



HAL
open science

Towards a hydro-mechanical approach for the behaviour of cultivated soils: experiments and simulations

Kai Cui

► **To cite this version:**

Kai Cui. Towards a hydro-mechanical approach for the behaviour of cultivated soils: experiments and simulations. Engineering Sciences [physics]. AgroParisTech, 2008. English. NNT: . pastel-00003967

HAL Id: pastel-00003967

<https://pastel.hal.science/pastel-00003967>

Submitted on 1 Dec 2008

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis d'exprimer ici ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont apporté soutien, conseils et assistance pour réaliser ce travail que j'ai eu le plaisir d'effectuer au sein de l'équipe « Maîtrise de l'état physique des sols cultivés » animée par Hubert Boizard, dans l'Unité d'Agronomie Laon-Reims-Mons dirigée par Sylvie Recous.

En premier lieu mes remerciements vont à Pauline Défossez, Chargée de Recherche encadrante de la thèse. J'ai pu profiter de son expérience et de ses qualités pédagogiques. Qu'elle veuille trouver ici l'expression de mes très chaleureux remerciements.

Je voudrais aussi remercier Guy Richard, directeur de l'Unité «Science du Sol Orléans», directeur de thèse, pour sa grande disponibilité, pour ses conseils précieux et ses encouragements.

Je tiens à remercier Yu-Jun Cui, du CERMES, qui a beaucoup contribué à ce travail : la partie expérimentale lui doit beaucoup ainsi que l'interprétation des résultats.

Je remercie les financeurs de ce projet : le département Environnement-Agronomie de l'INRA, et la région Picardie.

J'adresse mes remerciements aux membres du jury : Rainer Horn et Ary Bruand qui ont accepté la tâche de rapporteur, Jean Roger-Estrade et Frédéric Collin.

Ary Bruand, Yu-Jun Cui, Jean Roger-Estrade, Michel Vauclin ont accepté de faire partie du comité de pilotage qui a guidé les différentes étapes de ce travail. Je les en remercie.

J'adresse mon amicale reconnaissance à ceux qui m'ont aidé dans la réalisation des dispositifs expérimentaux : Frédéric Bornet et Daniel Boitez ainsi qu'Emmanuel De Laure du CERMES.

Je remercie Isabelle Cousin et Olivier Josière de l'Unité «Science du Sol Orléans» qui ont réalisé les mesures de distribution de taille des pores au mercure.

Un grand merci également à Odile Duval de l'Unité «Science du Sol Orléans» qui a bien

voulu relire le manuscrit de la thèse.

Je tiens également à remercier chaleureusement Valérie Dazin, Brigitte Rocourt pour leur aide précieuse au secrétariat tout au long de ce travail.

Je n'oublie pas mes collègues de l'Unité qui m'ont apporté leur aide et leur sympathie en trois ans et particulièrement Hamid Niknahad-Gharmakher, Aude Gallardo-Carrera, Kawtar Saffih-Hdadi et Victor Adamiade pour l'amitié qu'ils m'ont témoigné et leurs critiques constructives.

Enfin, je remercie ma famille et particulièrement ma femme, CongCong Sun. Leur soutien et leurs encouragements m'ont permis de surmonter les difficultés pendant ces années de doctorat.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
1. L'importance agro-environnemental du tassement	2
2. Approche hydro-mécanique de la résistance mécanique à la compression des sols cultivés	4
2.1. Evolution de la résistance à la compression des sols cultivés	4
2.2. Comportements hydromécaniques des sols fins non saturés.....	8
2.3. Modélisation du comportement hydromécanique des sols fins non saturés.....	12
3. Etat de l'art sur la modélisation opérationnelle du tassement	13
3.1 Structure des modèles de compactage.....	13
3.2 Géométrie du système modélisé et conditions aux limites.....	14
3.3 Champs de contraintes.....	18
3.4 Lois de comportement utilisées pour modéliser le compactage.....	20
3.5 Présentation du code PLAXIS.....	22
3.6 Application des modèles pseudo-analytiques et à éléments finis au problème du tassement ..	23
4. Objectifs et démarche de la thèse	24
4.1 Amélioration des conditions aux limites pour les prévisions de compactage par les passages d'engin	25
4.2 Amélioration de la détermination du comportement hydromécanique du sol.....	25
CHAPITRE 1 : modélisation de la distribution des contraintes verticales à l'interface sol/pneu (article publié).....	27
CHAPITRE 2 : évolution de la succion au cours de la compression (article soumis)...	40
CHAPITRE 3 : compressibilité en fonction de la succion (article en préparation) ...	66
DISCUSSION GENERALE ET CONCLUSIONS	86
1. Résistance à la compression et évolution en fonction de la teneur en eau du sol.....	87
2. Modélisation des tassements	93
2.1 Choix des variables considérées dans la modélisation	93
2.2 Conditions des contraintes en surface et des calculs des déformations dans le sol.....	93
REFERENCES.....	96

LISTES DES SYMPOLES

La traduction en anglais est donnée lorsque les symboles figurent uniquement dans les articles

A	aire de contact entre le pneu et le sol, <i>contact area between the tyre and the soil</i> , m ²
A'	aire de section de la plaque dans la troisième direction (direction de sortie du plan) utilisée dans le calcul de \mathcal{R} , <i>area of the cross section of the beam in the third direction (out of plane direction)</i> , m ²
B	paramètre empirique pour décrire la forme de la distribution des contraintes selon la largeur du pneu utilisée dans la formule proposée par Keller (2005), Eq. 6
b	largeur du pneu, <i>tyre width</i> , m
c	cohésion, kPa
C	concentration en PEG, g g ⁻¹
CC	teneur en argile, <i>clay content</i> , %
C_c	indice de compression mesuré par un essai oedométrique, kPa ⁻¹
C_s	indice de gonflement mesuré par un essai oedométrique, kPa ⁻¹
D	diamètre de section circulaire utilisé dans le calcul de \mathcal{R} , <i>diameter of the circular cross section</i> , m
D_{eq}	diamètre équivalent de pore, <i>equivalent pore diameter</i> , μm
d	diamètre total du pneu, <i>tyre overall diameter</i> , m
EA'	rigidité normale de la plaque à la surface du sol utilisé dans le calcul de \mathcal{R}
e	indice des vides
E	module de Young, kPa
h	épaisseur de la plaque utilisé dans le calcul de \mathcal{R} , <i>beam thickness</i> , m
L	charge appliqué par le pneu, <i>tyre load</i> , kN
N	volume spécifique at $p = 1$ kPa
p_c, σ_p	pression de préconsolidation, kPa
p	contrainte moyenne $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ en axysymétrie, kPa

P_i	force ponctuelle, kN
p_i	pression de gonflage du pneu, <i>tyre inflation pressure</i> , kPa
\mathcal{R}	rigidité de flexion de la plaque, kPa m ⁴
r_i	rayon au point considéré dans le sol, m
s	succion du sol, kPa
s_1, s_2, s_3	paramètres empiriques qui dépendent de la rigidité du sol, <i>empirical parameters depending on the soil rigidity</i>
S_r	degré de la saturation, <i>degree of soil saturation</i> , %
S_{r_t}	degré de la saturation à la contrainte seuil σ_t , <i>degree of soil saturation corresponding to σ_t</i> , %
t	temps de chargement, <i>loading time</i> , sec
U_y	déplacement vertical de la surface du sol après le passage de la première roue, <i>vertical displacement of the soil surface after the passage of the front wheel</i> , m
u_a	pression d'air dans les pores du sol, kPa
u_w	pression d'eau dans les pores du sol, kPa
ν	coefficient de Poisson
w	teneur en eau, <i>water content</i> , g g ⁻¹
χ	parameter de l'expression de Bishop, compris entre 0 et 1
γ	tension de surface entre l'air et le mercure, <i>interfacial tension between air and mercury</i>
δ	paramètre empirique pour décrire la forme de la distribution des contraintes selon la largeur du pneu dans Eq.7.
α	angle de contact entre le sol et le mercure, <i>contact angle between the soil and the mercury</i> , deg
θ	angle entre le rayon r_i et la verticale, deg
φ	angle de frottement interne, deg
ψ	angle de dilatance, deg
κ	indice de gonflement mesuré par un essai triaxial, kPa ⁻¹
λ	indice de compression mesuré par un essai triaxial, kPa ⁻¹
ξ	facteur de concentration des contraintes, compris entre 4 et 6
ρ'	distance entre le centre de l'aire de contact et le point considéré dans Eq.4 et 5
ρ_0	rayon de l'aire de contact circulaire
ρ, ρ_d	masse volumique du sol, <i>dry bulk density</i> , Mg m ⁻³

ρ_i	masse volumique initiale, <i>initial bulk density</i> , Mg m ⁻³
ρ_f	masse volumique finale, <i>final bulk density</i> , Mg m ⁻³
σ	contrainte totale, kPa
σ_0	contrainte moyenne appliquée sur l'aire de contact, kPa
σ_t	seuil de contrainte à partir duquel la succion diminue avec l'augmentation de contrainte, kPa
σ'	contrainte effective, kPa
σ_1	contrainte principale maximum, kPa
σ_3	contrainte principale minimum, kPa
σ_v	contrainte verticale appliquée sur l'aire de contact, kPa
σ_z	contrainte appliquée dans le sol selon l'axe z, kPa
$\sigma_{yy}'^0$	contrainte vertical effective, <i>effective vertical stress</i> , kPa
$\Delta\varepsilon_v$	incrément de deformation volumique, <i>incremental volumetric strain</i>

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION

Figure 2.1 : Courbe de compression (e - $\log\sigma_v$) entre l'indice des vides total e et la contrainte verticale (σ_v)

Figure 2.2 : Oedomètre à succion contrôlée (d'après Delage *et al.*, 1992).

Figure 2.3 : Variation de l'indice de compression en fonction de la succion pour différentes textures de sol et minéralogie des argiles (Kogho *et al.*, 2001).

Figure 2.4 : Effet de la succion sur la courbe de compression reliant l'indice des vides à la pression moyenne nette ; selon Alonso *et al.* (1990).

Figure 3.1 : Aire de contact entre le sol et le pneumatique mesurée par Gupta et Raper (1994) en fonction de la pression de gonflage (forme B : pression de 69 kPa, forme C : pression de 41 kPa).

Figure 3.2 : Distribution des contraintes verticales en surface du sol sous une charge de 86 kN avec une pression de gonflage de pneu de 100 kPa mesurée *in situ* à 10 cm sous la surface (Keller et Arvidsson, 2004).

Figure 3.3 : Contraintes exercées sur un volume élémentaire de sol sous l'effet d'une distribution de contrainte verticale à la surface. La distribution représente une parabole de degré 4 qui correspond à un sol relativement résistant selon Söhne (1953).

CHAPITRE 1

Article "*A new approach for modelling vertical stress distribution at the soil/tyre interface to predict the compaction of cultivated soils by using the PLAXIS code*"

Figure 1. *The new upper boundary condition of our approach in 3D space.*

Figure 2. *Calculation of flexural rigidity \mathfrak{R} . (a) a circular plate with a rectangular cross section A' , (b) a cylinder with a circular cross section A' .*

Figure 3. *The finite element mesh and boundary conditions (beam and applied vertical stress) used for the evaluation of sensitivity of PLAXIS to soil type (left). The appeared plastic points at the edge of the rigid circular plate of 0.6 m ($\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) when we applied $\sigma_0 = 20 \text{ kPa}$ for the clay soil (right).*

Figure 4. Calculated vertical stress distributions on the soil surface with a very soft circular plate (i.e. $\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles) or a very rigid circular plate (i.e. $\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) (black squares) on (a) a clay (PLAXIS Bulletin, 1999), (b) a sand (Gysi et al., 2001) and on the loamy soil at (c) $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$ and at (d) $w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$.

Figure 5. Calculated vertical stress distributions on a clay surface with a very rigid circular plate using a uniform applied stress $\sigma_0 = 150 \text{ kPa}$ (black squares) and a higher value 180 kPa (grey triangles).

Figure 6. Calculated vertical stress distributions on the loamy soil surface, at 0.1 m and 0.2 m depth with a very soft circular plate (i.e. $\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles) and with a circular plate with $\mathfrak{R} = 33.3 \text{ kN m}^2$ (black squares) during the plate sinkage test.

Figure 7. Measured and calculated bulk density profiles under the tyre centre during the plate sinkage test. Measured initial (broken curve, grey circles) and final (solid curve, grey circles) bulk density under the tyre centre; and calculated profiles with a very soft circular plate (black triangles) and with the realistic circular plate (black squares). Rut depth = 8.5 cm .

Figure 8. Calculated vertical stress distributions on the loamy soil surface, at 0.1 m and 0.2 m depth with a very soft cylinder (i.e. $\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles), with a very rigid cylinder (i.e. $\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) (black squares) during the wheeling test ((a): Treatment 1, $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$, front wheel; (b): Treatment 2, $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$, front wheel).

Figure 9. Measured and calculated bulk density profiles under the tyre centre during the wheeling test. Measured initial (broken curve, grey circles) and final (solid curve, grey circles) bulk density under the tyre centre; and calculated profiles with a very soft cylinder (black triangles) and with a very rigid cylinder (black squares). (a) field water content $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$; (b) field water content $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$. Rut depth = 8.5 cm .

CHAPITRE 2

Article “Compaction of cultivated soil by agricultural machines:

Evolution of suction during compression”

Figure 1. Oedometer equipped with a tensiometer for suction monitoring. Schematic layout of the neoprene membrane covering the oedometer cell: an air pocket of 15 mm high is provided between the membrane and the cell.

Figure 2. The tensiometer.

Figure 3. Tensiometer saturation procedure from (a) to (d) using a saturation cell.

Figure 4. Pore-water pressure u_w versus time under a vertical stress of 800 kPa applied at the 14th minute (soil sample with initial fragments < 2 mm 0.16 g g⁻¹ water content and 1.1 Mg m⁻³ dry bulk density).

Figure 5. Change in matrix suction with vertical stress as a function of initial fragment size and water content of soil samples. The points indicate the average values from three tests; the vertical bars indicate the standard errors. An initial suction at 2 kPa vertical stress was considered because of the logarithmic scale.

Figure 6. Void ratio (e) versus vertical stress for a soil sample with initial fragments less than 2 mm, an initial water content of 0.16 g g⁻¹ and an initial dry density of 1.1 Mg m⁻³. The precompression stress, σ_p , was determined by the intersection of two straight lines.

Figure 7. Saturation degree versus vertical stress for the soil sample at an initial dry density of 1.1 Mg m⁻³ for initial water contents of 0.16 g g⁻¹ (a) and 0.25 g g⁻¹ (b).

Figure 8. Differences in pore volume between 1.2 and 1.65 Mg m⁻³ dry density as a function of pore equivalent diameter for the soil samples of 2 mm sieve size (black colour) and of 0.4 mm sieve size (grey colour). Maximum standard error was 0.001 cm³ g⁻¹

CHAPITRE 3

Article “Compaction of cultivated soils: compressibility at different soil suctions”

Figure 1. Osmotic oedometer.

Figure 2. Water retention curve of the compacted loamy soil at 1.1 Mg m⁻³ dry density measured using a high capacity tensiometer.

Figure 3. Typical change in void ration (e) as a function versus the logarithm of vertical stress (σ_v) and method of calculation of the compression index (C_c) and the preconsolidation stress (p_c).

Figure 4. Compression curves of the loamy soil for various controlled suctions: 200 kPa (black square), 180 kPa (black triangle), 100 kPa (grey triangle), 50 kPa (black circle), 10 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (first test series with an initial bulk density of 1.1 Mg m⁻³).

Figure 5. $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 180 kPa (black triangle), 100 kPa (grey triangle), 50 kPa (black circle), 10 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (same soil conditions as Figure 4).

Figure 6. Variation of the maximum (square) or average (triangle) compression index (C_c) estimated as a function of suction. Maximum and average values were determined from $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ curve (first test series with an initial bulk density of 1.1 Mg m⁻³).

Figure 7. (a) Compression curves of the loamy soil for various controlled suctions (b) $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 80 kPa (black triangle), 20 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (third test series with an initial bulk density of 1.45 Mg m^{-3}).

Figure 8. (a) Compression curves of the sandy soil for various controlled suctions (b) $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 80 kPa (black triangle), 0 kPa (grey circle) (fourth test series with an initial bulk density of 1.45 Mg m^{-3}).

Figure 9. Variation of the compression index (C_c) as a function of controlled suction for the samples with the initial water content of 0.125 g g^{-1} (square) and different initial suctions (triangle). Loamy soil with an initial bulk density of 1.1 Mg m^{-3} .

Figure 10. Variation of the compression index (C_c) as a function of controlled suction for the samples with an initial water content of 0.125 g g^{-1} for the loamy soil with bulk density of 1.1 Mg m^{-3} (black square) or 1.45 Mg m^{-3} (empty square), for the sandy soil (triangle) with bulk density of 1.45 Mg m^{-3} .

DISCUSSION GENERALE ET CONCLUSIONS

Figure 6.1 : Variations de l'indice de compression (C_c) en fonction de la succion obtenues dans les phases de compression des essais oedométriques avec mesure de la succion (Article 2) (carrés), des essais oedométriques avec contrôle de la succion (Article 3) (triangles). L'indice de compression C_c a été estimé soit à partir de la dérivée maximum $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ de la courbe de compression (ligne pleine) soit à partir de la moyenne des dérivées locales pour $\sigma > p_c$ (ligne en pointillé).

Figure 6.2 : Courbes de compression pour une succion contrôlée de 180 kPa (a) et de 0 kPa (b). Nous pouvons observer une différence importante dans la forme de la courbe quand le sol est proche de la saturation. La chute de la courbe (b) entre 10 et 20 kPa de contrainte verticale appliquée peut être expliquée par un effondrement au sein de l'échantillon du sol qui présentait une structure très poreuse favorable à ce type de comportement (Article 3).

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION

Tableau 2.1 : Synthèse des travaux reportant des mesures d'indice de compression C_c et de pression de preconsolidation p_c et leurs facteurs de variations (d'après Keller et al., 2007 et Saffih-Hdaddi et al., 2008).

Tableau 3.1 : Conditions aux limites considérées dans les modèles de tassement à éléments finis appliqués aux sols agricoles.

Tableau 3.2 : Les lois de comportement utilisées dans les modélisations à éléments finis appliqués aux sols agricoles.

CHAPITRE 1

Article "*A new approach for modelling vertical stress distribution at the soil/tyre interface to predict the compaction of cultivated soils by using the PLAXIS code*"

Table 1. *Input parameters from the literature used for calculation in the PLAXIS FEM models*

Table 2. *Input parameters used for calculating the plate shrinkage and wheeling tests in the PLAXIS FEM models*

CHAPITRE 2

Article "*Compaction of cultivated soil by agricultural machines: Evolution of suction during compression*"

Table 1: *Results of oedometer compression test with measurements of soil suction*

Table 2. *Final sample bulk density and pore volume used for pore-size measurements*

Introduction

INTRODUCTION

1. L'importance agro-environnementale du tassement

Le tassement d'un sol est un processus par lequel les particules de sol sont réarrangées les unes par rapport aux autres sous l'action d'une contrainte mécanique interne ou externe au sol qui aboutit à une augmentation de la masse volumique. Pour des sols agricoles souvent agrégés, les agrégats de sol sont réarrangés en étant plus étroitement mis en contact, ce qui diminue l'espace de vide et augmente de ce fait la masse volumique (Soil Science Society of America, 1996). Les contraintes sont liées aux passages d'engins et d'outils agricoles, aux animaux au pâturage, au climat (action de la pluie ou du gel, effets des variations d'état hydrique...), ou à l'activité biologique du sol (action des racines, des lombrics...).

Le tassement des sols agricoles est l'un des problèmes principaux se posant à l'agriculture moderne dans beaucoup de régions du monde (Raghavan *et al.*, 1990 ; Soane et van Ouwerkerk, 1994 ; Hamza et Anderson, 2005). Dans le monde entier, le tassement lié aux passages d'engins agricoles affecterait 68 millions d'ha (Flowers et Lal, 1998). En Europe, l'estimation est de 33 millions d'ha (Akker et Canarache, 2001). En Australie, environ 30% (soit environ 4 millions d'ha) de la ceinture de blé en Australie occidentale serait concerné (Carder et Grasby, 1986). Des problèmes liés au tassement de sol ont été signalés dans presque chaque continent, sans estimation précise de leur importance : Hamza et Anderson (2003) pour l'ensemble de l'Australie, Russell *et al.* (2001) en Nouvelle Zélande, Ohtomo et Tan (2001) au Japon, Suhayda *et al.* (1997) en Chine, Mwendera et Saleem (1997) en Ethiopie, Aliev (2001) en Azerbaïdjan, Bondarev et Kuznetsova (1999) en Russie, Tardieu (1994) en France.

Le tassement des sols sous les passages d'engins agricoles se produit dans un large éventail de sols, de climats et de systèmes de culture. Son intensité dépend de deux facteurs : les contraintes mécaniques appliquées par l'engin et la résistance mécanique du sol au moment du passage de l'engin. La résistance mécanique du sol dépend étroitement du type de sol et de son état hydrique, elle peut être affectée par la baisse de la teneur en matière organique du sol. Les contraintes appliquées au sol dépendent du poids de l'engin, de sa vitesse d'avancement, de la pression de contact entre les pneumatiques et le sol, du type de pneumatique et de la fréquence des passages d'engins (Larson *et al.*, 1994 ; Chamen *et al.*, 2003).

Du fait des modifications importantes de la structure du sol qu'il engendre (au niveau des couches travaillées et des couches sous-jacentes), le tassement peut avoir des conséquences importantes à la fois sur la production végétale et l'environnement. Le tassement aboutit notamment à une augmentation de la résistance mécanique et à une diminution des capacités de transfert de masse des sols du fait de leur densification (Radford *et al.*, 2000 ; Hamza et Anderson, 2005).

Du point de vue de la production agricole, le tassement rend plus difficile l'émergence des plantules et la colonisation racinaire (Kirkegaard *et al.*, 1992 ; Passioura, 2002). Il peut aboutir à une diminution de rendement ou à des apports plus importants d'eau et d'éléments minéraux, augmentant ainsi les coûts de production. Ces effets ont été rapportés pour de nombreux sols et systèmes de culture : Ellington (1986), Radford *et al.* (2001), Hamza et Anderson, (2003), Sadras *et al.* (2005), y compris des systèmes irrigués : McGarry et Chan (1984) ; McGarry (1990) ; Braunack *et al.* (1995). De plus, si la croissance des plantes est réduite, il y a une baisse des entrées de matière organique fraîche au sol, donc des quantités d'éléments nutritifs minéralisables. Enfin le travail du sol est rendu plus difficile et nécessite plus d'énergie fossile pour parvenir à re-fragmenter les sols tassés.

Du point de vue de l'environnement, les impacts du tassement de sol ont été synthétisés par Soane et Van Ouwerkerk (1994). Le tassement favorise le ruissellement et l'érosion, il affecte les cycles biogéochimiques de l'azote et du carbone dans le sol. Un exemple de conséquence sur l'environnement est la réduction de l'infiltration de l'eau, accentuant le ruissellement et les phénomènes d'érosion hydrique. De même, les émissions gazeuses associées à la dénitrification sont favorisées dans un sol compacté par la réduction de la diffusion de l'oxygène et de la conductivité hydraulique (Renault et Stengel, 1994).

Le tassement peut donc conduire à la dégradation des sols, des eaux et de l'atmosphère, il peut également augmenter la consommation des ressources naturelles finies, telles que les engrais azotés et les carburants fossiles.

On assiste en Europe à une prise de conscience de la vulnérabilité des sols qui conduit l'UE à proposer une stratégie européenne de protection des sols. Le tassement des sols est avec l'érosion un processus majeur de dégradation physique des sols en Europe (cf. la communication sur la protection des sols, UE, 2002). L'identification de la sensibilité des sols au tassement et la prévision des tassements deviennent des questions importantes pour élaborer des mesures de protection des sols à l'échelle européenne. Elles exigent à la fois une bonne connaissance des propriétés mécaniques des sols et des outils de modélisation permettant de calculer l'intensité des tassements en fonction de l'état des sols et des engins

utilisés. Nous nous proposons de faire le point des travaux conduits soit sur le déterminisme de la résistance des sols au tassement, et plus particulièrement en lien avec leur teneur en eau (partie 2), soit sur la modélisation numérique du tassement d'un sol (partie 3).

2. Approche hydromécanique de la résistance mécanique à la compression des sols cultivés

L'intensité des tassements est déterminée par les contraintes mécaniques exercées à la surface du sol lors du passage de l'engin (charges, pression des pneumatiques...) et transmises dans le sol, par la résistance mécanique du sol à des contraintes de compression. Réduire les tassements peut se faire en diminuant les contraintes appliquées par les engins (Horn et Fleige, 2003 ; Arvidsson et Keller, 2007) ou en contrôlant la résistance mécanique du sol au moment du passage de l'engin afin d'éviter des périodes où la résistance du sol est très faible (Arvidsson *et al.*, 2003). Cette dernière stratégie implique de connaître la résistance mécanique du sol et son évolution en fonction des conditions climatiques. En effet, la résistance mécanique d'un sol cultivé n'est pas une propriété permanente du sol (Horn et Lebert, 1994) : elle dépend de facteurs qui évoluent lentement, comme la teneur en matière organique, et de facteurs qui fluctuent plus rapidement comme l'état structural sous l'action des opérations culturales (opérations de travail du sol) et l'état hydrique sous l'action du climat.

2.1. Evolution de la résistance à la compression des sols cultivés

Différents travaux ont été conduits pour mesurer et prévoir la résistance à la compression de sols à usage agricole. La résistance du sol est alors décrite principalement via deux paramètres mécaniques que sont la pression de préconsolidation (p_c) et l'indice de compression ou compressibilité (C_c). La pression de préconsolidation indique la contrainte maximale que supporte le sol sans se déformer de façon permanente. L'indice de compression correspond à la pente de la courbe de compression, et indique le taux de déformation permanente subit par le sol. Ces paramètres sont estimés par des essais oedométriques à partir de la courbe de compression e - $\log \sigma_v$ (Figure 2.1) reliant l'indice des vides (e) à la contrainte verticale exercée (σ_v) sur le sol.

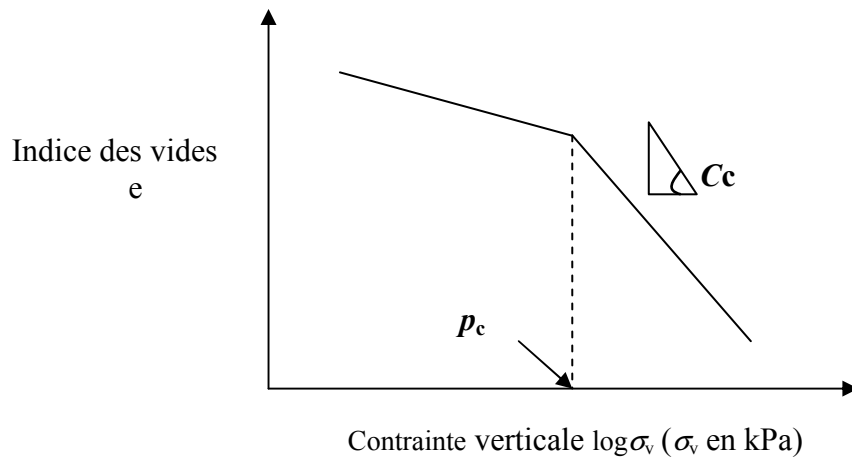


Figure 2.1 : Courbe de compression (e - $\log \sigma_v$) entre l'indice des vides total e et la contrainte verticale (σ_v)

Grâce à de nombreux essais oedométriques, les facteurs de variation des deux paramètres mécaniques C_c et p_c ont pu être établis, notamment ceux caractérisant l'état hydrique et structural du sol (Tableau 2.1) :

- *Effet de la masse volumique* : la pression de préconsolidation augmente avec la masse volumique du sol : Alexandrou et Earl (1998), Canarache *et al.* (2000), Imhoff *et al.* (2004), Lebert et Horn (1991), McBride (1989), Rücknagel *et al.* (2007). L'indice de compression décroît avec la masse volumique du sol : McBride (1989), Salire *et al.* (1994), Imhoff *et al.* (2004). Cependant plusieurs travaux ne montrent pas d'effet significatif de la masse volumique.;
- *Effet de la teneur en eau* : la pression de préconsolidation diminue avec la teneur en eau du sol : Alexandrou et Earl (1998), Défossez *et al.* (2003), Imhoff *et al.* (2004), Mosaddeghi *et al.* (2006)). Pour l'indice de compression, certains auteurs trouvent qu'il décroît avec la teneur en eau (Zhang *et al.*, 1997 ; Sanchez-Giron *et al.*, 2001 ; Défossez *et al.*, 2003) tandis que d'autres ne montrent pas d'effet significatif de la teneur en eau (Larson *et al.*, 1980 ; O'Sullivan, 1992 ; Smith *et al.*, 1997 ; Arvidsson et Keller, 2004 ; Imhoff *et al.*, 2004 ; Mosaddeghi *et al.*, 2006).

Les effets de la masse volumique et de la teneur en eau sur la pression de

préconsolidation sont bien établis tandis que pour l'indice de compression, les résultats sont plus variables. Il apparaît que ces résultats ont été obtenus pour des conditions de préparation des échantillons de sol et de réalisation des tests mécaniques très différentes (Tableau 2.1). Certains auteurs privilégient des mesures sur des sols intacts en particulier pour les horizons de sub-surface non affectés par les opérations de travail du sol, d'autres auteurs privilégient des mesures sur sols remaniés à différentes masses volumiques initiales du sol simulant l'état du sol après différentes opérations culturales (préparation du semis, labour...). Pour l'état hydrique, les mesures sont réalisées sur des échantillons de teneurs en eau initiales variables obtenues soit en variant la date du prélèvement soit par humectation du sol préalablement séché. On peut supposer que la variabilité des états initiaux des sols étudiés peut, dans certains cas, masquer des effets de la teneur en eau initiale du sol. De plus ces résultats ont été obtenus pour des conditions de drainage et de temps de chargement variables (Tableau 2.1). Les conditions de drainage (drainage sur les faces supérieure ou inférieure de l'échantillon) au cours d'un essai de compression peuvent influencer l'évolution de la teneur en eau du sol au cours d'un essai. En géotechnique, le temps de chargement pour chaque palier de contrainte verticale σ_v appliquée est en général de 24 h pour assurer un déplacement bien défini. Cependant pour les sols agricoles, un tel temps de chargement n'est pas adapté compte tenu du chargement rapide lors du passage d'un engin agricole que l'on peut estimer être inférieur à 0,1 s. Les temps de chargement des essais de laboratoire sont variables (de 2 min à 3 h) (Tableau 2.1). Pour les sols argileux ces temps ne sont probablement pas suffisants pour atteindre l'équilibre et on peut supposer que les effets de la teneur en eau mesurés sont contingents des temps de chargement appliqués dans les essais.

Reference	Parameter (type of test)	Numbers of tested soil	Loading time	Hydric conditions	Factors of variation
Gupta and Larson (1982)	Compression index (confined tests)	54 soils	No specified	Range of suction (2 -1100 kPa)	Soil texture
Lebert and Horn (1991)	Precompression stress (confined tests)	39 soils (intact)	No specified	Two suctions (6 et 30 kPa)	Soil texture, initial bulk density, suction
	Compression index (confined tests)	39 soils (intact)	No specified	Two suctions (6 et 30 kPa)	Soil texture, suction
Salire <i>et al.</i> (1994)	Compression index (confined tests)	8 soils (intact)	2 min	Range of suction (30- 300 kPa)	Initial bulk density
Smith <i>et al.</i> (1997)	Compression index (hydraulic press)	35 soils (remoulded)	few seconds	Range of suction between saturation and the wilting point	Soil texture
Alexandrou and Earl (1998)	Precompression stress (sinkage test)	2 soils (intact)	No specified	Range of soil water content (0.09 - 0.22 gg ⁻¹)	Initial bulk density, soil water content
Canarache <i>et al.</i> (2000)	Precompression stress (confined tests)	1 soil (intact)	2 h	One suction (6 kPa)	Initial bulk density
	Compression index (confined tests)	1 soil (intact)	2 h	One suction (6 kPa)	Non-significant
Défossez <i>et al.</i> (2003)	Compression index (triaxial and confined tests)	2 soils (remoulded)	5 min	Range of soil water content (0.05 - 0.28 gg ⁻¹)	Soil texture, soil water content
Imhoff <i>et al.</i> (2004)	Precompression stress (confined tests)	50 soils (intact)	15 min	Two suctions (10, 100 kPa)	Soil texture, initial bulk density, suction
	Compression index (confined tests)	50 soils (intact)	15 min	Two suctions (10, 100 kPa)	Soil texture, initial bulk density, suction
Arvidsson and Keller (2004)	Precompression stress (confined tests)	18 soils (intact)	45 min	Two suctions 0.5 et 60 kPa	none
Mosaddeghi <i>et al.</i> (2006)	Precompression stress (Plate sinkage test and confined test)	1 soil (intact)	No specified	Range of soil water content (0.07 - 0.25 g ⁻¹)	Suction
Rücknagel <i>et al.</i> (2007)	Precompression stress (uniaxial tests)	25 soils (intact)	3 h	One suction (6 kPa)	Initial bulk density

Tableau 2.1 : Synthèse des mesures d'indice de compression et de pression de preconsolidation et leurs facteurs de variations (d'après Keller *et al.* (2007) et Saffih-Hdadi *et al.* (2008)).

2.2. Comportements hydromécaniques des sols fins non saturés

Les connaissances acquises sur la résistance à la compression des sols à usage agricole en fonction de leur structure et de leur état hydrique reposent sur une approche simplifiée des interactions entre contraintes mécaniques et succion du sol. En géotechnique, ces interactions dites hydromécaniques font l'objet de nombreuses recherches dans le domaine de la mécanique des sols non saturés pour lesquels on distingue les sols fins (particules de diamètre inférieur à 0,08 mm) des sols grossiers (particules de diamètre supérieur à 0,08 mm) (Robitaille et Tremblay, 1997). Nous présentons, dans le cas des sols fins non saturés, les dispositifs expérimentaux permettant d'étudier les interactions hydromécaniques et la modélisation du comportement hydromécanique des sols issue de ces études.

2.2.1. Dispositifs de mesure ou de contrôle de la succion

Pour étudier l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, différentes techniques ont été développées pour contrôler ou imposer la succion lors des essais mécaniques.

Oedomètre avec système de mesure de succion

Certains auteurs ont équipé des oedomètres avec un capteur permettant de mesurer la succion à l'intérieur de l'éprouvette. Ainsi l'oedomètre osmotique présenté par Dineen et Burland (1995) inclut-il un tensiomètre osmotique directement introduit dans l'éprouvette testée. Peng *et al.* (2004) utilisent un micro tensiomètre pour mesurer la succion des sols agricoles. Au contraire, l'appareil présenté par Larson et Gupta (1980) comprend un tensiomètre fixé sous une pierre poreuse à la base de l'éprouvette pour les sols cultivés.

Oedomètre osmotique avec système de contrôle de la succion

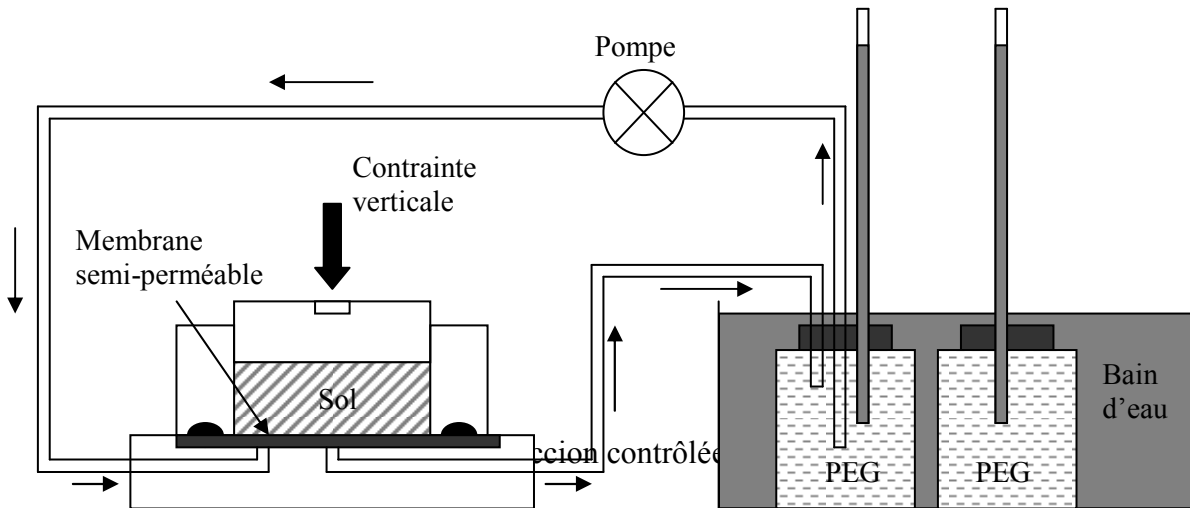
La Figure 2.2 montre une cellule oedométrique dans laquelle on impose la succion par la méthode osmotique. Cette méthode est basée sur l'utilisation de membranes de dialyse semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol [PEG] dont la concentration est connue. L'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille. On observe une relation unique, indépendante de la masse molaire, entre la concentration et la succion sur les essais effectués par divers chercheurs sur des concentrations en PEG de 600 et 20000. Pour

les succions inférieures à 6.25 MPa, la relation est linéaire et prend la forme simple :

$$s = 11C^2 \quad (1)$$

C désignant la concentration en PEG (g PEG/g water).

Pour chaque succion choisie, la concentration est déterminée par la formule ci-dessus. L'adaptation du principe osmotique à une cellule oedométrique consiste à utiliser une cellule classique dans laquelle les pierres poreuses ont été remplacées par des membranes semi-perméables, elles-mêmes posées sur des tamis dans lesquels circule une solution de polyéthylène glycol. Le principe de ce dispositif est l'échange d'eau entre la solution du sol et la solution de polyéthylène glycol pour obtenir un équilibre du potentiel osmotique de part et d'autre de la membrane semi-perméable. Ainsi une solution de polyéthylène glycol d'une concentration supérieure à celle équivalente à la succion du sol a tendance à aspirer l'eau de l'échantillon au travers de la membrane et à le sécher. L'échange d'eau entre la solution du sol et la solution de polyéthylène glycol est mesuré par un système de burettes. L'adjonction d'un circuit fermé activé par une pompe péristaltique contenant la solution, la cellule osmotique et un réservoir de volume suffisamment important pour maintenir une concentration constante malgré les échanges avec le sol, a été proposée par Delage *et al.* (1996) : le tube capillaire placé sur le réservoir obturé permet de suivre les variations d'eau échangée et de garantir que l'état d'équilibre est bien atteint. L'équilibre se produit généralement au bout de un à trois jours, selon l'ampleur de l'incrément de succion appliqué, pour une épaisseur d'échantillon de 10 mm (Delage *et al.*, 1996). Ce système requiert des conduits et un réservoir thermostatés, pour que la mesure ne soit pas affectée par la dilatation thermique de la solution.



Essai triaxial osmotique

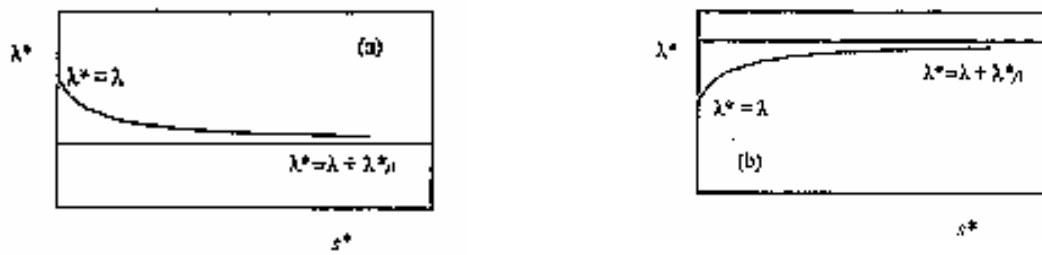
La première application du principe osmotique au triaxial a été réalisée par Komornik *et al.* (1980) pour l'étude du gonflement des sols. Avec une éprouvette cylindrique creuse, la solution était mise en circulation sous une pression égale à la pression de confinement dans le vide cylindrique central. Ce système n'est cependant pas satisfaisant dans la mesure où il ne permet pas d'appliquer une condition de contrainte homogène : il n'est pas possible d'appliquer l'intégralité de la contrainte de confinement au travers d'une membrane semi-perméable. Une adaptation plus simple au triaxial a été réalisée par Delage *et al.* (1987) puis Cui et Delage (1996). La cellule triaxiale osmotique présente l'avantage de permettre le contrôle de la succion par les deux côtés, donc d'avoir une longueur de drainage égale à la moitié de la hauteur de l'échantillon. Cela est favorable à l'homogénéisation de la succion au cours du cisaillement. De plus, la méthode osmotique permet d'atteindre sans problème particulier des valeurs de succion plus fortes (12 MPa) que la méthode de surpression d'air pour laquelle des problèmes de sécurité se posent à fortes pressions.

2.2.2. Comportements mécaniques fondamentaux des sols fins non saturés

Grâce à des essais à succion contrôlée, on a pu mettre en évidence des comportements typiques pour les déformations volumiques des sols non saturés (Delage et Cui, 1992) :

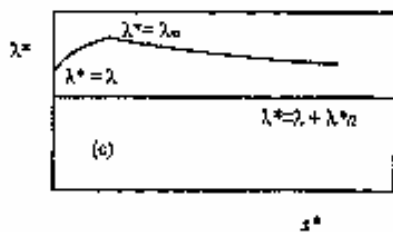
- beaucoup d'auteurs s'accordent pour considérer que la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente. Cependant plusieurs études montrent des résultats différents (Tableau 2.1) ;
- la pression de préconsolidation augmente quand la succion augmente ;

- lorsque la succion diminue, on peut observer, selon le niveau de contrainte, soit un gonflement du sol, soit un effondrement du sol (Jennings et Burland, 1962 ; Barden *et al.*, 1973 ; Pusadkar et Ramasamy, 2005).



(a): Kaolin+Flint (Argile 34%+Limon 66%)

(b): DL clay (Argile 10%+Limon 90%)



(c): Yellow soil (Argile 5%+Limon 35%+Sable 60%)

Figure 2.3 : Variation de l'indice de compression en fonction de la succion pour différentes textures de sol et minéralogie des argiles (Kogho *et al.*, 2001).

Les facteurs de variation de ces comportements sont des facteurs liés à la nature des argiles (minéralogie) et à leur proportion, à la structure du sol au sein de l'échantillon (microstructure des agrégats, porosité), au domaine de succion. Ainsi Kogho *et al.* (2001) ont proposé trois relations qualitatives (Figure 2.3) pour décrire la variation de la compressibilité en fonction de la succion selon la minéralogie et la texture des sols :

- pour des sols argileux composés de kaolinite, la compressibilité décroît avec la succion. Cette tendance est cohérente avec les travaux de Alonso *et al.* (1990), Cui et Delage (1996), Rampino *et al.* (2000), Mancuso *et al.* (2002) (Figure 2.4).

- pour des sols avec une forte proportion de limon, la compressibilité croît avec la succion.

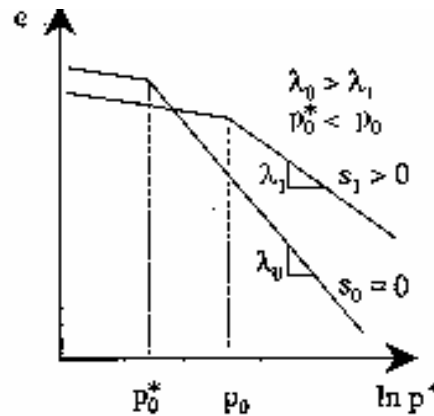


Figure 2.4 : Effet de la succion sur la courbe de compression reliant l'indice des vides à la pression moyenne nette ; selon Alonso *et al.* (1990).

2.3. Modélisation du comportement hydromécanique des sols fins non saturés

Choix des variables d'état

En mécanique des sols non saturés, le choix des variables d'état pour décrire les lois de comportement reste un problème ouvert. Deux approches coexistent :

La première approche proposée par Bishop (1959) repose sur la notion de contrainte effective (σ') qui est calculée à partir de la formule suivante en fonction de la contrainte totale (σ), de la pression d'air dans les pores du sol (u_a) et de la pression d'eau dans les pores du sol (u_w) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

Le paramètre χ varie entre 0 et 1. Il est nul pour les sols secs et vaut 1 pour les sols saturés. La contrainte effective varie linéairement avec la succion (s) égale à $(u_a - u_w)$.

La seconde approche est basée sur l'utilisation de deux variables de contraintes indépendantes : la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion (s) égale à $(u_a - u_w)$. Dans le cas des sols agricoles caractérisés par des succions faibles (< 100 kPa), des contraintes totales appliquées faibles (< 500 kPa) et des temps d'application des contraintes courts ($< 0,1$ s), on peut considérer que la phase gazeuse est à l'équilibre avec l'atmosphère. Dans ces conditions,

la pression d'air (u_a) est égale à zéro : les deux variables indépendantes à considérer deviennent la contrainte totale (σ) et pression d'eau (u_w).

Les modèles utilisés pour décrire le comportement des sols agricoles considèrent uniquement la contrainte totale. Cette simplification a été discutée par différents auteurs : Kirby (1989), Hettiaratchi et O'Callaghan (1985). Wulfsohn *et al.* (1998) ont réalisé des mesures de succion dans un essai triaxial et ont effectivement observé un domaine de contraintes faibles pour lequel la succion restait constante.

Lois de comportement

Dans le domaine géotechnique, plusieurs modèles élasto-plastiques ont été développés pour décrire le comportement des sols non saturés : Modaressi *et al.* (1995), Bolzon *et al.* (1996). Ces modèles sont en général basés sur l'approche proposée par Alonso *et al.* (1990) qui a étendu le modèle de Cam-Clay aux milieux non saturés en utilisant comme variables indépendantes la contrainte nette et la succion. Ce type de modèle permet de reproduire plusieurs des phénomènes mis en évidence pour les sols non saturés comme l'effondrement.

3. Etat de l'art sur la modélisation opérationnelle du tassement

3.1. Structure des modèles de compactage

Pour prévoir l'impact des passages d'engin sur les horizons de surface et de subsurface (au-delà de la couche labourable), de nombreux travaux de recherche ont été menés pour modéliser le tassement des sols en fonction des contraintes exercées par les engins et de la résistance mécanique du sol.

Les modèles de compactage calculent la propagation des contraintes dans le sol et des déformations induites. On distingue deux grandes catégories de modèles selon que la propagation des contraintes est traitée indépendamment ou non du calcul des déformations. Les modèles pseudo-analytiques calculent dans un premier temps la distribution des contraintes dans le sol puis dans un second temps l'augmentation de la masse volumique. Au contraire, les modèles basés sur la méthode des éléments finis (FEM) calculent simultanément les contraintes et les déformations du sol.

La structure des modèles de compactage peut se décomposer en trois parties :

1. La première partie modélise les conditions aux limites en définissant :
 - la géométrie du milieu : semi-infini pour les modèles pseudo-analytiques, fini pour les modèles FEM ;
 - l'aire de contact entre le pneu et le sol : sa forme (elliptique, circulaire, rectangulaire) et ses dimensions ;
 - la distribution des contraintes à la surface : les contraintes verticales liées à la charge de l'engin et les contraintes de cisaillement liées au roulement.
2. La deuxième partie modélise la résistance mécanique du sol à l'aide des lois de comportement du sol en fonction des paramètres mécaniques qui leur sont associés.
3. La troisième partie calcule les contraintes exercées à la surface du sol, leur propagation dans le sol et les déformations induites.

Les modèles pseudo-analytiques et les modèles à éléments finis se distinguent principalement par la procédure de calcul utilisée pour estimer la distribution des contraintes dans le sol. Dans la pratique, ils se distinguent aussi par les lois de comportement et par les conditions aux limites utilisées. Les modèles pseudo-analytiques sont ceux qui sont les plus utilisés actuellement pour prévoir les risques de tassement des sols agricoles (Van den Akker, 2004 ; Ardivisson *et al.*, 2001 ; Défossez *et al.*, 2003). Les modèles à éléments finis présentent l'avantage de pouvoir tenir compte des hétérogénéités spatiales des propriétés mécaniques des sols agricoles. Mais ils ont été peu utilisés jusqu'à présent du fait de la difficulté à les paramétrer.

3.2. Géométrie du système modélisé et conditions aux limites

Les conditions aux limites dans les modèles de compactage concernent la géométrie de l'aire de contact entre le pneumatique et le sol et la distribution des contraintes sur cette aire de contact. Les modèles pseudo-analytiques considèrent le milieu comme semi-infini et des déformations comme planes. Le milieu est fini dans les modèles à éléments finis et on suppose en général une symétrie plane ou une axisymétrie. L'interaction entre un pneumatique en roulement et un sol est complexe :

- 1) la forme de l'aire de contact dépend des caractéristiques du pneumatique (crampon,

largeur du pneumatique, ...), de la déformabilité du pneu et de la résistance mécanique du sol ;

2) le pneumatique induit des contraintes de compression et des contraintes de cisaillement à l'interface sol-pneumatique. Ces contraintes sont réparties de façon inhomogène au sein de l'aire de contact.

Différents auteurs ont étudié l'effet des caractéristiques du pneu (dimensions de pneu, pression de gonflage) sur l'aire de contact (forme, taille) (Febo *et al.*, 2000 ; Koolen *et al.*, 1992). L'aire de contact entre le pneu et le sol diminue avec la pression de gonflage et augmente avec la largeur du pneu. La figure 3.1 montre que l'aire de contact n'est pas régulière en fonction de la pression de gonflage du pneu. Plusieurs relations empiriques ont été proposées pour estimer l'aire de contact à partir des caractéristiques du pneumatique (O'Sullivan *et al.*, 1999 ; Keller, 2005).

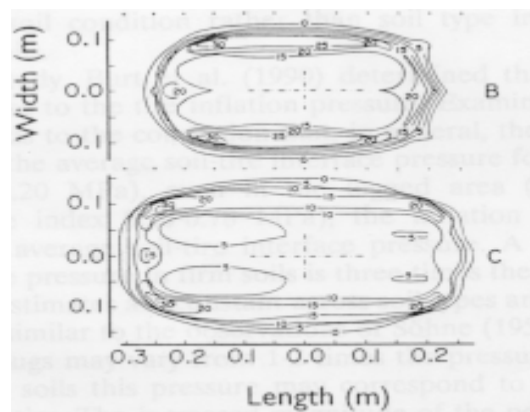


Figure 3.1 : Aire de contact entre le sol et le pneumatique mesurée par Gupta et Raper (1994) en fonction de la pression de gonflage (forme B : pression de 69 kPa, forme C : pression de 41 kPa).

La distribution des contraintes verticales appliquées à la surface du sol est difficile à mesurer directement à l'interface entre le sol et le pneu. Les mesures de contraintes sont le plus souvent effectuées lors d'essais de roulement sur route par des capteurs fixés à la surface (Koolen *et al.*, 1992; Gysi *et al.*, 2001) ou dans le sol par des capteurs placés à 10 centimètres au-dessous de la surface du sol (Keller, 2005). Elles peuvent aussi être réalisées avec des capteurs directement inclus dans le pneu (Wood et Burt, 1987; Burt *et al.*, 1987). Deux formes

de distribution de contraintes verticales ont été observées en fonction du sol, du pneu et de la charge : forme parabolique ou forme en U (Gupta et Raper, 1994; Kirby *et al.*, 1997b; Keller et Arvidsson, 2004). Pour un chargement appliqué par l'intermédiaire d'un pneumatique, la plupart des modèles ne considèrent que des contraintes verticales et statiques. Il existe cependant quelques travaux comportant des mesures de contraintes de cisaillement à l'interface pneumatique-sol (Wood et Burt, 1987 ; Jun *et al.*, 1998 ; Van den Akker, 2004) ou qui tiennent compte de l'effet de la vitesse de roulement de l'engin sur les contraintes dans le sol (Lebert *et al.*, 1989 ; Horn et Lebert, 1994).

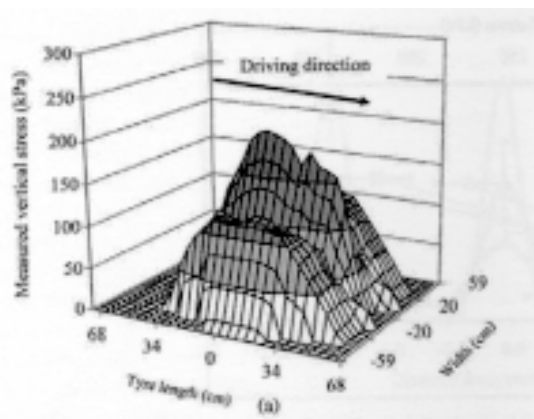


Figure 3.2 : Distribution des contraintes verticales en surface du sol sous une charge de 86 kN avec une pression de gonflage de pneu de 100 kPa mesurée *in situ* à 10 cm sous la surface (Keller et Arvidsson, 2004).

Dans les modèles pseudo-analytiques, plusieurs équations sont proposées pour décrire la distribution des contraintes à l'interface entre le sol et le pneu en fonction des propriétés de sol et des caractéristiques de pneu. Söhne (1953, 1958) a proposé trois distributions différentes, une distribution uniforme, quadratique ou parabolique pour la contrainte verticale selon que le sol est considéré respectivement comme très résistant, relativement peu résistant ou mou. Pour une aire de contact circulaire, les trois distributions s'écrivent de la façon suivante :

$$\sigma_V = \sigma_0 \quad (3)$$

$$\sigma_V = 1.5\sigma_0(1 - \rho^4 / \rho_0^4) \quad (4)$$

$$\sigma_v = 2\sigma_0(1 - \rho'^2 / \rho_0^2) \quad (5)$$

où σ_0 est la contrainte moyenne appliquée sur l'aire de contact, ρ' la distance entre le centre de l'aire de contact et le point considéré et ρ_0 le rayon de l'aire circulaire (Figure 3.3). Johnson et Burt (1990) ont proposé trois distributions type, uniforme, maximum sur les bords de l'aire de contact ou maximum au centre du contact.

Plus récemment, Keller (2005) a proposé un paramètre δ sans dimension pour décrire la forme de la distribution des contraintes selon la largeur du pneu.

$$\sigma_v = B(\rho_0 - \rho')e^{-\delta(\rho_0 - \rho')} \quad (6)$$

où B et δ sont des paramètres empiriques qui dépendent du pneu, ρ' la distance entre le centre de l'aire de contact et le point considéré et ρ_0 la demi-largeur de l'aire de contact. D'après les données de Keller (2005), le paramètre δ augmente de 1,4 à 9,0 quand la largeur de pneu diminue de 1,15 à 0,28 m selon la formule suivante :

$$\delta = 9.3 - 14.6\rho_0 \quad (7)$$

Selon la valeur du paramètre δ la position de contrainte maximum se déplace du centre du pneu vers le bord de pneu : on passe d'une distribution parabolique à une distribution en U.

Dans les modèles à éléments finis, les conditions aux limites supérieures qui ont été considérées jusqu'à présent sont plus simples que celles utilisées dans les modèles pseudo-analytiques (Tableau 3.1). L'aire de contact est circulaire ou rectangulaire, les contraintes sont supposées constantes ou en forme de triangle isocèle (\wedge). Dans plusieurs cas, les conditions aux limites ne sont pas précisées.

Auteurs	Type de chargement	Distribution des contraintes verticales	Aire de contact
Raper et Erbach (1990)	Machine à compacter	Non précisée	Circulaire
Chi <i>et al.</i> (1993)	Passage d'un engin	Uniforme	Rectangulaire
Kirby (1994)	Machine à compacter	Uniforme	Circulaire
Raper <i>et al.</i> (2005)	Passage d'un engin	Non précisée	Rectangulaire

Kirby (1997)	Non précisé	Uniforme	Rectangulaire
Gysi <i>et al.</i> (2000)	Passage d'un engin	Forme de triangle (\wedge)	Rectangulaire
Gysi <i>et al.</i> (2003)	Passage d'un engin	Non précisée	Rectangulaire
Berli (2003)	Passage d'un engin	Uniforme	Rectangulaire

Tableau 3.1 : Conditions aux limites considérées dans les modèles de tassement à éléments finis appliqués aux sols agricoles.

Dans la plupart des modèles, qu'ils soient pseudo-analytiques ou à éléments finis, les contraintes de cisaillement appliquées par l'engin ne sont pas considérées. A notre connaissance, seuls Keller *et al.* (2007) ont inclus une contrainte de cisaillement dans les conditions aux limites supérieures.

3.3. Champs de contraintes

Les contraintes exercées à la surface du sol par le pneu induisent des contraintes de compression et des contraintes de cisaillement dans le sol sur une profondeur qui dépend en première approximation de la taille de l'aire de contact et de la contrainte moyenne appliquée à la surface. Cependant le champ de contrainte créé par le pneu dans le sol reste mal connu car les mesures *in situ* sont très difficiles à réaliser (Burt *et al.*, 1987 ; Gysi *et al.*, 2001). Les difficultés majeures de ces mesures résident dans la qualité du contact entre le capteur de mesure et le sol et dans leur dépendance aux caractéristiques du capteur (rigidité, dimensions...).

Dans les modèles pseudo-analytiques, les champs de contraintes sont calculés à partir de la formule de Söhne (1953). Celle-ci consiste à décomposer l'action du pneumatique en une somme de forces ponctuelles sur toute la surface de contact entre le pneu et le sol. Le calcul de la propagation des contraintes dans le sol repose sur la solution exacte pour une force ponctuelle P appliquée à la surface d'un sol supposé parfaitement élastique, isotrope et semi-infini (Boussinesq, 1885). Pour tenir compte du caractère plastique des déformations d'un sol, cette solution a été pondérée par un facteur empirique ξ dit de concentration des contraintes (Fröhlich, 1934) dont la valeur varie de 4 à 6 selon la masse volumique et la

teneur en eau du sol. La contrainte en un point du sol est alors la résultante de chacune de ces forces calculée avec l'équation suivante :

$$\sigma_z = \sum_{i=0}^{i=n} (\sigma_z)_i = \sum_{i=0}^{i=n} \frac{\xi P_i}{2\pi r_i^2} \cos^{\xi} \theta_i \quad (8)$$

où ξ est appelé facteur de concentration des contraintes, r_i est le rayon au point considéré et θ l'angle entre le rayon r_i et la verticale.

Cette approche a été utilisée pour estimer le champ de contraintes de compression monodimensionnelles soit pour la contrainte verticale (σ_v) selon l'axe z , soit pour la contrainte moyenne (p). Différents auteurs ont proposé d'inclure dans le calcul la composante déviatorique des contraintes (Van den Akker, 1988 ; Arvidsson *et al.*, 2001 ; Keller *et al.*, 2007). Cette approche analytique pose le problème de l'estimation du facteur de concentration des contraintes. On ne connaît pas sa loi de variation en fonction des propriétés du sol, il est donc en général utilisé comme un paramètre d'ajustement.

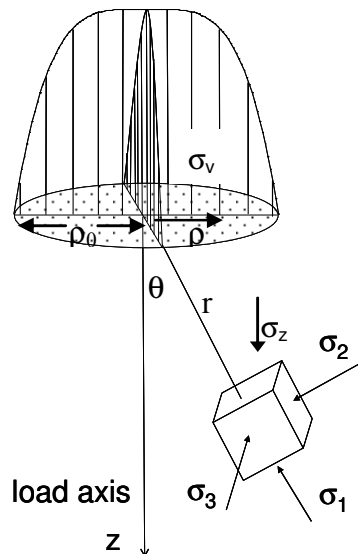


Figure 3.3 : Contraintes exercées sur un volume élémentaire de sol sous l'effet d'une distribution de contrainte verticale à la surface. La distribution représente une parabole de degré 4 qui correspond à un sol relativement résistant selon Söhne (1953).

A la différence des modèles pseudo-analytiques, les modèles à éléments finis permettent de calculer numériquement le champ de contraintes en fonction des conditions aux limites et des propriétés mécaniques du milieu. Ils sont donc potentiellement de bons outils

pour étudier le champ de contraintes et les chemins de contraintes suivis par le sol *in situ* mais cela n'a pas été étudié à notre connaissance.

3.4. Lois de comportement utilisées pour modéliser le compactage

Les lois de comportement, c'est-à-dire les relations entre les contraintes et les déformations en fonction des paramètres mécaniques associés, qui sont utilisées dans les modèles de compactage sont variées. On peut distinguer des lois qui sont restreintes à la description de la résistance à la compression du sol et des lois qui associent en plus la résistance au cisaillement.

Pour la résistance à la compression, la plupart des modèles utilise le modèle logarithmique (Figure 2.1). Ce modèle peut être exprimé en fonction de la contrainte verticale (σ_v) ou de la contrainte moyenne (p). Les déformations élastiques, exprimées en indice des vides, sont calculées de la façon suivante :

$$e = e_0 - C_c \text{Log}(\sigma_1) \quad (9)$$

$$e = N - \lambda \ln(p) \quad (10)$$

A l'équation (1) est associé l'indice de compression (C_c) qui est mesuré par un essai oedométrique. L'équation (2) correspond à une loi de déformation volumique utilisée dans le modèle Cam Clay, λ étant la compressibilité qui est mesurée par un essai triaxial ($\lambda = C_c / 2,3$). N est le volume spécifique at $p = 1$ kPa.

Lorsque les modèles de compactage incluent la résistance au cisaillement, c'est le modèle Cam Clay qui est le plus souvent utilisé. Le modèle Cam Clay est un modèle élasto-plastique qui a été développé pour les sols argileux. Il décrit le comportement du sol dans son ensemble, les déformations réversibles ou irréversibles (élastique, plastique), les déformations de compression ou de cisaillement. Il est basé sur la théorie de l'état critique qui permet de rendre compte de déformation de cisaillement sans changement de volume. Le modèle Cam Clay décrit le comportement du sol à partir des concepts suivants :

- la partition des déformations : les déformations se décomposent en une somme de déformations élastiques et plastiques ;
- la surface de charge : il existe un seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible ;

- l'écrouissage : la surface de charge évolue avec les contraintes ;
- des règles d'écoulement plastique qui décrivent l'évolution des déformations plastiques.

Les paramètres ν et κ sont associés aux déformations élastiques. La surface de charge est décrite par les paramètres de cisaillement de Mohr-Coulomb : c , φ et ψ et par les paramètres de compression : λ et p_c .

Certains modèles de compactage utilisent des modèles dérivés du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) et un critère de Mohr-Coulomb pour la rupture. Dans ce cas, les déformations sont décrites par un module de déformation E et un coefficient de Poisson ν , le seuil de déformations irréversibles est donné par le modèle de Mohr-Coulomb via les paramètres de cisaillement c et φ . Certains de ces modèles incluent une composante d'écrouissage, le module de déformation E évoluant avec l'augmentation de la contrainte. Jusqu'à présent, les lois de comportement développées dans le domaine géotechnique ne permettent pas de prendre en compte l'aspect dynamique du roulement par un engin agricole. Il existe des travaux qui prennent en compte le comportement dynamique du sol (Ghezzehei et Or, 2001 ; Leij *et al.*, 2002 ; Or et Ghezzehei, 2002) mais ils n'ont pas encore abouti à une modélisation du tassement par les engins.

Dans le domaine de la géotechnique, les lois de comportement sont en général associées à un certain type de sollicitation du sol :

- pour traiter un problème de soutènement (mur édifié pour résister à la poussée du sol), on peut considérer le sol comme élastique et utiliser un modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb pour le seuil de rupture ;
- dans le cas d'une construction sur sols mous de remblai (amas de matériaux servant à surélever certaines parties d'un terrain), il faut tenir compte de l'écrouissage. Il est alors plus adapté d'utiliser un modèle dérivé du Cam-Clay.

Au contraire, pour le compactage des sols cultivés, les différents modèles de comportement (Cam-Clay, hyperbolique) sont utilisés par les auteurs (Koolen *et al.*, 1992) sans que les choix soient argumentés.

Auteurs	Loi de comportement
Raper et Erbach (1990)	Pseudo-élastique
Chi <i>et al.</i> (1993)	Hardening Soil (Mohr-Coulomb avec écrouissage)
Kirby (1994)	Cam-Clay
Raper <i>et al.</i> (2005)	Pseudo-élastique
Kirby (1997)	Cam-Clay
Gysi <i>et al.</i> (2003)	Cam-Clay et Mohr-Coulomb
Berli (2003)	Cam-Clay

Tableau 3.2 : Les lois de comportement utilisées dans les modélisations à éléments finis appliqués aux sols agricoles.

De nombreux auteurs se sont intéressés à la résistance des sols cultivés au tassement sur la base de mesures mécaniques de laboratoire. Comme nous l'avons montré dans la partie 2, des relations entre des caractéristiques physiques des sols et leurs paramètres mécaniques appelées aussi fonctions de pédo-transfert ont été établies principalement pour la pression de préconsolidation p_c . Il en existe aussi pour l'indice de compression (C_c) et pour les paramètres de cisaillement c et φ (Horn et Lebert, 1994). Ces fonctions de pédo-transfert ont été utilisées par exemple pour estimer l'évolution de la résistance d'un sol au tassement en fonction de l'évolution de la teneur en eau du sol sous l'effet du climat (Défossez *et al.*, 2003) ou pour caractériser la sensibilité des sols au tassement en fonction de leur résistance mécanique à l'échelle de l'Europe (Horn *et al.*, 2005).

3.5. Présentation du code PLAXIS

Le code commercial PLAXIS de géotechnique est un des codes de calcul par la méthode à éléments finis utilisé pour modéliser le compactage des sols par les engins agricoles. Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous (argileux) puis son champ d'application s'est étendu à différents types de problème comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. Il permet

d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, elasto-viscoplastiques. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol. Le code génère automatiquement le maillage basé sur des éléments triangulaires. Il permet de modéliser différents éléments de structures (poutres, géotextiles, ancrages) en interaction avec le sol. Pour les charges, le code contient des options qui permettent d'introduire différentes conditions de chargement : des charges réparties linéairement, des forces localisées et des déplacements imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux limites ou à l'intérieur du système modélisé. Dans le cas d'un sol saturé, le code permet de générer la distribution des pressions interstitielles et en tient compte dans le calcul des déformations du sol. Les propriétés du sol et des matériaux des structures sont décrites à l'aide de modules plus ou moins complexes. Pour le sol, le code (version 7.1) contient quatre modèles de comportement : le modèle de Mohr-Coulomb (« Mohr-Coulomb model »), un modèle élasto-plastique avec écrouissage (« Hardening-Soil model »), un modèle de type Cam-Clay (« Soft-Soil model ») et un modèle de type Cam-Clay incluant des déformations qui dépendent du temps (Soft-Soil-Creep model «). Le code contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

3.6. Application des modèles pseudo-analytiques et à éléments finis au problème du tassement

Les modèles pseudo-analytiques ont été jusqu'à présent les plus utilisés pour prévoir le compactage des sols cultivés. Ils ont été comparés à des essais de passage d'engin en conditions réelles pour une large gamme de sols et d'équipement (Défossez et Richard, 2002). De nombreux travaux associés aux modèles pseudo-analytiques ont contribué à améliorer la description des conditions aux limites en fonction des équipements utilisés. Par exemple, le modèle Soilflex inclut des pneus jumelés ou des chenilles utilisées dans les chantiers forestiers (Keller *et al.*, 2007). De même, on dispose de nombreuses mesures pour des sols à usage agricoles (fonctions de pédo-transfert) pour paramétrer le modèle logarithmique utilisé pour décrire les déformations du sol (Keller *et al.*, 2007). Les modèles pseudo-analytiques ont ainsi été utilisés pour diagnostiquer le risque de tassement du sous-sol à l'échelle d'un pays en fonction des équipements utilisés (van den Akker, 2004) ou pour prévoir, à l'échelle locale,

les périodes de l'année les plus à risque du point de vue du tassement, en fonction des conditions climatiques et des sols d'une région (Arvidsson *et al.*, 2001).

A l'inverse, les modèles à éléments finis ont été peu comparés à des essais de tassement *in situ*. Les conditions aux limites utilisées restent jusqu'à présent peu réalistes et on dispose de peu de connaissance sur les lois de comportement et les paramètres à utiliser (Défossez et Richard, 2002). Cependant ces modèles sont *a priori* bien adaptés pour traiter de plusieurs problèmes soulevés par la modélisation du compactage des sols :

- le champ de contraintes à la surface et dans le sol : ces modèles peuvent permettre de mieux connaître le champ de contrainte et ses déterminants, l'effet des hétérogénéités du sol : ces modèles peuvent traiter un milieu comprenant des hétérogénéités spatiales (présence d'une couche peu déformable sous l'horizon de sol de surface ou de mottes dans l'horizon de surface). Or, O'Sullivan *et al.* (1999) ont montré qu'un modèle pseudo-analytique donnait des résultats peu satisfaisants dans ces situations hétérogènes ;
- l'effet du cisaillement : on peut étudier numériquement l'effet des contraintes de cisaillement par ces modèles.

4. Objectifs et démarche de la thèse

L'analyse de l'ensemble des travaux de la littérature relatifs à la modélisation du tassement des sols fait apparaître un certain nombre de points critiques qui restent à améliorer pour aboutir à des modèles de tassement applicables dans des conditions de sol variées et aux domaines de validité mieux définis qu'aujourd'hui :

- d'un côté, on trouve des modèles pseudo-analytiques, relativement faciles à paramétrer (hormis le facteur de concentration), assez bien renseignés du point de vue des conditions aux limites. Ceci étant, leur domaine d'application aux situations de sols plus ou moins hétérogènes reste mal défini.
- d'un autre côté, on trouve des modèles à éléments finis, avec un potentiel d'application aux cas des sols agricoles très important. Ils présentent cependant une réelle difficulté quant au choix du modèle de comportement et à son paramétrage et ces modèles à éléments finis ont été appliqués jusqu'à maintenant de manière simpliste aux sols agricoles, notamment du point de vue des conditions aux limites.

Mon projet de thèse s'inscrit dans l'amélioration de la prévision du tassement des sols par les engins agricoles. Les modèles à éléments finis sont privilégiés compte tenu de leur aptitude à potentiellement mieux décrire les sols agricoles. En effet, les sols agricoles sont des milieux hétérogènes, qui comprennent souvent au moins deux couches : en surface, une couche travaillée déformable et poreuse, d'environ 30 cm d'épaisseur, qui repose en profondeur sur des horizons qui n'ont jamais été travaillés. La couche dite de sub-surface est généralement dense et peu déformable. Les propriétés mécaniques du sol sont donc très variables, verticalement et horizontalement. C'est pourquoi il est intéressant d'utiliser, pour modéliser le compactage, un modèle à éléments finis.

Deux pistes d'amélioration seront considérées dans ce mémoire :

- la variation de la résistance d'un sol en fonction de son état hydrique. En effet, l'état hydrique d'un sol à la fois détermine la résistance d'un sol à la compression et est un paramètre de contrôle du risque de tassement des sols par l'agriculteur au travers du choix de la date d'intervention dans les parcelles en fonction des conditions climatiques ;
- la connaissance des contraintes mécaniques qui s'exercent à la surface du sol lors du passage d'un engin.

4.1. Amélioration des conditions aux limites pour les prévisions de compactage par les passages d'engin

Nous proposons de travailler avec le code de calcul issu de la géotechnique, PLAXIS (version 7.1) dont nous avons donné une brève présentation dans le paragraphe 3.5. Comme nous l'avons déjà souligné, l'interaction entre un pneumatique en roulement et un sol est complexe, elle dépend des caractéristiques du pneumatique (géométrie et déformabilité) et de la résistance mécanique du sol et aboutit en général à une distribution des contraintes inhomogène sur la surface de contact. Nous avons focalisé notre travail sur l'amélioration de la modélisation des conditions aux limites à l'aide du code PLAXIS et plus précisément de la distribution des contraintes verticales en surface. Pour cela, nous avons introduit le concept de rigidité d'une plaque pour décrire l'interaction entre le sol et le pneumatique. Une étude théorique a été conduite pour évaluer l'intérêt de cette approche, une confrontation à des données expérimentales a été réalisée.

4.2. Amélioration de la détermination du comportement hydromécanique du sol

Cette partie du travail est consacrée à améliorer la détermination du comportement hydromécanique du sol. Nous avons cherché à caractériser :

- d'une part, les variations de succion au cours du processus de compactage en fonction de la contrainte exercée. L'objectif est ici de mieux définir les conditions dans lesquelles le système peut être caractérisé par une contrainte totale ;

- d'autre part, les variations de résistance mécanique du sol en fonction de la succion. L'objectif est ici de parvenir à mieux comprendre la variabilité des résultats que l'on trouve dans la littérature concernant l'effet de la teneur en eau du sol sur sa compressibilité.

Pour répondre à ces objectifs, deux études expérimentales ont été conduites à l'aide de dispositifs dont le principe a été donné dans le paragraphe 2.2.1 :

- essai oedométrique avec mesure de la succion et caractérisation de la microstructure. Il s'agit de caractériser l'évolution de la succion au cours de la compression en fonction de l'état structural et hydrique initial du sol et d'analyser les résultats en fonction de la microstructure du sol ;

- essai oedométrique à succion contrôlée : des essais de compression oedométrique seront réalisés avec un contrôle de la succion par la méthode osmotique.

L'ensemble des travaux de cette thèse a été conduit dans un même type de sol : le sol limoneux du site expérimental INRA d'Estrées-Mons. Les 30 premiers centimètres sont caractérisés par une texture de limon moyen, avec 173 g kg^{-1} d'argile, 777 g kg^{-1} de limon et 50 g kg^{-1} de sable. La teneur en carbone organique est de 17 g kg^{-1} . L'unité d'agronomie de Laon-Mons travaille depuis une quinzaine d'années sur ce site et elle a acquis de nombreuses références expérimentales tant *in situ* qu'au laboratoire. D'autres sols ont été ponctuellement utilisés pour évaluer l'importance du type de sol sur son comportement hydromécanique.

Les résultats de ce travail sont présentés sous la forme de trois articles rédigés en anglais, avec pour chacun un résumé en français. Une discussion générale et les conclusions de ces travaux sont données dans la dernière partie du manuscrit.

Chapitre 1: modélisation de la distribution des contraintes verticales à l'interface sol/pneu

Une nouvelle méthode pour modéliser la distribution des contraintes verticales à l'interface sol/pneu pour prévoir le tassement des sols cultivés en utilisant le code PLAXIS

Différents modèles basés sur la méthode des éléments finis ont été proposés pour calculer l'intensité de tassement du sol en fonction des propriétés du pneumatique et du sol. Un des problèmes rencontrés provient de l'évaluation de la distribution des contraintes verticales à la surface du sol. Une distribution uniforme est le plus souvent employée dans les modèles de tassement de FEM alors que la contrainte est non homogène (non uniforme) et qu'elle dépend des propriétés du sol et du pneu. Nous proposons une nouvelle méthode pour modéliser numériquement, avec le code de calcul PLAXIS, la distribution des contraintes verticales perpendiculaires à la direction d'avancement. La méthode utilise une plaque qui est caractérisée par ses dimensions géométriques et par sa rigidité de flexion. Elle est posée à la surface du sol et chargée avec une contrainte uniforme pour simuler l'effet d'une roue sur le sol. Différentes formes de distribution des contraintes verticales à la surface du sol sont alors obtenues numériquement en changeant la rigidité de flexion de la plaque et les paramètres mécaniques du sol. Les simulations de PLAXIS prouvent que le type de sol (caractérisé par sa texture) modifie la forme de la distribution aux bords de l'interface de contact : une forme parabolique est obtenue pour un sol sableux, tandis qu'une forme en U est obtenue pour un sol argileux. La rigidité de flexion de la plaque change la forme de la distribution : distribution homogène ou uniforme pour une faible rigidité, distribution non homogène (distribution parabolique ou en U) pour une forte rigidité.

Ces résultats sont conformes aux mesures des distributions pour différents sols dans la littérature. Nous avons comparé des simulations de profils de masse volumique du sol en utilisant PLAXIS aux données mesurées *in situ* lors d'essais de tassement d'un sol limoneux. Les résultats prouvent que les simulations sont améliorées en utilisant une distribution verticale en forme de U plutôt qu'une distribution homogène. Par conséquent, l'utilisation d'une plaque avec différentes rigidités de flexion peut permettre de calculer une distribution des contraintes verticales plus appropriée pour simuler le tassement du sol lors d'un passage d'engin.

Article publié dans la revue Soil & Tillage Research 95 (2007) 277-287



A new approach for modelling vertical stress distribution at the soil/tyre interface to predict the compaction of cultivated soils by using the PLAXIS code

Kai Cui^{a,*}, Pauline Défossez^a, Guy Richard^b

^aINRA, Institut National de la Recherche Agronomique, Unité d'Agronomie Laon-Reims-Mons, 02007 Laon Cedex, France

^bINRA, Unité de Science du Sol d'Orléans, 2163 Avenue de la Pomme de pin, BP 20619 Ardon, 45166 Olivet Cedex, France

Received 22 August 2006; received in revised form 19 December 2006; accepted 26 January 2007

Abstract

Soil compaction by agricultural machines can have adverse effects on crop production and the environment. Different models based on the Finite Element Method have been proposed to calculate soil compaction intensity as a function of vehicle and soil properties. One problem when modelling soil compaction due to traffic is the estimation of vertical stress distribution at the soil surface, as the vertical stress is inhomogeneous (non-uniform) and depends on soil and tyre properties. However, uniform stress distribution at the soil/tyre interface is used to predict the compaction of cultivated soils in most FEM compaction models. We propose a new approach to numerically model vertical stress distribution perpendicular to the driving direction at the soil/tyre interface, employing the FEM models of PLAXIS code. The approach consists of a beam (characterised by its geometric dimensions and flexural rigidity) introduced at the soil surface and loaded with a uniform stress with the aim to simulate the action of a wheel at the soil surface. Different shapes of stress distribution are then obtained numerically at the soil surface by varying the flexural rigidity of the beam and the mechanical parameters of the soil. PLAXIS simulations show that the soil type (soil texture) modifies the shape of the stress distribution at the edges of the contact interface: a parabolic form is obtained for sand, whereas a U-shaped is obtained for clay. The flexural rigidity of the beam changes the shape of distribution which varies from a homogenous (uniform) to an inhomogeneous distribution (parabolic or U-shaped distribution). These results agree with the measurements of stress distributions for different soils in the literature. We compared simulations of bulk density using PLAXIS to measurement data from compaction tests on a loamy soil. The results show that simulations are improved when using a U-shaped vertical stress distribution which replaces a homogenous one. Therefore, the use of a beam (cylinder) with various flexural rigidities at the soil surface can be used to generate the appropriate distribution of vertical stress for soil compaction modelling during traffic.

© 2007 Elsevier B.V. All rights reserved.

Keywords: Soil compaction; Vertical stress distribution; PLAXIS code; FEM models; Bulk density

1. Introduction

Soil compaction by wheeling of agricultural machines is one of the main processes that modifies

the structure of cultivated soils and thus affects crop production and the environment (Soane and van Ouwerkerk, 1994). Different models have been proposed to predict soil compaction due to the stress applied by farm vehicles in motion. These models contain two main components. The first component consists of the upper boundary conditions: contact area and vertical stress distribution at the soil/tyre interface. The second component is stress propagation through the

* Corresponding author. Tel.: +33 3 23 23 99 64;

fax: +33 3 23 79 36 15.

E-mail address: kai.cui@laon.inra.fr (K. Cui).

soil and the resulting soil deformation. Soil compaction is calculated from the stress–strain relationship by using mechanical parameters measured by performing laboratory tests. Soil compaction models can be divided into two categories: analytical and numerical finite element models (FEM models) (Défossez and Richard, 2002). Analytical models have proved to be satisfactory for homogeneous structures and they are simpler to use than FEM models. However, cultivated soils are inhomogeneous media, so soil mechanical properties are very variable both vertically and horizontally. Consequently, it is necessary to use current FEM models to simulate soil compaction. FEM models are more accurate tools than analytical models for describing the mechanical behaviour of soil, but they need more mechanical input parameters that can be difficult to measure.

The vertical stress distribution at the soil/tyre interface used in FEM modelling of soil compaction is difficult to measure due to the presence of tyre lugs and soil surface roughness. Some of these problems were overcome by performing measurement on roads (Koolen et al., 1992; Gysi et al., 2001), 10 cm below the soil surface (Keller, 2005), and by imbedding a pressure gauge directly in the tyre (VandenBerg and Gill, 1962; Wood and Burt, 1987; Burt et al., 1987; Way and Kishimoto, 2004). Parabolic or U-shaped vertical stress distributions have been observed for different types of soils, tyres and loads (Gupta and Raper, 1994; Kirby et al., 1997b; Keller et al., 2007). Several equations have been proposed to calculate stress distribution at the soil/tyre interface as a function of soil properties and tyre characteristics. Söhne (1958) and Smith et al. (2000) described stress distribution with power-law equations dependent on an empirical parameter that characterises soil hardness. Johnson and Burt (1990) proposed different polynomial functions that were assumed to be dependent on tyre parameters. More recently, Keller (2005) compiled stress distribution data and proposed a power-law for the vertical stress in which the exponent depends on tyre characteristics.

The introduction of non-uniform, more realistic stress distribution at the soil surface has been shown to significantly improve prediction of soil compaction by analytical modelling (Keller, 2005; Keller et al., 2007). Although FEM models permit describing the non-uniform distribution of vertical stress perpendicular to the wheel driving direction, vertical stress has been mainly considered as uniform at the soil surface (Pollock et al., 1986; Raper and Erbach, 1990; Chi et al., 1993; Kirby, 1994; Kirby et al., 1997a; Berli et al., 2003). Gysi (2001) described a non-uniform distribution at the soil/

tyre interface in FEM modelling of soil compaction, with stresses minimum at the wheel centre and maximum at the edges.

This paper focuses on how to improve the upper boundary conditions in FEM modelling, especially vertical stress distribution at the soil/tyre interface. In this paper, we propose a new approach to the numerical prediction of vertical stress distribution perpendicular to the driving direction by using the models of the PLAXIS code. Introducing a beam of various dimensions and stiffness as a model for the actual tyre permits generating different stress distributions. We analyse the effects of soil properties, wheel flexural rigidity and load on the shape of stress distribution. Simulations are then compared to field data of bulk density, for plate sinkage and wheeling tests, to assess the suitability of this approach for soil compaction modelling.

2. Material and methods

2.1. Introduction of new upper boundary conditions in PLAXIS

PLAXIS (Version 7.1) is a finite element code for soil and rock analyses, originally developed for analysing deformation and stability in geotechnical engineering projects (PLAXIS, 1998). PLAXIS is a 2-dimensional FEM model package. Several constitutive models of varying complexity and areas of application are included (Hardening model and Cam-Clay type models). The models most commonly used are the Mohr–Coulomb model and the Soft Soil model developed for modelling the elasto-plastic behaviour within the framework of soil mechanics (Atkinson and Bransby, 1978; Wood, 1990). The Soft Soil model is a modified Cam-Clay model. Its main characteristics are: (1) stress dependent stiffness, (2) distinction between primary loading and unloading–reloading, (3) memory for pre-consolidation and (4) failure behaviour according to the Mohr–Coulomb criterion (Gysi, 2001; PLAXIS, 1998). The code PLAXIS calculates the strains, stresses and failure states of soil. It permits full automatic mesh generation based on the triangulation principle.

We propose a new approach using PLAXIS to numerically generate the distribution of vertical stress at the soil surface to reproduce the boundary conditions of compaction problems during a plate sinkage test or a passage of wheel. This method exploits a function implemented in PLAXIS to model the behaviour of beams frequently used in geotechnical projects (retaining walls, tunnel linings). We introduce a beam at the

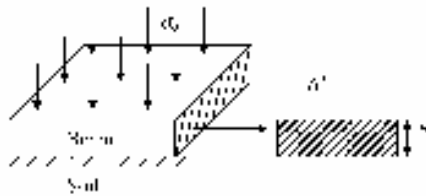


Fig. 1. The new upper boundary conditions of our approach in 3D space.

soil surface on which a constant uniform vertical stress σ_0 is applied. The vertical stress σ_0 corresponds to the mean vertical stress applied by a wheel and can be estimated from the tyre load and the real contact area between tyre and soil. For a plate sinkage test σ_0 is the pressure applied by the operator. The vertical stress σ_0 induces vertical stresses at the interface between the soil and the beam. This distribution of stress depends on the deflection of the beam under σ_0 and on the soil resistance to this deflection. PLAXIS calculates beam deflection using the concepts developed in the mechanics of beams (Gere and Timoshenko, 1997). The beam is characterised by its flexural rigidity \mathfrak{R} and its dimensions (i.e. width b or diameter D in 2-dimensions). The flexural rigidity is a measure of the resistance of a beam to bending.

The flexural rigidity \mathfrak{R} of a beam is defined by:

$$\mathfrak{R} = E \times I \tag{1}$$

where E is the Young's modulus of the beam (kPa), I is the inertia moment (m^4) of the beam of the cross-sectional area with respect to the neutral axis (Fig. 1). The inertia moment is a beam geometric property usually introduced when performing beam calculations (Gere and Timoshenko, 1997).

For a 2-dimensional analysis, the inertia moment is simple and the flexural rigidity \mathfrak{R} can be calculated from the following equation:

$$\mathfrak{R} = E \times \frac{h^2 \times A'}{12} \tag{2}$$

where A' is the area of the cross-section of the beam in the third direction (out of plane direction) (m^2) and h is the beam thickness (m) (Fig. 1).

In particular when the beam is a circular plate with a rectangular cross-section (Fig. 2a), \mathfrak{R} can be calculated from the equation:

$$\mathfrak{R} = E \times \frac{h^3 \times D}{12} \tag{3}$$

where D is the width of the rectangular cross-section (m). This case corresponds to the circular plate used in a plate sinkage test. A wheel can be simplified by considering a beam which is a cylinder with a circular cross-section (Fig. 2b). \mathfrak{R} can then be calculated from another simplified equation:

$$\mathfrak{R} = E \times \frac{\pi \times D^4}{64} \tag{4}$$

where D is the diameter of the circular cross-section (m). For a real wheel, this diameter is an equivalent diameter for the structure formed by the tyre and the rim.

Eqs. (2)–(4) show that \mathfrak{R} increases as the Young's modulus E and the dimensions of the cross-section (h , D) increase.

For a plate sinkage test, flexural rigidity \mathfrak{R} can be calculated exactly from the plate's Young's modulus and its dimensions. However, the wheel's flexural rigidity \mathfrak{R} is not known exactly. It should depend on the tyre's diameter via D and on parameters that affect wheel rigidity, such as tyre structure, inflation pressure, and materials (alloy, rubber, etc.).

2.2. Evaluation of the sensitivity of PLAXIS to soil type, beam flexural rigidity and applied stress

The value of \mathfrak{R} can be used to generate the homogenous or heterogeneous distribution of vertical stress. We used a circular plate as the introduced beam at the soil surface in this study. We studied the variations of vertical stress distribution perpendicular to the driving direction as a function of plate flexural rigidity

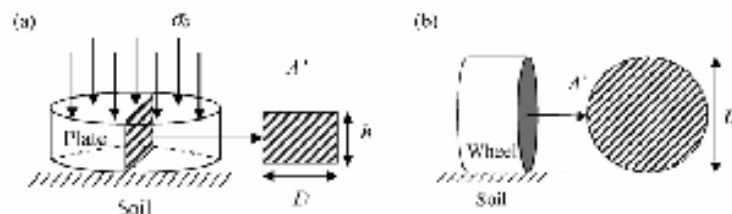


Fig. 2. Calculation of flexural rigidity \mathfrak{R} . (a) A circular plate with a rectangular cross-section A' , (b) a cylinder with a circular cross-section A' .

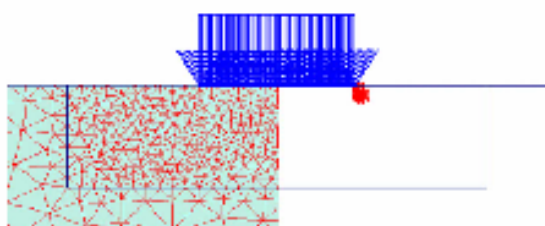


Fig. 3. The finite element mesh and boundary conditions (beam and applied vertical stress) used for the evaluation of sensitivity of PLAXIS to soil type (left). The appeared plastic points at the edge of the rigid circular plate of 0.6 m ($R = 8500 \text{ kN m}^2$) when we applied $\sigma_0 = 20 \text{ kPa}$ for the clay soil (right).

R , soil mechanical properties and uniform applied stress σ_0 . The Mohr–Coulomb model (Mohr–Coulomb failure criterion) was used. Fully drained and axisymmetry conditions were assumed. The calculation was performed using a non-uniform grid with 1726 elements on a 2-dimensional cross-section of $11 \text{ m} \times 3 \text{ m}$. Fig. 3 shows the finite element mesh and boundary conditions (beam and applied vertical stress) used in this study. In this case, no effect for side and depth was taken into account for the calculation with this cross-section dimension. Diameter D of the plate was given as 0.6 m

and the corresponding applied uniform vertical stress σ_0 was 150 kPa. Two cases were studied separately with contrasting R values, *i.e.* infinite and zero which correspond, respectively, a rigid plate and a soft plate to calculate distribution with the PLAXIS FEM models. Values of R of 8500 and 0.01 kN m^2 were considered as infinite and zero in PLAXIS. We also examined the effect of different sets of soil parameters on stress distribution by comparing a sandy soil to a clay soil and by comparing a loamy soil at two different water contents: $w = 0.23$ and 0.26 g g^{-1} . Soil mechanical parameters were those estimated by Gysi et al. (2001) for the sandy soil and PLAXIS Bulletin (1999) for the clay soil (Table 1). The loamy soil was the one studied in the field wheeling experiments (Table 2).

In order to study the effect of applied vertical stress, σ_0 was increased to 180 kPa which was produced by increasing the load above the plate. Only a rigid plate was considered in this study.

2.3. Evaluation of PLAXIS from field experiments

The calculation of the final bulk density profile under vertical stress distribution at the soil surface was done by using the new approach in PLAXIS. Field

Table 1

Input parameters from the literature used for calculation the vertical stress distributions in the PLAXIS FEM models

Soil parameter	Unit	Clay soil (PLAXIS Bulletin, 1999)	Sandy soil (Gysi et al., 2001)
Dry soil weight γ_{dry}	kN m^{-3}	17.8	17
Young's modulus E	kPa	784.7	13000
Poisson's ratio ν	–	0.33	0.3
Cohesion c	kPa	5.4	2
Angle of internal friction φ	(°)	31.4	32
Dilatancy angle ψ	(°)	0	0

Table 2

Input parameters from laboratory measurements used for calculating the plate sinkage and wheeling tests in the PLAXIS FEM models

Soil parameter	Unit	$w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$ ^a	$w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$ ^a	$w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$ ^a
Dry soil weight γ_{dry}	kN m^{-3}	12.8	12.8	12.8
Young's modulus E	kPa	316.5	308.9	305.8
Poisson's ratio ν	–	0.33 ^b	0.33 ^b	0.33 ^b
Cohesion c	kPa	15.2	8.3	4.8
Angle of internal friction φ	(°)	29.1	29.3	29.4
Dilatancy angle ψ	(°)	0 ^b	0 ^b	0 ^b
Modified compression index λ^*	–	0.081	0.091	–
Modified swelling index ϵ^*	–	0.042	0.042	–
Pre-overburden pressure POP	kN m^{-2}	40.0 or 49.1 ^c	40.0 or 49.1 ^c	–

^a The parameters for $w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$ were only used for the numerical study of soil mechanical property effects on the vertical stress distribution; $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$ was the field water content during the plate sinkage test; $w = 0.23$ and 0.25 g g^{-1} were the field water contents during the wheeling test (treatment 1 and 2).

^b Parameters estimated prior to calculations.

^c The two different values correspond to an initial value and an average vertical stress applied by the front tractor wheel (wheeling test).

measurements were compared to the calculations and measurements taken in the centre of the contact area after compaction in a plate sinkage test and in a wheeling test. The Mohr–Coulomb model and the Soft Soil model were used. Since PLAXIS only calculates stress and strain, final bulk density profile was then calculated with initial bulk density profile from the following equation:

$$\rho_f = \rho_i - (\Delta\varepsilon_v \times \rho_i) \quad (5)$$

where ρ_i and ρ_f are the initial and final bulk densities (mg m^{-3}), and $\Delta\varepsilon_v$ is the incremental volumetric strain. The initial bulk densities were the data measured in the field experiments.

2.3.1. Laboratory and field measurements

Laboratory and field experiments (plate sinkage test and wheeling test) were carried out on a loamy soil (173 g clay kg^{-1} , 777 g silt kg^{-1} , 50 g sand kg^{-1}) at the INRA experimental farm located at Mons in Northern France.

2.3.1.1. Laboratory mechanical test. The mechanical properties were measured on remoulded soil samples at different initial water contents from $w = 0.15$ to 0.27 g g^{-1} . The secant modulus E of the Mohr–Coulomb model was calculated from the vertical stress–axial strain relationships obtained with the oedometer tests for samples with an initial bulk density $\rho = 1.1 \text{ Mg m}^{-3}$. The estimation of E considered 50% of the stress level. The compressive parameters of the Soft Soil model, λ^* , κ^* were calculated from volumetric strain–mean stress relationships obtained from the triaxial tests for samples with an initial bulk density $\rho = 1.1 \text{ mg m}^{-3}$ (Table 2). The failure parameters of both models, cohesion c and angle of internal friction φ , were estimated from shear box tests for both models (Table 2).

2.3.1.2. Plate sinkage test. The test was carried out in Spring 2002. The compaction test used a plate made of steel 25 cm in diameter and 2 cm thick pushed into the soil by a hydraulic jack. The average contact pressure between the soil and the plate was maintained constant during compression at 100 kPa for a loading time of 30 s. The bulk density profile (from 2.5 to 32.5 cm in depth) under the plate centre was measured with gamma ray transmission equipment before applying pressure, and by removing sample cylinders under the plate centre after compaction. The soil water content profile was measured gravimetrically (the mean water content was $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$) and the rut depth profile was also measured.

2.3.1.3. Wheeling test. The test was carried out in Spring 1994 using a 6-tonne IH 956 tractor (Défossez et al., 2003). The tractor was composed of two wheels: a front wheel with a tyre width of 50 cm and an overall tyre diameter of 123.9 cm; a rear wheel with a tyre width of 65 cm; an overall tyre diameter of 170.4 cm. The test was carried out with an inflation pressure of 60 kPa. The driving speed of the tractor was 8 km h^{-1} . The bulk density under the tyre centre was measured with the gamma ray transmission equipment before and after compaction. Two treatments with two different water contents were carried out in the field (Treatment 1: $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$ and Treatment 2: $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$).

2.3.2. Simulations

2.3.2.1. Plate sinkage test. The Mohr–Coulomb model was used to model soil behaviour as it requires only five parameters that are measured easily by oedometer tests and simple shear box tests. Firstly, the distribution of the vertical stress was calculated for two cases: the real plate (circular plate) with $\mathfrak{R} = 33.3 \text{ kN m}^2$ calculated by Eq. (3) (with $E = 2 \times 10^8 \text{ kPa}$ kPa for the steel) and a very soft plate ($\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) for comparison. The stress applied for the two cases was uniform: σ_0 . Secondly, the bulk density profile was modelled under the two vertical stress distributions. Fully drained and axisymmetry conditions were assumed. The calculation was performed using a non-uniform grid with 1119 elements on a 2-dimensional cross-section of $6.05 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ with a rigid soil interface at 1 m depth. This geometry was chosen to avoid lateral effects. We applied 100 kPa stress on a plate of 0.25 m diameter. The soil input parameters are shown in Table 2.

2.3.2.2. Wheeling test. Soil strength was modelled with the PLAXIS Soft Soil model. This model permits taking into account the effect of the passage of the first wheel on soil strength with pre-consolidation of the soil by using the so-called Pre-Overburden Pressure POP. The soil was considered homogeneous and its compaction was modelled perpendicular to the driving direction. The shearing effect of the wheel at the soil surface can be neglected in this perpendicular direction. The distribution of the vertical stress was calculated for two cases: a very rigid cylinder ($\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) and a very soft cylinder ($\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) for comparison. Fully drained and plane strain conditions were assumed. The passage of two tractor wheels was modelled step by step by applying two successive vertical stresses σ_0 on two different cylinders. Both vertical stresses σ_0 were calculated by

using the following equation:

$$\sigma_0 = \frac{L}{A} \quad (6)$$

where L is the tyre load (kN) and A the contact area between the tyre and the soil.

The contact area A was calculated from the following equation from the COMPSOIL model (O'Sullivan et al., 1999):

$$A = s_1bd + s_2L + s_3 \frac{L}{p_i} \quad (7)$$

where L is the tyre load (kN), b the tyre width (m), d the tyre overall diameter (m) and p_i is the inflation pressure (kPa). s_1 , s_2 and s_3 are empirical parameters depending on the rigidity of the soil surface. $s = 0.259, 0.002$ and 0.444 were used for our loamy soil. We calculated the applied uniform vertical stress σ_0 from the contact area and the tyre load for both wheels with a 60 kPa inflation pressure. The front wheel was simulated with a vertical stress of 49.1 kPa on a cylinder 50 cm wide and the calculation was performed using a non-uniform grid with 1066 elements on a 2-dimensional cross-section of 10.6 m \times 1 m in the Soft Soil model which takes into account the soil's stress history. We considered a rigid soil interface at 1 m depth. We verified that there was no lateral effect for such geometry. The Pre-Overburden

Pressure POP is defined in this type of model by:

$$\text{POP} = |\sigma_p - \sigma'_{yy}{}^0| \quad (8)$$

where σ_p is the pre-consolidation stress (the greatest vertical stress reached previously) and $\sigma'_{yy}{}^0$ is the *in situ* effective vertical stress. At the soil surface, $\sigma'_{yy}{}^0$ is zero, therefore we estimated that the POP value was 40 kPa for the passage of the front wheel and 49.1 kPa which was the average vertical stress applied at the soil surface by the front wheel before the passage of the rear wheel. The vertical stress value of the rear wheel was 34.5 kPa for a cylinder 65 cm wide and the calculation was performed by using a non-uniform grid on a 2-dimensional cross-section of $10.6 \times (1 - U_y)$ m², where U_y is the vertical displacement of the soil surface after the passage of the front wheel. The other soil input parameters for the two treatments ($w = 0.23$ and 0.25 g g^{-1}) are presented in Table 2.

3. Results

3.1. Vertical stress distribution at the soil surface

Changing the flexural rigidity \mathfrak{R} modified the stress distributions at the soil surface. If \mathfrak{R} was equal to zero (0.01 kN m^2), the beam (a circular plate here) was very soft. This means that the uniform vertical stress σ_0 was

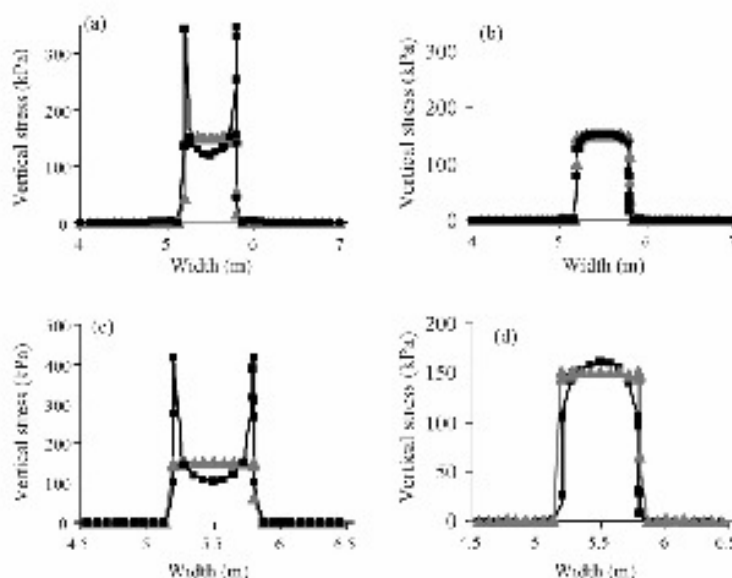


Fig. 4. Calculated vertical stress distributions on the soil surface with a very soft circular plate (i.e. $\mathfrak{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles) or a very rigid circular plate (i.e. $\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) (black squares) on (a) a clay (PLAXIS Bulletin, 1999), (b) a sand (Gysel et al., 2001) and on the loamy soil at (c) $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$ and at (d) $w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$.

applied practically at the soil surface directly and the distribution of vertical stress was nearly uniform (Fig. 4). If the value of \mathcal{R} was infinite (8500 kN m^2), the beam was very rigid and displacement was uniform, possibly leading to non-uniform distribution strongly influenced by the soil's mechanical parameters.

We examined the effect of a change in soil mechanical parameters caused by difference in texture or in soil water content which are the two main factors that change the plastic behaviour of soils (Bardet, 1997). We compared the distribution for a clay and a sand (Table 1) under the same rigid circular plate ($\mathcal{R} = 8500$ and 0.01 kN m^2 , $\sigma_0 = 150 \text{ kPa}$). We found that distribution was roughly parabolic on sand whereas it was U-shaped for clay (Fig. 4a). For sand, the distribution of vertical stress was slightly affected by plate flexural rigidity (Fig. 4b). We also examined this effect caused by a variation in soil water content for a loamy soil (Table 2). A variation in water content of a given soil could also change the shape of the vertical stress distribution. We performed simulations for the loamy soil at different soil water contents: $w = 0.23$ and 0.26 g g^{-1} . Fig. 4c and d shows the comparison of stress distributions for the loamy soil in the field experiments by using the soil parameters measured at $w = 0.23$ and 0.26 g g^{-1} under the same upper boundary conditions for the clay and the sand. A parabolic distribution appeared at $w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$ whereas a U-shaped was observed for water contents $w = 0.23, 0.24$ and 0.25 g g^{-1} (data not shown for 0.24 and 0.25 g g^{-1}).

We observed that the variation in σ_0 affected the magnitude of stresses but not the shape of the stress profile. Fig. 5 shows a U-shaped distribution of vertical stress obtained at the surface of the clay with a very rigid circular plate under $\sigma_0 = 150$ and 180 kPa . The difference between maximum stress (under the tyre edge) and minimum stress (under the tyre centre)

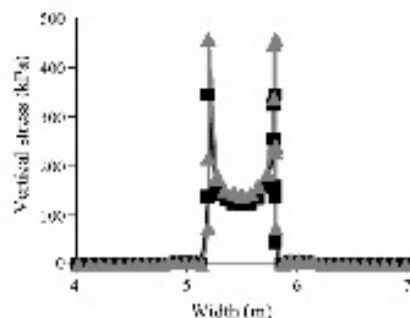


Fig. 5. Calculated vertical stress distributions on a clay surface with a very rigid circular plate using a uniform applied stress $\sigma_0 = 150 \text{ kPa}$ (black squares) and a higher value 180 kPa (grey triangles).

became greater with $\sigma_0 = 180 \text{ kPa}$ than that of $\sigma_0 = 150 \text{ kPa}$.

3.2. Comparison of the calculated bulk density profiles with the field measurements

Firstly, plate sinkage test simulations were performed from which the vertical stress could be calculated by PLAXIS as a function of the plate parameters (flexural rigidity) and the soil's properties. The distribution of vertical stress at the loamy soil surface and its propagation in the soil are presented in Fig. 6. The differences of the vertical stress in the centre between the two different rigidity conditions were,

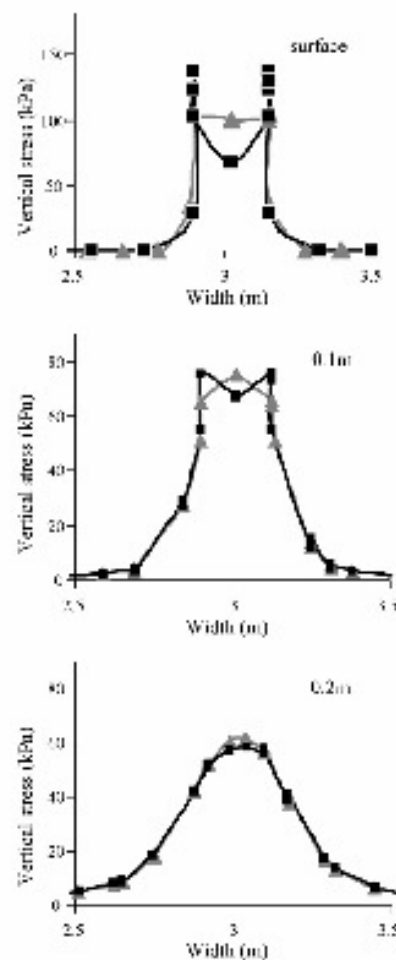


Fig. 6. Calculated vertical stress distributions on the loamy soil surface, at 0.1 and 0.2 m depth with a very soft circular plate (i.e. $\mathcal{R} = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles) and with a circular plate with $\mathcal{R} = 33.3 \text{ kN m}^2$ (black squares) during the plate sinkage test.

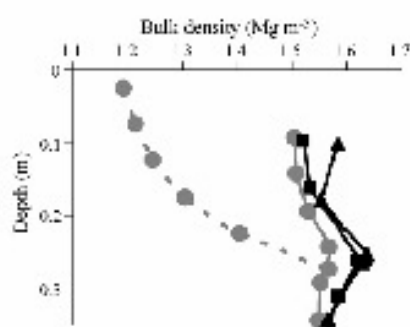


Fig. 7. Measured and calculated bulk density profiles under the tyre centre during the plate sinkage test. Measured initial (broken curve, grey circles) and final (solid curve, grey circles) bulk density under the tyre centre; calculated profiles with a very soft circular plate (black triangles) and with the realistic circular plate (black squares). Rut depth = 8.5 cm.

respectively, 32, 8 and 4 kPa at depths of 0, 0.1 and 0.2 m. The consequence of this vertical stress distribution shape on changing soil bulk density is shown in Fig. 7. Bulk density under the plate centre calculated with a real plate (circular plate) was 0.06 mg m^{-3} lower at most than that calculated with a soft plate at the soil surface (Fig. 7). The profile of bulk density calculated with a rigid circular plate corresponded better to soil bulk density measurements up to 30 cm in depth. This means that the simulations were improved by U-shaped vertical stress distribution provided by the real plate.

Secondly, we examined the problem of the wheeling test for which we did not calculate the exact wheel flexural rigidity (cylinder flexural rigidity). Two treatments were simulated at $w = 0.23$ and 0.25 g g^{-1} corresponding to the field conditions of the wheeling experiments. For both water contents, the shape of the

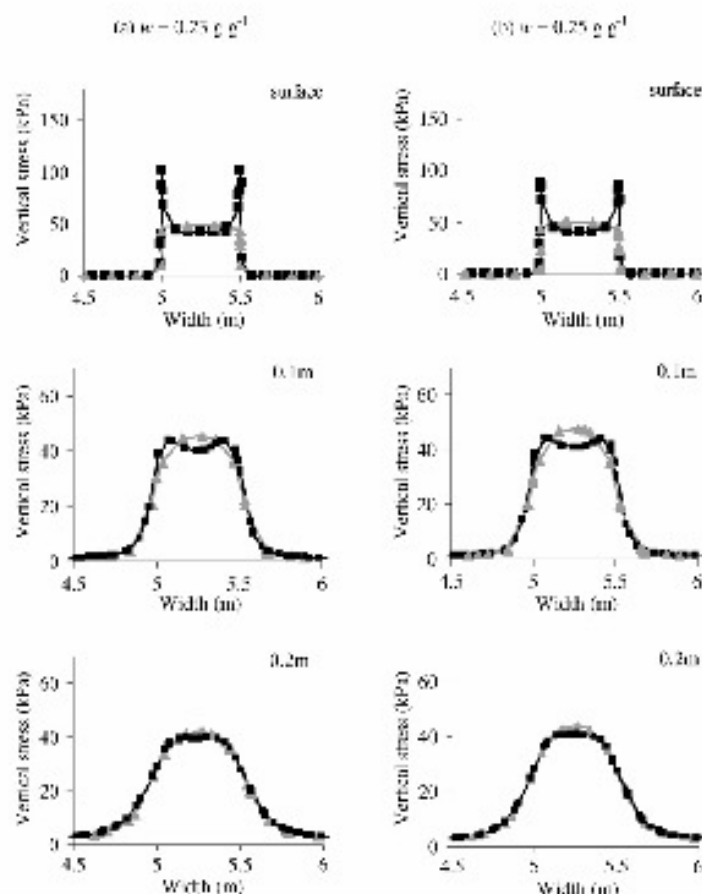


Fig. 8. Calculated vertical stress distributions on the loamy soil surface, at 0.1 and 0.2 m depth with a very soft cylinder (I.e. $R = 0.01 \text{ kN m}^2$) (grey triangles), with a very rigid cylinder (I.e. $R = 8500 \text{ kN m}^2$) (black squares) during the wheeling test (a) Treatment 1, $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$, front wheel; (b) Treatment 2, $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$, front wheel).

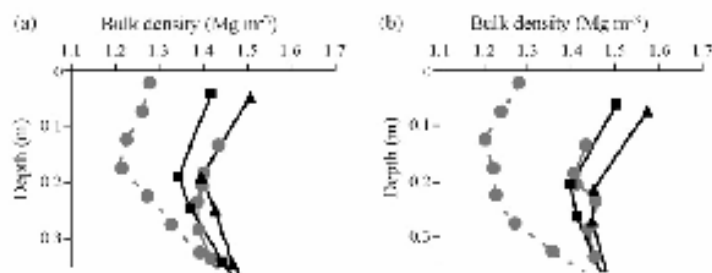


Fig. 9. Measured and calculated bulk density profiles under the tyre centre during the wheeling test. Measured initial (broken curve, grey circles) and final (solid curve, grey circles) bulk density under the tyre centre, and calculated profiles with a very soft cylinder (black triangles) and with a very rigid cylinder (black squares). (a) Field water content $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$; (b) field water content $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$. Rut depth = 8.5 cm.

vertical stress at the loamy soil surface depends on flexural rigidity \mathfrak{R} of the cylinder: distribution was nearly uniform for $\mathfrak{R} = 0.01$ and U-shaped for $\mathfrak{R} = \text{infinite}$. Fig. 8 shows the differences of the vertical stress in the centre between the two different rigidity conditions. They are, respectively, 7, 5 and 2 kPa at soil depths of 0, 0.1 and 0.2 meters at $w = 0.23 \text{ g g}^{-1}$. A similar U-shaped distribution for the very rigid cylinder was observed for $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$. The differences between the two different rigidity conditions are, respectively, 8, 6 and 3 kPa at soil depths of 0, 0.1 and 0.2 m at $w = 0.25 \text{ g g}^{-1}$. For the wheeling with two treatments, the field measurements of the bulk density profiles fell roughly between the simulation profile calculated with a rigid cylinder and that calculated with a soft cylinder in the first 30 centimetres (Fig. 9a and b). Bulk density calculated with a rigid cylinder was always lower than that calculated with a soft cylinder.

4. Discussion

4.1. Vertical stress distribution at the soil surface

Our results show that vertical stress distribution can be influenced by a combined effect of soil properties, applied vertical stress and beam characteristics (plate or tyre characteristics). PLAXIS allowed us to study the effect of soil properties on vertical stress distribution at the soil/tyre interface. Our results show difference in the vertical stress distribution between the clay and the sandy soils (Fig. 4a and b). They agree with the suggestions of Craig (1997) and Smith and Smith (1998) on foundation problems in the field of geotechnics. They suggested that contact pressure under a rigid area is not uniform: the shape of the distributions for a circular area is U-shaped on a clay surface and parabolic on a sandy surface. Our results on the loamy soil show that such a change in the stress

distribution also can be due to change in soil water content (Fig. 4c and d). The higher cohesion of the low water content corresponded with a U-shaped distribution, whereas a parabolic distribution was calculated for the high water content corresponding to lower cohesion. It can be seen that the distribution shape results from the combination of soil mechanical parameters and not only soil cohesion: the distribution for the clay with cohesion $c = 5.4 \text{ kPa}$ (Table 1) was U-shaped (Fig. 4a), whereas the loamy soil at $w = 0.26 \text{ g g}^{-1}$, $c = 4.8 \text{ kPa}$ (Table 2) led to a parabolic distribution (Fig. 4d). That is to say, the change in the shape of stress distribution for a given \mathfrak{R} was due to the mixed effect of soil mechanical parameters: E , c , ϕ .

The shape distribution should be due to the soil plastic behaviour. PLAXIS allows visualization of the stress points where the stress has exceeded locally the plastic threshold of the soil. The plastic deformation is essentially concentrated at the edges of the rigid circular plate (Fig. 3). Fig. 3 shows the appeared plastic points at the edge of the rigid circular plate of 0.6 m ($\mathfrak{R} = 8500 \text{ kN m}^2$) when we applied $\sigma_0 = 20 \text{ kPa}$ for the clay soil. More plastic points appear at the edges when increasing the applied stress σ_0 . These results agree with the mechanics of the contact: for perfect elastic solids, the indentation of a solid by a rigid flat punch induces stresses that are maxima at the edge of the punch (Johnson, 1985). The parabolic or homogeneous distribution shape reveals the plastic behaviour of the soil that depends on the soil texture (soil type) and on the soil water content. Further investigation of the effect of the soil mechanical properties on stresses at soil surface induced by a wheel should involve an analysis of the soil plastic threshold depending on the different soil characteristics (water content, soil structure, texture) (Bardet, 1997).

These considerations on soil effects could explain the wide range of vertical stress distributions observed

in the literature: in particular U-shaped distributions are expected for clay or loamy soils but not for sandy soils. Indeed VandenBerg and Gill (1962) found that maximum stress moved from the tyre centre towards the tyre edge with an increase in the degree of firmness for five soils (sand to clay). Wood and Burt (1987) and Jun et al. (1998) found that the maximum vertical stress at the soil surface occurred in the tyre centre for sandy soil, *i.e.* parabolic shape. Different stress distributions from U-shaped to parabolic shapes by Keller (2005) were observed for a loamy soil.

Different authors have shown the effect of tyre characteristics (tyre dimensions, inflation pressure) on the contact area (shape, area) and on the mean vertical stress, σ_0 , applied above it (Febo et al., 2000; Koolen et al., 1992). For instance, the contact area A between tyre and soil can be decreased by reducing tyre width b or increasing the inflation pressure of the tyre p_0 , causing the value of σ_0 to increase. Our calculation shows that the variation of uniform applied stress σ_0 does not change the distribution shape but the difference between the maximum and minimum values (Fig. 5). This agrees with the observations of Keller (2005) who studied about thirty tractors whose tyre widths varied from 0.28 to 1.15 m and loads from 11 to 125 kN. His statistic analysis showed that distributions depended essentially on tyre width and not on the applied stress σ_0 .

4.2. Comparison of the calculated bulk density profiles with field measurements

The PLAXIS simulation of the plate sinkage tests agree well with the observations obtained by using a U-shaped distribution given by the realistic plate. However, a difference between simulations and observations remains, perhaps due to non-optimum mechanical parameters for the soil. Raper and Erbach (1990) showed that the calculated mean normal stress in a FEM model using uniform stress distribution at a sandy soil surface for a circular plate sinkage test with a load of 25 kN was approximately 62 kPa, with a mean and confidence interval of 88.5 ± 24 kPa for the experimental values. Our results show that bulk density calculated with a rigid plate is always lower than that calculated with a soft plate for loamy soil. This is due to the lower estimated vertical stress in the soil under the plate centre. Figs. 6 and 8 show that the vertical stresses with a rigid beam (circular plate or cylinder) are always lower than those with a soft beam at depths of 0, 0.1 and 0.2 m for the two field tests. This could decrease the difference between the observations and simulations performed by Raper and Erbach (1990). Therefore good

estimated beam (circular plate or cylinder) flexural rigidity and input parameters could improve PLAXIS calculations.

Regarding the two wheeling test treatments (Fig. 9), overestimation of bulk density with PLAXIS was no longer observed for either of them compared to the plate sinkage test. The field measurements of bulk density profiles were roughly between the two distributions. Consequently, giving an intermediate value to \mathfrak{R} between infinite and zero seems more appropriate for our wheel.

4.3. Estimation of flexural rigidity \mathfrak{R}

We expected that tyre characteristics should affect stress distribution by changing wheel apparent flexural rigidity. The flexural rigidity of the wheel is given by Eq. (4) by analogy with the geometry of a cylinder. Diameter D is an apparent diameter and E an apparent Young's modulus that should result from the rubber's properties and the tyre structure (geometry, inflation pressure, etc.). The flexural rigidity of the wheel should increase with inflation pressure and tyre diameter and also with other tyre parameters that may change the apparent Young's modulus.

Keller (2005) proposed a dimensionless parameter δ to describe the shape of stress distribution depending on tyre width and obtained good agreement with the observations. Parameter δ increases from 1.4 to 9.0 when tyre width decreases from 1.15 to 0.28 m. Therefore, the position of maximum stress moves from the tyre centre towards the tyre edge (from parabolic to U-shaped distribution). For the tyre used in our wheeling test, δ was 5.65–4.56 for the two wheels. This corresponds to a U-shaped stress distribution according to Keller (2005) and agrees with the results modelled in our approach using PLAXIS for our soils (Fig. 8). Following Keller (2005), it can be concluded that the flexural rigidity of the wheel should increase by decreasing the tyre width. The apparent Young's modulus of a wheel should increase as the tyre width decreases. For the wheels considered by Keller (2005), tyre diameter decreases with tyre width, implying a sharp increase in the Young's modulus to offset the effect of tyre diameter according to Eq. (4). This leads us to conclude that our study should be extended by calculating wheel deformation directly in order to estimate flexural rigidity.

5. Conclusion

We have proposed a new approach using the PLAXIS FEM model to numerically simulate the

distribution of vertical stress at the soil surface. It is based on the concept of a beam with a contact area, flexural rigidity and an applied uniform vertical stress above it to describe the soil/tyre interface. Our results show that this new approach can be used to calculate the appropriate distribution of vertical stress to model compaction by taking into account the soil type described by mechanical parameters, the flexural rigidity \mathfrak{R} of the beam and the applied uniform vertical stress σ_0 , the latter two parameters both depending on the tyre characteristics. This method can be used to improve soil compaction prediction with FEM models and it could be a very useful approach for classifying tyres and soil/tyre interfaces in further studies in order to facilitate such prediction. To improve our approach, we need to establish a quantitative relationship between value \mathfrak{R} and different types of tyre (tyre inflation pressure, width, etc.) used on the same soil. This involves modelling the tyre's mechanical strength as a function of material properties and geometrical characteristics.

References

- Atkinson, J.H., Bransby, P.L., 1978. *The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.
- Bardet, J.P., 1997. *Experimental Soil Mechanics*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Berli, M., Kirby, J.M., Spingman, S.M., Schulin, R., 2003. Modelling compaction of agricultural subsoils by tracked heavy construction machinery under various moisture conditions in Switzerland. *Soil Tillage Res.* 73, 57–66.
- Burt, E.C., Wood, R.K., Bailey, A.C., 1987. A three-dimensional system for measuring tire deformation and contact stresses. *Trans. ASAE* 30, 324–327.
- Chi, L., Tessier, S., Laguë, C., 1993. Finite element modeling of soil compaction by liquid manure spreaders. *Trans. ASAE* 36, 637–644.
- Craig, R.F., 1997. *Soil Mechanics*, sixth ed. Spon Press, New York.
- Défosses, P., Richard, G., 2002. Models of soil compaction due to traffic and their evaluation. *Soil Tillage Res.* 67, 41–64.
- Défosses, P., Richard, G., Boizard, H., O'Sullivan, M.F., 2003. Modeling change in soil compaction due to agricultural traffic as function of soil water content. *Geoderma* 116, 89–105.
- Fabo, P., Lucarelli, P., Pessina, D., 2000. Soil-tyre interaction parameters influencing soil compaction: a study of contact area prediction models. In: Hom, R., Van den Akker, J.J.H., Arvidsson, J. (Eds.), *Subsoil Compaction: Distribution, Processes and Consequences*. Advances in Geneecology, vol. 32, pp. 191–201.
- Geze, J.M., Timoshenko, S.P., 1997. *Mechanics of Materials*, fourth ed. PWS Publishing Company, Boston.
- Gysi, M., 2001. Compaction of a Eutric Cambisol under heavy wheel traffic in Switzerland: field data and a critical state soil mechanics model approach. *Soil Tillage Res.* 61, 133–142.
- Gysi, M., Maeder, V., Weisskopf, P., 2001. Pressure distribution underneath tires of agricultural vehicles. *Trans. ASAE* 44, 1385–1389.
- Gupta, S.C., Raper, R.L., 1994. Prediction of soil compaction under vehicles. In: Soane, B.D., van Ouwerkerk, C. (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production. Developments in Agricultural Engineering*, vol. 11, pp. 71–90.
- Johnson, K.L., 1985. *Contact Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Johnson, C.E., Burt, E.C., 1990. A method of predicting soil stress state under tires. *Trans. ASAE* 33, 713–717.
- Jan, H., Kishimoto, T., Way, T.R., Taniguchi, T., 1998. Three-directional contact stress distributions for a pneumatic tractor tire in soft soil. *Trans. ASAE* 41, 1237–1242.
- Keller, T., 2005. A model for the prediction of the contact area and the distribution of vertical stress below agricultural tyres from readily available tyre parameters. *Biosyst. Eng.* 93, 85–96.
- Keller, T., Défossez, P., Weisskopf, P., Arvidsson, J., Richard, G., 2007. SoilFlex: a model for prediction of soil stresses and soil compaction due to agricultural field traffic including a synthesis of analytical approaches. *Soil Tillage Res.* 93, 391–411.
- Kirby, J.M., 1994. Simulating soil deformation using a critical-state model. I. Laboratory tests. *Eur. J. Soil Sci.* 45, 239–248.
- Kirby, J.M., Blandin, B.G., Trein, C.R., 1997a. Simulating soil deformation using a critical-state model. II. Soil compaction beneath tyres and tracks. *Eur. J. Soil Sci.* 48, 59–70.
- Kirby, J.M., Mockler, S., Zoz, F.M., 1997b. Influence of varying axle load and tyre pressure on soil stresses and resulting compaction. In: Burk, R. (Ed.), *Belt and Tire Traction in Agricultural Vehicles*. Society of Automotive Engineers, Warrendale, PA, (SAE SP-1291), pp. 21–30.
- Koolen, A.J., Lerink, P., Kunstjens, D.A.G., van den Akker, J.J.H., Arts, W.B.M., 1992. Prediction of aspects of soil-wheel systems. *Soil Tillage Res.* 24, 381–396.
- O'Sullivan, M.F., Henshall, J.K., Dickson, J.W., 1999. A simplified method for estimating soil compaction. *Soil Tillage Res.* 49, 325–335.
- FLAXIS (Version 7), 1998. Finite element code for soil and rock analysis. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- FLAXIS Bulletin, 1999. No. 8, pp. 14–15.
- Follock Jr., D., Perumpral, J.V., Kuppasamy, T., 1986. Finite element analysis of multipass effects of vehicles on soil compaction. *Trans. ASAE* 29, 45–50.
- Raper, R.L., Erbach, D.C., 1990. Prediction of soil stresses using the finite element method. *Trans. ASAE* 33, 725–730.
- Smith, G.N., Smith, I.G.N., 1998. *Elements of Soil Mechanics*, seventh ed. Blackwell Science, Cambridge.
- Smith, R., Elliot, A., Hom, R., 2000. Modified Boussinesq's equations for nonuniform tire loading. *J. Terramechanics* 37, 207–222.
- Soane, B.D., van Ouwerkerk, C., 1994. Soil compaction problems in world agriculture. In: Soane, B.D., van Ouwerkerk, C. (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production*, vol. 11. Developments in Agricultural Engineering, pp. 1–2.
- Söhne, W., 1958. Fundamentals of pressure distribution and soil compaction under tractor tires. *Agric. Eng.* 39, pp. 276–281, 290.
- VandenBerg, G.E., Gill, W.R., 1962. Pressure distribution between a smooth tire and the soil. *Trans. ASAE* 5, 105–107.
- Way, T.R., Kishimoto, T., 2004. Interface pressures of a tractor drive tyre on structured and loose soils. *Biosyst. Eng.* 87, 375–386.
- Wood, D.M., 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Wood, R.K., Burt, E.C., 1987. Soil-tyre interface stress measurements. *Trans. ASAE* 30, 1254–1258.

Chapitre 2: évolution de la succion au cours de la compression

Compactage des sols cultivés par les engins agricoles : évolution de la succion au cours de la compression

Le tassement des sols lié aux passages d'engins agricoles a été identifié comme un problème considérable se posant à l'agriculture intensive. Le tassement d'un sol, en diminuant sa porosité, affecte sa structure et l'ensemble des propriétés physiques qui en dépendent : propriétés de transfert de l'eau et de gaz, résistance mécanique à la pénétration de racine, érodibilité... Des modèles numériques utilisant la méthode des éléments finis sont employés pour estimer la déformation de sol pendant le passage des machines en fonction des propriétés mécaniques du sol. PLAXIS est l'un de ces modèles. Les sous-modèles dits « constitutifs » qui sont utilisés dans les modèles comme PLAXIS, c'est-à-dire les sous-modèles qui décrivent finement le comportement mécanique d'un sol à l'échelle d'un Volume Représentatif Elementaire, sont basés sur la contrainte totale. Ils négligent une variable qui est très importante pour les sols non saturés : la succion et ses éventuelles variations pendant le tassement qui peuvent conduire à une variation de la contrainte effective.

Le but du travail était d'évaluer la variation de la succion pendant un essai de compression. Une cellule standard d'oedomètre équipée d'un tensiomètre a été adaptée pour mesurer la succion de sol sans interruption pendant l'application de différentes contraintes verticales. Les conditions initiales considérées correspondaient aux spécificités des sols cultivés : faible succion initiale (< 100 kPa) et faible contrainte verticale (< 500 kPa). Des mesures ont été réalisées sur les échantillons remaniés d'un sol limoneux tamisé < 2 mm et $< 0,4$ mm à une masse volumique de $1,1 \text{ Mg m}^{-3}$ et à différentes succions initiales. Les résultats ont montré que la succion restait presque constante jusqu'à un seuil de contrainte σ_c à partir duquel la succion a diminué avec l'augmentation de contrainte. Ce seuil de contrainte (plus grand que 200 kPa) augmentait avec la succion initiale et était plus grand que les contraintes verticales habituellement appliquées par les machines agricoles. Ces résultats ont confirmé l'hypothèse d'une succion constante pendant la déformation habituellement adoptée pour modéliser le tassement du sol pendant le trafic (pour des succions initiales > 20 kPa). Par ailleurs, les résultats obtenus ont mis en évidence l'effet de la structure du sol sur le seuil de contrainte : σ_c pour des échantillons de sol constitués d'agrégats initiaux < 2 mm est inférieur à celui d'échantillons de sol constitués d'agrégats initiaux $< 0,4$ mm. Les variations de la succion du sol ont été interprétées à partir de l'évolution de la distribution de taille des pores et de la distribution de l'eau dans les pores. Cette interprétation a été basée sur des mesures de

distribution de pores par intrusion de mercure sur différents échantillons du sol compactés obtenus pendant la compression.

Article soumis dans la revue European Journal of Soil Science

Compaction of cultivated soil by agricultural machines: Evolution of suction during compression

Kai Cui^{a*}, Pauline Défossez^a, Yu Jun Cui^b, Guy Richard^c

^aINRA, Unité d'Agronomie, UR1158, rue F. Christ, 02007 Laon, France.

^bEcole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, UMR Navier, 6 et 8, avenue Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs-sur-Marne, 77455 Marne La Vallée cedex 2, France.

^cINRA, UR0272 Science du Sol Orléans, 2163 Avenue de la pomme de pin, BP 20619 Ardon, 45166 Olivet CEDEX, France.

*Corresponding author:

Tel:+33 3 23 23 99 64, Fax:+33 3 23 79 36 15, E-mail: kai.cui@laon.inra.fr

Abstract

Soil compaction due to traffic has been increasingly recognized as a considerable problem facing intensive agriculture. Soil compaction, *i.e.* the decrease of pore space, alters soil structure and causes changes in soil physical properties that impact on ecology, such as water and gas transfer properties and soil mechanical resistance to root penetration. Numerical models using Finite Elements Method such as PLAXIS can be used to estimate soil deformation during the passage of machines as a function of soil mechanical properties. Soil properties are very variable both in time and space regarding soil structure (porosity) and hydraulic state (suction). However, most of the constitutive sub-models used in PLAXIS are based on total stress and have neglected an important stress variable for unsaturated soils, *i.e.* the variation of matrix suction during the compaction.

The aim of the present work is to evaluate the validity of this hypothesis by studying suction variation during a static compression test. A standard oedometer cell equipped with a tensiometer was used to measure soil suction continuously during the application of different vertical stresses. Measurements were carried out on remoulded soil samples obtained by compacting a loamy soil sieved < 2 mm and < 0.4 mm at an initial dry density of 1.1 Mg m^{-3} and at different initial water suctions (< 100 kPa). The results showed that the suction

remained almost constant until a stress threshold value σ_t beyond which the suction decreased as the stress increased. This stress threshold (higher than 200 kPa) increased with the initial suction and it was higher than the vertical stresses usually applied by agricultural machine when suction was higher than 20 kPa. These results corroborated the hypothesis of a constant suction during deformation usually assumed to model soil compaction during traffic for soils with suction higher than 20 kPa. Furthermore, the results obtained highlighted the effect of soil structure on the stress threshold: σ_t was found to be higher for soil samples with initial aggregates < 2 mm than for those with initial aggregates < 0.4 mm. Variations in soil suction were interpreted in term of processes at pore scale by comparing qualitatively the evolution of pore-size distribution and the expected distribution of water in the pores. This interpretation was based on pore-size distribution measurements by mercury intrusion on different compacted soil samples obtained during compression.

Keywords: Compression test, Matrix suction, Tensiometer, Mercury porosimetry, Pore-size distribution.

1. Introduction

Soil compaction caused by agricultural machines greatly modifies the structure (tilled layers and underlying layers). Because of its persistence, compaction of subsoil layers can be considered as a long-term degradation but compaction concerns also surface layers because it impacts significantly on vegetable production (root penetration) and environment (runoff and greenhouse gas emissions) [O’Sullivan and Simota, 1995]. Compaction is defined as the deformation process of cultivated soil in which a rut is formed on the surface, decreasing bulk porosity under the wheels of agricultural machines. Changes in pore shape due to shearing can also occur. Numerical analyses using the Finite Element Method have been used to simulate soil compaction on the basis of stress-strain behaviour and the mechanical parameters involved have generally been estimated from laboratory tests. Gysi [2001] modelled the soil compaction of a loamy soil under heavy wheel traffic using the Modified Cam-Clay model in PLAXIS code [PLAXIS, 1998]. Kirby [1994] simulated the deformation of a clay agricultural soil using a simple extension to the Modified Cam-Clay model. These numerical works showed that the critical-state models originally developed for saturated soils can be used for unsaturated soil using only constant mechanical parameters. However, some authors [Burland, 1956; Jennings and Burland, 1962; Wulfsohn *et al.*, 1996] showed that classical soil mechanics for saturated soils are unable to explain the mechanical behaviour of unsaturated soils satisfactorily. To achieve this it would be necessary to consider two independent variables: net stress ($\sigma - u_a$) where σ is the total stress and u_a is the pore-air pressure and suction $s = u_a - u_w$, where u_w is the pore-water pressure. In particular, it can be assumed that for agricultural conditions at low initial suction (< 100 kPa) and low vertical stress (< 400 kPa), the air in the pore space joins up and ultimately interconnects with the atmosphere. Under these conditions, u_a is equal to zero and the two stress variables become the total stress (σ) and pore-water pressure (u_w). Different constitutive models have also been proposed for unsaturated soils for geotechnical purposes [Alonso *et al.*, 1990; Wheeler and Sivakumar, 1995; Cui and Delage, 1996].

The present work deals with the variation of soil matrix suction during the application of stress due to the passage of vehicle in soils used for agriculture. In comparison to soils used for geotechnical applications, cultivated soils are porous especially in top soil layers. Compaction problems occur in wet conditions generally for suctions < 100 kPa depending on soil mechanical properties and the loading is short (the loading time $t < 0.1$ s) and low (the

vertical stress $\sigma < 400$ kPa). Note that little is known about change in soil suction during the application of vertical stress in conditions relevant for compaction of agricultural soils. Wulfsohn *et al.* [1996] discussed the influence of suction on both strength and volume change characteristics of unsaturated agricultural soil. Peng *et al.* [2004] showed that continuous soil suction monitoring during compression involves non equilibrium effects due to air and water drainage processes. Despite these experimental difficulties, Larson and Gupta [1980] and Wulfsohn *et al.* [1998] showed that soil suction at equilibrium remained quasi-constant for stresses lower than a given stress threshold. This stress threshold was related to the saturation degree of soils [Larson and Gupta, 1980] or to the precompression stress [Peng *et al.*, 2004]. On the contrary, Tarantino and Tombola [2005] studied the evolution of suction during and after compaction on a clay and reported that suction decreased systematically during compression.

The present work examines the effects of initial soil suction and initial soil structure on soil suction changes during static compression, by carrying out oedometer compression tests with measurements of sample soil suction based on techniques developed for unsaturated soils in geotechnical engineering [Dineen and Burland, 1995; Ridley and Burland, 1996; Tarantino *et al.*, 2000; Tarantino and Mongiovì, 2001, 2002; Ridley *et al.* 2003]. Particular attention was paid to the relation between the changes in suction and soil properties in terms of initial suction, degree of saturation and precompression stress. Changes in pore-size distribution at two stages of loading was also analysed by using the mercury intrusion technique to interpret qualitatively the different features observed in the mechanical tests.

2. Materials and methods

For this study, a loamy soil (173 g clay kg^{-1} , 777 g silt kg^{-1} , 50 g sand kg^{-1}) from the INRA experimental farm located at Mons in Northern France was used. The soil had a liquid limit of 0.29 g g^{-1} , a plasticity index of 0.06 g g^{-1} and a solid density of 2.7 Mg m^{-3} . Air-dried soil was passed through 2 mm and 0.4 mm sieves and then stored with a 0.02 g g^{-1} water content.

2.1. Oedometer compression test with soil suction measurements

Matrix suction measurements

The matrix suction of soil specimens was measured using a tensiometer inserted through an opening hole in the base pedestal in a standard 70 mm diameter oedometer, as shown in Figure 1. The soil sample was placed inside the oedometer in contact to the tensiometer, then covered by a load cap to enable vertical loading by the piston. A neoprene membrane was

fixed to cover the soil and cap to avoid any evaporation that could cause an increase of soil suction. The effect of membrane is examined first. As mentioned above, only when the pore-air pressure in the soil specimen was equal to zero (*i.e.* the atmosphere pressure) during compression, the measurement of pore-water pressure u_w measured with the tensiometer was equal to the matrix suction s of the soil. Consequently, an air pocket of 1.5 cm high was provided at the top of the soil sample (Figure 1).

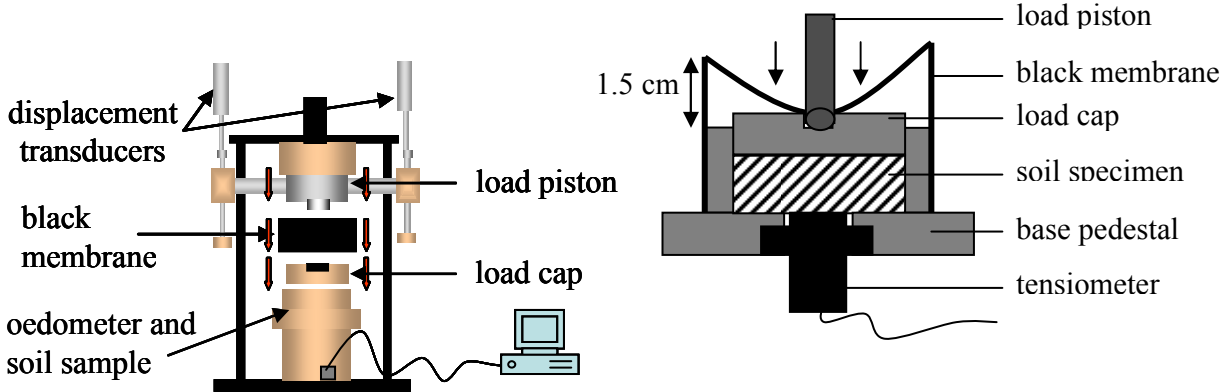


Figure 1: Oedometer equipped with a tensiometer for suction monitoring. Schematic layout of the neoprene membrane covering the oedometer cell: an air pocket of 15 mm high is provided between the membrane and the cell.

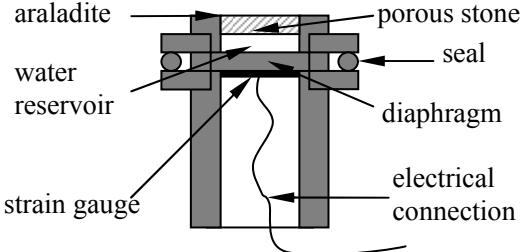


Figure 2: The tensiometer.

The tensiometer used (Figure 2) came from Imperial College type [Ridley and Burland, 1993, 1996]. This type of tensiometer has been used successfully to perform suction measurements under laboratory conditions [Dineen and Burland, 1995; Ridley and Burland, 1996; Tarantino *et al.*, 2000; Tarantino and Mongiovi, 2001, 2002; Ridley *et al.*, 2003]. It has provided excellent performance in terms of accuracy, measurement duration and operating tension range [0-1.5 MPa, Tarantino and Mongiovi, 2001]. It was recently used by Cui *et al.* [2007] to monitor field suction changes. The tensiometer consists of a porous ceramic stone with a 1.5 MPa air entry value, a water reservoir 0.1 mm thick and a strain gauge attached to the

diaphragm plate (Figure 2) and is accurate to within $\pm 5\text{kPa}$. It functions by allowing water to be extracted from the water reservoir into the soil specimen until the stress of storing the water in the tensiometer is equal to the stress of storing the water in the soil (*i.e.* soil suction). The diaphragm bends towards the porous stone under the action of soil suction. When equilibrium is reached, water stops flowing between the soil and the tensiometer. The response of the strain gauge, which gives the soil suction value, is recorded.

The presence of air in the water reservoir can cause cavitation of the tensiometer under a suction below the maximum working tension. This in turn makes it impossible for the tensiometer to measure suction. Therefore it is important to saturate the tensiometer well prior to use. The tensiometer was saturated in a saturation cell (80 mm in diameter and 70 mm high) as shown in Figure 3 following the procedure described in Mantho [2005]. It consisted of a cylindrical body, a cover fixed with six screws and three gates. Gates 1 and 2 were used for vacuum applications and gate 3 was used for water pressure. Vacuum was first applied through gate 2 for two hours to draw out as much air as possible from the oven-dried porous stone, in order to saturate the tensiometer. De-aired and demineralised water was then allowed to fill the cell through gate 3 up to the lower level of gate 1 in order to keep the porous stone out of water. A vacuum was again applied through gate 1 for one hour. Afterwards, the cell was rotated by about a hundred degrees clockwise in order to slowly immerse the porous stone in water. Water gradually infiltrated the porous stone under vacuum. The vacuum was stopped one hour after the porous stone was completely immersed in water. The cell was then completely filled by additional de-aired and demineralised water. A high positive pressure of 2 MPa was applied by steps of 200 kPa through gate 3 using a digital pressure-volume controller and maintained for 48 h. The tensiometer could then be used for measurements after this first saturation. After each measurement, the tensiometer had to be placed in the saturation cell and re-saturated at 2 MPa for 48 h.

A calibration stage of the tensiometer was also necessary after the saturation stage. The voltage of the tensiometer was recorded while the pressure was applied in steps. The calibration curve obtained in the positive range was then extrapolated in the negative range. Tarantino and Mongiovi [2001] showed that the calibration curve is the same in the positive and negative ranges.

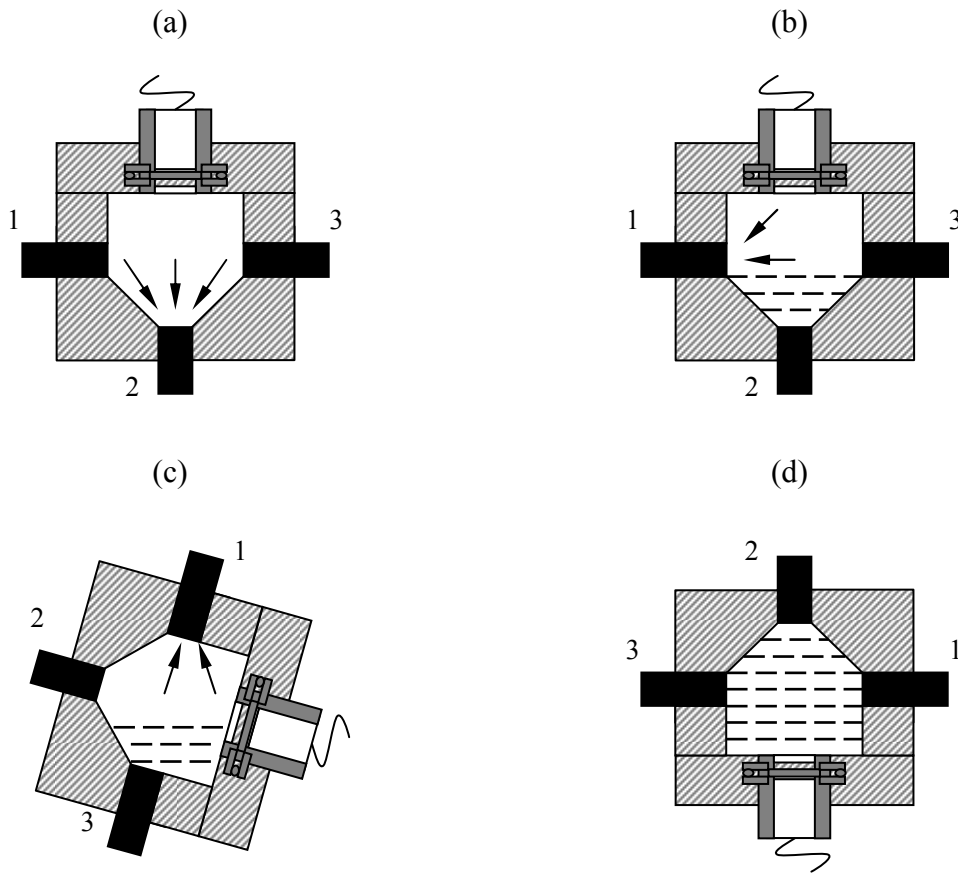


Figure 3: Tensiometer saturation procedure from (a) to (d) using a saturation cell.

Testing program

Soil samples were prepared by compacting soil fragments $< 2\text{mm}$ or $< 0.4\text{ mm}$ which were re-wetted at 0.125, 0.143, 0.16, 0.198 and 0.25 g g^{-1} water content by spraying. The same mass of dry soil was used for all samples ($103.62 \pm 0.05\text{ g}$). Initial compaction was carried out directly in an oedometer to prepare soil samples. The final dimensions of the soil samples were: diameter 70 mm ; height 24 mm ; corresponding to a bulk dry density of 1.1 Mg m^{-3} .

After producing the soil sample, vertical stresses of 10, 20, 50, 100, 200, 400 and 800 kPa were applied step by step using controlled pneumatic pressure. Unloading was carried out following the same stress steps until 50 kPa . No water drainage was allowed during the tests. The vertical displacement was recorded using two transducers (accuracy of 0.01 mm) installed symmetrically (Figure 1). The final water content was determined by oven-drying at 105°C for 24 h. These measurements enabled the determination of bulk density, void ratio and saturation degree of the soil samples. During loading and unloading, suction changes were continuously monitored by the tensiometer installed on the oedometer.

2.2. Pore-size distribution measurements

Mercury intrusion porosimetry

The pore-size distribution was studied using the mercury intrusion technique. Mercury, a non-wetting liquid, was pushed into an air-dried soil sample under pressure [Fiès, 1984; Bruand and Prost, 1987]. The relationship between the equivalent pore diameter (D_{eq} , in μm) and the suction (s , in kPa) was obtained from the Jurin-Laplace law:

$$D_{eq} = 4\gamma(\cos \alpha)/s \quad (1)$$

where γ is the interfacial tension between air and mercury (0.484 N m^{-1}), α is the contact angle between the soil and the mercury [130° from Good, 1984]. The pressure range was from 4 to 200 000 kPa and the corresponding pore diameter was from 360 to $0.006 \mu\text{m}$. Soil volumes of about 3 cm^3 were used for this study. They were oven-dried at 105°C for 24 h prior to taking the measurements [Richard *et al.*, 2001].

Testing program

Soil samples for pore-size distribution measurements were prepared by compaction by using the same procedure as in the previous mechanical tests: two samples with soil powder sieved at 2 mm and two samples with soil powder sieved at 0.4 mm. The bulk dry density of the four samples was 1.1 Mg m^{-3} and their water content was 0.16 g g^{-1} . One sample of each sieve size (2 mm or 0.4 mm) was loaded in the oedometer by steps of 10, 20 kPa, whereas the two others were loaded in steps of 10, 20, 50, 100, 200, 400 kPa. All the samples were unloaded in one step and then air-dried to determine pore-size distribution. Two clods of about 3 g for each sample were measured for this study to ensure repetition.

3. Results

3.1. Evaluation of the soil suction measurement procedure

It was necessary to ensure the quality of soil suction measurements by taking several precautions relating to possible evaporation and the rate of equilibrium. The variation of suction was measured in a soil sample within the oedometer over a 48 h period under a

vertical stress of 200 kPa. A suction increase of about 1 kPa was measured, showing that the anti-evaporation system using a neoprene membrane was satisfactory. As the duration of a complete compression test was about 5 h, the effect of water evaporation on suction variation could be neglected. Figure 4 presents the variation of the pore-water pressure (u_w) under a vertical stress of 800 kPa. It was observed that once a vertical stress was applied, the pore-water pressure immediately increased (positive value) and then decreased after about five minutes. These observations confirmed the results reported by Peng *et al.* [2004] and Tombolato *et al.* [2004]. As mentioned before, any air pressure u_a built up during compression could affect u_w . This problem was overcome by letting the expelled air reach the air pocket (Figure 1). Moreover, it was necessary to ensure the equilibrium in terms of soil volume changes and water transfer within the soil. In the present work, periods of 40 min for each load step and 5 min for each unload step were used.

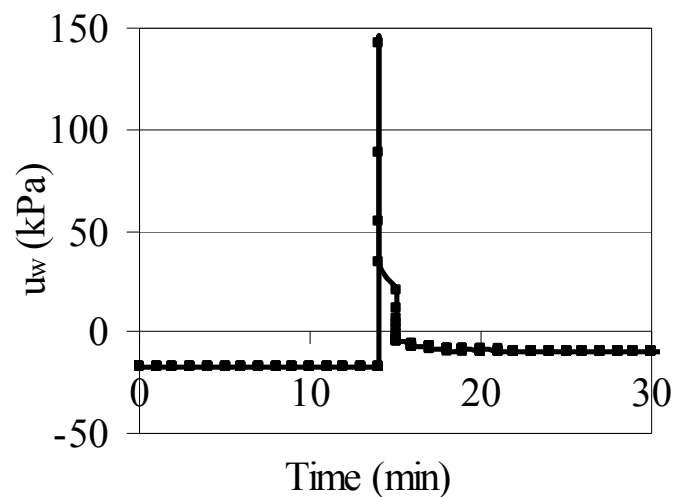


Figure 4: Pore-water pressure u_w versus time under a vertical stress of 800 kPa applied at the 14th minute (soil sample with initial fragments < 2 mm 0.16 g g⁻¹ water content and 1.1 Mg m⁻³ dry bulk density).

3.2. Soil suction changes during loading

Figures 5a-f present the variations of soil suction during loading for different initial soil suctions and different aggregates fractions (< 2 mm or 0.4 mm). As regard to the standard deviation measured for different initial conditions, suction change characteristics are as following. Suction slightly increased for low vertical stresses and remains constant up to a stress of 800 kPa at an initial water content of 0.125 g g⁻¹ (initial fragments less than 2 mm,

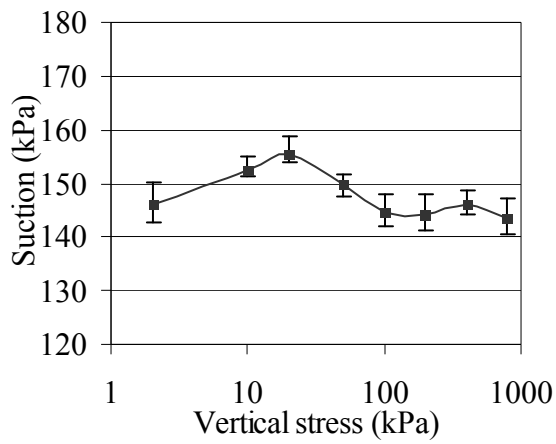
Figures 5a). Suction remained constant for soil samples with a water content 0.143 g g^{-1} (initial fragments less than 2 mm, Figures 5b). For soil samples with a water content higher than 0.16 g g^{-1} , suction initially remained constant up to a stress threshold value (σ_t) after which it decreased (Figures 5c-f). We determined σ_t by comparing the variation in the suction value between two successive applied stresses and the standard error of the second stress (vertical bars). If this difference was greater than the standard error, we assumed that the first stress corresponded to σ_t . The stress threshold (σ_t) and corresponding suction (s_t) are presented on Table 1 for all the samples. It can be observed that σ_t varied from 50 to 400 kPa, it decreased with the initial water content (or increased with the initial suction), but increased with the initial size of soil fragments (Figures 5c and 5f).

Table 1: Results of oedometer compression test with measurements of soil suction

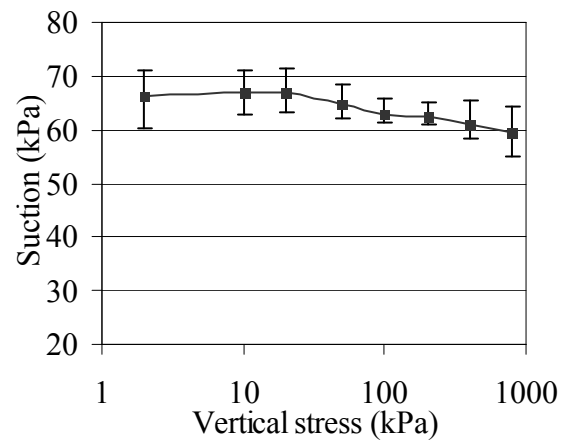
Variables	Treatment					
	0.125	0.143	0.160	0.198	0.250	0.160
Initial water content (g g^{-1})	0.125	0.143	0.160	0.198	0.250	0.160
Initial suction (kPa)	146	66	47	19	13	53
Sieve size (mm)	2	2	2	2	2	0.4
Final water content (g g^{-1})	0.125	0.143	0.159	0.197	0.207	0.160
Stress threshold value (kPa)	—	—	400	200	50	100
Suction at threshold stress (kPa)	—	—	42±4	22±1	13±2	52±1
Precompression stress (kPa)	33±2	24±1	34±6	21±2	16±3	35±3
Saturation rate of pore space at threshold stress (%)	—	—	66±5	71±5	73±9	43±1
Equivalent diameter (μm) ^a	2.0	4.4	6.2	15.3	22.4	6.2

^a: calculated with the average value of initial soil suction. Standard deviation was calculated from three replicates

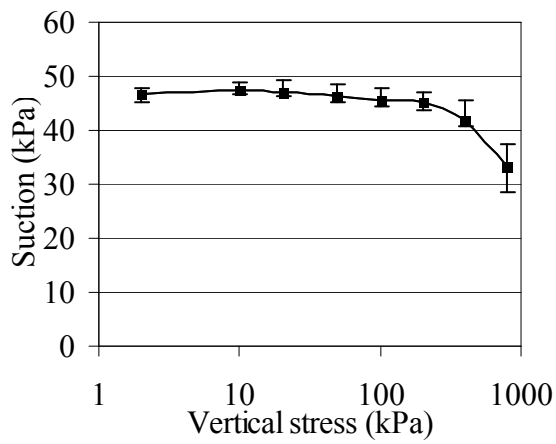
(a) fragments < 2 mm, $w_i = 0.125 \text{ g g}^{-1}$



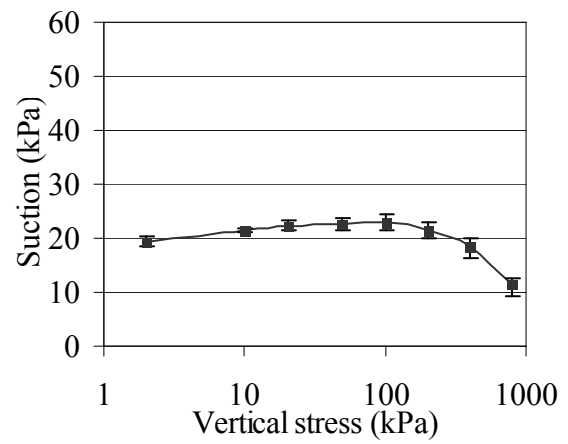
(b) fragments < 2 mm, $w_i = 0.143 \text{ g g}^{-1}$



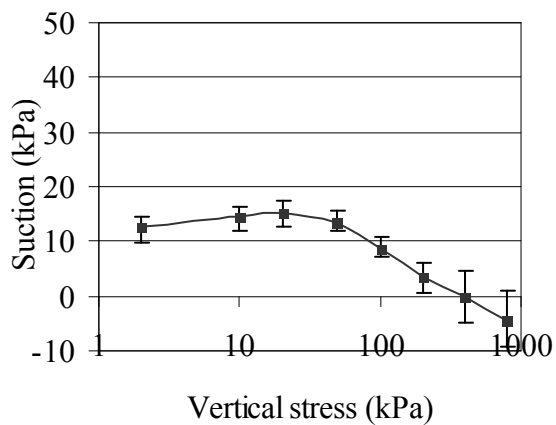
(c) fragments < 2 mm, $w_i = 0.160 \text{ g g}^{-1}$



(d) fragments < 2 mm, $w_i = 0.198 \text{ g g}^{-1}$



(e) fragments < 2 mm, $w_i = 0.250 \text{ g g}^{-1}$



(f) fragments < 0.4 mm, $w_i = 0.160 \text{ g g}^{-1}$

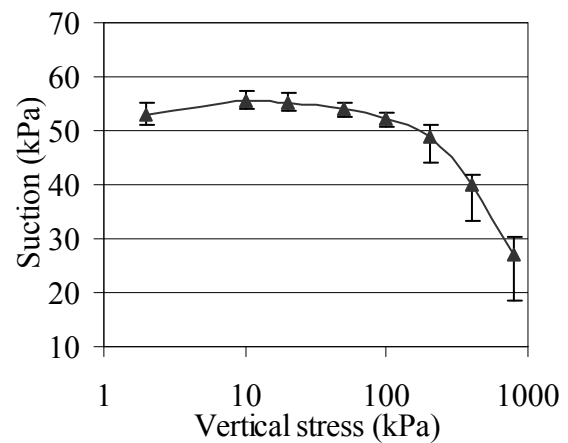


Figure 5: Change in matrix suction with vertical stress as a function of initial fragment size

and water content of soil samples. The points indicate the average values from three tests; the vertical bars indicate the standard errors. An initial suction at 2 kPa vertical stress was considered because of the logarithmic scale.

3.3. Compression behaviour on loading

In the following, changes in void ratio and pore size under compression were examined in order to better understand soil suction and threshold stress variations in relation to macroscopic soil characteristics such as precompression stress and degree of saturation.

Void ratio change

The variation of void ratio versus the logarithm of vertical stress is illustrated in Figure 6 for one soil sample. The curve shows an overconsolidated behaviour of the soil, i.e. a slight decrease in void ratio until precompression stress (σ_p), followed by a considerable decrease in void ratio. Precompression stress was determined graphically (Figure 6) by using the standard method for geotechnical engineering [AFNOR, 1997; Bardet, 1997]. The first straight line with slope κ , which is assumed to be equal to slope κ' defined on the unloading curve, is drawn across the initial point ($\sigma_v = 10$ kPa); (2) the second straight line with slope λ is drawn across the point that has a maximum value of $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ ($\sigma_v = 100$ kPa for these samples); (3) the intersection of the two lines gives the precompression stress. The same calculation procedure was applied to other compression curves under different initial conditions. Table 1 gives all the σ_p values with standard errors. It can be observed that precompression stress decreased with water content, from 33 kPa to 16 kPa, and did not depend on initial fragment size. These measurements were consistent with those in the literature, showing that precompression stress mainly depends on soil water content and initial bulk density [Alexandrou and Earl, 1998; Horn and Fleige, 2003; Imhoff *et al.*, 2004].

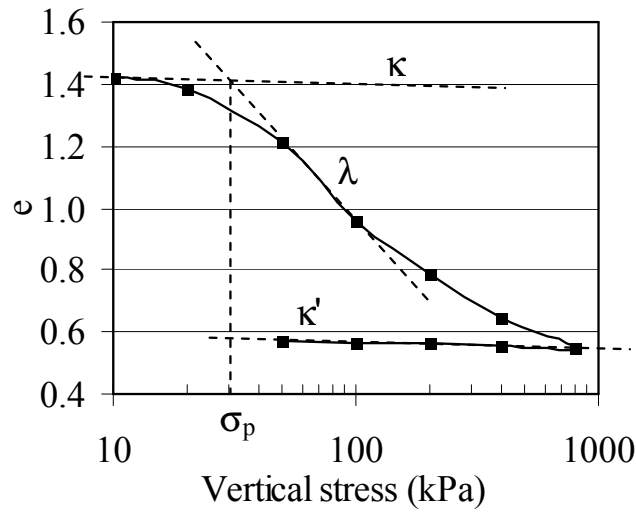


Figure 6: Void ratio (e) versus vertical stress for a soil sample with initial fragments less than 2 mm, an initial water content of 0.16 g g^{-1} and an initial dry density of 1.1 Mg m^{-3} . The precompression stress, σ_p , was determined by the intersection of two straight lines.

Change in saturation degree

Figure 7 shows the compression curve of the degree of soil saturation versus the logarithm of vertical stress for the same soil sample presented on Figure 6. We obtained a saturation degree value corresponding to the observed stress threshold value (S_{r_t}). The S_{r_t} values varied from 66 to 73% with initial soil fragments less than 2 mm (Table 1). A value of 43% was found for the samples of 0.4 mm sieve size. In addition, we observed that the final water content w_f was equal to 0.207 g g^{-1} for w_i of 0.25 g g^{-1} although the mechanical test was performed under undrained condition (Table 1). This difference was related to water loss from the sample after reaching the saturation state ($S_r = 100\%$). This quantity was found in the porous stones in the oedometer. As the value of σ_t in this test was equal to 50 kPa and the corresponding S_r value was 73%, a constant water content of 0.25 g g^{-1} could be considered below σ_t .

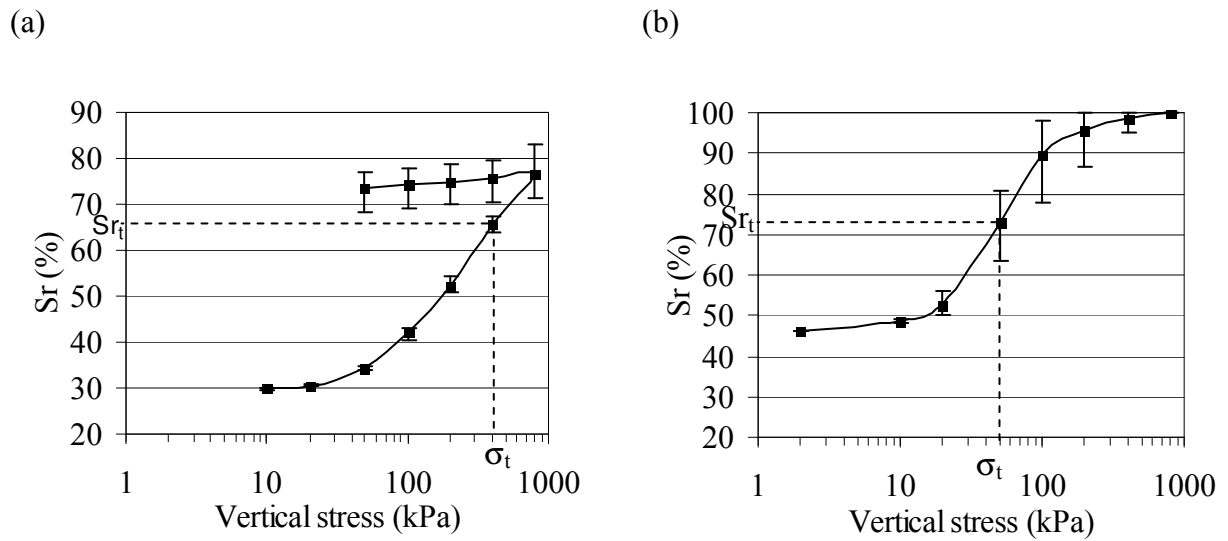


Figure 7: Saturation degree versus vertical stress for the soil sample at an initial dry density of 1.1 Mg m^{-3} for initial water contents of 0.16 g g^{-1} (a) and 0.25 g g^{-1} (b).

Change in soil pore-size distribution

Two samples of different sieve sizes were loaded to 20 kPa and two others were loaded to 400 kPa. Table 2 shows that the final bulk densities are similar for the two sieve sizes, about 1.2 Mg m^{-3} under 20 kPa and 1.65 Mg m^{-3} under 400 kPa. Figure 8 shows the differences in pore volume per mass unit of the oven dried soil as a function of the equivalent pore diameter. The pore volumes were calculated with two repetitions (two clods taken from the same sample). The standard error was ± 0.001 maximum. Bruand and Prost [1987] proposed identifying three classes of pores (A, B, and C) to analyse the curves obtained by using mercury porosimetry. The threshold between pore class A and B is $40 \mu\text{m}$, and $0.05 \mu\text{m}$ between B and C. The results (Table 2) obtained in the present work show that we have almost the same total volumes of pores under 20 kPa and 400 kPa (about 0.40 and $0.20 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$) for the two types of sample (2 mm and 0.4 mm). At 20 kPa, the majority of pores belonged to class A for the sample of 2 mm and to class B for the sample of 0.4 mm. Furthermore, the pores of class C changed slightly for the two sample types. When loading from 20 to 400 kPa, the pores of class A decreased significantly for the two sample types and remained low for the soil of 0.4 mm sieve size ($0.006 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$). At 400 kPa, the pores of class B decreased significantly for the 0.4 mm sample but not for that of 2 mm. The pore size distribution did not change in a uniform way. These observations agree with observations showing that compaction may decrease large pores ($> 10 \mu\text{m}$) and increase small pores ($0.1 -$

10 μm) in soils of varying texture in the range of mechanical stress applied in agriculture (< 400 kPa) [Bruand and Cousin, 1995; Richard *et al.*, 2001; Tarawally *et al.*, 2004; Kutilek *et al.*, 2006].

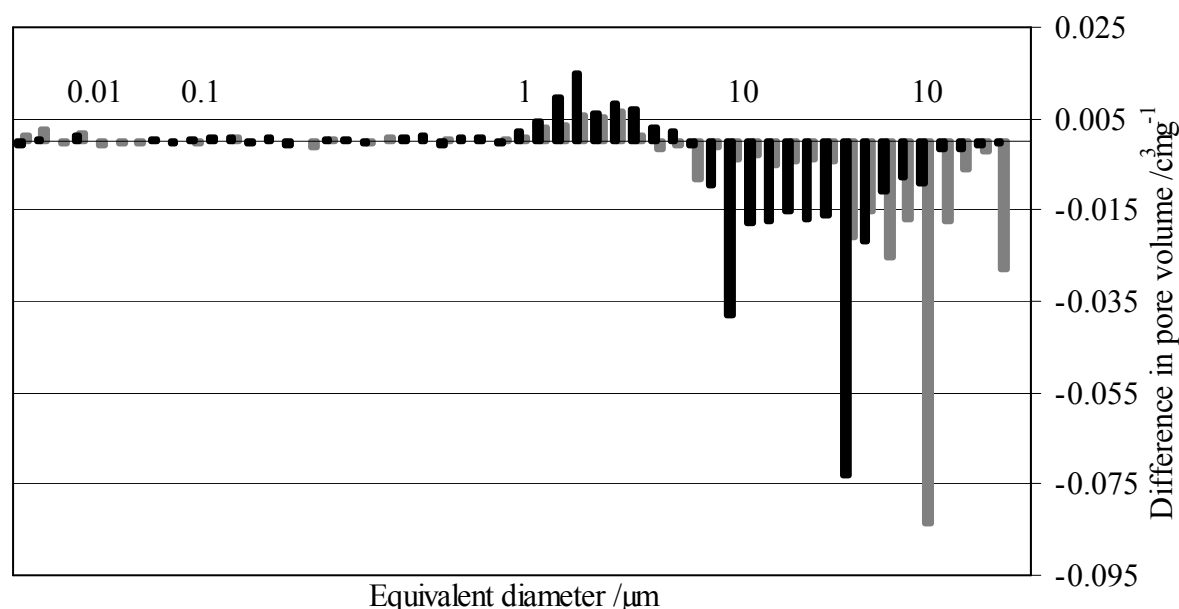


Figure 8: Differences in pore volume between 1.2 and 1.65 Mg m^{-3} dry density as a function of pore equivalent diameter for the soil samples of 2 mm sieve size (black colour) and of 0.4 mm sieve size (grey colour). Maximum standard error was 0.001 $\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$

Table 2. Final sample bulk density and pore volume used for pore-size measurements.

Variable	Treatment			
Sieve size (mm)	2	0.4	2	0.4
Dry bulk density initial ρ_d (g cm^{-3})	1.68	1.65	1.20	1.18
Dry bulk density after drying (g cm^{-3})	1.78	1.72	1.28	1.29
Void ratio e ($\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$)	0.60	0.64	1.25	1.28
Pore volume v_a ($\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$)	0.188	0.207	0.407	0.401
Volume of pores A ^a ($\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$)	0.011	0.006	0.206	0.060
Volume of pores B ^a ($\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$)	0.162	0.182	0.190	0.323
Volume of pores C ^a ($\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$)	0.015	0.019	0.011	0.017
Volume of pores < 6 μm ($\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$)	0.149	0.192	0.127	0.127

^a: average values for two repetitions with maximum standard error of 0.001 cm³ g⁻¹

4. Discussion

When modelling soil compaction due to the passage of agricultural vehicles, it has been generally assumed that total stress can be used and that matrix suction remains constant (or constant water content) under the undrained conditions generally assumed in regards to the short loading time (< 0.1 s). Our results show that for a static compression under undrained conditions, there is a domain of stress where this assumption holds. This domain is delimited by a threshold stress (σ_t) which depended on the initial soil suction: the higher the initial suction, the higher the stress threshold. These results are in agreement with those obtained by Larson and Gupta [1980], Wulfsohn *et al.* [1998], Peng *et al.* [2004] but differ from those obtained by Tarantino and Tombola [2005]. Larson and Gupta [1980] measured the change in matrix suction during uniaxial compressions of 54 soils at different initial suctions ranging from 5 to 60 kPa. They observed that under loading the matrix suction increased to a certain value and then decreased. The maximum increase in soil suction (20 kPa) was obtained under low initial suctions of 20 and 40 kPa. Our results show a similar characteristic for an initial soil suction of 146 kPa, with a maximum increase of about 10 kPa. Wulfsohn *et al.* [1998] studied the influence of matrix suction on soil strength by performing triaxial tests on a sandy clay loam at an initial bulk density of 1.2 Mg m⁻³ and an initial suction of 50 kPa. The applied confining pressure varied from 1.5 to 250 kPa. They observed that when the confining pressure was lower than 50 kPa, the variation in matrix suction was less than 8 kPa. The suction decreased significantly in the case of higher confining pressures. Peng *et al.* [2004] performed uniaxial compression tests on three soils with a clay fraction comprised between 106 and 458 g kg⁻¹. Two bulk densities (1.25, 1.45 Mg m⁻³) and three matrix suctions (3, 6, 30 kPa) were considered. The suction change recorded by a pore water transducer inserted in the soil specimen was also lower than 3 kPa. Tarantino and Tombola [2005] reported measurements on clay soil (clay fraction 800 g kg⁻¹) at different initial bulk density ranging from 1.05 to 1.3 Mg m⁻³ for which soil suction increased systematically during compression. It appears therefore from different studies that a transition point below which the assumption of constant suction holds can be observed. Questions remain regarding the stress threshold value σ_t with respect to the stress usually applied by vehicle in agriculture (< 400 kPa) and regarding the factors affecting σ_t .

Larson and Gupta [1980] investigated the soil saturation degree at the transition point beyond which suction increased. They found that the transition occurred at the same soil saturation

degree for the samples at different initial suctions. They established a relation between this transition saturation degree Sr_t^* and the soil texture based on the results from 54 soils. The relation is as followed for $CC < 33\%$:

$$Sr_t^* = 0.364 + 0.00659CC \quad (2)$$

where CC is the clay content (%)

Table 1 shows that for our samples of 2 mm sieve size, the threshold stress corresponds to a roughly constant saturation degree, in agreement with Larson and Gupta [1980]. However, this was about 70% for samples of 2 mm sieve size and 43% for the sample of 0.4 mm sieve size. By applying the Larson and Gupta's relation to our soil, we obtain a saturation degree of 48%. This confirms that the saturation degree is a factor that affect the threshold stress but soil structure should also be taken into account for predicting threshold stress. Furthermore the results reported by Tarantino and Tombola [2005] on clay soil (clay fraction 800 g kg^{-1}) suggest that the relation proposed by Larson and Gupta [1980] may be not valid for soils with a very high clay content.

Peng *et al.* [2004] proposed correlating soil suction variations during compression with precompression stress (σ_p), as σ_p depends on soil texture, soil structure and soil suction. Table 1 shows that for $w = 0.16, 0.198$ and 0.25 g g^{-1} , threshold stress σ_t was respectively 400, 200 and 50 kPa, much higher than the corresponding precompression stress (34, 21, 16 kPa). This shows that the threshold stress σ_t would be lower with low precompression stress, but the domain of constant soil suction was larger than that delimited by the precompression stress.

The interpretation of the changes in soil structure accompanied by changes in soil suction during compression can be made qualitatively at pore scale. Intuitively the compaction at constant water content can be thought at first sight as followed: a global decrease in pore space should cause a decrease in soil suction, *i.e.* the soil water volume remains constant while pore size decreases and pores disappear under compression. However this view does not consider that the change in pore size is not homogeneous for all pore size under compression.

Our results obtained by mercury porosimetry showed that mechanical compression induced a decrease in large pore volume and an increase in small pore volume with a limit between disappearance and creation for pore size of few microns. Our hypothesis is that the domain of constant suction results from competition between the redistribution of soil water in small pores created by compression that tends to increase soil suction and a global decrease

in pore space that tends to decrease soil suction. This assumption can be examined by comparing qualitatively the change in soil suction with vertical stress observed for samples at an initial suction of 47 kPa for both aggregate fractions (<2 mm and 0.4 mm) (Figure 5c and 5f) to the change in pore size distribution measured by mercury porosity for clods sampled in compacted volumes obtained after vertical stresses of 20 kPa and 400 kPa for both aggregate fractions at the same initial suction (47 kPa) and oven-dried after compaction (Table 2). Porosity measurement show that there are few new small pores for clods of 0.4 mm sieve size at a vertical stress of 400 kPa in comparison to soil samples of 2 mm sieve size for which there were far more new small pores. This feature could explain the difference in the values of stress threshold $\sigma_t = 400$ kPa for 2 mm sieve size and $\sigma_t = 100$ kPa for 0.4 mm sieve size for soil at an initial suction of 47 kPa. At an initial suction of 47 kPa, one can assume that water is essentially located in pores with a maximum equivalent diameter D given by the Jurin-Laplace law (Eq. 1, $\gamma = 72.75 \times 10^{-3}$ N m, $\cos\alpha = 1$) of about 6 μm . This pore size falls within the range of pore size at which creation of new pores was observed. Thus, soil suction is assumed to increase or decrease depending on the evolution of maximum equivalent diameter D with mechanical stress level as schematized Figure 9: at a vertical stress of 400 kPa, suction remains constant for 2 mm sieve size sample because there is still enough new pores that could contain the water coming from the disappeared macropores so that the maximum equivalent diameter D remains constant whereas suction decreases for 0.4 mm sieve size sample because mechanical loading did not create enough new pores anymore. The decrease of stress threshold σ_t with decreasing initial soil suction could also be interpreted in terms of water redistribution at pore scale. A soil suction of 13 kPa corresponds to an equivalent pore diameter of about 22 μm (Table 1). At this suction level, the creation of more small pores by loading could be expected (not measured), but their volume would not be sufficient to contain the soil water from the destroyed pores, thus soil suction decreases (Figure 5e). On the contrary, at a high soil suction of 146 kPa, new small pores are assumed to lead to a redistribution of water to smaller pores that tend to increase soil suction. This agrees with the increase in soil suction at low vertical stresses observed for high initial soil suction (Figure 5a).

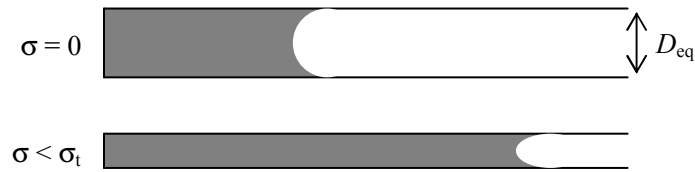


Figure 9: Schema of mechanisms proposed to explain a constant suction during compression at low stress ($< \sigma_t$). Compaction induces a decrease in volume of large pore, but this decrease can be compensated by an increase in small pore volume so that water can hold in smaller pores under compression leading to a decrease in the equivalent diameter and an increase in the suction.

This analysis of the changes in soil suction during compression in relation to change at pore scale is restricted to qualitative considerations. Indeed quantitative analysis is limited by methods used for sampling and drying in this study. As the volume of clods used in mercury porosimetry is small (mm^3) in comparison to volume of soil in the oedometer cell (cm^3), sampling for mercury porosimetry is expected to represent partially the soil structure of oedometer samples: the crack and macropores may be underestimated by mercury porosimetry. Secondly the technique used to dry the soil before porosimetry induces unavoidable shrinkage which can be limited by freeze-drying technique [Delage *et al.*, 1996]. Both sampling and drying can explain discrepancies in dry bulk density of clods in comparison to initial compacted volume as reported in Table 2. Further investigation in the relation between macroscopic threshold σ_t and pore size distribution in relation to soil suction involves with the tricky problem of quantifying the change in pore space due to compaction in relation to retention properties [Pagliai *et al.*, 2003; Hajnos *et al.*, 2006; Schaffer *et al.* 2007].

5. Conclusion

Variations of soil suction under static compression were investigated using an oedometer with soil suction measurements. For initial suction higher than 20 kPa, matrix suction remained quasi constant under a stress threshold σ_t which increased with increasing initial soil suction and with increasing sieve size. For initial suction higher than 20 kPa, the values of stress threshold σ_t fell within the range of mechanical vertical stress generally exerted by agriculture machines (< 400 kPa). This corroborates the assumption of constant suction during deformation usually adopted in modelling soil compaction due to traffic but questions for its

validity for soils close to saturation.

The suction variations during loading were qualitatively analysed at pore scale using pore-size distribution measured by mercury porosimetry. Loading deforms the pores, large pores deform, decrease in size, create new small pores. If the water saturation degree is low (case of low water content and high suction), the volume of the smaller pores created is sufficient to balance the water flow caused by the destruction of other pores, thus soil suction tends to increase or remains constant. This is the case for $\sigma < \sigma_c$. For higher initial saturation degree (case of higher water content or higher vertical stress), the new small pores no longer compensate the loss of larger pores and any further loading leads to a decrease in suction. This is the case for $\sigma > \sigma_c$. The aggregate size as shown in this study and the clay content as shown by Larson and Gupta [1980] change the stress threshold σ_c probably because of different evolution of pore size distribution as the soil deforms. Further measurements on aggregate fractions higher than 2 mm should be performed to provide a closer study of this effect of soil structure on stress threshold σ_c , which is an important element in soil modelling.

Acknowledgements

We thank Mr. F. Bornet (UR1158, INRA, France) and Mr. E. Delaure (CERMES, ENPC, France) for their assistance in the development of the mechanical set-up, and to Mrs. I. Cousin and Mr. O. Josière (UR0272 Science du Sol, Orléans, INRA, France) for pore-size distribution measurements. The authors thank the French GESSOL2 Program of the Ministry of the Environment and the ADD Program of the National Research Agency for providing their support to the DST project (Soil degradation due to compaction) of which this work is a part.

References

- AFNOR (1997), *Sols: reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers*, XP P 94-0909-1, France.
- Alexandrou, A., and Earl, R. (1998), The relationship among the pre-compaction stress, volumetric water content and initial dry bulk density of soil, *J. Agric. Eng. Res.* 71, 75-80.
- Alonso, E.E., Gens, A., and Josa, A. (1990), A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, 40, 405-430.
- Bardet, J.P. (1997), *Experimental soil mechanics*, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

- Bruand, A. and Cousin, I. (1995), Variation of textural porosity of a clay-loam soil during compaction, *Eur. J. Soil Sci.* 46, 377-385.
- Bruand, A., and Prost, R. (1987), Effect of water content on the fabric of a soil material: an experimental approach, *J. Soil Sci.*, 38, 461-472.
- Burland, J.B. (1956). Some aspects of the mechanical behaviour of partially saturated soils, in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas, A Symposium in Print*, edited by G.D. Aitchison, pp. 270-278, Sidey, Australia.
- Cui, Y.J., and Delage, P. (1996), Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt, *Géotechnique*, 46, 291-311.
- Cui, Y.J., Tang, A.M., Mantho, A., and De Laure, E. (2007), Monitoring field soil suction using miniature tensiometer, *J. of Geotechnical Testing*, in press.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.J., Howat, M.D. (1996), Microstructure of a compacted silt, *Can. Geotech. J.*, 33, 150-158.
- Dineen, K., Burland, J.B. (1995), A new approach to osmotically controlled oedometer testing, in *Unsaturated Soils, Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, edited by E.E. Alonso and P. Delage, pp. 459-465, Balkema, Rotterdam.
- Fiès, J.C. (1984), Analyse de la repartition du volume des pores dans les assemblages argile squelette: comparaison entre un modèle d'espace poral textural et les données fournies par la porosimétrie au mercure. *Agronomie*, 4, 319-355.
- Good, R.J. (1984), The contact angle of mercury on the internal surfaces of porous bodies. A foot note to D.N. Winslow's review of porosimetry. *Surface Colloid Sci.*, 13, 283-287.
- Gysi, M. (2001), Compaction of a Eutric Cambisol under heavy wheel traffic in Switzerland : Field data and a critical state soil mechanics model approach, *Soil Tillage Res.* 61, 133-142.
- Hajnos, M., Lipiec, J., Świeboda, R., Sokołowska, Z., and Witkowska-Walczak, B. (2006), Complete characterization of pore size distribution of tilled and orchard soil using water retention curve, mercury porosimetry, nitrogen adsorption, and water desorption methods, *Geoderma*, 135, 307-314.
- Horn, R., and Fleige, H. (2003), A method for assessing the impact of load on mechanical stability and on physical properties of soils, *Soil Tillage Res.* 73, 89-99.
- Imhoff, S., Da Silva, A.P., and Fallow, D. (2004), Susceptibility to compaction, load support capacity, and soil compressibility of Hapludox. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 68, 17-24.
- Jennings, J.E. and Burland, J.B. (1962), Limitations to the use of effective stresses in partly

- saturated soils. *Géotechnique*, 2, 125-144.
- Kirby, J.M. (1994), Simulating soil deformation using a critical-state model. I. Laboratory tests, *Eur. J. Soil Sci.* 45, 239-248.
- Kutílek, M., Jendele, L., and Panayiotopoulos, K.P. (2006), The influence of uniaxial compression upon pore size distribution in bi-modal soils, *Soil Tillage Res.* 86, 27-37.
- Larson, W.E., and Gupta, S.C. (1980), Estimating critical stress in unsaturated soils from changes in pore water pressure during confined compression, *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, 1127-1132.
- Mantho, A.T. (2005), *Echanges sol-atmosphère application à la sécheresse*. Ph.D thesis, 250 PP., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- O'Sullivan, M.F. and Simota, C. (1995), Modelling the environmental impacts of soil compaction: a review, *Soil Tillage Res.* 35, 69-84.
- Pagliai, M., Marsili, A., Servadio, P., Vignozzi, N., and Pellegrini, S. (2003), Changes in some physical properties of a clay soil in Central Italy following the passage of rubber tracked and wheeled tractors of medium power, *Soil Tillage Res.* 73, 119-129.
- Peng, X.H., Horn, R., Zhang, B., and Zhao, Q.G. (2004), Mechanisms of soil vulnerability to compaction of homogenized and recompacted Ultisols, *Soil Tillage Res.* 76, 125-137.
- PLAXIS (Version 7) (1998), *Finite element code for soil and rock analysis*, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Richard, G., Cousin, I., Sillon, J.F., Bruand, A., and Guérif, J. (2001), Effect of compaction on the porosity of a silty soil: influence on unsaturated hydraulic properties, *Eur. J. Soil Sci.* 52, 49-58.
- Ridley, A.M., and Burland, J.B. (1993), A new instrument for the measurement of soil moisture suction, *Géotechnique* 43, 321-324.
- Ridley, A.M., and Burland, J.B. (1996), A pore pressure probe for the in situ measurement of a wide range soil suctions, in *Advances in Site Investigation Practice*, edited by C. Craig, pp. 510-520. Thomas Telford, London.
- Ridley, A.M., Dineen, K., Burland, J.B., and Vaughan, P.R. (2003), Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering, *Géotechnique* 53, 241-253.
- Schäffer, B., Stauber, M., Müller, R., and Schulin, R. (2007), Changes in the macro-pore structure of restored soil caused by compaction beneath heavy agricultural machinery: a morphometric study, *Eur. J. Soil Sci.* 58, 1062-1073.
- Tarantino, A., Mongiovì, L., and Bosco, G. (2000), An experimental investigation on the

- independent isotropic stress variables for unsaturated soils, *Géotechnique* 50, 275-282.
- Tarantino, A., and Mongiovi, L. (2001), Experimental procedures and cavitation mechanisms in tensiometer measurements, *Geotech. Geol. Eng.* 19, 189-210.
- Tarantino, A., and Mongiovi, L. (2002). Design and construction of a tensiometer for direct measurement of matric suction, in *Unsaturated Soils, Proc. of 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils*, edited by J.F.T. Jucá, T.M.P. de Campos, F.A.M. Marinho, pp. 319-324, Recife, Brasil.
- Tarantino, A., and Tombolato, S. (2005), Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay, *Géotechnique* 55, 307-317.
- Tarawally, M.A., Medina, H., Frómata, M.E., and Alberto Itza, C. (2004), Field compaction at different soil-water status: effects on pore size distribution and soil water characteristics of a Rhodic Ferralsol in Western Cuba, *Soil Tillage Res.* 76, 95-103.
- Tombolato, S., Tarantino, A., and Mongiovi, L. (2004), Suction induced by static compaction. in *Unsaturated soils: Experimental studies*, edited by T. Schanz, pp. 101-110, Berlin, Germany.
- Wheeler, S.J., and Sivakumar, V. (1995), An elasto-plastic critical framework for unsaturated soil, *Géotechnique* 45, 35-53.
- Wulfsohn, D., Adams, B.A., and Fredlund, D.G. (1996), Application of unsaturated soil mechanics for agricultural conditions, *Can. Agr. Eng.* 38, 173-181.
- Wulfsohn, D., Adams, B.A., and Fredlund, D.G. (1998), Triaxial testing of unsaturated agricultural soils, *J. Agr. Eng. Res.* 69, 317-330.

Chapitre 3: compressibilité en fonction de la suction

Tassement des sols agricoles : compressibilité en fonction de la succion

Le compactage des sols lors du passage des engins agricoles modifie la structure des sols cultivés. Il a des conséquences importantes sur la production végétale et l'environnement. Les contraintes exercées par l'engin sur le sol induisent des déformations qui dépendent des paramètres mécaniques du sol (C_s , C_c ...). Or ces paramètres mécaniques sont variables dans le temps et hétérogènes dans le sol car ils dépendent de la texture, de la structure du sol (porosité) et de son état hydrique (succion). Des observations contradictoires ont été reportées dans la littérature concernant l'effet de la teneur en eau du sol, probablement liées aux conditions de drainage peu contrôlées dans ces travaux. Ce travail est consacré à évaluer l'effet de la succion du sol sur sa compressibilité dans des essais où la succion est maintenue constante au cours de la compression. Des essais de compression oedométrique avec un contrôle de la succion par la méthode osmotique ont été réalisés pour des échantillons remaniés de sols agricoles tamisés < 2 mm avec une masse volumique initiale de 1,1 ou 1,45 Mg m⁻³ dans une gamme de succion et de contraintes mécaniques correspondant aux conditions *in situ* rencontrées dans les systèmes agricoles : succions faibles (10-200 kPa), contraintes verticales faibles (< 500 kPa). Les essais ont été réalisés sur un sol limoneux et un sol sableux.

Les résultats prouvent que l'indice de compression reste constant ou augmente peu avec la succion dans la gamme de 10-200 kPa pour les deux sols dans différentes conditions initiales, mais une variation significative de l'indice de compression a été observé à saturation pour le sol de limon à 1,1 Mg m⁻³. Cette absence de variation de l'indice de compression du sol en fonction de la succion pour $s > 10$ kPa est un résultat important pour modéliser les déformations de sol pendant les passages d'engins afin de prévoir le tassement des sols.

Article à soumettre dans la revue European Journal of Soil Science.

Compaction of cultivated soils: compressibility at different soil suctions

Kai Cui^{a*}, Pauline Défossez^a, Yu-Jun Cui^b, Guy Richard^c

^aINRA, Institut National de la Recherche Agronomique, Unité d'Agronomie Laon-Reims-Mons, 02007 Laon CEDEX, France

^bENPC, CERMES – Institut Navier, 6 et 8, avenue Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs-sur-Marne, 77455 Marne La Vallée cedex 2.

^cINRA, UR0272 Science du sol, Centre de Recherche d'Orléans, BP 20619, F-45166 Olivet cedex

*Corresponding author:

Tel:+33 3 26 77 35 85, E-mail: pauline.defossez@reims.inra.fr

Abstract

The compaction of cultivated soils by agricultural machines strongly affects soil structure as well as soil physical properties, having thus important impact on crop production and environment. The soil deformation due to traffic depends on its mechanical parameters such as compression and swelling indexes C_c , C_s . These parameters are highly variable both in time and space because they depend on soil type (texture), soil structure (porosity or bulk density) and soil moisture state (suction). Contradictory effects of water suction have been obtained in the previous studies, possibly because of a lack of precise control of oedometer experiments. In the present work, oedometer compression tests with suction control using the osmotic technique were carried out to study the compressibility of a loamy soil and a sandy soil. Soil samples were prepared by compacting soil powder passed through 2 mm sieve, to a bulk density of 1.1 or 1.45 Mg m⁻³. The mechanical stress and the suction ranges considered corresponded to the field conditions in agricultural exploitation, with a vertical stress less than 500 kPa and a suction less than 200 kPa. The results show that the compression index C_c changed a little with suctions ranging from 10 to 200 kPa for the two soils at different initial densities. By contrast, the variation of C_c is significant when soil suction is close to zero for the loamy soil at an initial density of 1.1 Mg m⁻³. From a practical point of view, this variation

in compression index with suction is a useful result for modelling or predicting the compaction of cultivated soils due to traffic.

Keywords: Soil compaction, cultivated soils, osmotic oedometer, suction, compression index

1. Introduction

Soil compaction by the passage of agricultural machines is a major process of soil structure evolution in the strongly mechanized agricultural systems. It has thus important consequences on crop production and environment. The intensity of soil deformation caused by machines depends on the soil mechanical properties which are function of the moisture state related to the climatic conditions and agriculture operations. From a mechanical point of view, to predict soil compaction, it is essential to know the variation of mechanical parameters, as a function of the soil water state.

Soil compaction mainly depends on two mechanical parameters which are the preconsolidation stress (p_c) and the compression index (C_c). The preconsolidation stress indicates the maximum stress to which the soil has been subjected. The compression index corresponds to the slope of the Virgin Compression Line (VCL), indicating the soil compressibility. These parameters are estimated from oedometer tests giving the soil compression curve (e -log σ_v) linking the void ratio, e , and the applied vertical stress, σ_v . Note that in soil mechanics, the two parameters p_c and C_c are specific parameters for saturated soils. There are used here, by extension, to soils in unsaturated state. Various works have been performed to study the effects of soil state on these two parameters. The preconsolidation stress increases with soil density (Alexandrou and Earl, 1998; Canarache *et al.*, 2000; Imhoff *et al.*, 2004; Lebert and Horn, 1991; McBride, 1989; Rücknagel *et al.*, 2007) while the compression index decreases with soil density (McBride, 1989; Salire *et al.*, 1994; Imhoff *et al.*, 2004). The preconsolidation stress decreases with soil water content (Alexandrou and Earl, 1998; Défossez *et al.*, 2003; Imhoff *et al.*, 2004 and Mosaddeghi *et al.*, 2006). For the compression index, some authors found that it decreases with water content (Zhang *et al.*, 1997; Défossez *et al.*, 2003) while some others showed an insignificant effect of water content (Larson *et al.*, 1980; O'Sullivan, 1992; Smith *et al.*, 1997; Arvidsson and Keller, 2004; Imhoff *et al.*, 2004; Mosaddeghi *et al.*, 2006). It appears that contradictory effects of water content are observed between different works. Experimental conditions were quite variable. In

terms of structural state, both remoulded and intact soil samples were tested. In terms of moisture state, there was also large difference: for instance Gupta and Larson (1982) studied soils at different soil suction from 2 to 1100 kPa whereas Imhoff *et al.* (2004) examined two suctions 10 and 100 kPa. Moreover, the results were obtained in different drainage conditions (from the bottom, the top or both bottom and top) and for different loading times (from 2 min to 3 h). For clayey soils, these loading times could be probably not long enough to reach equilibrium state even under the most favourable drainage condition from both bottom and top (Bardet, 1997).

Physically, during the compression of a soil sample at constant water content condition, as the degree of saturation is increasing, the soil hydrous state is changing. As a result, the compression index, and to a certain extent the preconsolidation stress, are changing too. The only way to keep the soil hydrous state constant is maintaining the soil suction constant, as what has been done in the field of geotechnics (Alonso *et al.* 1990; Cui and Delage, 1996; Rampino *et al.* 2000; Mancuso *et al.* 2002; among others). Most results obtained in this field show that compressibility decreases with increasing suction. In the present work, oedometer tests with controlled suction were conducted on cultivated soils. The osmotic technique (Delage and Cui, 2000) was applied for suction control. This aim of the work is to study the effect of texture, structure (bulk density) and hydrous conditions (suction) on the compressibility behaviour cultivated soils.

2. Material and method

2.1. Tested soils

A loamy soil (173 g clay kg⁻¹, 777 g silt kg⁻¹, 50 g sand kg⁻¹, 8.5 g organic carbon kg⁻¹) was taken in an experimental station of National Institute of Agronomic Research (INRA), located in Mons, France. A sandy soil (190 g clay kg⁻¹, 230 g silt kg⁻¹, 580 g sand kg⁻¹, 22 g organic carbon kg⁻¹) was taken from another experimental station of INRA in Breuil, France. The soils were air-dried in laboratory, grounded and passed through 2 mm sieve.

2.2. Osmotic Oedometer with system of soil imposition

The osmotic technique for suction control is based on the use of a cellulose semi-permeable membrane and an aqueous solution of organic molecules of polyethylene glycol [PEG]. When the soil is separated from the PEG solution by the membrane, water can cross

the membrane whereas the molecules of PEG in solution can not do it because of their big size. Water flow ends once the equilibrium state is reached; there is thus the same suction in the PEG solution and the soil. This suction is known from the PEG calibration curve. According to Delage *et al.* (1998), Delage and Cui (2000), there is a unique relation between PEG concentration C (g PEG/g water) and suction s (MPa), independent of the PEG molecular weight. For suctions lower than 6.25 MPa, the relation is linear and defined by:

$$s = 11C^2$$

A standard oedometer was adapted to osmotic technique, allowing compression tests at controlled suction. Figure 1 shows the osmotic oedometer. The cell base is grooved for homogenization of PEG solution distribution; a fine sieve was put on the grooves to protect the semi-permeable membrane that is placed between the sieve and the soil sample. A closed circuit activated by a peristaltic pump was defined for PEG solution circulation. A big bottle of 1 liter volume was used to ensure a concentration quasi constant in spite of water exchanges with soil sample. A capillary tube placed on the sealed bottle makes possible the monitoring of water exchange between PEG solution and soil sample. The bottle was placed in a thermostatic water bath at $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$, to avoid any temperature effects on the water exchange measurements. In addition, all the system was installed in an air-conditioned room ($20 \pm 1^\circ\text{C}$). In order to quantify the water volume change due to temperature or evaporation, a second bottle full of PEG solution was placed in the water bath, with a capillary tube.

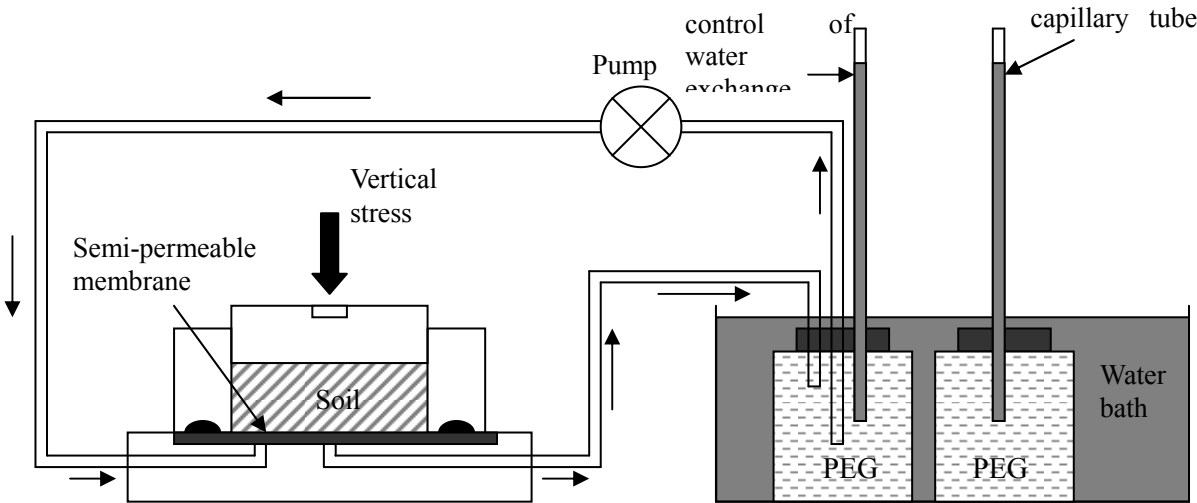


Figure 1. Osmotic oedometer.

2.3. Test procedure

Four series of tests were carried out. The first series involved six tests on the loamy soil. For each sample preparation, 103.62 ± 0.05 g dry powder was used. The soil powder was humidified by pulverization to reach 0.125 g g^{-1} water content; the sample was prepared by compaction in the oedometer cell to reach a dimension of 70 mm in diameter and 24 mm high, defining a dry bulk density of 1.1 Mg m^{-3} . The initial suction of the compacted sample was about 200 kPa, based on a retention curve presented in Figure 2. This retention curve was measured on soil of dry bulk density of 1.1 Mg m^{-3} using a tensiometer inserted in samples of various water contents.

The six compression tests were performed at different suctions: 0, 10, 50, 100, 180 and 200 kPa, each test having been started with a first suction application process under zero vertical stress. The suction was applied either by circulating PEG solution of desired concentration or pure water (for zero suction). The equilibrium was indicated by stabilization of the solution level in the capillary tube. It was observed that the equilibrium time depends on the amplitude of suction changes: three days for 200 kPa and 18 days for zero suction. Note that for 200 kPa suction, a soil wetting process was observed, indicating an initial suction slightly higher than 200 kPa.

The compression was performed under constant suction condition by step-loading using a pneumatic system: 10-20-50-100-200-400-800 kPa. The loading time was approximately 40 min to obtain displacement stabilization indicated by two sensors (accuracy of 0.01 mm) installed symmetrically on both side of the oedometer cell. Unloading was carried out following the same stress steps until 50 kPa. The final water content was determined by oven-drying at 105°C during 24 hours.

The second series involved five tests also on the loamy soil. Unlike the previous tests where samples were compacted at a same water content and then subjected to wetting to reach different suctions, these five tests were on samples compacted at different water contents $0.125, 0.126, 0.135, 0.14, 0.20 \text{ g g}^{-1}$, that were chosen based on the water retention curve (Figure 2) to obtain different corresponding desired suctions: 20, 80, 100, 150, 200 kPa. The samples had also an initial density of 1.1 Mg m^{-3} ; they were loaded as in the first series.

The third series involved four tests at different suctions (0, 20, 80, 200 kPa) on the loamy soil. The protocol used in the first series was applied except that the samples were compacted at denser state with a dry density of 1.45 Mg m^{-3} .

The fourth series involved three tests at different suctions (0, 80, 200 kPa) on the sandy

soil. As in the third series, the protocol used in the first series was applied with all the samples compacted at same water content (0.125 g g^{-1}) and a same dry density (1.45 Mg m^{-3}).

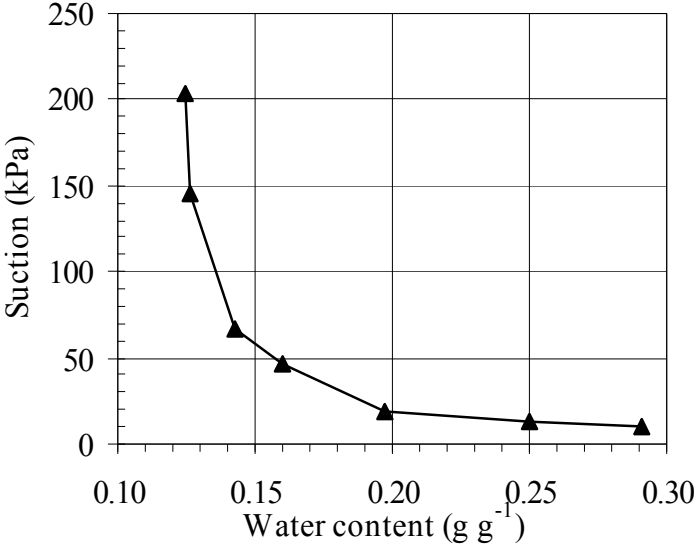


Figure 2. Water retention curve of the compacted loamy soil at 1.1 Mg m^{-3} dry density measured using a high capacity tensiometer.

2.4. Calculation procedure

The adopted determination method of the compression index and the preconsolidation stress was based on the French Standard AFNOR (1997), as shown in Figure 3. A straight line with a slope C_c is plotted through the two points which has a maximum value of $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$. The C_s parameter is determined by the slope of unloading phase. The straight line with a slope C_c is drawn through a vertical stress of 2 kPa. The point of intersection of the two lines is the preconsolidation stress p_c . This procedure was applied to all experimental data.

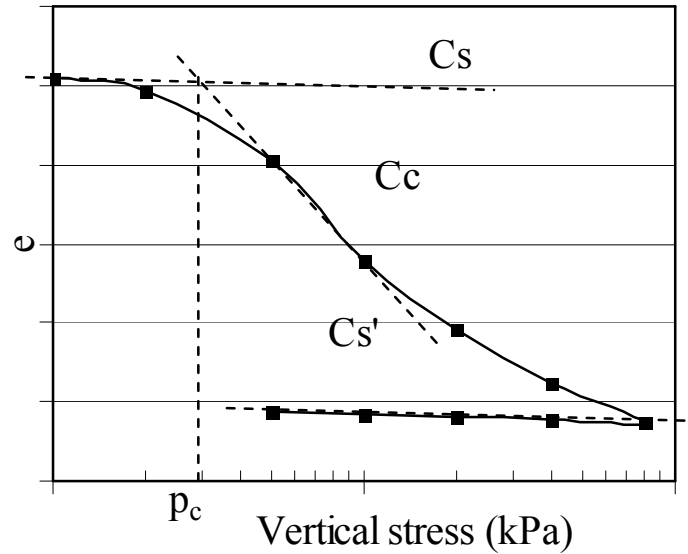


Figure 3. Typical change in void ratio (e) as a function versus the logarithm of vertical stress (σ_v) and method of calculation of the compression index (C_c) and the preconsolidation stress (p_c).

3. Results

3.1. Compression curves and determination of compression index

The variation of void ratio versus the logarithm of vertical stress ($e - \log \sigma_v$) is shown in Figure 4 for the loamy soil samples in the first tests series. The initial void ratio is slightly different because of the volume change caused by the first stage of suction: a suction dependent swell was observed during this process. The curves have in general a sigmoidal S-shape, and can be separated in two groups according to suction values; for suctions lower than 100 kPa (0, 10, 50, 100 kPa), the void ratio is clearly smaller than that at suctions higher than 180 kPa (180 and 200 kPa). In addition, it can be observed that there is a fall for zero suction under a vertical stress comprised between 10 and 20 kPa. All the curves show that a light reduction in void ratio until preconsolidation stress was followed by a more significant void ratio reduction. The slope of the unloading phase (C_s) is almost the same for all the curves, equal to 0.01. As far as the preconsolidation stress is concerned, Figure 4 shows that it increases with increasing soil suction.

Figure 5 shows the change in the values of $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ calculated using every two successive vertical stresses as a function of vertical stress, for the first test series. A maximum value can be observed for a vertical stress around 100 kPa, except in case of zero suction where the maximum value was obtained for a vertical stress of 20 kPa. This demonstrates that

the compression curves departed from a logarithmic model with two characteristic slopes C_s and C_c .

Figure 6 shows the maximum values of $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ as well as the average value of $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ calculated with all the values from the maximum point. It appears that the compression index is nearly constant from 10 to 200 kPa, with the two calculation procedures. The mean value of the maximum compression indexes is 0.29; the mean value of the average compression index is 0.25. On the contrary, when the soil sample was near to water saturation, a significant change in compression index can be observed; the maximum value increases while the average one decreases.

The variations of void ratio versus the logarithm of vertical stress ($e - \log \sigma_v$) are shown in Figure 7 for the loamy soil samples at 1.45 Mg m^{-3} in the third tests series and in Figure 8 for the sandy soil at 1.45 Mg m^{-3} in the fourth tests series. Both series displayed compression curves in agreement with a logarithmic model describing by two indexes, the swelling index (C_s) and the compression index (C_c).

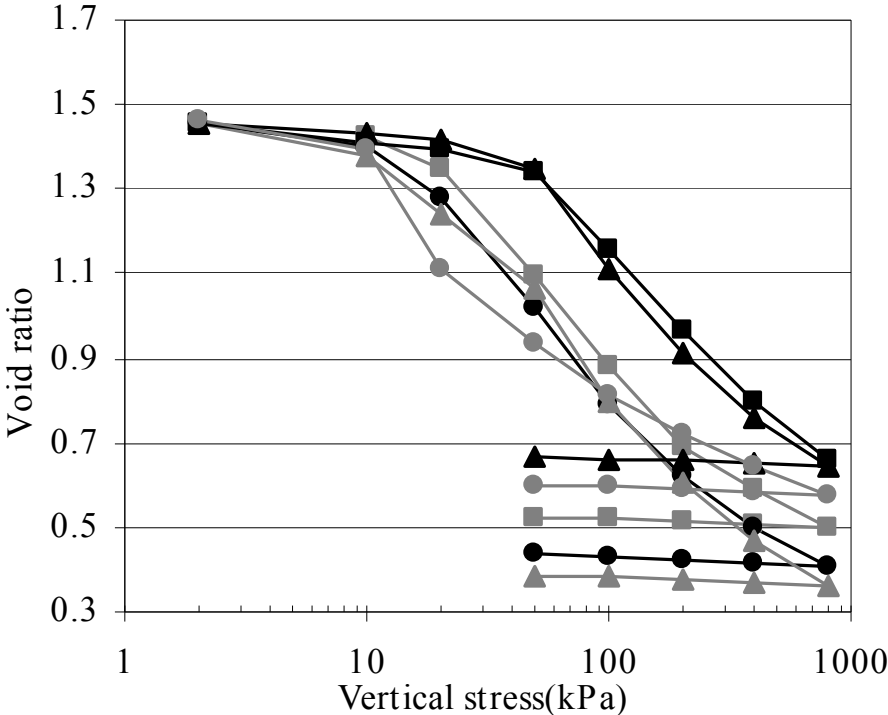


Figure 4. Compression curves of the loamy soil for various controlled suctions: 200 kPa (black square), 180 kPa (black triangle), 100 kPa (grey triangle), 50 kPa (black circle), 10 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (first test series with an initial bulk density of 1.1 Mg m^{-3}).

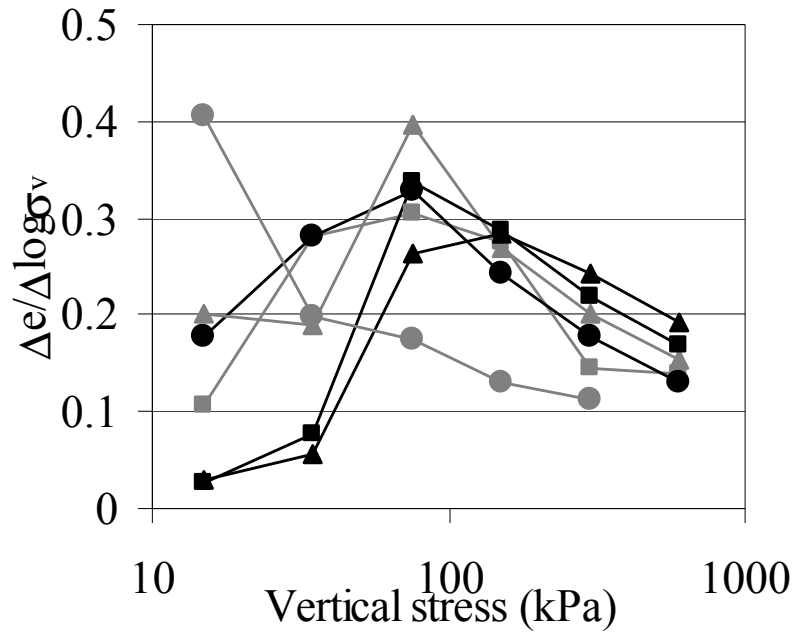


Figure 5. $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 180 kPa (black triangle), 100 kPa (grey triangle), 50 kPa (black circle), 10 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (same soil conditions as Figure 4).

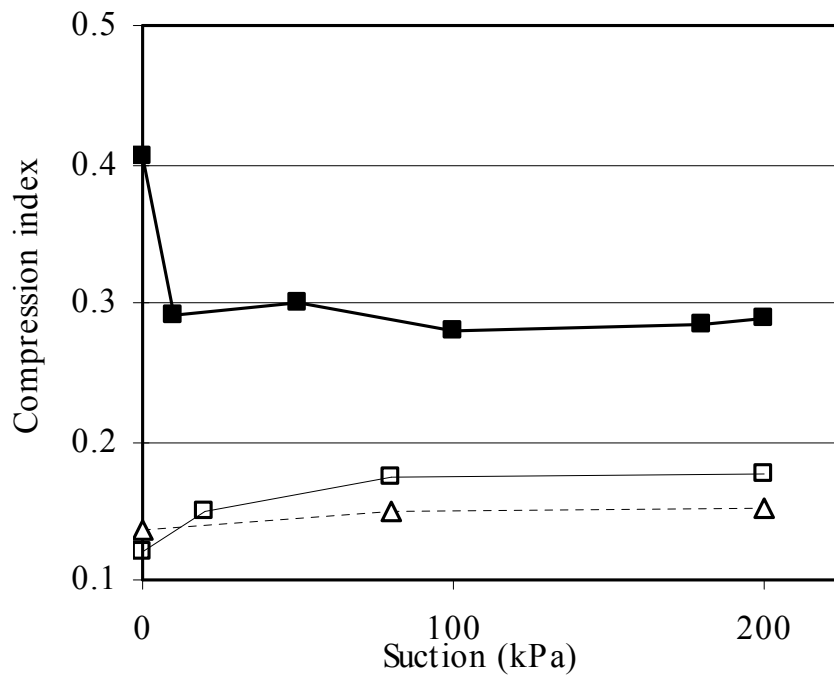


Figure 6. Variation of the maximum (square) or average (triangle) compression index (C_c) estimated as a function of suction. Maximum and average values were determined from $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ curve (first test series with an initial bulk density of 1.1 Mg m^{-3}).

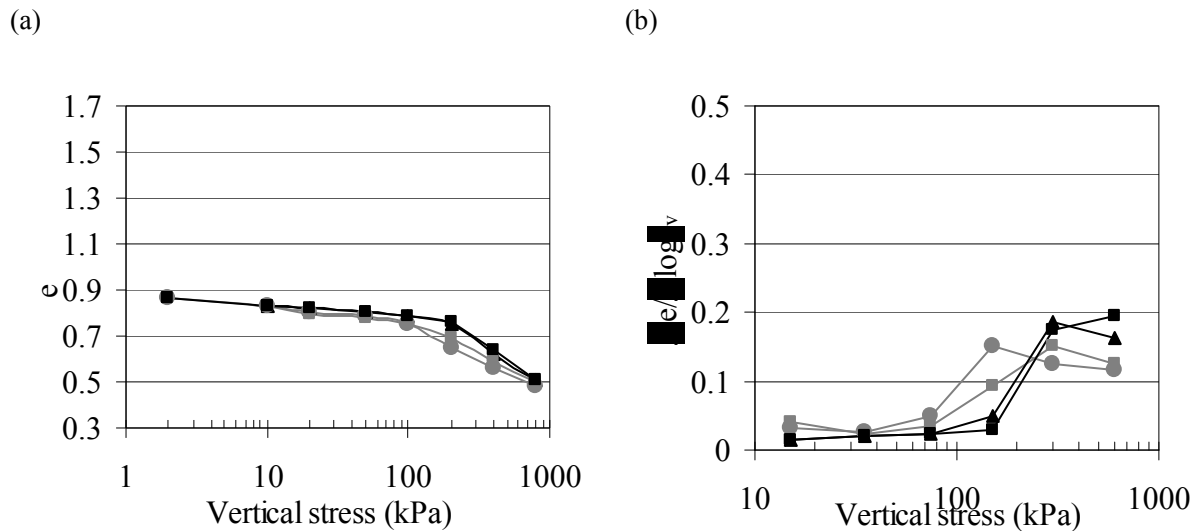


Figure 7. (a) Compression curves of the loamy soil for various controlled suctions (b) $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 80 kPa (black triangle), 20 kPa (grey square), 0 kPa (grey circle) (third test series with an initial bulk density of 1.45 Mg m^{-3}).

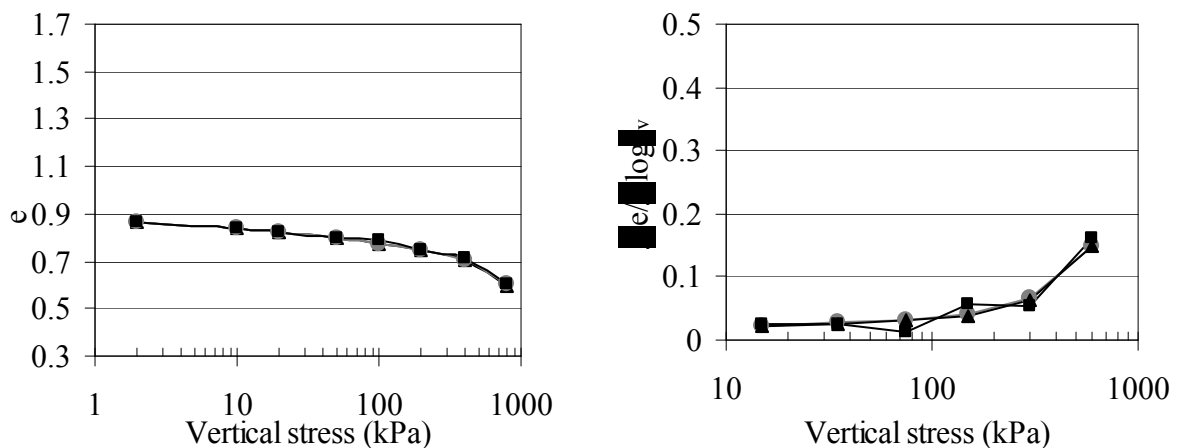


Figure 8. (a) Compression curves of the sandy soil for various controlled suctions (b) $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ as a function of vertical stress for various suctions controlled: 200 kPa (black square), 80 kPa (black triangle), 0 kPa (grey circle) (fourth test series with an initial bulk density of 1.45 Mg m^{-3}).

3.2. Variation of compression index with texture and structure

Figure 9 show the variation of compression index as a function of the soil suction for soil samples prepared (i) at the same initial water content of 0.125 g g^{-1} (so with the same microstructure) and then equilibrated at different initial water suctions (first test series), (ii) at various water content according to Figure 2 (second test series). It can be observed that there

is one repetition for each value of suction. The results show that the compression index is almost constant (0.3) in the suction range between 10 and 200 kPa, whatever the initial microstructure.

Figure 10 shows the effect of soil type and soil bulk density on the variation of compression index with controlled suction. For the loamy soil, the compression index with the bulk density of 1.45 Mg m^{-3} is lower than that with the bulk density 1.1 Mg m^{-3} . Moreover, the compression index in case of 1.45 Mg m^{-3} bulk density increases in low suction range, as opposed to the trend in case of the bulk density 1.1 Mg m^{-3} . For the sandy soil, the compression index is lower than for the loamy soil and remains nearly constant (0.15) whatever the soil suction.

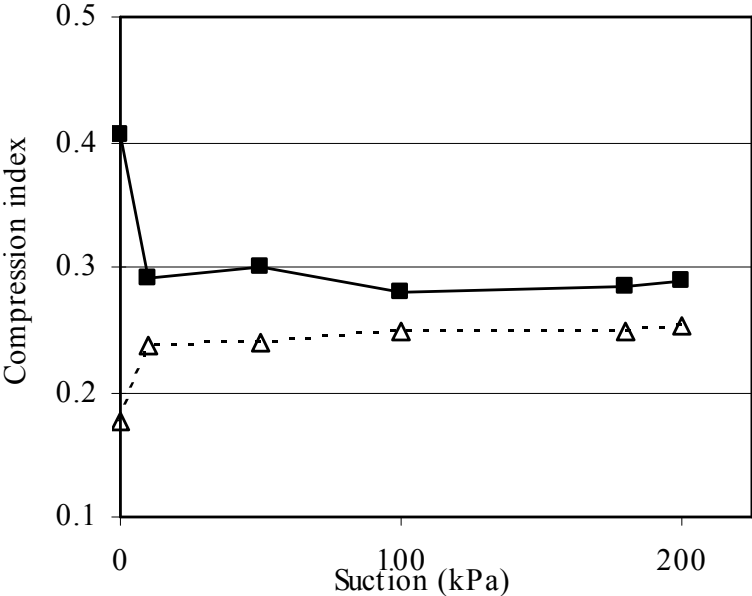


Figure 9. Variation of the compression index (C_c) as a function of controlled suction for the samples with the initial water content of 0.125 g g^{-1} (square) and different initial suctions (triangle). Loamy soil with an initial bulk density of 1.1 Mg m^{-3} .

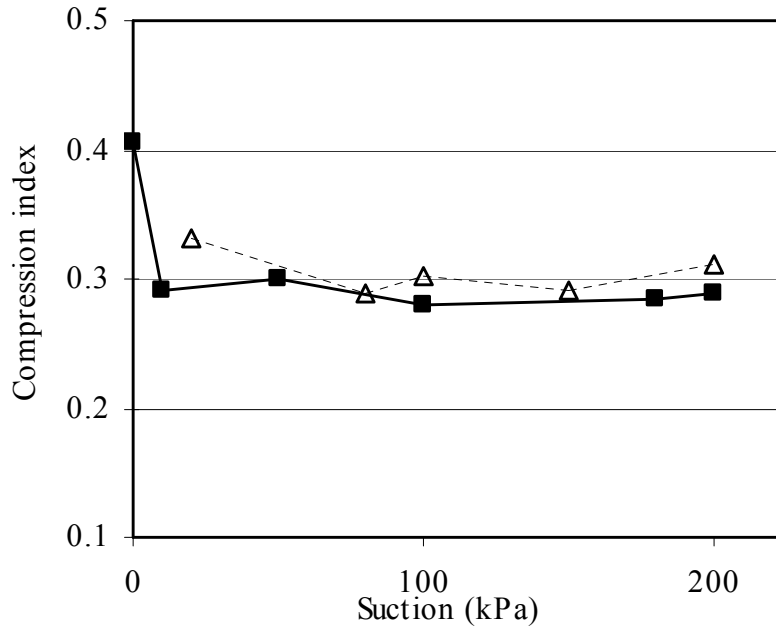


Figure 10. Variation of the compression index (C_c) as a function of controlled suction for the samples with an initial water content of 0.125 g g^{-1} for the loamy soil with bulk density of 1.1 Mg m^{-3} (black square) or 1.45 Mg m^{-3} (empty square), for the sandy soil (triangle) with bulk density of 1.45 Mg m^{-3} .

4. Discussion

4.1. Compression curves and determination of compression index

The sigmoidal S-shape compression curve was equally observed by various authors in geotechnical engineering (Graham and Li, 1985; Janbu, 1985; Leroueil, 1996; Perret *et al.*, 1995; Smith *et al.*, 1992) and in agriculture field (Baumgartl and Köck, 2004; Keller *et al.*, 2004; Gregory *et al.*, 2006). Keller *et al.* (2004) showed the effect of loading time on the variation of compression curve. A better drainage condition or a longer loading time led a larger value of compression index. Gregory *et al.* (2006) proposed to attribute the sigmoidal S-shape to the rapid loading rate adopted in studies of soil compression in agriculture. In this study, the compression curves were determined with a unique loading time of 40 min, this duration, even though much shorter than that in geotechnical engineering practice where 24 hours are required, was found long enough for the stabilization of vertical displacement. The drainage condition was also the same in all tests. So the sigmoidal S-shape should not be due to drainage effect in our experiments. Baumgartl and Köck (2004) considered that the sigmoidal S-shape is explained by the soil maximum packing density: the minimum void ratio that a soil can reach was estimated to $e=0.27$. This falls out of the range of void ratio where

sigmodal effects on the compression curve appeared in our study. We proposed to explain this feature by giving an interpretation of processes into play during compression processes. One considers that compression involves with both aggregates re-arrangement and aggregates deformation. Indeed, when compressing a soil sample, the aggregates re-arrangement occurs first, defining a first regime of deformation; when the vertical stress becomes high enough and when there are not sufficient macro-voids for further aggregate re-arrangement, the soil compression is mainly through aggregates deformation, with a second regime of deformation. This process gives rise a S-shaped compression curve. At low suctions, the aggregates stiffness is smaller (see Cui and Delage 1996); the aggregates deformation occurs earlier or at lower vertical stresses so that both regimes of deformation may occur together. By extension of this reasoning, at very high stresses, all the curves would join together when all the voids disappear. Our observations on loess soil corroborated this conjecture. The final magnitude of $\Delta e/\Delta \log \sigma_v$ for both bulk density of 1.1 and 1.45 Mg m⁻³ are similar for high stresses (Figures 5 and 7).

At saturation, we observed also an effect of soil structure on the compression curve: a void ratio fall was observed on the compression curve under a vertical stress around 10-20 kPa (see Figure 4). This decrease would correspond to a collapse of soil microstructure. It appears that our soil sample satisfies the conditions for the phenomenon of microstructure collapse: it had a quite loose structure, signifying that significant volume of macro-voids between aggregates existed; as mentioned above, these aggregates must be significantly weakened by the initial water saturation process; they deformed and re-arranged at the same time, even under low vertical stresses. This led to a significant volume change or collapse. After this process, there was no any more aggregates re-arrangement; only the aggregate deformation continued, defining a smaller compression index (Jennings et Burland, 1962 ; Barden *et al.*, 1973).

The sigmoidal S-shape of the compression curve affects the variation of compression index as a function of the soil suction (see Figure 6). This effect can explain the contradictory effects of water content observed between different works: some authors found that the compression index decreases with water content (Zhang *et al.*, 1997; Défossez *et al.*, 2003) whereas numerous authors did not observed a significant effect of water content (Larson *et al.*, 1980; O'Sullivan, 1992; Smith *et al.*, 1997; Arvidsson and Keller, 2004; Imhoff *et al.*, 2004; Mosaddeghi *et al.*, 2006). This disparity in the observations should involve also with variation in drainage conditions.

The majority of the results available in the literature agree that the slope of the swelling

index is independent of suction (Alonso *et al.*, 1990). The results obtained in this study confirm this observation. Certain authors however note an increase in the swelling index (Rampino *et al.*, 2000) or a reduction (Futai *et al.*, 2002) with suction.

As far as the variation of the precompression stress is concerned, the results obtained in the present work confirm the observation made on either agriculture soils or the soils considered in geotechnical field: the precompression stress increases when the soil suction increases (Cui and Delage, 1996; Alexandrou and Earl, 1998; Défossez *et al.* 2003; Imhoff *et al.* 2004; Mosaddeghi *et al.* 2006).

3.2. Variation of compression index with soil texture

Our result exhibited an effect of soil texture on the magnitude of the compression index: it was small for the sandy soil. This agrees with numerous studies for compressibility of soils as reported in Bardet (1997). We also found that the higher the bulk density, the smaller the compression index. Similar findings were reported by McBride (1989), Salire *et al.* (1994) and Imhoff *et al.*, (2004). The compression mechanism mentioned above can also be used to explain the effect of texture. Different soil texture may define different soil structure. The aggregates would be larger in case of clayey soils than in case of silty or sandy soils. This explains the larger compression index values for the loamy soil as compared to that of the sandy soil, as well as the independency of the compression index with suction changes.

The effect of soil texture on the variation of the compression index with suction was not clearly established in literature. One can distinguish two features: one group of soils exhibiting the compressibility that decreases with the suction. This feature was reported for all soil texture: for clay soils (Romero *et al.*, 2003), for loess soils (Cui, 1993 ; Chen *et al.*, 1999), and for sandy soils (Rampino *et al.*, 2000; Mancuso *et al.*, 2002). A second group of soils present the compressibility that increase with suction. This was reported for loess soil (Adams and Wulfsohn, 1998; Kogho *et al.*, 2001; Wang *et al.*, 2002; Futai and Amleida, 2005) and for sandy soils (Futai and Amleida, 2005). Our results present a feature in agreement with the second group. Nevertheless the loess soil of the bulk density 1.1 Mg m^{-3} at saturation show variations of C_c with soil suction belongs to both groups depending on the method used for its estimation. This suggests that the soil porosity may change the variation of the compression index with soil suction. Further experiments are required to confirm this assumption.

5. Conclusion

Suction controlled tests were carried out on a loamy soil prepared by compaction at different bulk density or at different water content. A sandy soil was also tested in order to study the soil texture effect.

It was observed that the swelling index is independent of the soil suction, in agreement with most of the results in the literature. The preconsolidation stress was found to be decreasing with suction decrease, also in agreement with the results in the literature.

The suction can affect the shape of compression curves: for the loamy soil, the S-shape in case of low suctions was more evident than that in case of high suctions such as 180 and 200 kPa. This effect can be explained by the changes in soil aggregate stiffness with the controlled suction.

An effect of soil texture and structure on the variation of the compression index with suction was observed: it was small and almost independent of the suction for the sandy soil whereas it was larger and varying when approaching the saturation state for the loamy soil.

From a practical point of view, the observation of constant compression index with respect to suction changes ($s > 10$ kPa) is quite useful in determining the intensity of soil compaction due to agricultural traffics. Firstly, for the compression index determination in different suction state, one can simply perform standard oedometer tests at constant water content instead of suction controlled oedometer tests; secondly, for soil compaction calculation, one needs only including the suction effect in the preconsolidation stress function, without considering any compression index change.

Acknowledgements

We are grateful to Mr. F. Boret (UR1158, INRA, France) and Mr. E. Delaure (CERMES, ENPC, France) for their technical assistance. The authors thank the French GESSOL2 Program of the Ministry of the Environment and the ADD Program of the National Research Agency for providing their support to the DST project (Soil degradation due to compaction) of which this work is a part.

References

- Adams, A. and Wulfsohn, D., 1998. Critical-state behaviour of an agricultural soil. *Journal Agricultural Engineering Research*, 70, 345-354.
- AFNOR, 1997. Sols: reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. XP P 94-

090-1.

- Alexandrou, A. and Earl, R., 1998. The relationship among the pre-compaction stress, volumetric water content and initial bulk density of soil. *Journal Agricultural Engineering Research*, 71, 75-80.
- Alonso E.E., Gens A. and Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40, 405-430.
- Arvidsson, J. and Keller, T., 2004. Soil precompression stress. I. A survey of Swedish arable soils. *Soil Tillage Res.* 77, 85-95.
- Barden, L., McGown, A., and Collins, K., 1973. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7, 49-60.
- Bardet, J.P., 1997. *Experimental Soil Mechanics*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Baumgartl, Th. and Köck, B., 2004. Modeling volume change and mechanical properties with hydraulic models. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 68, 57-65.
- Canarache, A., Horn, R. and Colibas, I., 2000. Compressibility of soils in a long term field experiment with intensive deep ripping in Romania. *Soil Tillage Res.* 56, 185-196.
- Canarache, A., Horn, R. and Colibas, I., 2000. Compressibility of soils in a long term field experiment with intensive deep ripping in Romania. *Soil Tillage Res.* 56, 185-196.
- Chen Z.H., Fredlund D.G. and Julian K.M.G., 1999. Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. *Can. Geotech. J.*, 36, 321-329.
- Cui Y.J., 1993. Etude du compoement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique. Thèse de l'ENPC, Paris, 280 pages.
- Cui Y.J. and Delage P., 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46, 291-311.
- Défossez P., Richard G., Boizard H. and O'Sullivan M., 2003. Modelling change in soil compaction due to traffic as function of soil water content. *Geoderma*, 116, 89-105.
- Delage P., Howat M., and Cui Y.J., 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, 50, 31-48.
- Delage P. and Cui Y.J., 2000. L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection, *Techniques de l'ingénieur*, C301, 1-20.
- Futai M.M., Almeida M.S.S., Conciani W. and Filho F., 2002. Experimental and theoretical evaluation of plate load test in collapsible soil. In Juca et al. (eds.), *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Brésil. Rotterdam: Balkema. Vol. 2, pp. 721-726.
- Futai M.M., and Almeida M.S.S., 2005. An experimental investigation of the mechanical

- behaviour of an an unsaturated gneiss residual soil. *Géotechnique*, 55, 201-213.
- Graham, J. and Li, C.C., 1985. Comparison of natural and remoulded plastic clay. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 111, 865-881.
- Gregory, A.S., Whalley, W.R., Watts, C.W., Bird N.R.A., Hallett, P.D. and Whitmore, A.P., 2006. Calculation of the compression index and precompression stress from soil compression test data. *Soil Tillage Res.* 89, 45-57.
- Gupta, S.C. and Larson, W.E., 1982. Modeling soil mechanical behaviour during tillage. In P. Unger et al. (eds.), *Symposium on Predicting Tillage Effects on Soil Physical Properties and Processes*. ASA Spec. Publ., Madison, WI. Vol. 44, pp. 151-178.
- Imhoff, S., Da Saliva, A.P. and Fallow, D., 2004. Susceptibility to compaction, load support capacity and soil compressibility of Hapludox. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 68, 17-24.
- Janbu, N., 1985. Soil models in offshore engineering. *Géotechnique*, 35, 241-281.
- Jennings J.E.B., Burland J.B., 1962. Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12, 125-144.
- Keller, T., Arvidsson, J., Dawidowski, J.B. and Koolen, A.J., 2004. Soil compression stress. II. A comparison of different compaction tests and stress-displacement behaviour of the soil during wheeling. *Soil Tillage Res.* 77, 97-108.
- Kogho Y., Asano I. and Tagashira H., 2001. Modelling of state surfaces of unsaturated soils. In Adachi and Fukue (eds.), *Clay Science for engineering*. Rotterdam: Balkema, pp. 467-474.
- Larson, W.E., Gupta, S.C. and Useche, R.A., 1980. Compression of agricultural soils from eight soil orders. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 450-457.
- Lebert, M. and Horn, R., 1991. A method to predict the mechanical strength of agricultural soils. *Soil Tillage Res.* 19, 275-286.
- Leroueil, S., 1996. Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 122, 534-543.
- Mancuso C., Vassallo R. and d'Onofrio A., 2002. Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear tests. *Can. Geotech. J.*, 39, 22-31.
- McBride, R.A., 1989. Estimation of density-moisture-stress functions from uniaxial compression of unsaturated, structured soils. *Soil and Tillage Research*, 13, 383-397.
- Mosaddeghi, M.R., Hemmat, A., Hajabbasi, M.A., Vafaeian, M. and Alexandrou, A., 2006. Plate sinkage versus confined compression tests for In Situ soil compressibility studies. *Biosystems Engineering*, 93, 325-334.
- O'Sullivan, M.F., 1992. Uniaxial compaction effects on soil physical properties in relation

- to soil type and cultivation. *Soil Tillage Res.* 24, 257-269.
- Perret, D., Locat, J. and Leroueil, S., 1995. Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec. *Can. Geotech. J.*, 32, 247-262.
- Rampino C., Mancuso C. and Vinale F., 2000. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. *Can. Geotech. J.*, 37, 748-763.
- Romero, E., Gens, A. and Lloret, A., 2003. Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique*, 53, 65-81.
- Rücknagel, J., Hofmann, B., Paul, R., Christen, O. and Hülsbergen, K.J., 2007. Estimating precompression stress of structured soils on the basis of aggregate density and dry bulk density. *Soil Tillage Res.* 92, 213-220.
- Salire, E.V., Hammel, J.E. and Hardcastle, J.H., 1994. Compression of intact subsoils under short-duration loading. *Soil Tillage Res.* 31, 235-248.
- Smith, P.R., Jardine, R.J. and Hight, D.W., 1992. On the yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique*, 42, 257-274.
- Smith, C.W., Johnston, M.A. and Lorentz, S., 1997. Assessing the compaction susceptibility of South African forestry soils. II, Soil properties affecting compactibility and compressibility. *Soil Tillage Res.* 43, 335-354.
- Wang Q., Pufahl, D.E., and Fredlund, D.G., 2002. A study of critical state on an unsaturated silty soil. *Can. Geotech. J.*, 39, 213-218.
- Zhang, H., Hartge, K.H. and Ringe, H., 1997. Effectiveness of organic matter incorporation in reducing soil compactibility. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 61, 239-245.

Discussion générale et conclusions

DISCUSSION GENERALE ET CONCLUSIONS

L'objectif principal de ce travail est d'améliorer la prévision du tassement des sols par les engins agricoles sur deux thèmes :

- La variation de la résistance mécanique d'un sol en fonction de son état hydrique. La résistance d'un sol à la compression fluctue dans l'espace et le temps en fonction de son état hydrique sous l'effet des conditions climatiques. Une meilleure connaissance de cette évolution est importante pour proposer des méthodes opérationnelles de prévention des tassements.
- L'intensité des contraintes hydriques et mécaniques qui s'exercent dans le sol lors du passage d'un engin et les facteurs qui déterminent le champ de contraintes (importance des contraintes à la surface, effet des propriétés du sol et de ses hétérogénéités).

Pour le premier thème, nous avons proposé d'étudier la résistance mécanique de sols à usage agricole par des techniques de laboratoire développées en géotechnique pour les sols fins non saturés. Ces techniques permettent de contrôler les contraintes mécaniques et hydriques exercées sur le sol. Ce travail expérimental nous a aussi permis de mieux évaluer et de modéliser les contraintes hydriques et mécaniques qui s'exercent sur un sol lors du passage d'un engin pour le second thème abordé. Nous avons proposé d'utiliser le code de calcul PLAXIS pour étudier les contraintes exercées à la surface du sol en fonction de caractéristiques liées au pneu et au sol. Cette étude numérique du champ de contraintes est apparue une méthode complémentaire des méthodes d'observation *in situ* utilisées jusqu'à présent. Les principaux enseignements sont les suivants.

1. Résistance à la compression et évolution en fonction de la teneur en eau du sol

La partie expérimentale de ce travail concerne l'étude de la courbe de compression et plus particulièrement le déterminisme de l'indice de compression C_c et son évolution en fonction de la succion. Ce paramètre a fait l'objet de nombreux travaux en géotechnique pour les sols non saturés, alors qu'il a été peu étudié pour des sols à usage agricole. Cette partie s'appuie sur deux études expérimentales : (i) la première utilise un oedomètre avec un dispositif de mesure de la succion *in situ* du sol au cours de la compression, (ii) la seconde est basée sur un oedomètre incluant une procédure qui permet d'imposer la succion du sol au cours de la compression.

- (i) La première étude (présentée dans l'article 2 de ce mémoire) a montré qu'il existe un domaine de contrainte où la succion reste constante tandis que la contrainte de compression augmente. Ce domaine est délimité par une contrainte seuil (σ_t) qui croît avec la succion initiale du sol (entre 13 et 146 kPa). Pour un sol de limon, nous avons montré que cette contrainte seuil dépendait de la taille initiale des fragments terreux constituant l'éprouvette de sol (< 2 mm ou < 400 μ m) pour une masse volumique initiale du sol $1,1 \text{ Mg m}^{-3}$. Cette étude a permis d'établir une relation qualitative entre la distribution de la taille des pores et l'évolution de la succion au cours de la compression et de faire ainsi un lien plus explicite entre la structure et l'état hydrique qui jouent tous les deux sur la résistance du sol à la compression.
- (ii) La seconde étude (présentée dans l'article 3 de ce mémoire) a montré que les variations de l'indice de compression du sol avec la succion dépendent de la texture et de la masse volumique du sol. Ces résultats ont été obtenus pour un sol de limon et pour un sol sableux. Deux masses volumiques initiales du sol ($1,1$ et $1,45 \text{ Mg m}^{-3}$) pour une succion initiale de 0 à 200 kPa ont été étudiées. Ces mesures sont longues à réaliser en raison des temps d'équilibre entre la solution osmotique et la solution du sol, ce qui a limité le nombre d'essais à un seul essai par succion. Les résultats que nous avons obtenus nous permettent d'apporter des éléments d'explication de la variabilité des effets de la succion sur l'indice de compression que l'on peut trouver dans la littérature sur les sols cultivés. Cette variabilité peut être attribuée en partie aux conditions de drainage (temps d'application des contraintes, dispositif de drainage utilisé) qui sont différentes selon les auteurs et qui modifient l'évolution de la succion au cours de la compression. Nos résultats confirment en outre des effets de la texture sur l'évolution de l'indice de compression en fonction de la succion proposés pour les sols utilisés en géotechnique par Kogho *et al.* (2001). Ces auteurs ont montré aussi un effet spécifique pour les sols très poreux qu'il faudrait confirmer par des mesures supplémentaires.

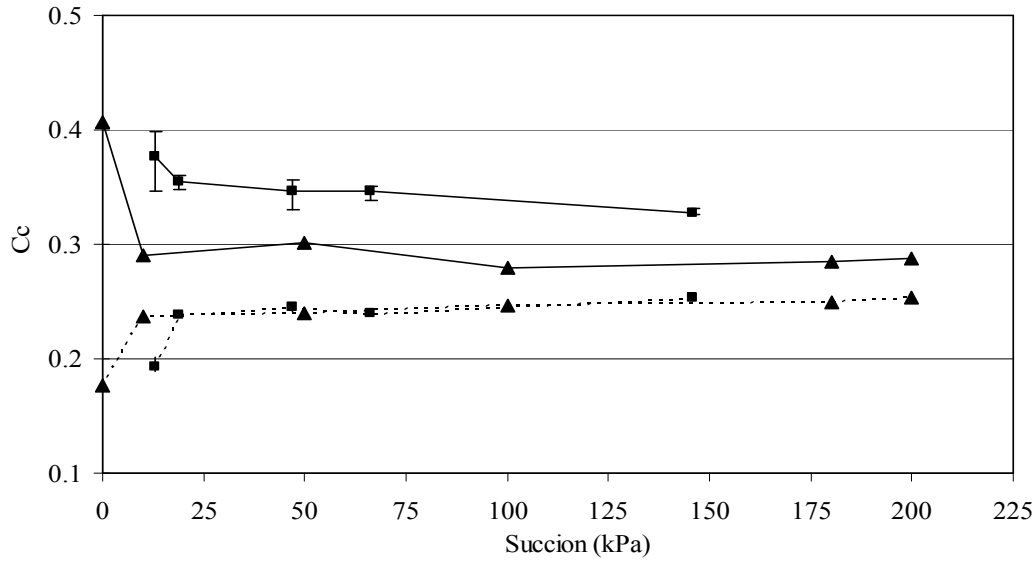


Figure 6.1 : Variations de l'indice de compression (C_c) en fonction de la succion obtenues dans les phases de compression des essais oedométriques avec mesure de la succion (Article 2) (carrés), des essais oedométriques avec contrôle de la succion (Article 3) (triangles). L'indice de compression C_c a été estimé soit à partir de la dérivée maximum $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ de la courbe de compression (ligne pleine) soit à partir de la moyenne des dérivées locales pour $\sigma > p_c$ (ligne en pointillé).

La synthèse des deux études que nous avons conduites (Figure 6.1) nous permet de mettre en évidence les facteurs qui jouent sur la courbe de compression et sur la variation de l'indice de compression en fonction de la succion selon la texture et la structure initiale du sol (taille des fragments terreux, masse volumique). La Figure 6.1 présente sur un même graphique les variations de l'indice de compression avec la succion obtenues avec les deux dispositifs expérimentaux utilisés : essais oedométriques avec mesure de la succion *in situ* et essais oedométriques avec contrôle de la succion. L'indice de compression a été estimé (1) soit à partir de la dérivée maximum $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ de la courbe de compression, (2) soit à partir de la moyenne des dérivées locales pour des contraintes supérieures à la pression de pré-consolidation ($\sigma > p_c$). Les mesures obtenues avec les deux dispositifs expérimentaux apparaissent cohérentes. Les résultats présentés dans le troisième article de ce mémoire montrent que l'indice de compression est quasi constant lorsque la succion diminue jusqu'à ce que le sol atteigne la saturation.

A saturation, nous avons mis en évidence deux comportements différents :

- (1) une augmentation de l'indice de compression à succion nulle lorsque celui-ci est calculé à partir de la dérivée maximum de la courbe de compression,
- (2) une diminution de l'indice de compression à succion nulle lorsque celui-ci est calculé à partir de la moyenne des dérivées locales pour des contraintes supérieures à la pression de pré-consolidation.

Les résultats présentés dans le deuxième article conduisent également à distinguer deux comportements en prenant la dérivée maximum de la courbe de compression pour calculer l'indice de compression :

- (1) pour des succions supérieures à 20 kPa, l'indice de compression est quasi constant,
- (2) pour des succions inférieures à 20 kPa, l'indice de compression augmente à l'approche de la saturation lorsque la succion diminue.

Ces variations de l'indice de compression avec la succion ont été obtenues pour des états du sol subissant une contrainte qui est inférieure à la contrainte seuil (σ_t), donc pour des états du sol au sein desquels la succion peut être considérée comme constante. Dans ce cas, l'indice de compression croît faiblement lorsque la succion diminue conformément aux résultats obtenus avec le dispositif osmotique pour ce même sol à la même masse volumique initiale. Par contre, si l'on calcule l'indice de compression à partir de la moyenne des dérivées locales pour $\sigma > p_c$, la variation de l'indice de compression avec la succion est opposée : l'indice de compression décroît lorsque la succion diminue.

On peut résumer ces deux études en proposant une évolution de la courbe de compression en fonction de la succion du sol qui dépend du domaine (1) de succion, (2) de contrainte verticale dans lequel se situe l'état du sol :

Zone 1 : la contrainte verticale appliquée est inférieure à la contrainte seuil ($\sigma < \sigma_t$) et la succion du sol est élevée ($s \gg 0$ kPa). Dans ce domaine (Figure 6.2 (a)) :

- la courbe de compression suit une loi logarithmique ;
- l'indice de compression est bien défini par la pente de la courbe de compression e - $\log \sigma_v$;
- l'indice de compression ne varie pas significativement en fonction de la succion ;
- l'indice de compression dépend de la texture et de la masse volumique du sol.

Zone 2 : la contrainte verticale appliquée est supérieure à la contrainte seuil ($\sigma > \sigma_t$) et la

succion du sol est proche de zéro ($s \sim 0$). Dans ce domaine (Figure 6.2 (b)) :

- la forme des courbes de compression e - $\log \sigma_v$ n'est plus logarithmique. Elle présente une forme en S liée au drainage de l'eau et/ou à des phénomènes d'effondrement au cours de la compression ;

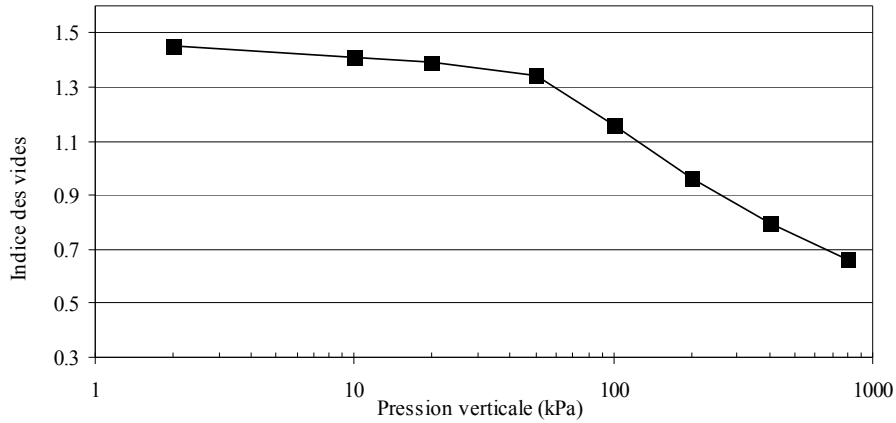
- l'indice de compression n'est alors plus défini de façon univoque et selon la définition considérée on observe des évolutions de l'indice de compression avec la succion différentes à l'approche de la saturation selon la texture et la masse volumique initiale du sol ;

- si l'indice de compression est estimé à partir du maximum de la dérivée locale $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$, on retrouve des résultats en accord avec des observations faites sur des sols fins non saturés en géotechnique : décroissance de l'indice de compression lorsque la succion augmente (par exemple Alonso *et al.*, 1990) ;

- si l'indice de compression est estimé à partir d'une moyenne de la dérivée locale $\Delta e / \Delta \log \sigma_v$ pour $\sigma > p_c$, alors l'indice de compression décroît à l'approche de la saturation lorsque la succion diminue, comme cela a été observé par certains auteurs pour différents sols à usage agricole (par exemple O'Sullivan *et al.*, 1999 ; Défossez *et al.*, 2003).

Ces conclusions pour le moment se limitent aux conditions expérimentales étudiées dans ce travail. L'existence d'une contrainte seuil (σ_r) a été mise en évidence pour un sol limoneux avec une masse volumique initiale de $1,1 \text{ Mg m}^{-3}$ et deux tailles de fragments ($< 2 \text{ mm}$ ou $< 400 \mu\text{m}$). De même, les conclusions obtenues à l'aide la méthode osmotique reposent sur un petit nombre d'essais car les temps d'équilibre sont très longs. Il serait nécessaire de prolonger ce travail en réalisant des mesures sur un sol avec une fraction argileuse importante pour confirmer l'effet du type de sol sur le comportement à l'approche de la saturation.

(a)



(b)

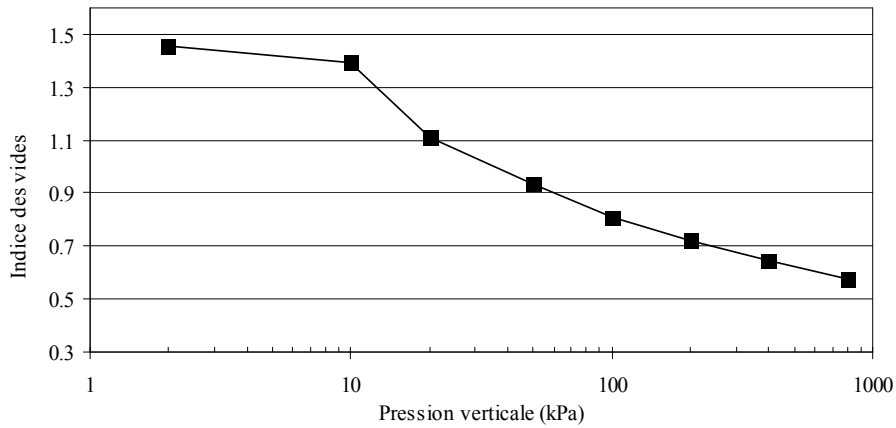


Figure 6.2 : Courbes de compression pour une succion contrôlée de 180 kPa (a) et de 0 kPa (b). Nous pouvons observer une différence importante dans la forme de la courbe quand le sol est proche de la saturation. La chute de la courbe (b) entre 10 et 20 kPa de contrainte verticale appliquée peut être expliquée par un effondrement au sein de l'échantillon du sol qui présentait une structure très poreuse favorable à ce type de comportement (Article 3).

2. Modélisation des tassements

2.1. Choix des variables considérées dans la modélisation

Comme nous l'avons montré en introduction, la question du choix des variables d'état à considérer pour traiter un sol non saturé est encore une question ouverte. En général, pour modéliser le compactage des sols par les engins agricoles, la plupart des modèles considèrent les contraintes totales.

La partie expérimentale de ce travail au travers de l'étude avec mesure de succion *in situ* montre que l'hypothèse de la contrainte totale se justifie par des variations de succion lors de la compression qui sont souvent négligeables. Ceci étant, nos résultats suggèrent que cette hypothèse ne s'applique qu'à un domaine de contrainte délimité par une contrainte seuil σ_t qui augmente avec la succion du sol. Pour le cas d'un limon de masse volumique initiale de $1,1 \text{ Mg m}^{-3}$, nous avons trouvé que pour des contraintes usuellement appliquées en agriculture ($< 500 \text{ kPa}$), une modélisation en contrainte totale était justifiée pour des succions du sol entre 20 et 200 kPa. Il faudrait d'autres mesures sur des sols de texture et de masse volumique initiales différentes pour généraliser ce résultat et confirmer l'existence de ce domaine de succion constante. En dehors de ce domaine, à l'approche de la saturation, on peut penser que le formalisme en contrainte totale n'est plus adapté. Il faudrait alors utiliser des modèles en contraintes effectives en conditions saturées (travaux en cours pour le tassement en sols de forêts entre le CERMES et l'INRA de Reims).

2.2. Conditions des contraintes en surface et des calculs des déformations dans le sol

Le premier article de ce mémoire a proposé une nouvelle procédure numérique dans le code PLAXIS pour générer les contraintes verticales exercées par un pneu d'engin agricole à la surface du sol. Nous avons introduit une plaque de rigidité de flexion (\mathcal{R}) variable liée à la rigidité normale de la plaque (EA') et à son épaisseur équivalente (h). Cette plaque est supposée intégrer plusieurs caractéristiques d'un pneumatique comme la charge appliquée, les dimensions, la pression de gonflage, la résistance mécanique. La plaque crée des distributions de contraintes différentes selon la rigidité de flexion et la résistance mécanique du sol. C'est une méthode qui permet de tenir compte des caractéristiques du pneu, via \mathcal{R} , pour estimer la distribution des contraintes en surface de façon plus réaliste que ce qui était utilisé jusqu'à présent dans les modèles de compactage à éléments finis. Il nous reste à trouver un moyen pour évaluer la rigidité de flexion de la plaque en fonction des pneumatiques considérés. Deux options sont envisageables :

- établir une relation quantitative entre la valeur de la rigidité de flexion et les différents types de pneumatiques pour un sol aux propriétés parfaitement connues. C'est ainsi qu'Arvidsson et Keller (2007) ont étudié l'effet des caractéristiques du pneu sur la distribution des contraintes verticales pour un sol de limon en prenant plusieurs valeurs de charge et pression de gonflage du pneu. On pourrait utiliser les données d'Arvidsson et Keller (2007) ou des données similaires pour estimer la rigidité de flexion à partir d'une inversion du modèle PLAXIS.

- utiliser un modèle de calcul de la déformation du pneu (type code de calcul de structure). Un tel modèle permettrait de relier numériquement la rigidité de flexion aux caractéristiques du pneumatique (dimension, pression de gonflage).

Nos résultats montrent qu'une distribution des contraintes verticales appropriée améliore significativement les prévisions du modèle. On peut penser que prendre en compte le cisaillement exercé par la roue sur le sol permettrait d'améliorer également le calcul du champ de contraintes. Cependant l'expérience que nous avons acquise lors de l'utilisation du modèle PLAXIS montre l'importance du choix du modèle de comportement et les difficultés rencontrées pour estimer les paramètres mécaniques. On peut penser que les écarts observés entre simulations et observations sont liés soit à des problèmes de paramétrage des propriétés mécaniques du sol (cf. la figure 9 de l'article 1), soit à des lois de comportement mal adaptées pour décrire la réponse du sol aux contraintes appliquées. Une autre perspective issue de ce travail qui nous paraît intéressante est une meilleure connaissance du champ de contrainte. Des études numériques avec des distributions de contraintes en surface réalistes permettraient de caractériser les chemins de contraintes suivis et ainsi d'argumenter le choix d'un modèle (1) soit de déformation volumique (type Mohr-Coulomb ou Hardening avec écrouissage) pour décrire le comportement majoritairement isotrope, (2) soit déviatorique (type Cam-Clay ou Soft Soils Creep avec effet du temps ou Barcelone avec effet de la variation de la succion) pour décrire le comportement majoritairement de cisaillement.

En conclusion, ce travail a montré l'importance du contrôle des conditions expérimentales pour analyser et quantifier les effets de la teneur en eau du sol sur sa résistance mécanique à la compression. Les études expérimentales avec contrôle de la succion nous ont permis de progresser dans la connaissance des relations entre structure, état hydrique et comportement mécanique sous compression. Nous avons proposé une typologie de comportements du sol selon la succion et les contraintes mécaniques appliquées qu'il faudrait

généraliser à d'autres sols. Cependant ces conclusions ont été obtenues pour des conditions où le sol est à l'équilibre alors que dans les conditions réelles de passage d'engins, les temps de chargement du sol sont très courts ($< 0,1$ s). La question des effets de la teneur en eau sur la résistance mécanique du sol à temps courts et de leur prise en compte dans un modèle de prévision des tassements reste encore posée.

Nous avons également montré comment un modèle de compactage à éléments finis comme PLAXIS permet de générer des conditions aux limites plus réalistes en tenant compte de la rigidité du pneu et de la résistance mécanique du sol. Ces résultats sont encourageants et nous pensons que ce type de modèle est un bon outil pour étudier numériquement le déterminisme du champ de contrainte, en particulier l'importance des propriétés mécaniques du sol et de ses hétérogénéités. Ces approches numériques présentent un intérêt pour une prévision plus opérationnelle des tassements comme celles basées sur les modèles pseudo-analytiques. Ils pourraient en effet servir à évaluer les valeurs de facteurs de concentration des contraintes qui restent des paramètres mal connus dans les modèles pseudo-analytiques.

Références

REFERENCES

Références incluant celles citées dans les articles des chapitres 1, 2 et 3

- AFNOR, 1997. Sols: reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. XP P 94-0909-1, France.
- Alexandrou, A., Earl, R., 1998. The relationship among the pre-compaction stress, volumetric water content and initial bulk density of soil. *Journal Agricultural Engineering Research*, 71, 75-80.
- Akker, J.J.K., Canarache, A., 2001. Two European concerted actions on subsoil compaction. *Landnutzung und Landentwicklung* 42, 15-22.
- Aliev, K., 2001. Current problems with regard to mechanization and greening of farming in Azerbaijan. *Mezhdunarodnyi Sel'skokhozyaistvennyi Zhurnal* 5, 57-61.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, 405-430.
- Arvidsson, J., Trautner, A., van den Akker, J.J.H., Schjonning, P., 2001. Subsoil compaction caused by heavy sugarbeet harvesters in southern Sweden. II. Soil displacement during wheeling and model computations of compaction. *Soil Tillage Res.* 60, 79-89.
- Arvidsson, J., Sjöberg, E., van den Akker, J.J.H., 2003. Subsoil compaction by heavy sugarbeet harvesters in southern Sweden. III. Risk assessment using a soil water model. *Soil Tillage Res.* 73, 77-87.
- Arvidsson, J. and Keller, T., 2004. Soil precompression stress. I. A survey of Swedish arable soils. *Soil Tillage Res.* 77, 85-95.
- Arvidsson, J. and Keller, T., 2007. Soil stress as affected by wheel load and tyre inflation pressure. *Soil Tillage Res.* 96, 284-291.
- Atkinson, J.H., Bransby, P.L., 1978. *The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics.* McGraw-Hill, London.
- Barden, L., McGown, A., Collins, K., 1973. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7, 49-60.
- Bardet, J.P., 1997. *Experimental Soil Mechanics*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Baumgartl, Th. and Köck, B., 2004. Modeling volume change and mechanical properties with hydraulic models. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 68, 57-65.
- Berli, M., Kirby, J.M., Springman, S.M., Schulin, R., 2003. Modelling compaction of agricultural subsoils by tracked heavy construction machinery under various moisture

- conditions in Switzerland. *Soil Tillage Res.* 73, 57-66.
- Bishop, A.W., 1959. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, n°39, 859-863.
- Bolzon, G., Schrefler, B.A., Zienkiewicz, O.C., 1996. Elasto-plastic soil constitutive laws generalised to partially saturated states. *Géotechnique*, 46, 279-289.
- Bondarev, A.G., Kuznetsova, I.V., 1999. The degradation of physical properties of soils in Russia and ways to minimize it. *Pochvovedeni* 9, 1126-1131.
- Boussinesq, J., 1885. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris, 30 pp.
- Braunack, M.V., McPhee, J.E., Reid, D.J., 1995. Controlled traffic to increase productivity of irrigated row crops in the semi-arid tropics. *Aust. J. Expl. Agric.* 35, 503-513.
- Bruand, A., Cousin, I., 1995. Variation of textural porosity of a clay-loam soil during compaction. *Eur. J. Soil Sci.*, 46, 377-385.
- Bruand, A., Prost, R., 1987. Effect of water content on the fabric of a soil material: an experimental approach. *J. Soil Sci.*, 38, 461-472.
- Burland, J.B., 1956. Some aspects of the mechanical behaviour of partially saturated soils, in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas*, A Symposium in Print. In: G.D. Aitchison (Ed.), pp. 270-278, Sidey, Australia.
- Burt, E.C., Wood, R.K., Bailey, A.C., 1987. A three-dimensional system for measuring tire deformation and contact stresses. *Trans. ASAE.* 30, 324-327.
- Canarache, A., Horn, R. and Colibas, I., 2000. Compressibility of soils in a long term field experiment with intensive deep ripping in Romania. *Soil Tillage Res.* 56, 185-196.
- Carder, J., Grasby, J., 1986. A framework for regional soil conservation treatments in the medium and low rainfall agricultural district. Department of Agriculture, Western Australia, Research Report 1/86, pp. 120.
- Chamen, T., Alakukku, L., Pires, S., Sommer, C., Spoor, G., Tijink, F., Weisskopf, P., 2003. Prevention strategies for field traffic-induced subsoil compaction: a review. Part 2. Equipment and field practices. *Soil Tillage Res.* 73, 161-174.
- Chen Z.H., Fredlund D.G. and Julian K.M.G., 1999. Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. *Can. Geotech. J.*, 36, 321-329.
- Chi, L., Tessier, S., Laguë, C., 1993. Finite element modeling of soil compaction by liquid manure spreaders. *Trans. ASAE* 36, 637-644.
- Craig, R.F., 1997. *Soil Mechanics*. 6th ed. Spon Press, New York.
- Cui Y.J., 1993. Etude du compoement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation

- dans un cadre élastoplastique. Thèse de l'ENPC, Paris, 280 pages.
- Cui, Y.J., Delage, P., 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46, 291-311.
- Cui, Y.J., Tang, A.M., Mantho, A., De Laure, E., 2007. Monitoring field soil suction using miniature tensiometer. *J. of Geotechnical Testing*, in press.
- Défossez, P., Richard, G., 2002. Models of soil compaction due to traffic and their evaluation. *Soil Tillage Res.* 67, 41-64.
- Défossez, P., Richard, G., Boizard, H., O'Sullivan, M.F., 2003. Modeling change in soil compaction due to agricultural traffic as function of soil water content. *Geoderma*, 116, 89-105.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.J., Howat, M.D., 1996. Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.*, 33, 150-158.
- Delage P., Howat M., and Cui Y.J., 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, 50, 31-48.
- Delage, P., Suraj Da Silva, G.P.R., De Laure, E., 1987. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. 9^e Cong. Eur. de Mécanique des Sols, 1, Dublin, pp. 26-28.
- Delage, P., Suraj Da Silva, G.P.R., De Laure, E., 1992. Suction controlled testing of non-saturated soils with an osmotic consolidometer. *Proc. of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils*, Dallas, pp. 206-211.
- Delage P. and Cui Y.J., 2000. L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection, *Techniques de l'ingénieur*, C301, 1-20.
- Dineen, K., Burland, J.B., 1995. A new approach to osmotically controlled oedometer testing. In: Alonso and Delage (Eds.), *Proc. of the 1st Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95*, Paris, 2, 459-465.
- Duncan, J.M., Chang, C.Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 95, 1629-1653.
- Ellington, A., 1986. Effects of deep ripping, direct drilling, gypsum and lime on soils, wheat growth and yield. *Soil Tillage Res.* 8, 29-49.
- Febo, P., Lucarrelli, F., Pessina, D., 2000. Soil-tyre interaction parameters influencing soil compaction: a study of contact area prediction models. In: Horn, R., Van den Akker, J.J.H., Arvidsson, J., (Eds.), *Subsoil Compaction: Distribution, Processes and Consequences. Advances in Geoecology*. 32, pp. 191-201.
- Fiès, J.C., 1984. Analyse de la repartition du volume des pores dans les assemblages argile squelette: comparaison entre un modèle d'espace poral textural et les données fournies par

- la porosimétrie au mercure. *Agronomie*, 4, 319-355.
- Flowers, M., Lal, R., 1998. Axle load and tillage effects on soil physical properties and soybean grain yield on a mollic ochraqualf in northwest Ohio. *Soil Tillage Res.* 48, 21-35.
- Fröhlich, O.K., 1934. *Druckverteilung im Baugrunde*. Springer Verlag, Wien, 178pp.
- Futai M.M., Almeida M.S.S., Conciani W. and Filho F., 2002. Experimental and theoretical evaluation of plate load test in collapsible soil. In Juca et al. (eds.), *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Brésil*. Rotterdam: Balkema. Vol. 2, pp. 721-726.
- Futai M.M., and Almeida M.S.S., 2005. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an an unsaturated gneiss residual soil. *Géotechnique*, 55, 201-213.
- Gere, J.M., Timoshenko S.P., 1997. *Mechanics of Materials*. 4th ed. PWS Publishing Company, Boston.
- Ghezzehei, T.A., Or, D., 2001. Rheological properties of wet soils and clays under steady and oscillatory stresses. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 65, 624-637.
- Good, R.J., 1984. The contact angle of mercury on the internal surfaces of porous bodies. A foot note to D.N. Winslow's review of porosimetry. *Surface Colloid Sci.*, 13, 283-287.
- Graham, J. and Li, C.C., 1985. Comparison of natural and remoulded plastic clay. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 111, 865-881.
- Gregory, A.S., Whalley, W.R., Watts, C.W., Bird N.R.A., Hallett, P.D. and Whitmore, A.P., 2006. Calculation of the compression index and precompression stress from soil compression test data. *Soil Tillage Res.* 89, 45-57.
- Gupta, S.C. and Larson, W.E., 1982. Modeling soil mechanical behaviour during tillage. In P. Unger et al. (eds.), *Symposium on Predicting Tillage Effects on Soil Physical Properties and Processes*. ASA Spec. Publ., Madison, WI. Vol. 44, pp. 151-178.
- Gupta, S.C., Raper, R.L., 1994. Prediction of soil compaction under vehicles. In: Soane, B.D., van Ouwerkerk, C., (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production*. Developments in Agricultural Engineering. 11, pp. 71-90.
- Gysi, M., 2001. Compaction of a Eutric Cambisol under heavy wheel traffic in Switzerland : Field data and a critical state soil mechanics model approach. *Soil Tillage Res.* 61, 133-142.
- Gysi, M., Maeder, V., Weiskopf, P., 2001. Pressure distribution underneath tires of agricultural vehicles. *Trans. ASAE*. 44, 1385-1389.
- Hajnos, M., Lipiec, J., Świeboda, R., Sokołowska, Z., Witkowska-Walczak, B., 2006. Complete characterization of pore size distribution of tilled and orchard soil using water retention curve, mercury porosimetry, nitrogen adsorption, and water desorption methods.

- Geoderma, 135, 307-314.
- Hamza, M.A., Anderson, W.K., 2003. Responses of soil properties and grain yields to deep ripping and gypsum application in a compacted loamy sand soil contrasted with a sandy clay loam soil in Western Australia. *Aust. J. Agric. Res.* 54, 273-282.
- Hamza, M.A., Anderson, W.K., 2005. Soil compaction in cropping systems. A review of the nature, causes and possible solutions. *Soil Tillage Res.* 82, 121-145.
- Hettiaratchi, D.R.P., O'Callaghan, J.R., 1985. Mechanical behaviour of unsaturated soils. *Proceedings of International Conference on Soil Dynamics, Auburn, USA 2*, 266-281.
- Horn, R., Fleige, H., 2003. A method for assessing the impact of load on mechanical stability and on physical properties of soils. *Soil Tillage Res.* 73, 89-99.
- Horn, R., Lebert, M., 1994. Soil compactibility and compressibility. In: Soane, B.D., van Ouwelkerk, C. (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production*. Elsevier Science, pp. 45-69.
- Horn, R., Fleige, H., Richter, F.H., Czyz, E.A., Dexter, T., Diaz-Pereira, E., Dumitru, E., Enarache, R., Mayol, F., Rajkai, K., de la Rosa, D., Simota, C., 2005. SIDASS project Part 5: Prediction of mechanical strength of arable soils and its effects on physical properties at various map scales, *Soil Tillage Res.* 82, 47-56.
- Imhoff, S., Da Saliva, A.P., Fallow, D., 2004. Susceptibility to compaction, load support capacity and soil compressibility of Hapludox. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 68, 17-24.
- Jennings J.E.B., Burland J.B., 1962. Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12, 125-144.
- Janbu, N., 1985. Soil models in offshore engineering. *Géotechnique*, 35, 241-281.
- Johnson, K. L. 1985. *Contact Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Johnson, C.E., Burt, E.C., 1990. A method of predicting soil stress state under tires. *Trans. ASAE.* 33, 713-717.
- Jun, H., Kishimoto, T., Way, T.R., Taniguchi, T., 1998. Three-directional contact stress distributions for a pneumatic tractor tire in soft soil. *Trans. ASAE.* 41, 1237-1242.
- Keller, T., Arvidsson, J., 2004. Technical solutions to reduce the risk of subsoil compaction: effect of dual wheels, tandem wheels and tyre inflation pressure on stress propagation in soil. *Soil Tillage Res.* 79, 191–205.
- Keller, T., Arvidsson, J., Dawidowski, J.B. and Koolen, A.J., 2004. Soil compression stress. II. A comparison of different compaction tests and stress-displacement behaviour of the soil during wheeling. *Soil Tillage Res.* 77, 97-108.
- Keller, T., 2005. A Model for the Prediction of the Contact Area and the Distribution of Vertical Stress below Agricultural Tyres from Readily Available Tyre Parameters. *Biosyst.*

Eng. 92, 85-96.

- Keller, T., Défossez, P., Weisskopf, P., Arvidsson, J., Richard, G., 2007. SoilFlex : A model for prediction of soil stresses and soil compaction due to agricultural field traffic including a synthesis of analytical approaches. *Soil Tillage Res.* 93, 391-411.
- Kirby, J.M., 1994. Simulating soil deformation using a critical-state model. I. Laboratory tests. *Eur. J. Soil Sci.* 45, 239-248.
- Kirby, J.M., 1989. Measurements of the critical state and yield surfaces of some unsaturated agricultural soils. *Journal of Soil Science*, 40, 167-182.
- Kirby, J.M., Blunden, B.G., Trein, C.R., 1997a. Simulating soil deformation using a critical-state model. II. Soil compaction beneath tyres and tracks. *Eur. J. Soil Sci.* 48, 59-70.
- Kirby, J. M., Mockler, S., Zoz, F.M., 1997b. Influence of varying axle load and tyre pressure on soil stresses and resulting compaction. *Belt and Tire Traction in Agricultural Vehicles*. Warrendale, Pa.: Society of Automotive Engineers, Inc. pp. 21-30.
- Kirkegaard, J.A., So, H.B., Troedson, R.J., Wallis, E.S., 1992. The effect of compaction on the growth of pigeonpea on clay soils. I. Mechanisms of crop response and seasonal effects on a Vertisol in a sub-humid environment. *Soil Tillage Res.* 24, 107-127.
- Kogho, Y., Asano, I., Tagashira, H., 2001. Modelling of state surfaces of unsaturated soils. In: Adachi and Fukue (Eds.), *Clay Science for Engineering*. Balkema, Rotterdam, pp. 467-474.
- Komornik, A., Livneh, M., Smucha, S., 1980. Shear strength and swelling of clays under suction. *Proc. of the 4th Int. Conf. on Expansive Clays*, 1, pp. 206-226.
- Koolen, A.J., Lerink, P., Kurstjens, D.A.G., van den Akker, J.J.H., Arts, W.B.M., 1992. Prediction of aspects of soil-wheel systems. *Soil Tillage Res.* 24, 381-396.
- Kutílek, M., Jendele, L., Panayiotopoulos, K.P., 2006. The influence of uniaxial compression upon pore size distribution in bi-modal soils. *Soil Tillage Res.* 86, 27-37.
- Larson, W.E., and Gupta, S.C., 1980. Estimating critical stress in unsaturated soils from changes in pore water pressure during confined compression. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, 1127-1132.
- Larson, W.E., Gupta, S.C., Useche, R.A., 1980. Compression of agricultural soils from eight soil orders. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 450-457.
- Larson, W.E., Eynard, A., Hadas, A., Lipiec, J., 1994. Control and avoidance of soil compaction in practice. In: Soane, B.D., van Ouwerkerk, C. (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production*. Elsevier Science, pp. 597-625.
- Lebert, M. and Horn, R., 1991. A method to predict the mechanical strength of agricultural

- soils. *Soil Tillage Res.* 19, 275-286.
- Leij, F.J., Ghezzehei, T.A., Or, D., 2002. Modeling the dynamics of the soil pore-size distribution. *Soil Tillage Res.* 64, 61-67.
- Leroueil, S., 1996. Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 122, 534-543.
- Mancuso, C., Vassallo, R., d'Onofrio, A., 2002. Small strain behaviour of a silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear tests.
- Mantho, A.T., 2005. Echanges sol-atmosphère application à la sécheresse. Ph.D thesis, 250 PP., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- McBride, R.A., 1989. Estimation of density-moisture-stress functions from uniaxial compression of unsaturated, structured soils. *Soil Tillage Res.*, 13, 383-397.
- McGarry, D., Chan, K.Y., 1984. Preliminary investigation of clay soil's behaviour under furrow irrigated cotton. *Aust. J. Soil Res.* 22, 99-108.
- McGarry, D., 1990. Soil compaction and cotton growth on a Vertisol. *Aust. J. Soil Res.* 28, 869-877.
- Modaressi, A., Abou-Bekr, N., Fry, J.J., 1995. Unified approach to model partially saturated and saturated soil. In: Alonso and Delage (Eds.), *Proc. of the 1st Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95*, Paris, 3, 1495-1502.
- Mosaddeghi, M.R., Hemmat, A., Hajabbasi, M.A., Vafaeian, M., Alexandrou, A., 2006. Plate sinkage versus confined compression tests for in situ soil compressibility studies. *Biosystems Engineering*, 93, 325-334.
- Mwendera, E.J., Saleem, M.A.M., 1997. Hydrologic response to cattle grazing in the Ethiopian highlands. *Agric. Ecosyst. Environ.* 64, 33-41.
- Ohtomo, K., Tan, C.C.A., 2001. Direct measurement of soil deformation using the bead-grid method. *J. Agric. Eng. Res.* 78, 325-332.
- Or, D., Ghezzehei, T.A., 2002. Modeling post-tillage soil structural dynamics: a review. *Soil Tillage Res.* 64, 41-59.
- O'Sullivan, M.F., 1992. Uniaxial compaction effects on soil physical properties in relation to soil type and cultivation. *Soil Tillage Res.* 24, 257-269.
- O'Sullivan, M.F., Henshall, J.K., Dickson, J.W., 1999. A simplified method for estimation soil compaction. *Soil Tillage Res.* 49, 325-335.
- O'Sullivan, M.F. Simota, C., 1995. Modelling the environmental impacts of soil compaction: a review. *Soil Tillage Res.* 35, 69-84.
- Passioura, J.B., 2002. Soil conditions and plant growth. *Plant Cell Environ.* 25, 311-318.

- Pagliai, M., Marsili, A., Servadio, P., Vignozzi, N., Pellegrini, S., 2003. Changes in some physical properties of a clay soil in Central Italy following the passage of rubber tracked and wheeled tractors of medium power. *Soil Tillage Res.* 73, 119-129.
- Peng, X.H., Horn, R., Zhang, B., and Zhao, Q.G., 2004. Mechanisms of soil vulnerability to compaction of homogenized and recompacted Ultisols. *Soil Tillage Res.* 76, 125-137.
- Perret, D., Locat, J. and Leroueil, S., 1995. Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec. *Can. Geotech. J.*, 32, 247-262.
- PLAXIS (Version 7), 1998. Finite element code for soil and rock analysis. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- PLAXIS Bulletin, 1999. N°8, pp. 14-15.
- Pollock, D., Jr., Perumpral, J.V., Kuppusamy, T., 1986. Finite element analysis of multipass effects of vehicles on soil compaction. *Trans. ASAE* 29, 45-50.
- Pusadkar, S.S., Ramasamy, G., 2005. Collapse behavior of compacted coal ash fills. *Geotechnical Testing Journal*, 28, pp. 297-304.
- Radford, B.J., Bridge, B.J., Davis, R.J., McGarry, D., Pillai, U.P., Rickman, J.F., Walsh, P.A., Yule, D.F., 2000. Changes in the properties of a Vertisol and responses of wheat after compaction with harvester traffic. *Soil Tillage Res.* 54, 155-170.
- Radford, B.J., Yule, D.F., McGarry, D., Playford, C., 2001. Crop response to applied soil compaction and to compaction repair treatments. *Soil Tillage Res.* 61, 157-166.
- Raghavan, G.S.V., Alvo, P., McKyes, E., 1990. Soil compaction in agriculture: a view toward managing the problem. *Adv. Soil Sci.* 11, 1-32.
- Rampino, C., Mancuso, C., Vinale, F., 2000. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil.
- Raper, R.L., Erbach, D.C., 1990. Prediction of soil stresses using the finite element method. *Trans. ASAE* 33, 725-730.
- Renault, P., Stengel, P., 1994. Modelling oxygen diffusion in aggregated soils. I. Anaerobiosis inside the aggregates. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 58, 1017-1023.
- Richard, G., Cousin, I., Sillon, J.F., Bruand, A., Guérif, J., 2001. Effect of compaction on the porosity of a silty soil: influence on unsaturated hydraulic properties. *Eur. J. Soil Sci.* 52, 49-58.
- Ridley, A.M., Burland, J.B., 1993. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 43, 321-324.
- Ridley, A.M., Burland, J.B., 1996. A pore pressure probe for the in situ measurement of a wide range soil suctions, in *Advances in Site Investigation Practice*. In: C. Craig, (Ed.), pp.

- 510-520. Thomas Telford, London.
- Ridley, A.M., Dineen, K., Burland, J.B., Vaughan, P.R., 2003. Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering. *Géotechnique*, 53, 241-253.
- Robitaille, V., Tremblay, D., 1997. *Mécanique des sols: théorie et pratique*. Modulo, Mont-Royal, Canada.
- Romero, E., Gens, A. and Lloret, A., 2003. Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique*, 53, 65-81.
- Rücknagel, J., Hofmann, B., Paul, R., Christen, O., Hülsbergen, K.J., 2007. Estimating precompression stress of structured soils on the basis of aggregate density and dry bulk density. *Soil Tillage Res.* 92, 213-220.
- Russell, J.R., Betteridge, K., Costall, D.A., Mackay, A.D., 2001. Cattle treading effects on sediment loss and water infiltration. *J. Range Manage.* 54, 184-190.
- Sadras, V.O., O'Leary, G.J., Roget, D.K., 2005. Crop responses to compacted soil: capture and efficiency in the use of water and radiation. *Field Crops Res.* 91, 131-148.
- Saffih-Hdadi, K., Défossez, P., Richard, G., Cui, Y.J., Tang, A.M., and Chaplain, V., 2008. A method to predict the soil susceptibility to compaction of surface layers as function of water content and bulk density. En preparation.
- Salire, E.V., Hammel, J.E., Hardcastle, J.H., 1994. Compression of intact subsoils under short-duration loading. *Soil Tillage Res.* 31, 235-248.
- Sanchez-Giron, V., Andreu, E., Hernanz, J.L., 2001. Stress relaxation of five different soil samples when uniaxially compacted at different water contents. *Soil Tillage Res.* 62, 85-99.
- Schäffer, B., Stauber, M., Müller, R., Schulin, R., 2007. Changes in the macro-pore structure of restored soil caused by compaction beneath heavy agricultural machinery: a morphometric study. *Eur. J. Soil Sci*, 58, 1062-1073.
- Smith, R., Ellies, A., Horn, R., 2000. Modified Boussinesq's equations for nonuniform tire loading. *J. Terramechanics* 37, 207-222.
- Smith, P.R., Jardine, R.J. and Hight, D.W., 1992. On the yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique*, 42, 257-274.
- Smith, C.W., Johnston, M.A., Lorentz, S., 1997. Assessing the compaction susceptibility of South African forestry soils. II. Soil properties affecting compactibility and compressibility. *Soil Tillage Res.* 43, 335-354.
- Smith, G.N., Smith, Ian G.N. 1998. *Elements of Soil Mechanics*. 7th ed. Blackwell Science,

Cambridge.

- Söhne W., 1953. Druckverteilung im Boden und Bodenverformung unter Schleppreifen. *Grundlagen der Landtechnik*, 5, 49-63.
- Söhne W., 1958. Fundamentals of pressure distribution and soil compaction under tractor tires. *Agric. Eng.* 39, 276-281, 290.
- Soane, B.D., van Ouwerkerk, C., 1994. Soil compaction problems in world agriculture. In: Soane, B.D., van Ouwerkerk, C. (Eds.), *Soil Compaction in Crop Production*. Elsevier Science, pp. 1-21.
- Soil Science Society of America, 1996. *Glossary of Soil Science Terms*. Madison, WI, USA.
- Suhayda, C.G., Yin LiJuang, Redmann, R.E., Li Jiandong, 1997. Gypsum amendment improves native grass establishment on saline-alkali soils in Northeast China. *Soil Use and Management* 13, 43-47.
- Tarantino, A., Mongiovì, L., Bosco, G., 2000. An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils. *Géotechnique*, 50, 275-282.
- Tarantino, A., Mongiovì, L., 2001. Experimental procedures and cavitation mechanisms in tensiometer measurements. *Geotech. Geol. Eng.* 19, 189-210.
- Tarantino, A., Mongiovì, L., 2002. Design and construction of a tensiometer for direct measurement of matric suction, in *Unsaturated Soils, Proc. of 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils*. In: J.F.T. Jucá, T.M.P. de Campos, F.A.M. Marinho (Eds.), pp. 319-324, Recife, Brasil.
- Tarantino, A., Tombolato, S., 2005. Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique*, 55, 307-317.
- Tarawally, M.A., Medina, H., Frómata, M.E., Alberto Itza, C., 2004. Field compaction at different soil-water status: effects on pore size distribution and soil water characteristics of a Rhodic Ferralsol in Western Cuba. *Soil Tillage Res.* 76, 95-103.
- Tardieu, F., 1994. Growth and functioning of roots and of root systems subjected to soil compaction. Towards a system with multiple signalling. *Soil Tillage Res.* 30, 217-243.
- Tombolato, S., Tarantino, A., Mongiovì, L., 2004. Suction induced by static compaction. in *Unsaturated soils: Experimental studies*. In T. Schanz (Ed.), pp. 101-110, Berlin, Germany.
- Van den Akker, J.J.H., 2004. SOCOMO: a soil compaction model to calculate soil stresses and the subsoil carrying capacity. *Soil Tillage Res.* 79, 113-127.
- VandenBerg, G.E. and Gill, W.R., 1962. Pressure distribution between a smooth tire and the soil. *Trans. ASAE* 5, 105-107.
- Wang Q., Pufahl, D.E., and Fredlund, D.G., 2002. A study of critical state on an unsaturated

- silty soil. *Can. Geotech. J.*, 39, 213-218.
- Way, T.R., Kishimoto, T., 2004. Interface pressures of a tractor drive tyre on structured and loose soils. *Biosyst. Eng.* 87, 375-386.
- Wheeler, S.J., Sivakumar, V., 1995. An elasto-plastic critical framework for unsaturated soil, *Géotechnique*, 45, 35-53.
- Wood, D.M., 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Wood, R.K., Burt, E.C., 1987. Soil-tire interface stress measurements. *Trans. of ASAE*. 30, 1254-1258.
- Wulfsohn, D., Adams, B.A., Fredlund, D.G., 1996. Application of unsaturated soil mechanics for agricultural conditions. *Can. Agr. Eng.* 38, 173-181.
- Wulfsohn, D., Adams, B.A., Fredlund, D.G., 1998. Triaxial testing of unsaturated agricultural soils. *J. Agric. Engng Res.* 69, 317-330.
- Zhang, H., Hartge, K.H., Ringe, H., 1997. Effectiveness of organic matter incorporation in reducing soil compactibility. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 61, 239-245.