C. (1834).** *Observation on the loamy deposit called loess of Basin of the Rhine.* Edinburgh New Philosophical Journal, **17**, 110-120.
- [71] **MAHANEY W. C. (1992).** *The shape of loess particles.* Naturwissenschaften **79**, 266.
- [72] **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.
- [73] **MELLORS T. W. (1977).** *Geological and engineering characteristics of some Kentbrickearths.* Unpublished PhD thesis, Univ London, 340p.
- [74] **MELLORS T. W. (1995).** *The influence of the clay component in loess on collapse of the soil structure.* In Derbyshire, E., Dijkstra, T, and Smalley, I.J (eds): Genesis and properties of collapsible soils, 207-216. Dordrecht, Kluwer Academic Publishers.
- [75] **MILOVIC D. (1988).** *Stress deformation properties of macroporous loess soils.* Eng. Geology, **25**, 283-302.
- [76] **MITCHELL J. K. and CONTINHO, R. O. (1991).** *Occurrence, geotechnical properties and special properties of some soils of America.* Proceedings of the Ninth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- [77] **NAHON D. and TROMPETTE R. (1982).** *Origin of siltstones: glacial grinding versus weathering.* Sedimentology, **29**, 25-35.
- [78] **NORTHEY R. D. (1969).** *Engineering properties of loess and other collapsible soils.* Proc. 7th Conf. Int. Soc. Soil Mechanics and Foundation Engineering (special session 5), Mexico City, **3**: 445-452.
- [79] **NOUAOURIA M. S., HARIRECHE O. et ROUAIGUIA A. (2002).** *Comportement de l'affaissement loess.* Annales du Bâtiment et Travaux Publics Juin 2002, **3**, 37-41.
- [80] **PALMER A. S. (1982).** *Stratigraphy and selected properties of loess in Wairarapa, New Zealand.* PhD thesis, Victoria University, Wellington, New Zealand.
- [81] **PETERSON R., and IVERSON N. L. (1953).** *Study of several low earth dam failures,* Proc. Third Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, International Society for Soil Mechanics and Foundation, **2**, 273-276.
- [82] **PETTIJOHN F. J. (1957).** *Sedimentary Rocks, 2<sup>nd</sup> edition,* Harper, New York U.S.A. 718 p.

- [83] **PHIEN-WEJ, PIENTONG T. & BALASUBRAMANLAN A. S. (1992).** *Collapse and strength characteristics of loess in Thailand.* Engineering Geology, **32**, 59-72.
- [84] **POPESCU M. E. (1988).** *A comparison between the behaviour of swelling and collapsing soils.* Engineering Geology, **23**, 145-163  
*Collapse and strength characteristics of loess in Thailand.* Engineering Geology, **32**, 59-72.
- [85] **PRINKLONSKIJ V. A. (1952).** *Ground investigation,* Gosgeolizdat, Moscow 371 p.
- [86] **PYE K. (1984).** *Loess.* Progress in Physical Geology, **8**, 176-217.
- [87] **PYE K. (1987).** *Aeolian dust and dust deposits.* Academic Press, London 334 pp.
- [88] **QIAN H. J. LIN Z. G. (1988).** *Loess and its Engineering problems in China.* Proc. of the Int. Conf. Engineering Problems of Regional Soils. 11-15, August, Beijing, China, pp. 136-153.
- [89] **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.
- [90] **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.
- [91] **ROGERS C. D. F. and SMALLEY I. J. (1993).** *The shape of loess particles.* Naturwissenschaften **80**, 461-462
- [92] **ROGERS C. D. F., DIJKSTRA T. A. and SMALLEY I. J. (1994a).** *Hydroconsolidation and subsidence of loess: Studies from China, Russia, North America and Europe.* Engineering Geology **37**, 83-113.
- [93] **ROGERS C. D. F., DIJKSTRA T. A. and SMALLEY I. J. (1994b).** *The Teton Dam failure (Idaho, USA, 1976).* In Engineering Characteristics of Arid Soil, Eds. P. Fookes & R. Barry. Balkema, Rotterdam, 83-417.
- [94] **ROGERS C. D. F., DIJKSTRA T. A. and SMALLEY I. J. (1994c).** *Human Factors in Civil and Geotechnical Engineering Failures: discussion.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **120**, 1446-1447.
- [95] **RUSSELL R. J. (1994).** *Lower Mississippi Valley Loess.* Geology Society America Bulletin, **55**, 1-40.

- [96] **SCHEIDIG A. (1934).** *Der Loss und seiune geotechnischen Eigenschaften.* Steinkopf, Dresden, 133p.
- [97] **SHEELER J. B. (1968).** *Summarization and comparison of engineering properties of loess in the United States.* Highway Research Record, N°. 212, 1-9.
- [98] **SINGER S., MARINHO F. A. M., SANTOS N. B. and ANDRADE C. M. M. (1989).** *Expansive and collapsible soils in semi-arid region,* Pro. of 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, **1**, 647-650, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- [99] **SMALLEY, I. J. (1966a).** *The properties of glacial loess and the formation of loess deposits.* Journal of sedimentary Petrology, **36**, 669-676.
- [100] **SMALLEY, I. J. (1966b).** *Formation of quartz sand.* Nature, **211**, 476-479.
- [101] **SMALLEY I. J. (1975).** *Loess Lithology and Genesis: Benchmark Papers in Geology* 26. Dowden, Hutchinson and Ross, Stroudsburg, 430p.
- [102] **SMALLEY I. J. (1980).** *Loess: A partial Bibliography.* Geology Books Ltd., Norwich, 103p.
- [103] **SMALLEY I. J. (1995).** *Making the material: the formation of silt-sizes primary mineral particles for loess deposits.* Quaternary Science Reviews, **14**, 645-651.
- [104] **SMALLEY, I. J. and DERBYSHIRE E. (1990).** *The definition of 'ice-sheet' and 'mountain' loess.* Area, **22**, 300-301.
- [105] **SMALLEY I. J. and DIJKSTRA T. A. (1991).** *The Teton Dam (Idaho USA) failure: problems with the use of loess material in earth dam structures.* Engineering Geology, **31**, 197-203.
- [106] **SMALLEY I. J. and GLENDINNING S. (1991).** *Two types of loess particle in the Lanzhou Loess.* Naturwissenschaften **78**, 167.
- [107] **SMALLEY I. J. and SMALLEY V. (1983).** *Loess material and loess deposits: formation, distribution and consequences.* In 'Eolian Sediments and Processes', Edition M. Brookfield and T. S. Ahlbrandt. Elsevier Amsterdam, 51-68.
- [108] **SMALLEY I. J. and VITA-VINZI C. (1968).** *The formation of the fine particles in sandy deserts and the nature of desert loess.* Journal of Sedimentary Petrology, **38**, 766-774.
- [109] **SMITH R. S. and NORTON E. A. (1935).** *Parent material of Illinois. Soil.* In Parent materials, subsoil permeability and surface Character of Illinois Soils. Illinois Agr. Explt. Station, Urbana, 1-4.

- [110] **SOWERS G. F. (1993).** *Human in Civil and Geotechnical Engineering Failures*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119, N°. 2, 1837-1849.
- [111] **STEADMAN L. (1987).** *Collapse settlement in compacted soils of variable fines content*, Master's Thesis, Washington State Univ. Pullman, Washington.
- [112] **SULTAN H. A. (1969).** *Collapsing soils: State of the Art*. Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, 3, 445-450.
- [113] **TAHIR A. H. (1970).** *Engineering Properties of loess in the United States*, Unpublished PhD Dissertation, The Catholic University of America, Washington D. C.
- [114] **TAN T. (1988).** *Fundamental properties of loess from North western China*. Engineering Geology, 25, 103-133.
- [115] **TERZAGHI K. (1951).** *Discussion of consolidation and related properties of loessial soils*. ASTM. Spec. Tech. Publ. N°. 126, 30-32
- [116] **TERZAGHI K. and PECK, R. B. (1967).** *Soil MECHANICS IN Engineering Practice*. 2<sup>nd</sup> Edition John Wiley and Sons Inc., New York.
- [117] **TROVIMOV V. T. (1990a)** Current states of the problem and tasks for *further study of the genesis of collapsibility of Aeolian loess rocks*. Soviet Engineering Geology. 6, 7-18.
- [118] **WESLEY L. D. and IRFAN T. Y. (1997).** *Classification of residual soils*, in Blight, G. E. (ed) Mechanics of Residual Soils, 17-29, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- [119] **WHALLEY W. B, MARSHALL J. R. and SMITH, B. J. (1982).** *Origin of desert loess from experimental observations*. Nature, 300, 433-435.
- [120] **WRIGHT J. and SMITH B. (1993).** *Fluvial communication and the production of loess-sized quartz silt: a simulation study*. Geografiska Annales A, 75, 25-34.
- [121] **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.