

UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

THESE DE DOCTORAT

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR. CNRS 8107)
Ecole Polytechnique Universitaire de Lille

Spécialité

GENIE CIVIL

**ETUDE EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT
D'UN SOL COMPACTE NON SATURE
INFLUENCE DES CYCLES DE SECHAGE – HUMIDIFICATION**

Par

Omran ALSHIHABI

Soutenue le 25 octobre 2002 devant le jury composé de :

J. P. MAGNAN	Président
P. DELAGE	Rapporteur
F. MASROURI	Rapporteur
L. LALOU	Examineur
C. MIEUSSENS	Codirecteur de thèse
I. SHAHROUR	Directeur de thèse

*A l'esprit de
mon père*

AVANT PROPOS

Ce travail de thèse a été mené au département sols et structures du Laboratoire de Mécanique de Lille (LML) à l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille (Polytech'Lille) sous la direction du professeur I. SHAHROUR, en collaboration avec Monsieur C. MIEUSSENS, Ingénieur de recherche au Laboratoire Régionale des Ponts et Chaussées de Toulouse (LRPC). Je tiens à exprimer mes remerciements pour l'aide qu'ils m'ont apportée durant la préparation de cette thèse ainsi que pour les encouragements qu'ils m'ont prodigués.

Je tiens à remercier particulièrement monsieur P. DELAGE, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées pour avoir accepté d'être rapporteur de mon travail de thèse.

Madame F. MASROURI, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, a accepté de rapporter ma thèse. Qu'elle trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je remercie également Monsieur J.P. MAGNAN, Professeur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour avoir présidé ma soutenance de thèse et avoir lu mon rapport avec attention.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur L. LALOUI, Chargé de recherche à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse), qui a bien voulu examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur L. LANCELOT, Maître de Conférence à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, pour son aide à la relecture de ce document.

Monsieur A. NARDONE, Technicien Supérieur au LRPC de Toulouse, m'a fait profiter de son expérience, je lui en suis très reconnaissant.

Je ne oublierai pas d'exprimer mes remerciements aux enseignants de Polytech'Lille, à mes camarades chercheurs, ingénieurs et techniciens à Lille comme à Toulouse qui m'ont apporté leur aide et leur soutien ; je pense particulièrement à Messieurs, A.C ALJUNDI, N. ATTA, R. BOUFERRA, R. ELABDEH, E. ELTABACH, A. JALBOUT, Z. LAFHAJ, H. MROUEH, M. SADEK, M. SIBAI, J.M VAILLANT, M. MALLET, S. MOULIGNE T. WINDAL

SOMMAIRE

NOTATIONS	1
INTRODUCTION GENERALE	4

CHAPITRE I Etude Bibliographique

I.1 Introduction	8
I.2 Le sol compacté	8
<i>Essai Proctor</i>	9
<i>Essai d'indice portant immédiat</i>	9
I.2.2 Effet du compactage sur la structure du sol compacté	12
<i>Effet du compactage sur la microstructure du sol</i>	12
<i>Effet du compactage sur la répartition des pores</i>	13
I.3 Sols partiellement saturés	15
I.3.1 Définitions - Phénomène de succion	15
I.3.2 Techniques de contrôle et de mesure de la succion	17
I.3.2.1 Techniques de mesure de la succion	17
I.3.2.2 Technique de contrôle de la succion	18
I.3.3 Etude réalisées	21
I.3.3.1 Compressibilité	21
I.3.3.2 Résistance au cisaillement	26
I.3.3.3 Gonflement – retrait	30
I.4 Modélisation du sol non saturé	36
I.4.1 Aspects hydriques	36
I.4.1.1 Relation teneur en eau -succion (courbe de rétention)	36
I.4.1.2 Perméabilité	39
I.4.2 Aspects mécaniques	41
I.4.2.1 Approche en contraintes effectives	41
I.4.2.2 Approche en variables indépendantes	43
I.4.3 Modèle d'Alonso et al. (1987, 1990)	45
I.4.3.1 chargement isotrope	45
I.4.3.2 Modèle sous charge déviatorique	51
I.5 Conclusion	55

CHAPITRE II

Matériau étudié

II.1 Introduction	57
II.2 Caractéristiques intrinsèques	58
II.3 Préparation et mode de compactage	59
II.4 Homogénéité	61
II.5 Caractéristiques mécaniques	61
II.5.1 Consolidation à l'oedomètre	61
II.5.2 Courbe de résistance	62
II.5.3 Limite de retrait	64
II.6 Conclusion	66

CHAPITRE III

Etude du comportement du sol compacté à l'oedomètre à succion contrôlée

III.1 Introduction	68
III.2 Description du dispositif expérimental	68
III.3 Procédure d'essais	69
III.4 Résultats obtenus	71
III.4.1 Courbe de rétention	72
III.4.2 Essais de compressibilité à succion constante	74
III.4.3 Cycles de séchage - humidification à succion contrôlée	78
III.5 Modélisation	83
III.5.1 Détermination des paramètres	83
<i>Paramètres du modèle liés à la succion</i>	<i>83</i>
<i>Paramètres du modèle liés à la contrainte axiale</i>	<i>84</i>
III.5.2 Comparaison modèle – essais	87
<i>Vérification sur l'essai SP3, $s=450$ kPa</i>	<i>87</i>
<i>Vérification sur les essais avec un cycle séchage - humidification (SP4 et SP5)</i>	<i>88</i>
III.6 Conclusion	91

CHAPITRE IV
Etude du comportement du sol compacté à la cellule triaxiale
- Influence de la succion sur la résistance
- Influence des cycles de séchage/humidification

IV.1 Introduction	93
IV.2 Essais à succion contrôlée sans cycles	93
IV.2.1 Dispositif expérimental	93
<i>Installation de la pierre céramique</i>	<i>94</i>
<i>Saturation de la pierre céramique</i>	<i>95</i>
<i>Test d'étanchéité</i>	<i>96</i>
IV.2.2 Mode opératoire	96
IV.2.3 Résultats des essais	97
IV.2.4 Modélisation	100
IV.3 Influence des cycles de séchage – humidification	106
IV.3.1 Méthode de resaturation (saturation sous vide)	106
IV.3.2 Effet des cycles sur le potentiel de gonflement	108
IV.3.3 Effet des cycles sur la courbe de résistance	109
IV.4 : Conclusion	116
CONCLUSION GENERALE	117
REFERENCES	119

NOTATIONS

c'	cohésion
e	indice des vides
k	paramètre désignant l'augmentation en cohésion avec la succion
p_0	pression de surconsolidation à une succion donnée
p_0^*	contrainte de préconsolidation à l'état saturé
p^c	une contrainte de référence.
pF	$= \log(s)$
p_s	$= k.s$;
q	déviateur
r	constante liée à la rigidité maximale du sol quand la succion tend vers l'infini
s	succion
s_0	paramètre de consolidation lié à la succion
u_a	pression d'air (kPa)
u_w	pression d'eau (kPa);
E_v	module de déformations axiales
G	module de cisaillement
I_c	indice de consistance
I_p	indice de plasticité
I_{PI}	indice Portant Immédiat
κ	paramètre désignant la pente de la partie surconsolidée (élastique)
κ_s	pente de la partie surconsolidée (élastique) liée au changement de succion
M	pente de la surface de rupture dans le plan (p, q).
P_{at}	une pression de référence (la pression atmosphérique).

P_c	potentiel capillaire
R_s	résistance du sol à l'état saturé
R_{qs}	résistance du sol à l'état quasi - saturé
S_r	degré de saturation
$S_{r_{res}}$	degré de saturation résiduel
W	teneur en eau massique
W_L	limite de liquidité
W_n	teneur en eau naturelle
W_{OPN}	la teneur en eau optimale
W_P	limite de plasticité
W_{Re}	limite de retrait
β	constante qui contrôle la vitesse d'augmentation de la rigidité avec la succion
$\epsilon_{vs}^e, \epsilon_{vs}^p$	déformations volumiques élastique et plastique liée au changement de succion
ϵ_{vs}	$(\epsilon_{vs}^e + \epsilon_{vs}^p)$
$\epsilon_{vp}^e, \epsilon_{vp}^p$	déformations volumiques élastique et plastique liée au changement de contraintes
ϵ_{vp}	$(\epsilon_{vp}^e + \epsilon_{vp}^p)$
$\epsilon_s^e, \epsilon_s^p$	déformations déviatorique élastique et plastique
ϵ_s	$(\epsilon_s^e + \epsilon_s^p)$
ϵ_1	déformation axiale
ϵ_3	déformation radiale
ϕ'	angle de frottement à l'état saturé
Ψ_a	pression d'entrée d'air
γ_d	masse volumique sèche
γ_s	masse volumique des grains solides
λ_s	paramètre désignant la pente de la partie normalement consolidée lié au changement de succion
$\lambda(s)$	paramètre désignant la pente de la partie normalement consolidée à succion s
$\lambda(0)$	paramètre désignant la pente de la partie normalement à consolidée l'état saturé
θ_{res}	teneur volumique en eau résiduelle

θ_s	teneur volumique en eau à la saturation
Θ	teneur en eau réduite
σ	contrainte totale
σ_1	Contrainte axiale
σ_3	Contrainte radiale
σ'	contrainte effective
σ_v	Contrainte verticale en condition oedométrique

INTRODUCTION GENERALE

Le sol compacté est largement utilisé dans la construction des ouvrages en terre. La réalisation de grands ouvrages, comme les remblais routiers, requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne $100000 \text{ m}^3/\text{km}$ dans le cas d'autoroutes). De ce fait, il est souvent nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents.

Les remblais en sols argileux gonflants sont fréquemment le siège de déformations verticales et horizontales, se traduisant par des affaissements plus ou moins localisés et par des fissures souvent longitudinales. Ces déformations, dans les régions arides et semi-arides, sont liées essentiellement au changement climatique : séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison humide. Ces désordres sont généralement mineurs, mais ils nécessitent un entretien fréquent. Dans certains cas, ils peuvent prendre une ampleur inacceptable avec un risque pour l'utilisateur. L'évolution de la fissuration peut conduire à la rupture du remblai ou du moins à la formation d'un décrochement sur la voie.

Le comportement des corps de remblai appartient à l'un des domaines les plus mal connus de l'ingénieur, à savoir celui des sols non saturés. Par ailleurs, le dimensionnement de ce type d'ouvrages se fait le plus souvent par rapport à la rupture et les calculs en déformations sont exceptionnels, alors que les problèmes posés par les corps de remblais sont le plus souvent liés aux déformations. La compréhension du comportement du sol gonflant sous l'effet de cycles de séchage – humidification et de l'influence des cycles sur les caractéristiques mécaniques des sols, constitue un élément majeur dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre, notamment les remblais en sols compactés.

De nombreux travaux réalisés à l'oedomètre et au triaxial à succion contrôlée ont été consacrés à l'étude du comportement des sols non saturés (compressibilité et résistance). L'analyse bibliographique montre que peu d'études ont porté sur l'effet des cycles de séchage-humidification sur la compressibilité et la résistance du sol. On trouve des essais cycliques de gonflement – retrait pour étudier l'effet des cycles sur le potentiel de gonflement (Al-Homoud et al. 1995, Dif et al. 1991, Day 1994, 1995). La surveillance d'un remblai routier expérimental pendant plusieurs années a mis en évidence les déformations cycliques liées aux changements climatiques saisonniers (Mieussens 1997, 2000).

Des modèles ont été développés pour décrire le comportement du sol non saturé. Dans ces modèles, des couplages entre les sollicitations hydriques et mécaniques ont été proposés. Dans le domaine du sol compacté, on note un grand manque d'essais de laboratoire et in situ pour valider ces modèles. La réalisation d'essais oedométriques et triaxiaux à succion contrôlée, en particulier avec des chemins cycliques de séchage – humidification, permet de constituer une base de données, fort utile pour le développement et la vérification des modèles pour les sols compactés et non saturés.

Le but essentiel de ce travail de thèse est l'élaboration d'une base de données expérimentale sur les sols compactés. Cette base de données est destinée au développement et à la validation des modèles de comportement en prenant en compte des cycles de séchage – humidification. Il s'inscrit dans le cadre du thème «sols gonflants, utilisation en remblai compacté» des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC). Il a été réalisé dans le cadre d'une collaboration entre le Laboratoire de Mécanique de Lille (LML) et le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Toulouse.

Le travail de thèse est présenté en quatre chapitres.

Le premier chapitre concerne une étude bibliographique des travaux réalisés sur les sols compactés et le comportement du sol non saturé. Nous abordons les caractéristiques du sol compacté, l'effet du compactage sur sa structure, la notion de succion, ainsi que les différentes techniques utilisées pour la mesure ou le contrôle de la succion. On présente également les travaux réalisés sur les sols non saturés, l'effet de la succion sur la compressibilité et la courbe de résistance et l'effet des cycles de séchage – humidification sur le potentiel de gonflement. Le chapitre s'achève par une revue des différents modèles développés pour le sol non saturé.

Le deuxième chapitre est consacré à la description du sol étudié. Après la présentation des caractéristiques mécaniques et intrinsèques de ce matériau, on présente la méthode de préparation et une analyse de l'homogénéité des échantillons étudiés.

Le troisième chapitre présente les résultats d'une étude réalisée à l'oedomètre à succion contrôlée. L'effet des cycles de séchage – humidification sur la courbe de compressibilité est étudié. Les paramètres du modèle d'Alonso sont estimés et utilisés pour tester le modèle sur des essais avec ou sans cycle.

Enfin, dans le quatrième chapitre une étude à l'appareil triaxial est présentée. Ce chapitre est divisé en deux parties. La première est réservée aux essais réalisés à l'appareil triaxial à succion contrôlée pour étudier l'effet de la succion sur la courbe de résistance. La deuxième partie est consacrée à étudier l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement du sol à l'état saturé au cours du cisaillement.

CHAPITRE I

Etude Bibliographique

I.1 Introduction

Le sol compacté est largement utilisé dans les ouvrages en génie civil (remblais routiers, barrage, barrières étanches, ...). Le dimensionnement de ces ouvrages est basé sur les paramètres de résistance à l'état saturé. Ces ouvrages sont souvent à l'état non saturé et soumis, dans les régions arides et semi-arides, à des sollicitations hydriques (séchage – humidification). Les études sur les sols non saturés permettent de mieux comprendre son comportement et d'éviter l'apparition de différentes pathologies observées sur le corps des remblais routiers. Etudier l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement du sol compacté a une grande importance sur la stabilité et la déformabilité des ouvrages en terre.

De nombreux travaux ont été réalisés sur l'effet de la succion et de cycles de séchage – humidification sur les caractéristiques des sols non saturés ; plusieurs modèles ont été développés pour décrire ce comportement. Dans ce chapitre, on présente le sol compacté en tant que milieu non saturé utilisé dans la construction des ouvrages en terre. On présente également, une analyse bibliographique des travaux expérimentaux effectués et des modèles existants.

I.2 Le sol compacté

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et /ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis, pentes.

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granulométrie d'une grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais (GTR, 1992), les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granulométrie (D_{max} , tamisat à

80 μm , tamisat à 2 μm), l'argilosité (indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres sont retenus dans la classification des sols. Le rapport de la teneur en eau naturelle (W_n) à la teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (W_{OPN}), l'indice de consistance (I_c) et l'Indice Portant Immédiat (I_{PI}).

Les études de laboratoire pratiquées pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

I.2.1 Caractéristiques des sols compactés

Essai Proctor

On appelle «Courbe Proctor» la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe obtenue pour une énergie égale à 5N.cm/cm³ est appelée «Courbe Proctor Normal» et constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai. La figure I.1 donne deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes :

- la courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5N.cm/cm³;
- la courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25N.cm/cm³ qui constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

On constate sur cette figure que les deux courbes présentent la même allure : une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale suivie par une chute. Le pic de ces courbes correspond à la densité maximale de compactage obtenue pour ce matériau et l'énergie de compactage considérée. La teneur en eau correspondant à cette densité maximale est appelée teneur en eau optimale. Sur cette même figure sont représentées les courbes de saturation du matériau à 80 et 100%.

La courbe à 100% de saturation constitue l'enveloppe de toutes les courbes $\gamma_d=f(w)$ quelle que soit l'énergie de compactage utilisée. La courbe à 80% de saturation, approximativement, est le lieu des optima de teneur en eau pour l'ensemble des matériaux compactés à l'énergie Proctor Normal.

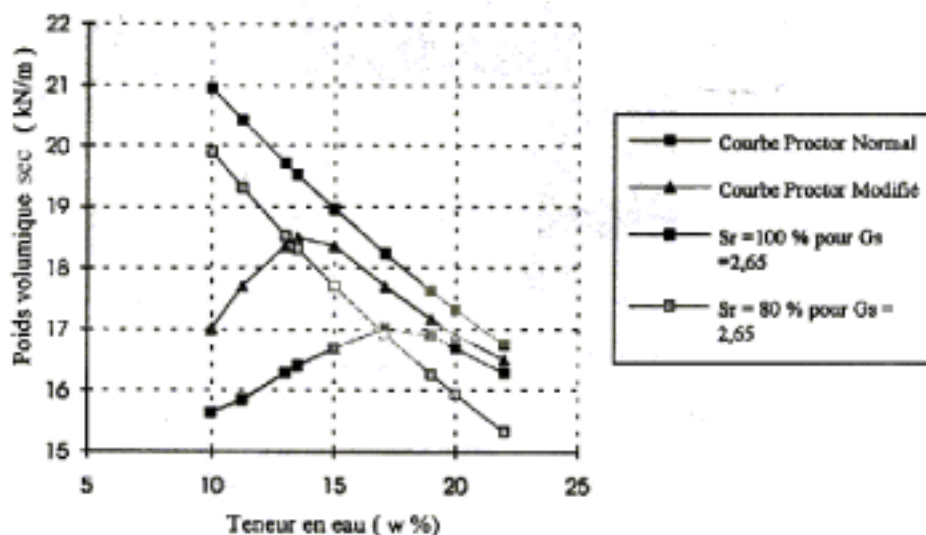


Figure I.1 : Courbes Proctor normal et modifié.

En particulier, on constate que, si on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai) peut être atteinte ou dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs : l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un surcompactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal.

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).

Essai d'indice portant immédiat

L'établissement des courbes I_{PI} -teneur en eau et CBR après immersion en eau permet de répondre à ces questions. Sur la figure I.2 nous avons représenté deux séries de courbes. La

première est la courbe de variation de l'Indice Portant Immédiat (I_{PI}) en fonction de la teneur en eau : elle traduit l'évolution de la résistance au poinçonnement du sol pour les différentes teneurs en eau considérées pour établir la «courbe Proctor» à l'énergie Proctor Normal. La seconde est la courbe CBR après quatre jours d'immersion en fonction de la teneur en eau. Elle traduit la modification de la résistance au poinçonnement de chacune des éprouvettes ayant servi à la détermination de la courbe I_{PI} -teneur en eau après immersion pendant quatre jours.

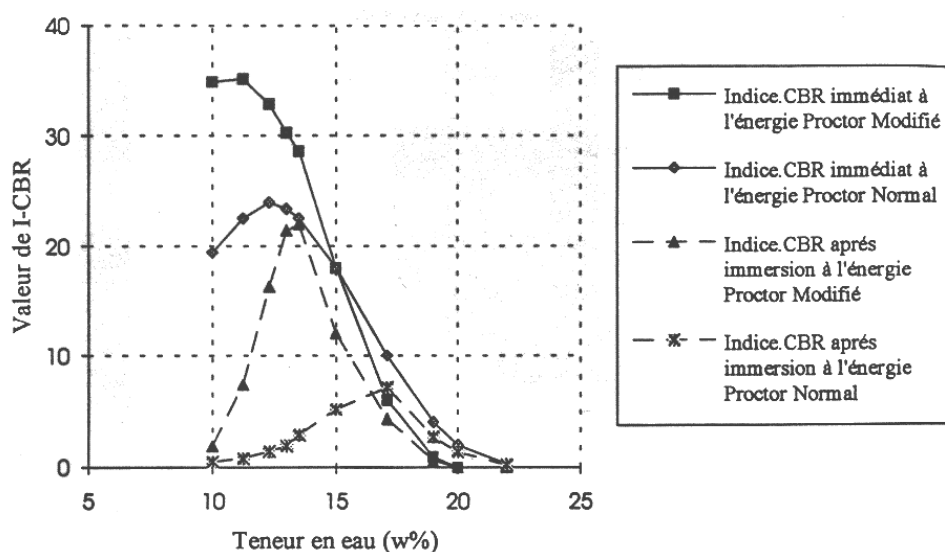


Figure I.2 : Indice CBR pour les deux types de compactage, Normal et Modifié.

D'après ces courbes nous constatons que la résistance au cisaillement maximale (valeur I_{PI}) s'obtient pour des teneurs en eau et des densités inférieures à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal et à la densité maximale. Mais si le matériau vient à être imbibé, la chute des caractéristiques est d'autant plus grande que sa teneur en eau de mise en œuvre était faible. La teneur en eau et la densité qui conduisent, en cas d'imbibition, au meilleur compromis entre la chute de résistance et la résistance résiduelle, correspondent aux valeurs de la densité sèche maximale et à la teneur en eau optimale relative à l'énergie de compactage considérée. C'est la raison pour laquelle on cherche à se rapprocher de la teneur en eau optimum Proctor Normal.

Si le matériau est à une teneur en eau sensiblement plus élevée que la teneur en eau optimale, la résistance au cisaillement après immersion ne sera pas sensiblement modifiée

mais restera faible. Un remblai construit avec un tel matériau, à condition que sa stabilité globale soit assurée (pente de talus faible, vitesse de dissipation des pressions interstitielles supérieure à la vitesse de construction du remblai....), n'évoluera plus même si une réimbibition se produit mais il aura posé des problèmes à l'exécution (mauvaise traficabilité des engins de transport, difficultés pour régler les plates-formes).

En revanche, si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, le matériau aura une grande résistance pendant la réalisation, ce qui est intéressant pour la traficabilité des engins mais rend difficile le compactage (il sera toujours difficile d'atteindre 95% de la densité sèche maximum Proctor normal). Si le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation), la chute des caractéristiques sous l'effet des contraintes dues aux engins et au poids des terres risque d'être brutale et produire des réarrangements conduisant à des déformations inacceptables.

En résumé, la construction de remblais en sols fins dans des régions à climat humide et peu contrasté pose souvent des problèmes d'exécution liés à des difficultés de circulation des engins. Mais, une fois construits, ces ouvrages ont une grande chance d'être définitivement stables. A l'inverse, les conditions les plus défavorables sont celles des régions à climat tranché (saison sèche et saison humide), dans lesquels les travaux sont réalisés pendant la saison sèche. Il faut dans ce cas atteindre le seuil des 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal et même si ce seuil est atteint, il est encore possible d'observer sur les grands ouvrages des déformations dues à une réimbibition du sol et à une chute brutale et importante de la résistance au cisaillement.

I.2.2 Effet du compactage sur la structure du sol compacté

Effet du compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure de l'argile compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage (Figure I.3). Un système de particules parallèles appelé système dispersé est généré quand on compacte à droite de l'optimum Proctor. Quand on compacte à gauche de l'optimum, un système floclé de particules se produit.

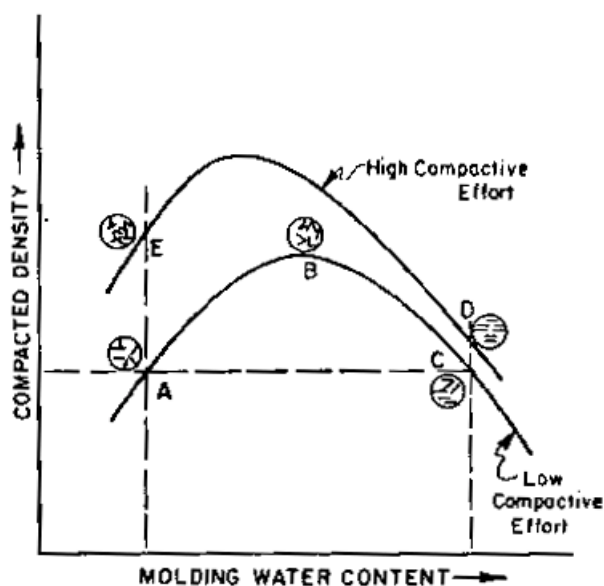


Figure I.3 : Effet du compactage sur la structure du sol (Lambe 1958).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables. Ceci donne une densité sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope. En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée). Quand la teneur en eau est très élevée, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope.

Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les sols compactés ont été effectuées, (Sridharan et al. 1971; Badger & Lohones. 1973 ; Garcia Bengochea et al. 1979 ; Garcia Bengochea & Lovell 1981 ; Juang & Holtz. 1986). Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour les pores inter-agrégats et un petit pour les pores intra-agrégats. Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage (Figure I.4).

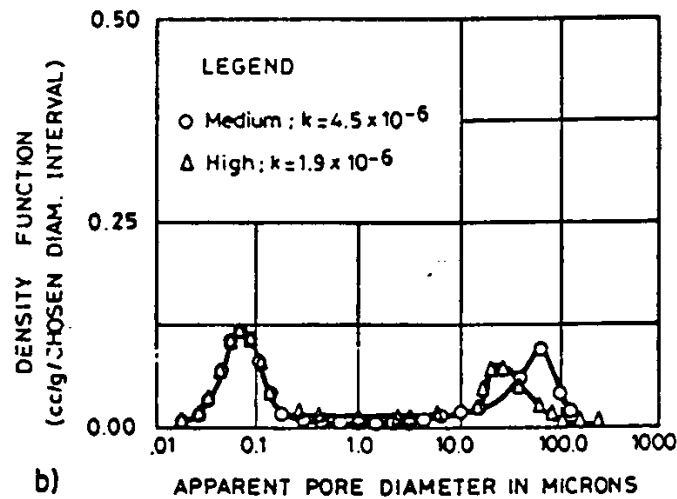


Figure I.4 : La distribution bimodale des pores pour un mélange de 70% de sable d'Ottawa et de 30% de Kaolin compacté par pétrissage en deux énergies de compactage à gauche de l'optimum (Juang et Holtz 1986).

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés par la teneur en eau de compactage, comme le montre la figure I.5 (Prapaharan et al. 1991).

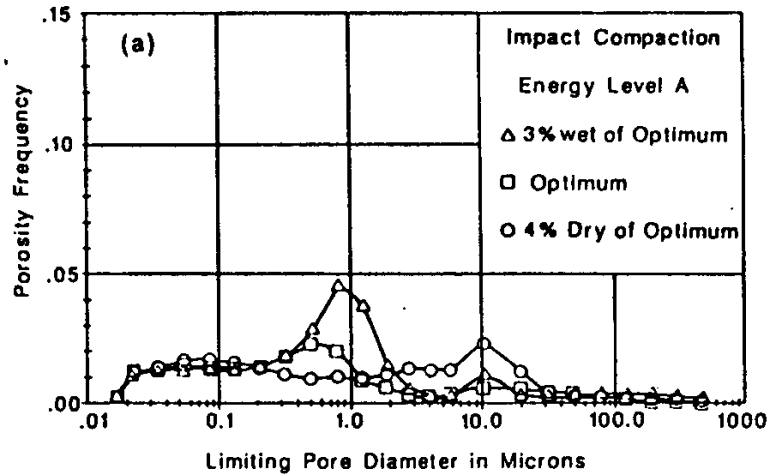


Figure I.5 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores.

I.3 Sols partiellement saturés

Dans les sols compactés et dans les sols naturels des pays arides, on rencontre des problèmes de gonflement ou de fissuration qui sont dus aux infiltrations, à la remontée capillaire et à l'évaporation.

Le caractère triphasique des milieux non saturés (existence d'une phase gazeuse en plus des phases liquide et solide) complique le comportement du matériau par le développement de ménisques eau-air au sein du squelette du sol. Des techniques particulières ont dû être développées pour étudier le comportement de ces sols.

La nouveauté de la discipline et sa complexité ont conduit à l'émergence de différentes écoles, tant du point de vue des méthodes d'analyse que des approches utilisées pour expliquer le comportement des sols non saturés.

I.3.1 Définitions - Phénomène de succion

La succion dans les sols a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Ce potentiel est égal à *"la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé"* (cité par Delage et Cui 2000).

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcentage. La relation entre l'humidité ambiante et la succion est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$\Psi_t = \frac{RT}{V_w} \ln H_r \quad (\text{I-1})$$

où:

T : température absolue (K);

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

H_r : humidité relative (%);

R : constante des gaz parfaits ($=8.3143 \text{ Jmol}^{-1} \text{ K}^{-1}$);

Ψ_t : succion totale (kPa).

Certains auteurs (Aitchison 1965 cité par Fredlund et Rahardjo 1993; Krahn et al. 1971; Edil et Sabri 1984; El-Ehwan et Huston 1990) définissent la succion totale comme la somme de la succion matricielle Ψ_m et de la succion osmotique Ψ_π :

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_\pi \quad (\text{I-2})$$

La succion matricielle est la capacité de rétention d'eau à l'intérieur de la matrice solide du sol. Elle fait intervenir l'effet de l'adsorptivité par les particules du sol et les forces capillaires. Ces dernières dépendent de la forme et de la taille des pores dans le sol. La succion matricielle est reliée à la pression de pore d'eau négative dans le sol par :

$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (\text{I-3})$$

où:

u_w : pression d'eau (kPa);

u_a : pression d'air (kPa).

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel dans différents points de la matrice du sol. Dans le cas où la concentration de sel est faible cette composante peut être négligée et la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle.

Krahn et Fredlund (1971) ont vérifié expérimentalement la relation (I-2) en mesurant la succion osmotique, matricielle et totale d'une argile très plastique. Ils trouvent que la différence entre la succion totale et la succion matricielle décroît avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. Houston et al. (1994) confirment aussi que la succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente.

I.3.2 Techniques de contrôle et de mesure de la succion

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols, et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mégapascals. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés, tant en termes mécanique que de transfert d'eau et d'air. Croney et al. (1958) ont cependant fourni très tôt une description très complète de la plupart des techniques de contrôle et de mesure de la succion dans le sol. De nombreuses techniques reposent sur l'utilisation de pierres poreuses céramiques de très fine porosité, qui ne peuvent être désaturées que sous des succions beaucoup plus fortes que celles appliquées aux sols : ces pierres restent toujours saturées, même lorsqu'elles sont soumises à des pressions d'air, et permettent d'assurer la continuité de l'eau entre le système de contrôle et de mesure et le sol.

I.3.2.1 Techniques de mesure de la succion

Pour des valeurs de succion inférieures à 100 kPa, on peut utiliser *le tensiomètre à eau*. Il est constitué d'un réservoir d'eau séparé par une pierre poreuse semi-perméable (plaque en céramique, laissant passer l'eau et pas l'air) sur laquelle repose l'échantillon de sol. L'eau du réservoir se met en équilibre avec la phase liquide du sol par transfert à travers la pierre poreuse. Un capteur de pression permet de mesurer la pression de l'eau à l'intérieur du réservoir (Ridley & Burland 1993, Marinho & Chandler 1995).

Une autre technique dite *méthode psychométrique* peut être utilisée pour mesurer la succion. Le principe de base présenté dans la littérature (Verbrugge 1978, Edil et al. 1984) consiste à mesurer la succion totale du sol en mesurant l'humidité relative de la phase air du sol en équilibre avec la phase eau. La relation entre la succion totale et l'humidité relative est donnée par la loi de Kelvin (relation I-1). Cette méthode est très délicate mais reste fiable pour les succions comprises entre 300 kPa et 8 MPa avec une plus grande imprécision aux faibles succions du fait d'une plus forte dépendance des variations de température dans cet intervalle. Pour la même raison, la mesure de la succion totale *in situ* avec psychromètre n'est pas recommandée.

Une méthode très simple dite *méthode du papier filtre*, permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en parfait contact avec le sol. Il faut utiliser la courbe d'étalonnage

appropriée pour chaque cas (Houston et al. 1994). Pour mesurer la succion matricielle, cette méthode consiste à intercaler un papier filtre entre deux échantillons de sol. Le principe repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique le potentiel de l'eau de l'échantillon de sol (ou succion matricielle) et le potentiel matriciel de l'eau du papier filtre sont les mêmes. Cette méthode permet de balayer une large gamme de succion allant de $pF=\log(s)=1$ à $pF=6$ (Fredlund & Rahardjo 1993; Ed Diny 1993);

I.3.2.2 Technique de contrôle de la succion

Quatre techniques sont généralement utilisées pour imposer une succion. *La plaque tensiométrique* consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Ce système permet d'avoir une bonne précision aux très faibles succions (entre 0 et 10 kPa).

La technique de *translation d'axes (surpression d'air)* a été mise en œuvre par Richards (Figure I.6). Le dispositif utilisé comporte une cellule étanche à l'air dont la base est constituée d'une pierre céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique.

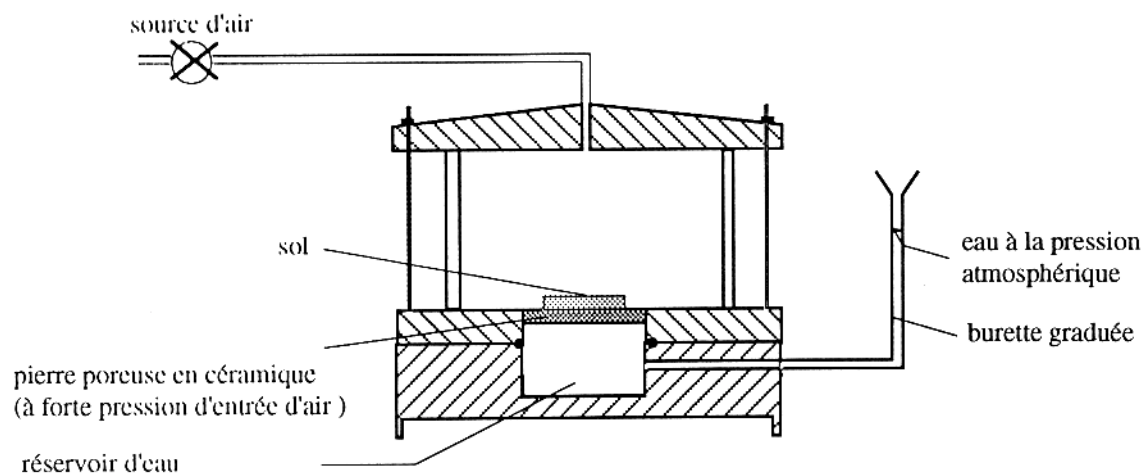


Figure I.6 : Schéma de l'appareil de Richard.

La méthode est basée sur la loi de Jurin-Laplace (relation I-4) qui permet de relier le potentiel capillaire (P_c) existant au niveau de l'interface air-eau des pores, au rayon d'un pore équivalent (Figure I.7).

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha^*}{r^*} \quad (\text{I-4})$$

où:

T_s : tension superficielle de l'eau (kN/m);

α^* : l'angle de raccordement du ménisque;

r^* : rayon du tube capillaire.

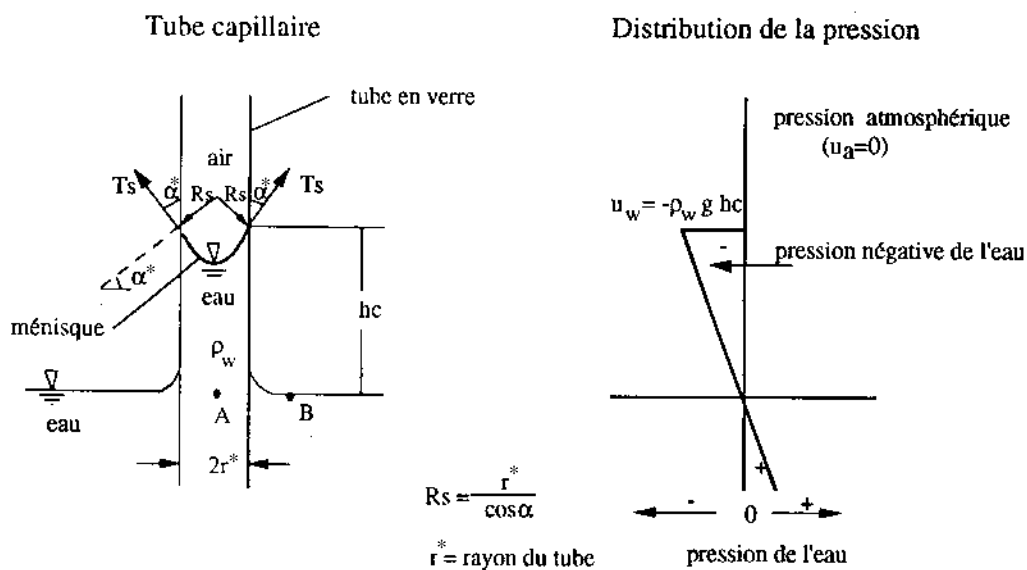


Figure I.7 : Remontée de l'eau dans un capillaire.

Cette relation montre qu'une céramique capable de contenir une pression maximale de 500 kPa devra avoir des rayons de pore inférieurs à 0,29 μm . On peut également utiliser des membranes semi-perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale. Ces membranes qui sont à la base de la technique osmotique de contrôle de succion, constituent une sorte de grillage avec une maille de l'ordre de 5 nm (50Å). Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ($u_w = 0$).

La pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, on impose artificiellement une valeur de succion $s = u_a - u_w$ positive. L'expérimentation consiste

à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques tels que celui de la figure I.6. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée. Le principe de translation d'axes a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, triaxiaux), qui seront décrits au cours de cette étude (au deuxième chapitre). L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé.

La technique osmotique utilise une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, et une membrane semi-perméable laissant passer l'eau et non les molécules. L'eau est échangée entre le sol et la solution par osmose à travers la membrane jusqu'à ce que l'équilibre hydrique s'établisse. Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée. L'intérêt majeur de cette technique est que la génération d'une succion $s = u_a - u_w$ positive, ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air reste égale à la pression atmosphérique, et c'est réellement le terme u_w qui est négatif, comme dans la réalité. Cette technique permet d'atteindre des succions de 12 MPa sans précautions particulières, à la différence de la technique de la translation d'axes, qui requiert à ces pressions d'importantes dispositions de sécurité.

La technique de solution saline consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à atteindre l'équilibre, ce qui peut durer jusqu'à une dizaine de jours, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans un dessiccateur une solution saline saturée ou non saturée. Pour cette technique il n'y pratiquement pas de limite supérieure en succion : par exemple, une

succion de 332 MPa peut être obtenue avec une humidité relative de 9% exercée par une solution saturée en KOH. Il est préférable d'utiliser cette technique en condition de température contrôlée à 20°C. L'étalonnage des différentes solutions salines peut être trouvée dans Schneider (1960), Tessier (1975).

I.3.3 Etudes réalisées

I.3.3.1 Compressibilité

Différents travaux ont été effectués à l'oedomètre et au triaxial à succion contrôlée afin d'étudier deux aspects du comportement des sols non saturés, à savoir :

- l'effet de la succion sur la compressibilité;
- les variations volumiques liées au changement de succion.

Des essais de compressibilité et de séchage - humidification sur un sol compacté très plastique ($W_L=80\%$, $W_P=28\%$, limite de retrait =15,8%, pourcentage d'argile = 56% dont 80% de montmorillonite et 20% de kaolinite) ont été réalisés par Habib et al. (1995) en utilisant un oedomètre à surpression d'air. Le sol a été compacté statiquement à une teneur en eau $W=24\%$, l'indice des vides obtenu est de l'ordre de 1,03.

Les résultats obtenus ont montré que les courbes de changement de la teneur en eau et de l'indice des vides ont la même allure. La variation de l'indice des vides est influencée par l'intensité du chargement axial plus que par la succion, mais la teneur en eau est influencée par le changement de succion au premier degré. Les résultats ont montré aussi que l'indice des vides et la teneur en eau finale sont liés au chemin de contraintes suivi. Un comportement élasto-plastique a été observé pendant le chargement – déchargement à succion constante (Figure I.8a). Les variations de l'indice des vides sont fonction linéaire du logarithme de la contrainte axiale. Par ailleurs, sous contrainte axiale quasiment nulle, l'échantillon de sol a une réponse élastique au changement de succion bien qu'une tendance à un comportement irréversible soit observée (Figure I.8b).

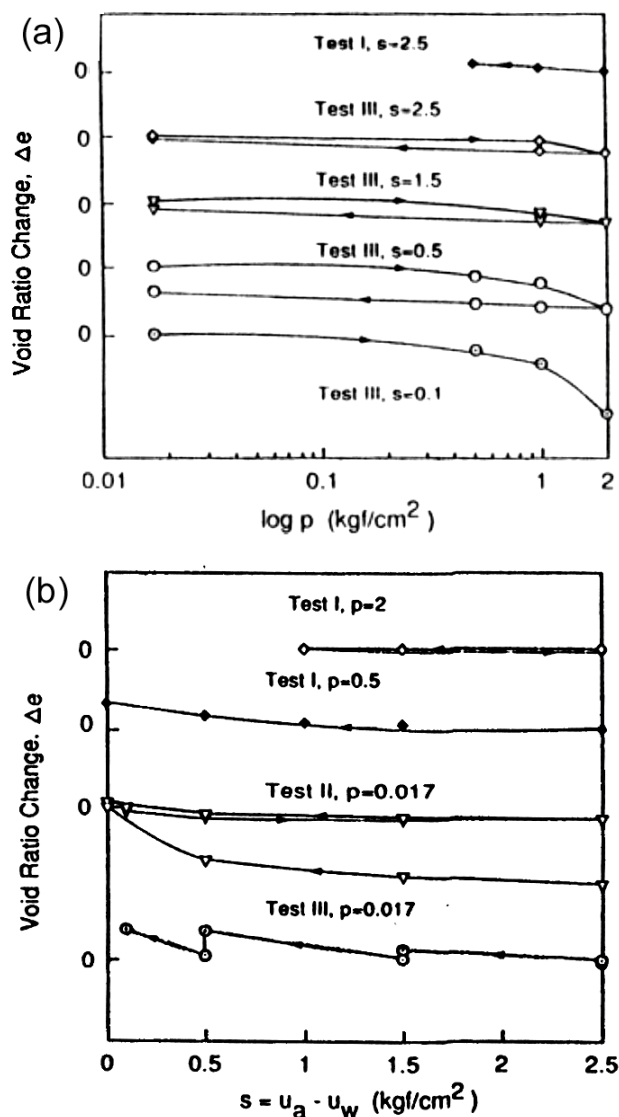


Figure 1.8 : Essais oedométriques à succion contrôlée, (a) essais de chargement – déchargement à succion constante, (b) essais de séchage – humidification sous pression de confinement constante (Habib et al. 1995).

Rampino et al. (1999, 2000) ont effectué à l'oedomètre et au triaxial à surpression d'air une étude sur un sable silteux ($W_p=21,3\%$, $W_L=34,6\%$, $I_p=13,3\%$) compacté à l'optimum Proctor modifié. Le programme expérimental consiste en une phase d'équilibre suivie par un chargement isotrope et de cisaillement sous succion constante comprise entre 0 et 400 kPa.

Les résultats obtenus indiquent que la réponse mécanique dépend fortement de la succion. Pendant la phase d'équilibre à $s=10$ kPa et $q=0$, l'échantillon absorbe de l'eau et la succion chute de sa valeur après compactage à la valeur imposée, le sol gonfle pendant cette phase. La succion a une grande influence sur le comportement mécanique du sol sous

compression isotrope et oedométrique. Dans la gamme de succion choisie pour les tests, la compressibilité baisse et la pression de surconsolidation augmente avec l'augmentation de la succion. Le changement le plus important a lieu entre 0 et 100 kPa de succion (Figure I.9).

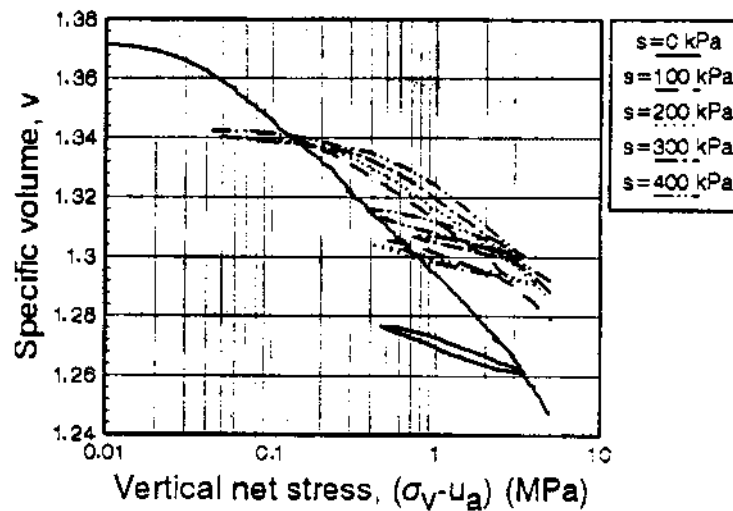


Figure I.9 : Essais oedométriques de compression à succion constante (Rampino et al. 2000).

Des résultats concordants sur un sol peu plastique ont été trouvés par Chen et al. (1999) au triaxial à double paroi en adoptant la méthode de surpression d'air. Le sol a été préparé par compactage statique en cinq couches avec les conditions initiales de compactage, $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$, $W_0 = 17,15\%$, $e_0 = 0,6$ et $S_r = 77,8\%$. Deux types d'essais ont été effectués : une compression isotrope sous succion constante et un séchage sous pression de confinement constante.

Les résultats obtenus montrent que :

- le changement de volume total et de volume d'eau dans le sol est lié au chemin de contrainte suivi;
- la compressibilité varie considérablement et la pression de surconsolidation augmente avec l'augmentation de la succion, la teneur en eau varie d'une manière importante pour des basses succions (Figure I.10a);
- pour les tests de séchage, le volume total et la teneur en eau montrent une variation graduelle en fonction du changement de succion (Figure I.10b).

- le volume total et la teneur en eau sont des variables adéquates pour décrire le comportement des sols non-saturés.

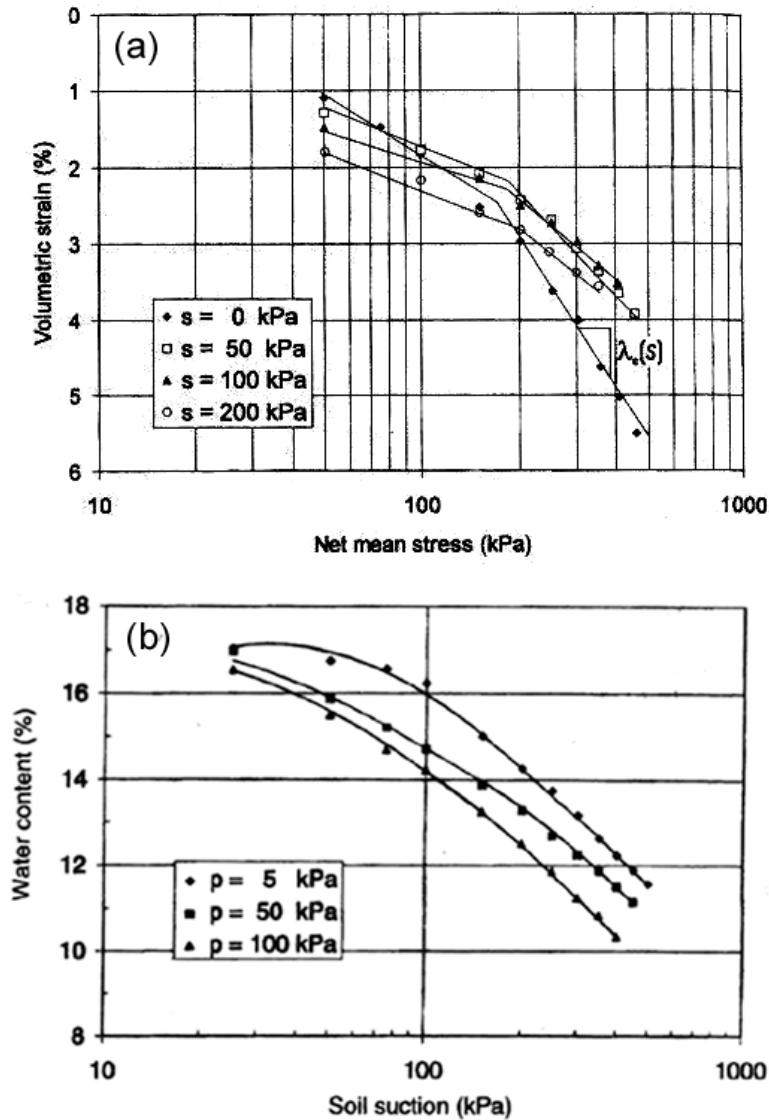


Figure I.10 : Essais au triaxial à succion contrôlée, (a) Essais de compression, (b) La courbe de rétention à différentes pressions de confinement (Chen et al. 1999).

Villar (1995) a réalisé des essais oedométriques de chargement – déchargement sous succion imposée (entre 0,1 et 130 MPa) et des essais de séchage – humidification sous charge constante (de 0,05 à 5 MPa) en utilisant les techniques de surpression d'air et de la solution saline. L'étude a été réalisée sur une montmorillonite très gonflante reconstituée en

laboratoire ($W_L=21,3\%$, la pression de gonflement est de l'ordre de 5 MPa pour un poids volumique sec de 16 kN/m^3).

Les résultats obtenus montrent que les déformations causées par une variation de succion sont moins réversibles que celles causées par le chargement axial (Figure I.11). Dans les deux types d'essais (chargement/déchargement, séchage - humidification) le chargement axial joue le rôle déterminant dans l'irréversibilité des déformations : si le chargement axial est élevé, l'échantillon gonfle moins pendant la phase d'humidification ; pendant la phase de dessiccation l'indice des vides initial est récupérable même si on passe au-dessous de la valeur initiale pour des charges très élevées. Ceci peut être expliqué par la disparition du réseau macrostructural causée par le gonflement microstructural (Gens et Alonso 1991). Un effondrement a été remarqué pour des échantillons soumis à une charge axiale de 5MPa et une succion initiale de 130MPa quand la succion baisse à 30MPa, l'amplitude de l'effondrement n'est pas très élevée mais pendant la phase de dessiccation l'échantillon se consolide facilement.

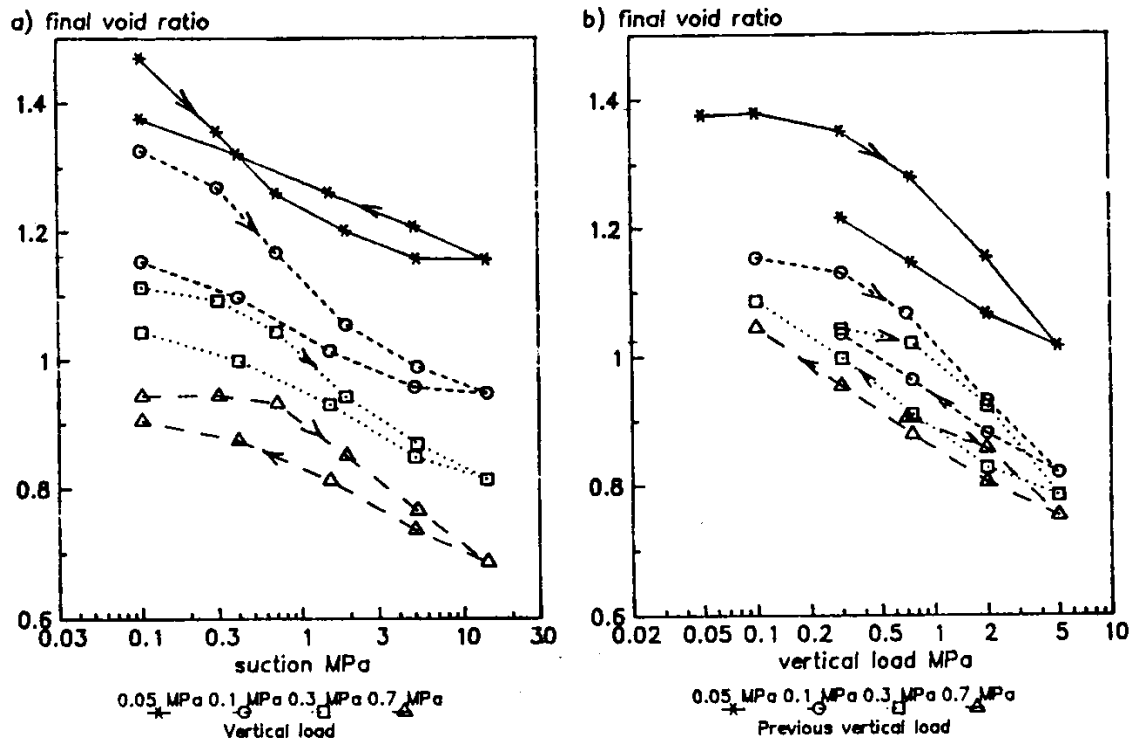


Figure I.11 : Tests effectués à l'oedomètre à succion contrôlée, (a) tests de séchage - humidification sous contrainte axiale constante, (b) tests de chargement - déchargement à succion constante de 0,1 MPa (Villar 1995).

Une autre étude a été menée par Vilar (1995) sur un sol plastique ($W_p=36\%$, $W_L=71\%$) gonflant faiblement compacté en utilisant un oedomètre à surpression d'air. Le sol a été compacté statiquement directement dans l'anneau de l'oedomètre, la teneur en eau initiale est de 22% et le poids volumique après compactage est de l'ordre de $12,3 \text{ kN/m}^3$. Après la mise en place de l'échantillon dans l'oedomètre une charge nette axiale de 40 kPa et une succion initiale de 3500 kPa ont été appliquées. Après la phase d'équilibre, un chargement est appliqué suivi par une baisse de succion par paliers.

Les résultats obtenus montrent qu'un sol gonflant faiblement compacté peut gonfler ou s'effondrer pendant la phase d'humidification. Tout dépend de la pression de confinement appliquée, de la teneur en eau initiale et de la réduction de la succion effectuée. Les échantillons les plus humides tendent à gonfler cependant les plus secs tendent à s'effondrer pendant la phase d'humidification. Les échantillons soumis à des cycles de séchage - humidification manifestent un effondrement pendant le premier séchage et puis un gonflement pendant la phase d'humidification. Ce gonflement peut être expliqué par l'augmentation de la densité sèche causée par l'effondrement pendant le séchage.

I.3.3.2 Résistance au cisaillement

La courbe de résistance au cisaillement est décrite par deux paramètres, l'angle de frottement ϕ et la cohésion c . Pour le sol non saturé, ces deux paramètres sont liés à la succion, différentes études ont été réalisées pour établir ce rapport.

Delage et al. (1987) ont réalisé des essais à succion contrôlée à l'appareil triaxial osmotique sur un limon peu plastique ($W_p=13\%$) comportant 26% de particules de diamètre inférieur à $2 \mu\text{m}$. Les éprouvettes ont été compactées statiquement aux caractéristiques Proctor normal, à un poids volumique de $17,5 \text{ kN/m}^3$ et une teneur en eau de 15,5%. A partir de cette teneur en eau, les éprouvettes ont été amenées à des succions de 50, 100, 200, 400 et 800 kPa à contrainte de confinement nulle. Après l'équilibre, des pressions de confinement de 100, 200 et 400 kPa ont été appliquées suivies par une phase de cisaillement jusqu'à la rupture.

Les résultats obtenus montrent une nette influence de la succion sur ces courbes, tant au niveau du déviateur à la rupture qu'à celui de la pente des courbes à l'origine. L'augmentation de la succion entraîne une amélioration de la résistance de l'échantillon (Figure I.12a). La rupture est en général atteinte pour une déformation de 3%. Un pic est

observé pour les suctions supérieures à 400 kPa. Pour des valeurs plus faibles, on observe une déformation en tonneau.

Dans le plan de Mohr-Coulomb en contraintes totales, on observe un bon alignement des états de contraintes à la rupture pour les échantillons testés à la même succion (Figure I.12b). Les différentes droites de rupture se disposent de manière assez régulière avec une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement quand la succion croît.

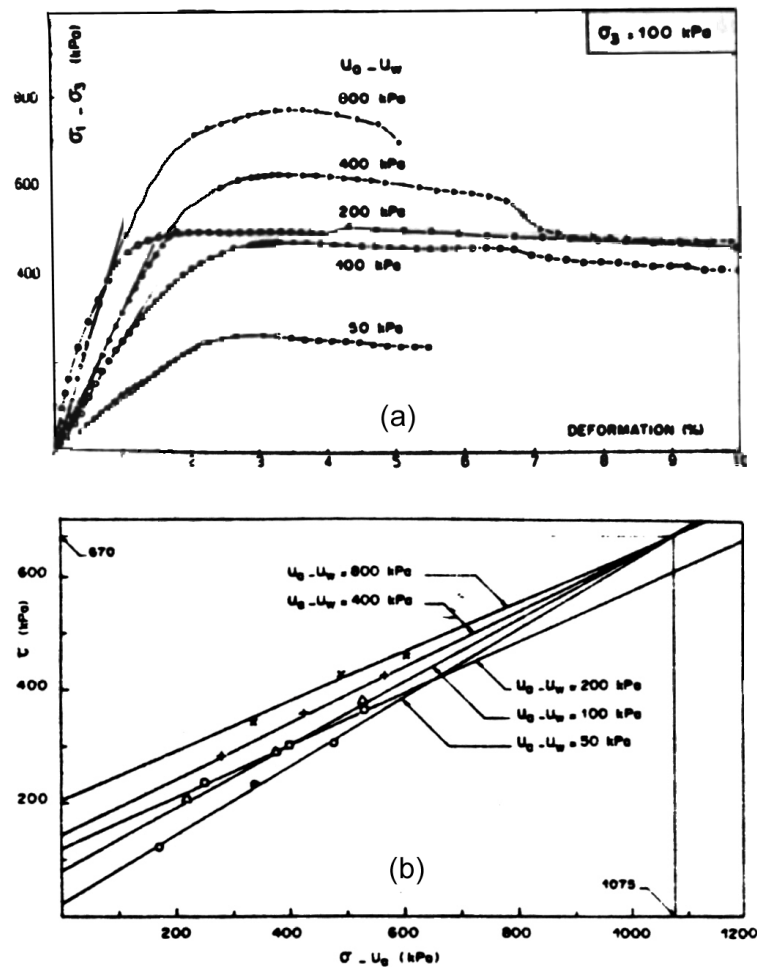


Figure I.12 : Essais triaxiaux réalisés sur un limon peu plastique à différentes suctions, (a) courbe déviateur - déformation axiale, (b) Etats de contraintes à la rupture dans le plan de Mohr-Coulomb (Delage et al. 1987).

Wheeler et Sivakumar (1995) ont effectué des essais triaxiaux à succion contrôlée sur des échantillons de kaolin «speswhite». Des échantillons de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur ont été préparés par compactage statique en neuf couches à une teneur en eau de 25% (4% de moins que l'optimum Proctor normal), le poids volumique sec obtenu est de 12 kN/m^3 et le degré de saturation est de l'ordre de 54%. Les échantillons ont été soumis à une phase d'équilibre sous pression nette de confinement de 50 kPa et à différentes suctions (100,

200 et 300 kPa) suivie par une phase de consolidation à pression de confinement de 100, 150, 200, 250 et 300 kPa. Ensuite, les échantillons ont subi une phase de cisaillement à succion constante et sous différentes conditions, drainée, non drainée et à volume constante. La figure I.13a montre les chemins de contraintes pour les essais réalisés à une succion de 200 kPa. Une ligne unique d'état critique est observée pour chaque succion. Pour la plupart des essais, le déviateur est marqué par une augmentation monotone jusqu'à une valeur asymptotique.

Les courbes d'état critique à différentes succions ont été regroupées sur la figure I.13b. On remarque une légère dépendance de l'angle de frottement en fonction de la succion, mais une forte influence de cette dernière sur la cohésion.

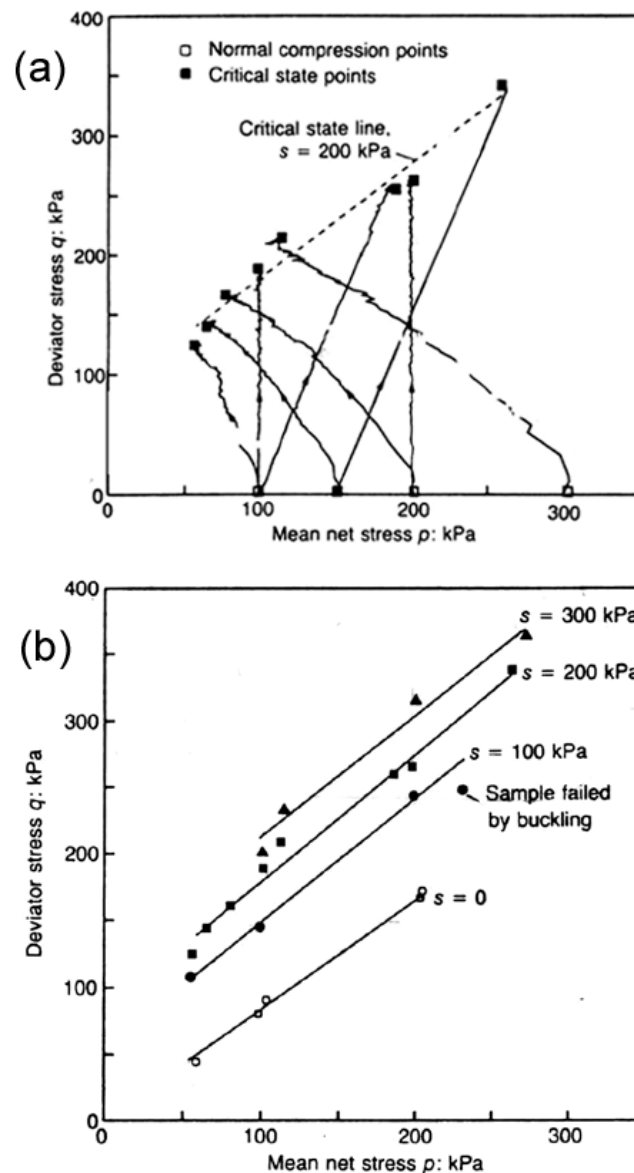


Figure I.13 : Essais de cisaillement au triaxial à succion contrôlée sur kaolin «speswhite», (a) chemins des contraintes à la même succion, (b) courbes d'état critique à différentes succions (Wheeler et Sivakumar 1995).

Rampino et al. (2000) ont effectué des essais triaxiaux sur un sable silteux pour étudier l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement. Le programme expérimental a comporté 16 essais de cisaillement au triaxial à succion constante (entre 0 et 300 kPa).

Les résultats indiquent une augmentation du module de déformation verticale (E_v) avec l'augmentation de la succion. La figure I.14a donne la variation de E_v à une déformation axiale de 0,1% en fonction de la succion pour deux pressions de confinement (100 et 400 kPa). Pour la pression de confinement de 400 kPa, la valeur de E_v croît de 60 MPa pour une succion de 100 kPa à 130 MPa pour une succion de 300 kPa.

Les courbes de rupture peuvent être définies par des droites dont la pente et la position sont fonction de la succion (Figure I.14b).

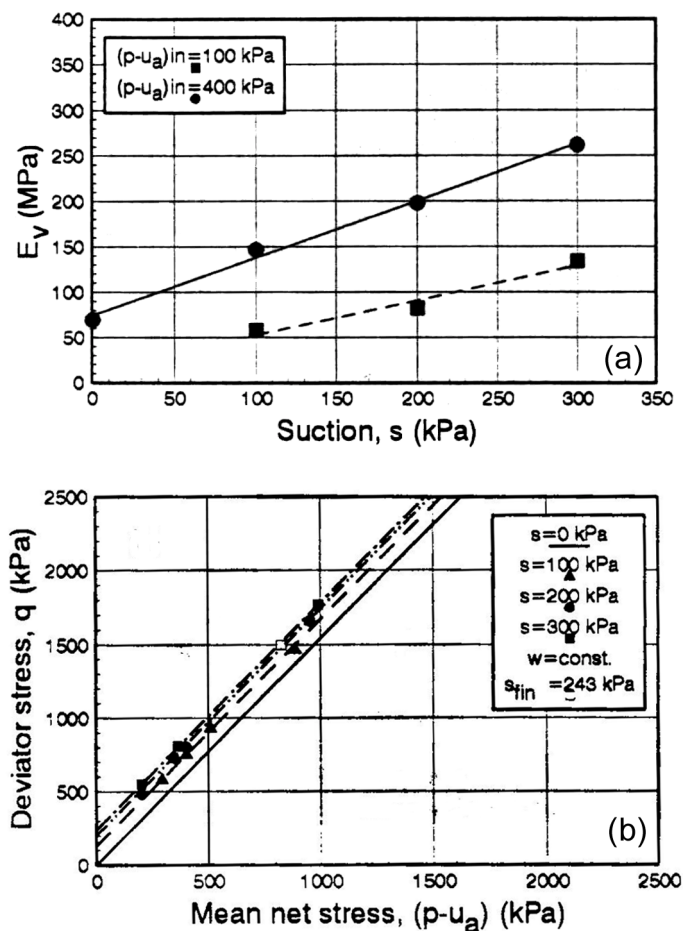


Figure I.14 : Essais de cisaillement, au triaxial à succion contrôlée, sur un sable silteux, (a) Module de déformation verticale (E_v) en fonction de la succion à une déformation axiale de 0,1%, (b) Les lignes d'état critique à différentes succions, (Rampino et al. 2000).

Shahu et al. (1999) ont réalisé des essais à l'appareil triaxial traditionnel (sans contrôle de succion) sur un silt compacté dynamiquement du côté humide de l'optimum. Le degré de saturation obtenu après compactage est de l'ordre de 86 à 96%. Le sol peut être considéré quasi saturé à ce stade de saturation (Cruz et al. 1985). Deux séries d'essais ont été réalisées :

- essais CU sans contre pression ;
- essais CD avec une contre pression.

Les résultats obtenus montrent que les états de contraintes à la rupture pour les échantillons cisailés avec une contre pression s'alignent sur une seule droite (la ligne de rupture à l'état saturé). Les valeurs à la rupture pour les échantillons cisailés sans contre pression se superposent à la ligne de rupture de l'état saturé pour des pressions de confinement élevées (plus que 400 kPa). Cela peut être expliqué par la dissolution de l'air occlus dans l'eau interstitielle sous l'effet de la pression de confinement, cette dissolution augmente le degré de saturation et rapproche le sol des conditions des sols saturés.

I.3.3.3 Gonflement - retrait

Plusieurs études ont été réalisées sur l'influence du séchage - humidification sur le potentiel de gonflement en utilisant des appareils à succion contrôlée ou un séchage naturel.

Al-Homoud et al. (1995) ont étudié l'effet du séchage - humidification sur les caractéristiques du gonflement de différents sols intacts (composés de 50-80% d'argile, 10-45% silt, 2-15% sable, argile à 80% smectite-illite et le reste kaolinite. W_L varie de 65 à 90% et W_p varie entre 15 à 40%) en adoptant le séchage naturel.

Les résultats obtenus montrent un phénomène de fatigue qui résulte des cycles de séchage - humidification, et qui se traduit par une baisse du potentiel de gonflement. Le premier cycle cause la réduction maximale du potentiel de gonflement. Un équilibre est atteint après 4 à 5 cycles (Figure I.15). L'observation au scanner électronique a montré qu'il y a un réarrangement continu durant les cycles de séchage - humidification. Cela conduit à une structure moins gonflante.

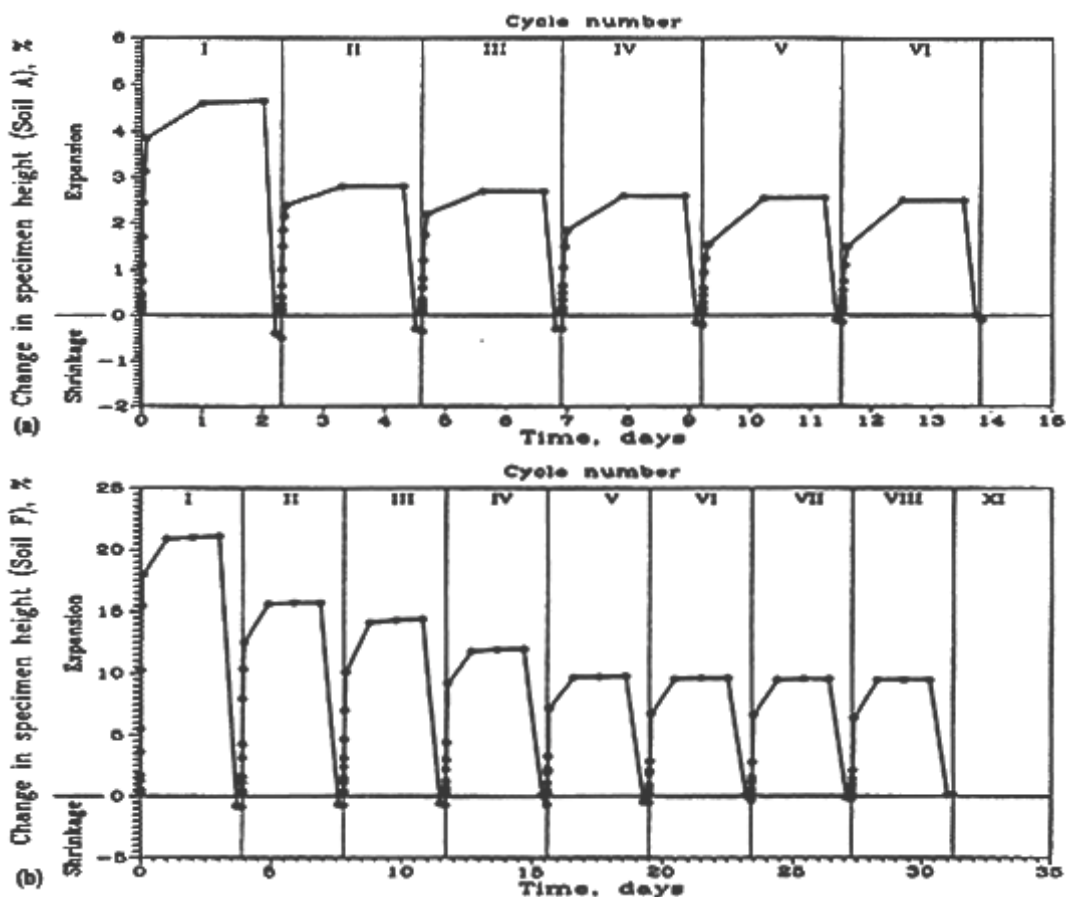


Figure I.15 : Essais de gonflement – retrait sur deux types de sol intact (Al-Homoud et al. 1995).

Des résultats concordants ont été trouvés par Dif et al. (1991) en réalisant des essais de séchage - humidification, à l'oedomètre à surpression d'air, sur des sols intacts (Ils contiennent entre 60 et 69% d'argile, $W_L = 48-74\%$, $W_P = 15-25\%$, Limite de retrait $W_{Re} = 8-12\%$, $W_{init} = 16-26\%$).

Les auteurs ont observé une diminution du gonflement d'un cycle à l'autre. Ce résultat est en accord avec le phénomène de fatigue obtenu par Al-homoud et al. (1995). Le retrait change d'un cycle à l'autre et le retrait total augmente en augmentant la teneur en eau initiale et la charge axiale appliquée (Figure I.16). Le gonflement/retrait est observé entre deux limites de teneur en eau ; la limite basse est inférieure à la limite de retrait et la limite haute est inférieure à celle de la saturation totale. Les auteurs attribuent le phénomène de fatigue à trois facteurs :

- réarrangement continu des particules du sol qui conduit de plus en plus à la destruction de la structure interne de l'argile ;

- perte de confinement latéral après l'apparition des fissures ;
- type d'argile présente dans le sol.

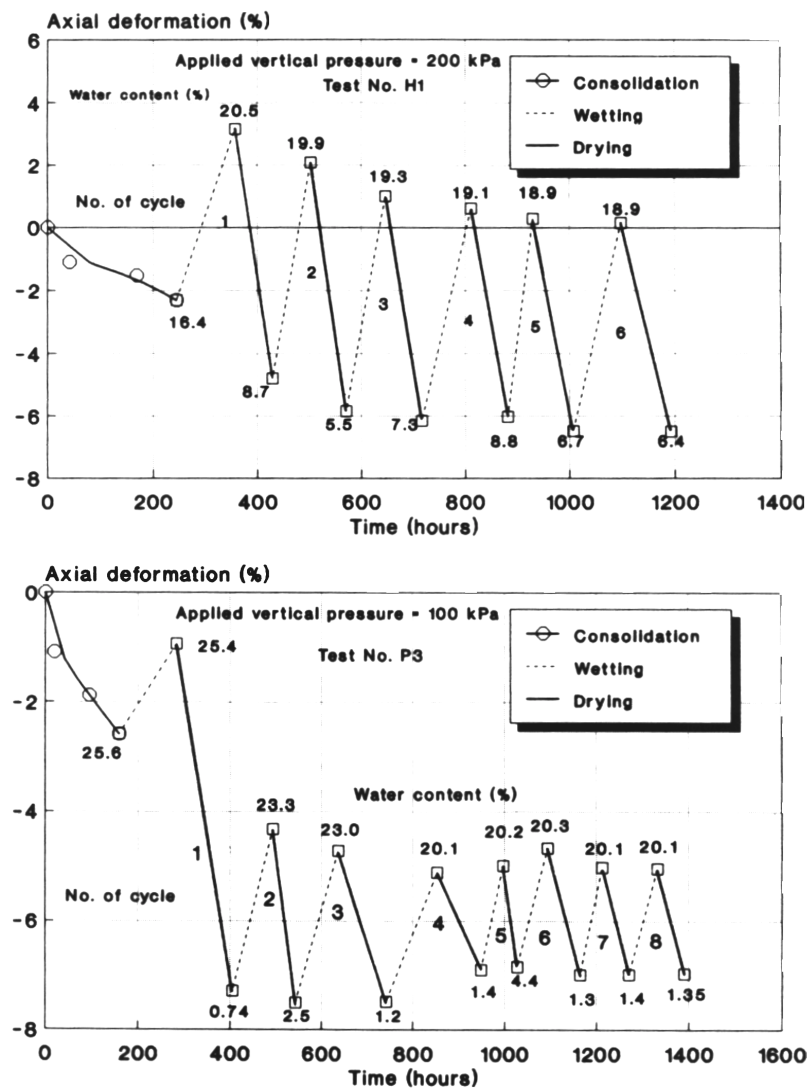


Figure I.16 : Essai de séchage - humidification (Dif et al. 1991).

Holtz et Gibbs (1956) ont montré que si l'argile est compactée du côté humide de l'optimum, le gonflement initial sera moins important que celui obtenu avec un compactage du côté sec. Ce résultat a été exploité comme une méthode de contrôle de gonflement (Gromko 1974).

Day (1994), dans une étude sur un silt argileux, a montré qu'en laissant un temps de maturation, des liens entre particules peuvent se développer, ce qui réduit à son tour le

gonflement ou le retrait initial. Dans cette étude, le sol a été compacté à 6% du côté humide de l'Optimum Proctor Modifié. Le premier cycle de séchage - humidification a causé des faibles valeurs de gonflement/retrait. Mais après les cycles répétitifs, l'amplitude du gonflement - retrait augmente considérablement (Figure I.17). Day a expliqué ce phénomène par la destruction, causée par les cycles de séchage - humidification, de la structure formée par le compactage à une teneur en eau du côté humide de l'Optimum Proctor Modifié, ce qui rend le gonflement plus important.

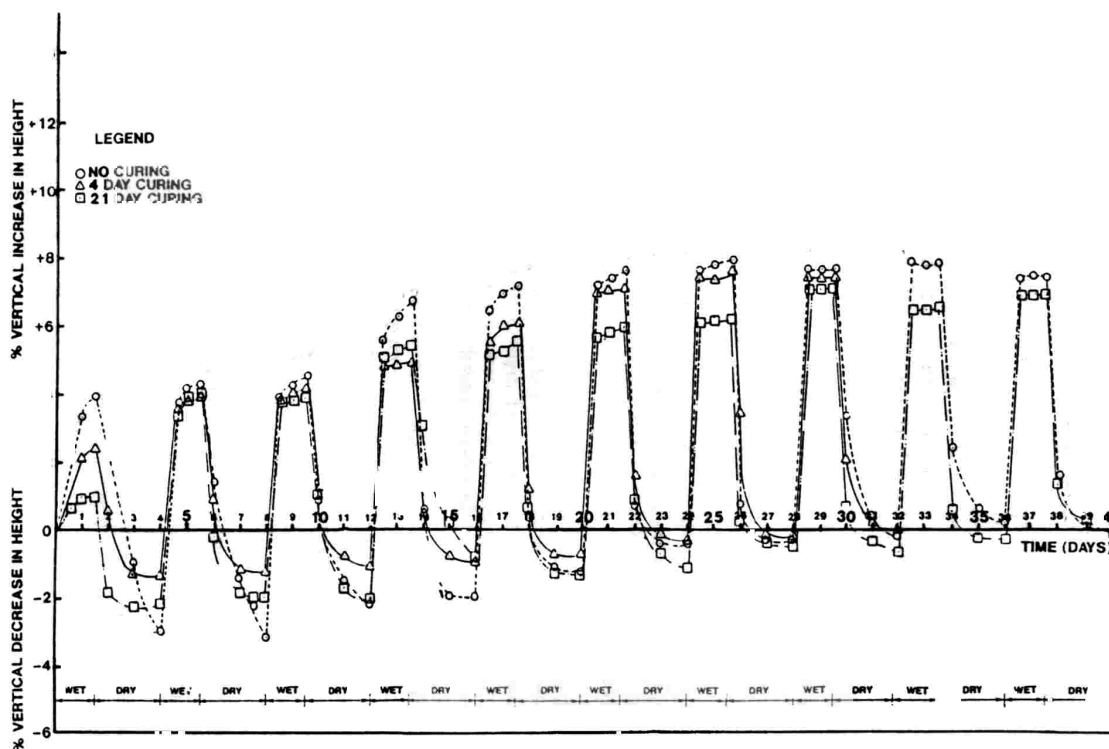


Figure I.17 : Essais de Gonflement – retrait réalisés sur un silt argileux compacté (Day 1994).

Des tests similaires ont été effectués par Day (1995) sur un mélange de 80% de quartz et 20% de montmorillonite compacté sous différentes humidités (10, 30 et 50%). La figure I.18 présente le gonflement/retrait vertical de deux échantillons compactés à $W=10\%$ et à 30% , soumis aux cycles séchage - humidification. On constate que la teneur en eau initiale de compactage joue un rôle important. Le sol manifeste un phénomène de fatigue pour un compactage à $W=10\%$ ou une augmentation du potentiel de gonflement pour un compactage à $W=30\%$. On remarque qu'après certain nombre des cycles, l'amplitude du gonflement/retrait se stabilise.

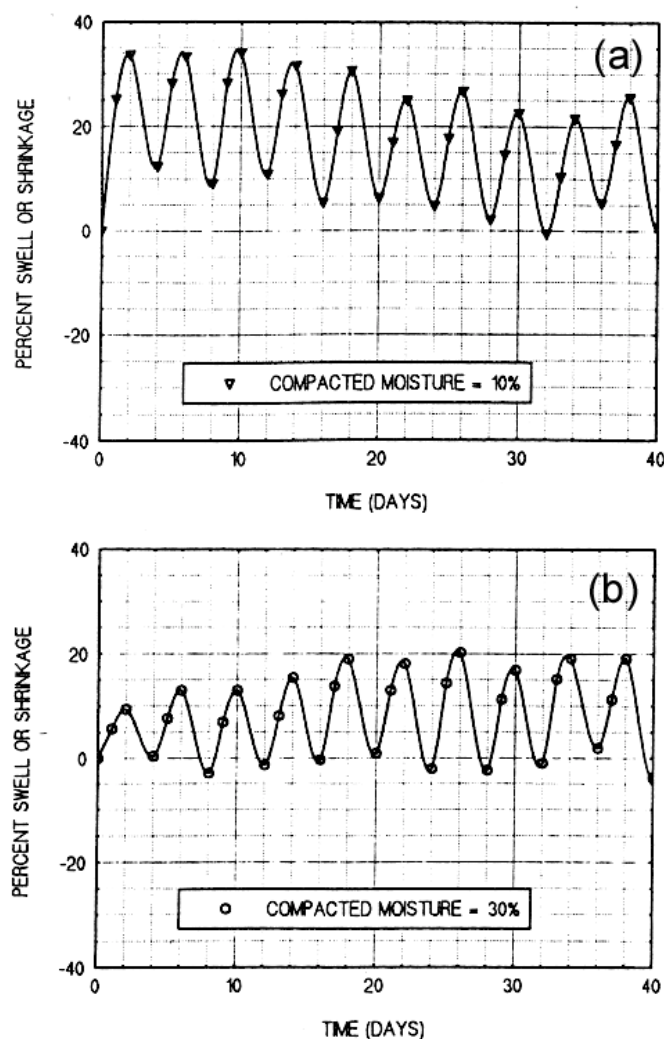


Figure I.18 : Essais de gonflement – retrait sur un mélange de quartz et montmorillonite, (a) Compactage de côté sec ($W=10\%$), (b) Compactage de côté humide ($W=30\%$), (Day 1995).

Brian et al. (2001) ont étudié l'effet de séchage - humidification sur le potentiel de gonflement pour plusieurs sols ayant une indice de plasticité (I_p) compris entre 11 et 46 et un pourcentage d'argile ($\leq 2\mu m$) compris entre 12 et 53%. Le sol a été compacté à trois efforts de compactage (standard, modifié et réduit) à différentes teneurs en eau (de 14% à 25,5%). Le poids volumique initial était de l'ordre de $15,2 \text{ kN/m}^3$.

Les résultats obtenus ont mis en évidence des variations volumiques, causées par le séchage à l'air libre, de l'ordre de 15% pour les cinq sols étudiés. Cette valeur ne change pas d'un cycle à l'autre comme le montre la figure I.19.

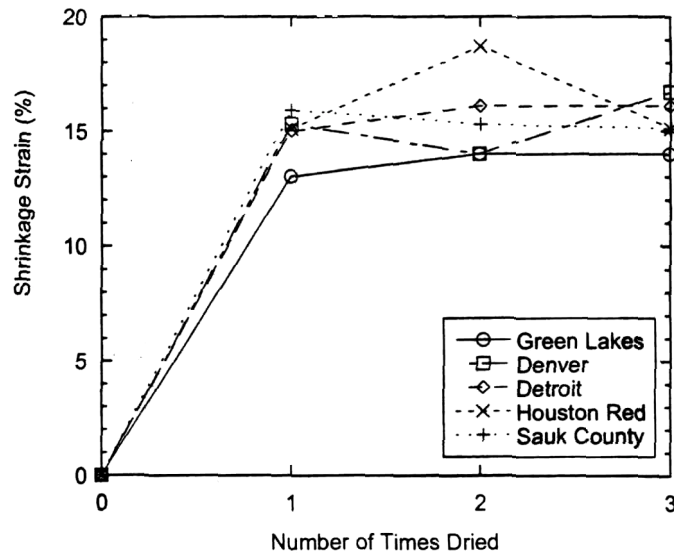


Figure I.19 : Essais de gonflement – retrait sur différents types des sols compactés (Brian et al. 2001).

I.4 Modélisation du sol non saturé

I.4.1 Aspects hydriques

En l'absence de contraintes, l'équilibre de l'eau dans le sol dépend de plusieurs facteurs : la porosité, la pesanteur, les sels dissous et la pression de la phase gazeuse. Chacun de ces facteurs contribue à l'énergie potentielle sous forme de potentiel matriciel, gravitaire, osmotique et de pression gazeuse.

I.4.1.1 Relation teneur en eau -suction (courbe de rétention)

Considérons un sol initialement saturé en eau. Si on lui applique une pression d'air, à partir d'une valeur de pression critique appelée pression d'entrée d'air du sol, les larges pores commencent à se vider. La loi de Jurin-Laplace (relation I-4) permet d'affirmer qu'une augmentation de la pression d'air appliquée au sol entraîne un drainage de pores de taille de plus en plus petite. La suction du sol est reliée à la quantité d'eau qui y est présente à cause des interactions de type capillaire ou d'adsorption entre l'eau et les particules du sol. Cette relation est une caractéristique spécifique d'un type de sol et peut être déterminée expérimentalement par les méthodes de mesure et de contrôle de la suction présentées dans ce chapitre (cf. §I.4.2). Elle est représentée par une courbe appelée «courbe de rétention» (Figure I.20).

La relation suction-teneur en eau n'est pas univoque. La figure I.20 montre que le sol est plus humide à la dessiccation qu'à l'humidification pour une même valeur de suction. Il en résulte que le sol présente un comportement hydraulique dépendant du chemin parcouru. Ce comportement non univoque, qui fait intervenir a priori l'histoire hydrique du sol, complique singulièrement la description des écoulements dans les sols non saturés.

Cette non-unicité est liée au phénomène d'hystérésis qui signifie que les caractéristiques hydriques pour un sol en séchage et en humidification ne sont pas les mêmes. Ce phénomène s'explique d'une manière simple par le "phénomène de l'encrier" (Figure I.21). Le diamètre d'un pore est en général plus faible aux extrémités qu'au milieu du pore.

Lorsqu'on draine un sol, l'eau n'est évacuée que si la pression capillaire est supérieure à la pression correspondant au plus petit rayon (P_2). Lors d'une imbibition, l'eau rentre dès que la pression capillaire est inférieure à la pression correspondante au plus grand rayon ($P_1 < P_2$).

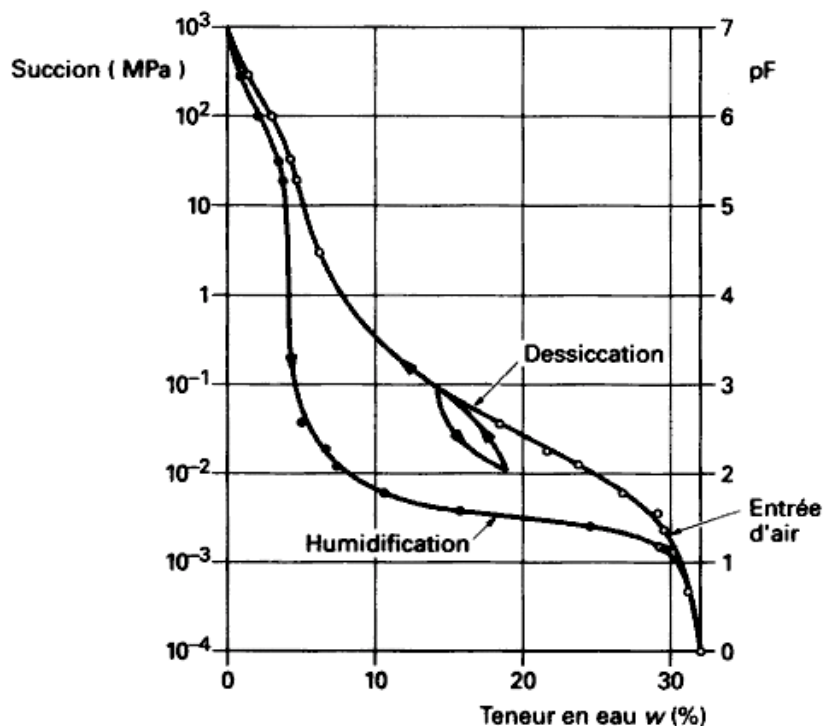


Figure I.20 : Courbe de rétention, phénomène d'hystérésis (Croney 1958).

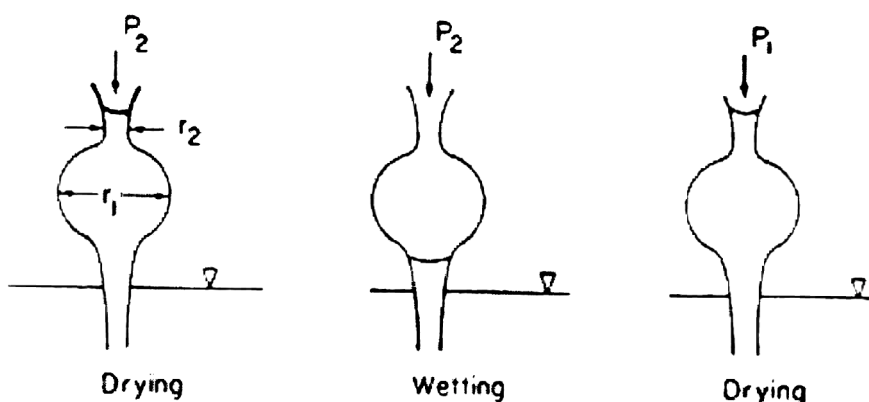


Figure I.21 : Illustration du phénomène de l'encrier (Yong et Warkentin 1975).

Plusieurs équations empiriques ont été proposées pour décrire la forme de la courbe de rétention en cas de dessiccation (Williams et al. 1983, McKee et Bumb 1984, Bumb 1987, Van Genuchten 1980, Brooks et Corey 1966, Grander 1958, Fredlund et Xing 1994). Tinjum et al. (1997) ont montré que l'équation de Brooks et Corey (1966) et celle de Van Genuchten (1980) sont applicables pour les sols argileux compactés :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_{\text{res}}}{\theta_s - \theta_{\text{res}}} = \left(\frac{\Psi_a}{\Psi} \right)^\lambda \quad \Psi \geq \Psi_a \quad \text{Brooks et Corey (1966).} \quad (\text{I-5})$$

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_{\text{res}}}{\theta_s - \theta_{\text{res}}} = \left\{ \frac{1}{1 + (\alpha_s \Psi)^n} \right\}^m \quad \text{Van Genuchten (1980).} \quad (\text{I-6})$$

Où:

Θ : teneur en eau réduite;

θ_{res} : teneur volumique en eau résiduelle;

θ_s : teneur volumique en eau à saturation;

Ψ_a : pression d'entrée d'air;

m, n, α_s, λ : paramètres caractéristiques du sol.

Il convient de souligner à ce stade que le compactage des sols a une influence sur ses caractéristiques hydriques puisqu'il modifie les dimensions des pores.

Des études sont disponibles sur l'effet des contraintes appliquées sur la courbe de rétention. Lloret et Alonso (1985) ont proposé une variation linéaire du degré de saturation en fonction des contraintes appliquées (Figure I.22). Vanapalli et al. (1999) ont montré qu'en augmentant la pression de confinement, on augmente la valeur d'entrée d'air. Kato et Kawai (2000) ont trouvé que l'augmentation de la pression de confinement fait augmenter la valeur de l'entrée d'air et fait diminuer l'effet d'hystérésis de la courbe de rétention.

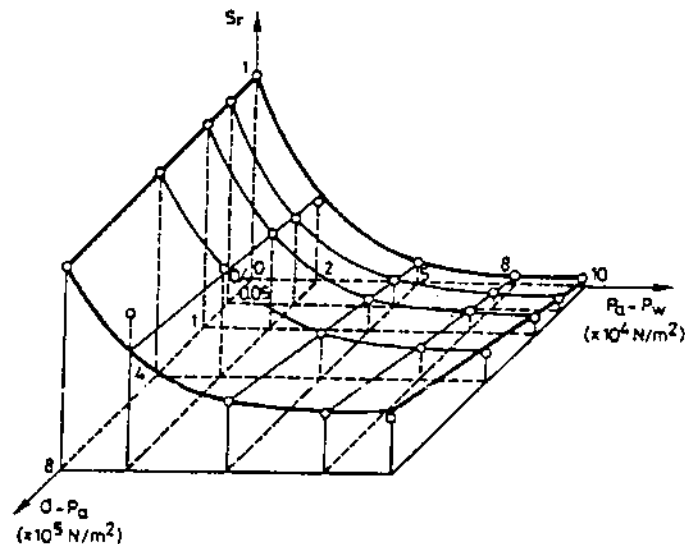


Figure I.22 : Effet des contraintes appliquées sur la courbe de rétention (Lloret et Alonso 1985)

I.4.1.2 Perméabilité

La description des transferts des fluides dans les milieux poreux non saturés ne peut être complète sans la prise en compte de la phase gazeuse. Celle-ci pose un problème dont l'importance est variable suivant le cas considéré : la continuité ou non de l'air.

Pour les problèmes où le sol est partiellement saturé, l'existence d'air occlus dans l'eau peut rendre celle-ci sensiblement compressible. Lorsque le sol est fortement non saturé, la perméabilité à l'air peut avoir une influence importante sur les transferts d'eau. L'air continu mais sous pression peut s'opposer au mouvement de l'eau. La figure I.23 présente une comparaison des perméabilités à l'eau et à l'air pour le même sol (Vachaud et al. 1974).

La perméabilité à l'air a été étudiée par Matyas (1967), Langfelder et al. (1968) et Blight (1971). L'expression la plus utilisée pour la perméabilité à l'air est celle de Yoshimi et Osterberg (1963) :

$$k_a = c \frac{\gamma_a}{\mu_a} [e(1 - Sr)]^d \quad (\text{I-7})$$

où :

c, d : paramètres du sol;

γ_a : poids volumique de l'air;

μ_a : viscosité de l'air.

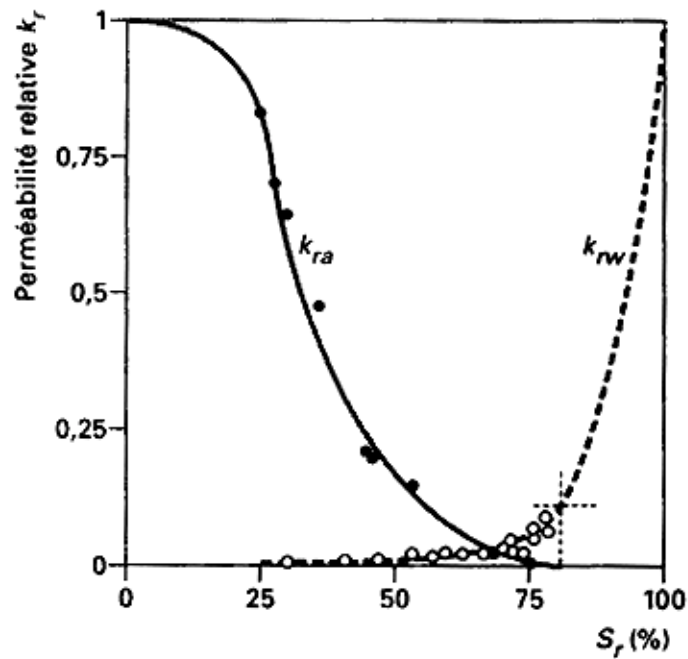


Figure I.23 : Perméabilités relatives d'un sable non saturé (Vachaud et al. 1974)

Les facteurs contrôlant la perméabilité à l'eau sont le degré de saturation (ou la succion) et l'indice des vides :

$$k_w(S_r, e) = f_1(S_r)f_2(e) \quad (\text{I-8})$$

Chang et Duncan (1983) ont montré que l'équation qui relie le coefficient de perméabilité à l'eau à l'indice des vides et au degré de saturation est de la forme :

$$k_w = k_{ws} G_e H_s \quad (\text{I-9})$$

où :

k_{ws} : coefficient de perméabilité à l'état saturé;

G_e : fonction dépendant de l'indice des vides;

$H_s = \left[\frac{S_r - S_{r_{res}}}{1 - S_{r_{res}}} \right]^m$: fonction dépendant du degré de saturation;

$S_{r_{res}}$: degré de saturation résiduel;

m : paramètre caractéristique du sol.

De nombreuses équations empiriques ont été proposées pour la perméabilité à l'eau. On cite celles de Brook et Corey (1966) et Van Genuchten (1980) :

$$\begin{aligned} k_w(\Psi) &= k_{ws} \left(\frac{\Psi_a}{\Psi} \right)^m & \Psi \geq \Psi_a & \quad \text{Brooks et Corey (1966)} & \quad (I-10) \\ k_w(\Psi) &= k_{ws} & \Psi \leq \Psi_a & \end{aligned}$$

où :

m : paramètre caractéristique du sol;

Ψ_a : la pression d'entrée d'air.

$$\begin{aligned} k_w(\theta) &= k_{ws} \Theta^{0.5} [1 - (1 - \Theta^{1/m})^m]^2 & \text{Van Genuchten (1980)} & \quad (I-11) \\ (m &= 1 - 1/n) \text{ et } (0 < m < 1) \end{aligned}$$

où :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_s - \theta_{res}} = (1 - (\alpha_s \Psi)^n)^{-m};$$

α_s , n et m : paramètres empiriques.

I.4.2 Aspects mécaniques

Plusieurs approches ont été développées pour prendre en compte l'effet des contraintes sur le comportement des sols partiellement saturés.

I.4.2.1 Approche en contraintes effectives

Terzaghi (1923) énonce le principe des contraintes effectives pour les sols saturés sous forme de deux postulats :

- Les déformations du sol sont dues exclusivement à la variation des contraintes effectives.
- La contrainte effective est égale à l'excédent de la contrainte totale par rapport à la pression d'eau.

La validité de ce concept a été vérifiée pour les sols saturés, notamment par les travaux de Rendulic (1963), Bishop et Eldin (1950) et Skempton (1961).

L'utilité du concept des contraintes effectives dans les sols saturés a conduit de nombreux auteurs à l'utilisation de ce concept pour les sols non saturés. Les expressions proposées dans les années 50 (Corney et al. 1958, Bishop 1959, Aitchison 1961, Jennings 1961) ont montré une certaine concordance dans la prise en compte de certains paramètres tels que les contraintes totales, la pression interstitielle négative et les contraintes effectives. L'équation généralisant les diverses propositions est due à Bishop (1959):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (\text{I-12})$$

Avec :

σ' : contrainte effective;

σ : contrainte totale;

χ : coefficient de pondération, connu sous le nom de coefficient de Bishop.

Le paramètre χ est fonction du degré de saturation, compris entre 0 et 1, nul pour les sols secs et égal à 1 pour les sols saturés.

Le problème posé par cette relation réside dans la détermination de χ . Bishop et Donald (1961) ont fourni une vérification expérimentale avec un essai de cisaillement à l'appareil triaxial, où u_a et u_w étaient contrôlées. Malheureusement, les essais de laboratoire montrent que χ n'est pas seulement fonction du degré de saturation mais aussi du chemin de contrainte, du niveau de la contrainte moyenne et de la structure du sol. Khalili et Khabbaz (1998) ont effectué une analyse de 14 études sur les sols non saturés dans le but d'établir une relation unique entre χ et la succion. Les valeurs de χ ont été tracées en fonction de la succion normalisée (Figure I.24). Les auteurs ont trouvé que la relation qui peut décrire la courbe de tendance est de la forme :

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (\text{I-13})$$

où $(u_a - u_w)_b$ est la valeur d'entrée d'air.

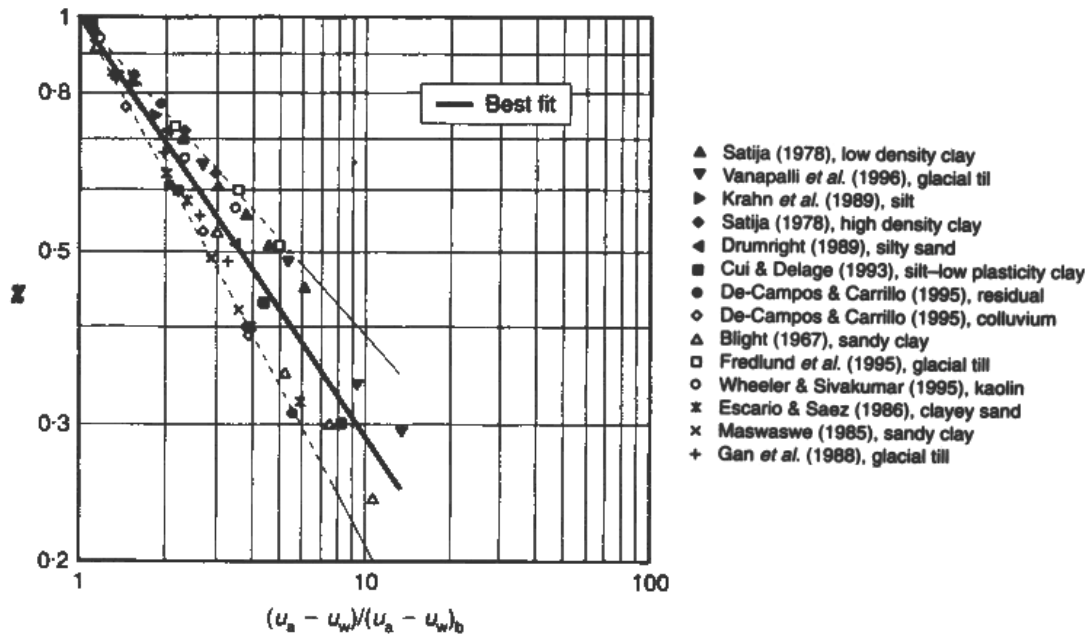


Figure I.24 : Relation unique entre le paramètre χ des contraintes effectives et la succion normalisée (Khalili et Khabbaz 1998).

La modélisation en contrainte effective a fait l'objet de critiques, formulées entre autres par Jennings et Burland (1962), Coleman (1962), Matyas et Radakrishna (1968), Fredlund et Morgenstern (1976), en particulier pour ce qui concerne la non-unicité du coefficient de Bishop pour un sol donné et sa dépendance de l'essai pratiqué (oedométrique ou triaxial). Ces critiques ont amené les promoteurs du concept de contraintes effectives à présenter une forme plus générale (Bishop et Blight 1963) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w) \quad (\text{I-14})$$

Ici f est non seulement fonction de la succion mais aussi du degré de saturation du matériau. Bishop et Blight ont tout de même montré que pour des sollicitations de type triaxial la fonction f peut être de la forme $\chi(u_a - u_w)$.

I.4.2.2 Approche en variables indépendantes

L'introduction de la fonction f n'a pas réglé les problèmes sur le plan pratique. La complexité de l'expression de cette fonction a conduit Coleman (1962) à lier les variations de volume d'un sol non saturé à deux variables indépendantes : contrainte totale $(\sigma - u_a)$ et succion $(u_a - u_w)$. L'auteur a supposé que la variation de la contrainte déviatorique contribue à

la variation volumique du sol. Au total six coefficients sont à déterminer pour formuler la relation contrainte - déformation pour un sol partiellement saturé. Fredlund et Morgenstern (1976) ont retravaillé les équations de Coleman (1962) pour le cas isotrope. Dans la pratique, ces relations sont exprimées analytiquement en terme de variation de l'indice des vides et de la teneur en eau ou du degré de saturation (Lloret et Alonso 1985).

$$e = e_0 + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w) \quad (\text{I-17})$$

$$Sr = a - [1 - \exp^{-b(u_a - u_w)}] (c + d(\sigma - u_a)) \quad (\text{I-18})$$

où :

a, b, c, d sont des paramètres caractérisants le sol.

Matyas et Radhakrisna (1968) introduisent le concept de paramètres d'état des sols partiellement saturés $(\sigma - u_a, \sigma_1 - \sigma_3, u_a - u_w, e, Sr)$ pour représenter les variations volumiques. Ils forment dans l'espace tridimensionnel des surfaces d'état tracées dans un espace $[e, (\sigma - u_a), (u_a - u_w)]$ ou $[Sr, (\sigma - u_a), (u_a - u_w)]$ comme le montre la figure I.25. Les surfaces d'état ont servi de base pour des recherches sur le comportement des sols partiellement saturés. Ils ont montré qu'en traitant $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ comme deux variables indépendantes, on trouve que les variations de l'indice des vides et du degré de saturation sont représentées par des surfaces uniques dans les espaces $(\sigma - u_a, s, e)$, $(\sigma - u_a, s, Sr)$ comme le montre la figure I.25.

Les résultats obtenus par d'autres chercheurs confirment, à des degrés divers, la conclusion de Matyas et Radakrishna (1968) sur le degré de saturation. En revanche, ceux obtenus pour l'indice des vides le sont moins. Il est important de souligner aussi que ce concept est soumis à une hypothèse restrictive qui consiste à considérer une variation croissante du degré de saturation.

Barden et al. (1969) concluent à partir des essais de chargement K_0 sur une illite plastique, que les variations volumiques d'un sol partiellement saturé dépendent du chemin de contraintes suivi, sauf dans le cas de chargements monotones (i.e. variation monotone de Sr).

A l'heure actuelle, des modèles plus élaborés, dont certains prennent en compte l'écrouissage en succion, ont été développés. On peut citer ceux d'Alonso et al. (1987, 1990), Josa et al. (1992), Cui (1993) et Wheeler et Sivakumar (1995).

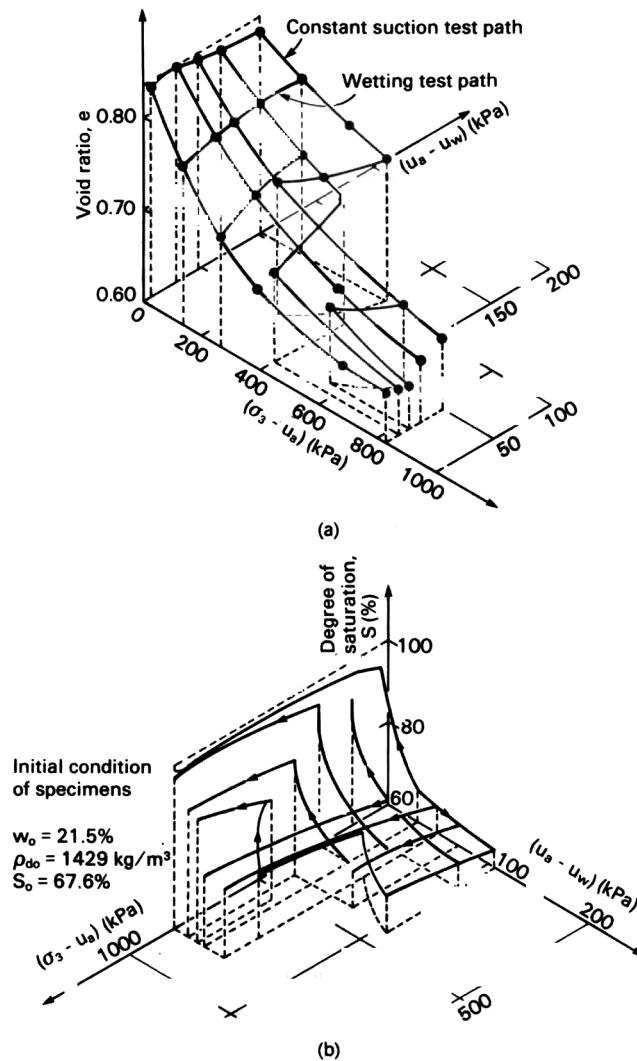


Figure I.25 : Surfaces d'états pour un mélange de silice et de kaolin sous des conditions de chargement isotropes, (a) en terme d'indice des vides (b) en terme de degré de saturation, (Matyas et Radhakrisna 1968).

I.4.3 Modèle d'Alonso et al. (1987, 1990)

On présente dans cette section le modèle d'Alonso et al. (1987, 1990) qui a été développé dans le cadre de l'élastoplasticité pour décrire le comportement des sols non saturés.

I.4.3.1 Chargement isotrope

Sous un chargement isotrope le modèle comporte deux surfaces de charge notées LC et SI dans le plan $(p - u_a, u_a - u_w)$ délimitant une zone élastique volumétrique à l'intérieur de

laquelle le comportement est réversible (Figure I.26). Les surfaces LC et SI sont respectivement exprimées par :

$$p = p_0(s) \quad (\text{I-19})$$

$$s = s_0 \quad (\text{I-20})$$

p_0 est la pression de surconsolidation ; s_0 est un paramètre de consolidation lié à la succion, il s'agit de la valeur maximum de succion subie dans l'histoire hydrique du sol. Si le chemin de contrainte dans ce plan tend à sortir de la zone élastique, il se produit une déformation irréversible et un écouissage du matériau qui fait évoluer les surfaces de charge.

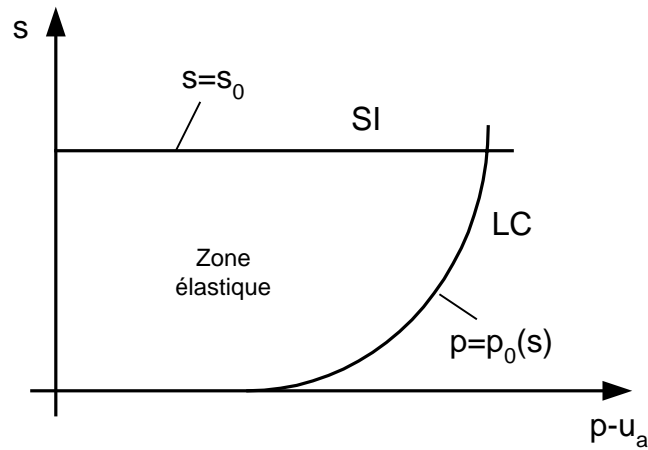


Figure I.26 : Surfaces de charge sous chargement isotrope ($q=0$), (Alonso et al. 1987).

Il peut se produire un écouissage par augmentation de la succion (s) qui décale la ligne SI vers le haut (Figure I.27). Pour des essais de séchage-humidification à charge constante, on a :

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + P_{at})} \quad \text{dans le domaine élastique} \quad (\text{I-21})$$

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + P_{at})} \quad \text{en plasticité} \quad (\text{I-22})$$

où:

κ_s : pente de la partie surconsolidée (élastique) liée au changement de succion;

λ_s : pente de la partie normalement consolidée (vierge) liée au changement de succion;

P_{at} : une pression de référence (la pression atmosphérique).

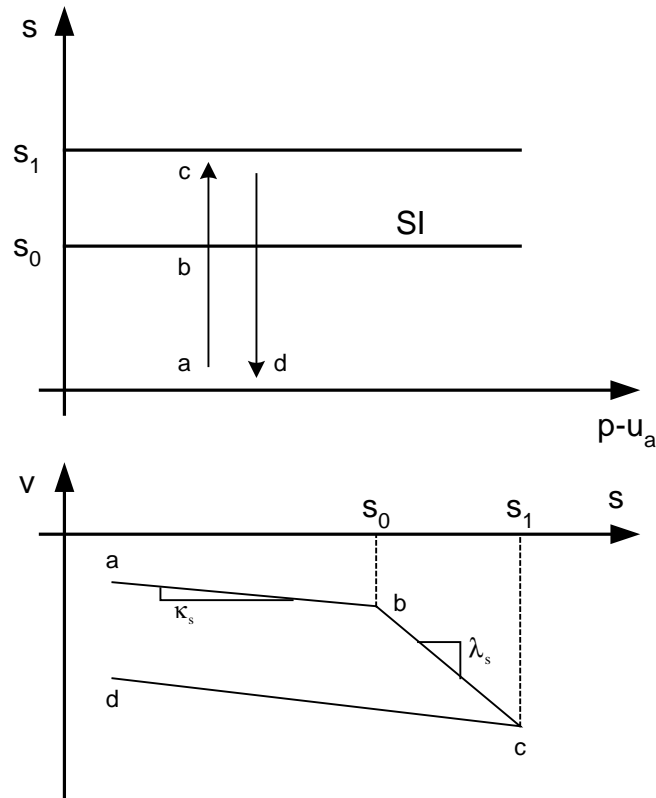


Figure I.27 : Chemin de séchage - humidification (Alonso et al. 1987).

Une augmentation de la succion se traduit, dans la zone élastique par :

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + P_{at})} \quad (I-23)$$

Une fois la succion s_0 atteinte, la variation de déformation volumique s'écrit sous la forme :

$$d\epsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + P_{at})} \quad (I-24)$$

La déformation volumique plastique est déduite des relations (I-23) et (I-24) :

$$d\varepsilon_{vs}^p = d\varepsilon_{vs} - d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + P_{at})} \quad (I-25)$$

Il peut se produire aussi un écrouissage en contrainte dû à l'augmentation de la pression ($p - u_a$), celui-ci décale la ligne LC vers la droite (Figure I.28). Par exemple, pour des essais de chargement à succion constante.

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad \text{dans le domaine élastique} \quad (I-26)$$

$$dv = \lambda(s) \frac{dp}{p} \quad \text{en plasticité} \quad (I-27)$$

où :

κ : paramètre désignant la pente de la partie surconsolidée (élastique);

$\lambda(s)$: paramètre désignant la pente de la partie normalement consolidée.

κ est indépendant de la succion alors que λ diminue quand la succion augmente (le sol est plus rigide à de fortes succions) (Figure I.29). $\lambda(s)$ peut être exprimé par la relation:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta s) + r] \quad (I-28)$$

où :

$\lambda(0)$: pente à l'état saturé;

r : constante liée à la rigidité maximale du sol quand la succion tend vers l'infini;

β : constante qui contrôle la vitesse d'augmentation de la rigidité avec la succion.

La surface LC est exprimée par la relation:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left[\frac{p_0^*}{p^c} \right]^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (I-29)$$

Où

p_0^* : contrainte de préconsolidation en conditions saturées;

p^c : une contrainte de référence.

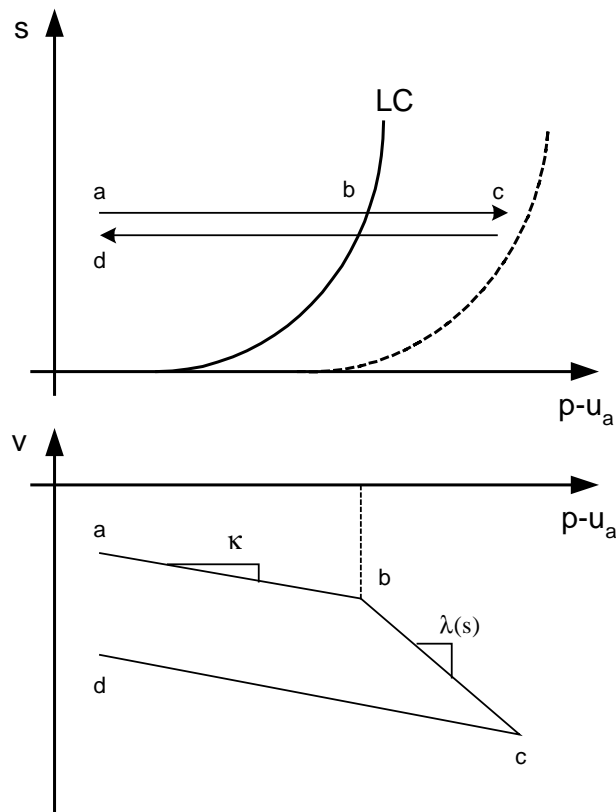


Figure I.28 : Courbe de compressibilité à succion constante (Alonso et al. 1987).

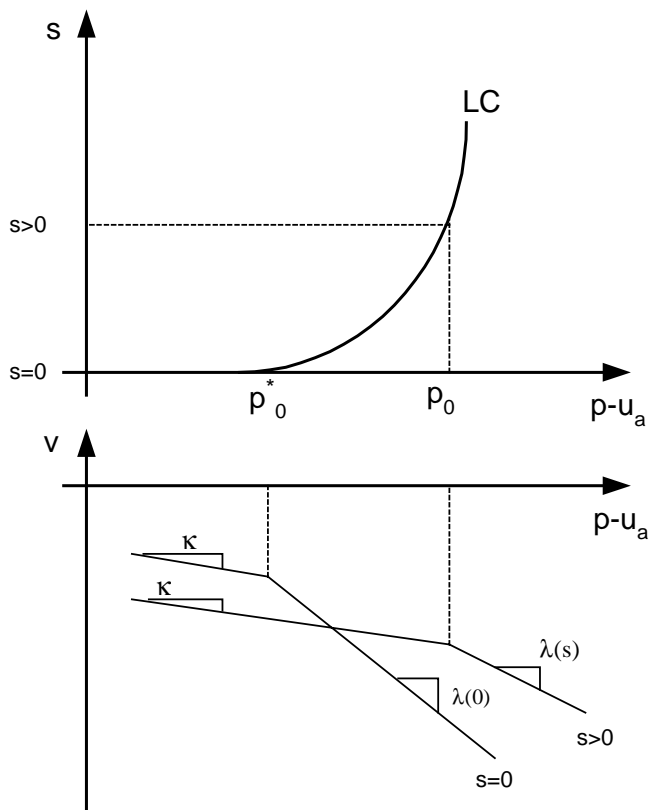


Figure I.29 : Déformation sous chargement isotope à différentes succions (Alonso et al. 1987).

A succion constante, la déformation volumique élastique est déduite de l'équation I-26

$$d\epsilon_{vp}^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (I-30)$$

dp : incrément de charge.

Une fois la contrainte p_0 atteinte, l'incrément de déformation volumique totale est calculé à partir de l'équation I-27 :

$$d\epsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (I-31)$$

où :

dp_0 : incrément de charge par rapport à la contrainte p_0 .

On en déduit la déformation volumique plastique :

$$d\epsilon_{vp}^p = d\epsilon_{vp} - d\epsilon_{vp}^e = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (I-32)$$

En utilisant la relation (I-29), on obtient :

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (I-33)$$

Déformation volumique induite par un couplage charge - succion :

Les équations (I-25) et (I-33) définissent des écrouissages des surfaces LC et SI de façon indépendante. La déformation plastique totale liée au changement de succion et de contrainte s'écrit :

$$d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vp}^p \quad (I-34)$$

A partir de la déformation plastique totale $d\epsilon_v^p$ on peut calculer l'écrouissage des deux courbes LC et SI :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (I-35)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (I-36)$$

I.4.3.2 Modèle sous charge déviatorique

Pour tenir compte des effets induits par une contrainte déviatorique, le modèle est étendu au déviateur (q) en choisissant une ellipse pour décrire la surface de charge dans le plan (p, q) (Figure I.30) :

$$q^2 - M^2(p - p_s)(p - p_0) = 0 \quad (\text{I-38})$$

où :

$$p_s = ks ;$$

k : paramètre désignant l'augmentation en cohésion avec la succion;

M : pente de la surface de rupture dans le plan (p, q).

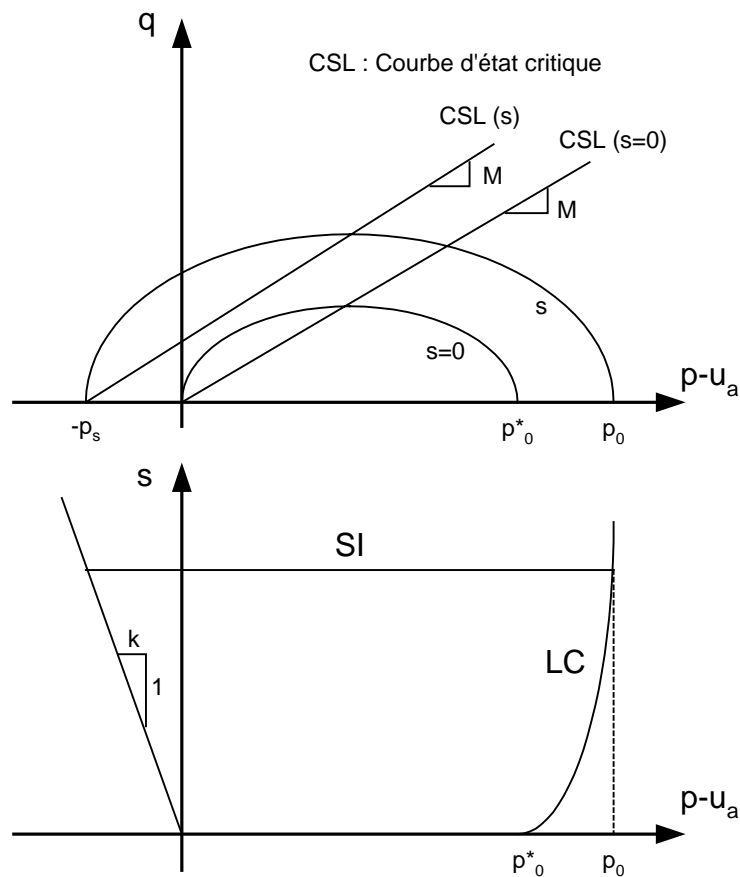


Figure I.30 : Surfaces de charge à différentes succions sous charge déviatorique (Alonso et al 1990).

Alonso et al. (1990) mentionnent qu'il est possible de considérer des variantes pour tenir compte de la non linéarité de la ligne CSL dans le plan (p, q) pour le matériau non saturé.

A succion constante, l'incrément de déformation totale est donné par l'équation suivante (Figure I.31):

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p = d\epsilon_{vp}^e + d\epsilon_s^e + d\epsilon_{vp}^p + d\epsilon_s^p \quad (I-39)$$

où :

$d\epsilon_{vp}^e, d\epsilon_{vp}^p$: déformation volumique élastique et plastique, données par les équations (I-30) et (I-33);

$d\epsilon_s^e$ désigne la déformation déviatorique élastique qu'on peut la calculer à l'aide du de module de cisaillement G :

$$d\epsilon_s^e = \left(\frac{1}{3} G \right) dq \quad (I-40)$$

$d\epsilon_s^p$: déformation déviatorique plastique donnée par la relation suivante :

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (I-41)$$

α : paramètre à déterminer en condition oedométrique.

Détermination des paramètres

La détermination des paramètres du modèle nécessite les chemins de contraintes suivants (Alonso et al. 1990) :

- essais de chargement/déchargement isotrope à succion constante et à plusieurs valeurs de succion ; ces six essais permettent de déterminer ($p^c, p_0^*, \lambda(0), \kappa, r$ et β).
- essais de séchage - humidification sous chargement constant ; ces essais permettent la détermination des trois paramètres (s_0, λ_s et κ_s).
- L'estimation de trois paramètres restants (G, M et k) nécessite des essais de cisaillement à succion constante.

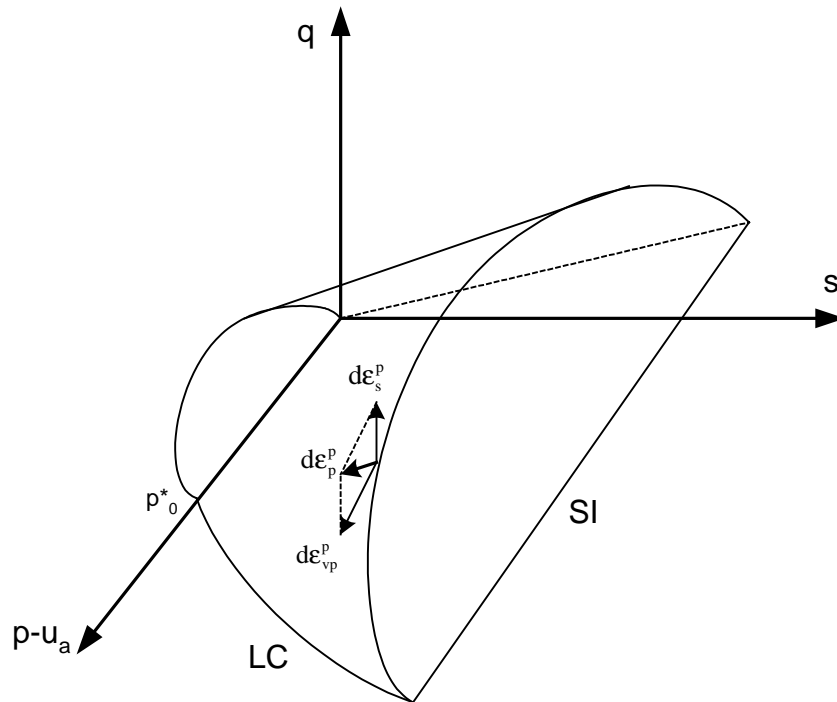


Figure I.31 : Surfaces de charges dans l'espace (p, q, s) (Alonso et al. 1990).

Le modèle d'Alonso a fait l'objet de différentes études. Des résultats encourageants ont été obtenus par Cui et Delage (1996) et Chen et al. (1999) pour l'application de ce modèle à la modélisation des essais de compression isotrope et de cisaillement au triaxial à succion contrôlée. Rampino et al. (2000) ont trouvé une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle pour des chargements isotropes si on prend en compte l'effet de la succion sur la pente κ de la partie surconsolidée pour des cycles chargement – déchargement. Pour les chemins de contraintes déviatoriques, le modèle n'a pas donné des résultats satisfaisants. Wheeler et al. (1995) ont trouvé que la pente de la ligne d'état critique (CSL) dépend de la succion.

Campos et Vargas (1991) ont étudié le modèle sur des essais avec des cycles séchage - humidification. La figure I.32 donne une comparaison entre le modèle et les essais. On note que le modèle reproduit bien la première partie de l'essai, mais des difficultés sont rencontrées pour le cycle de séchage – humidification et pour le chargement mécanique après ce cycle.

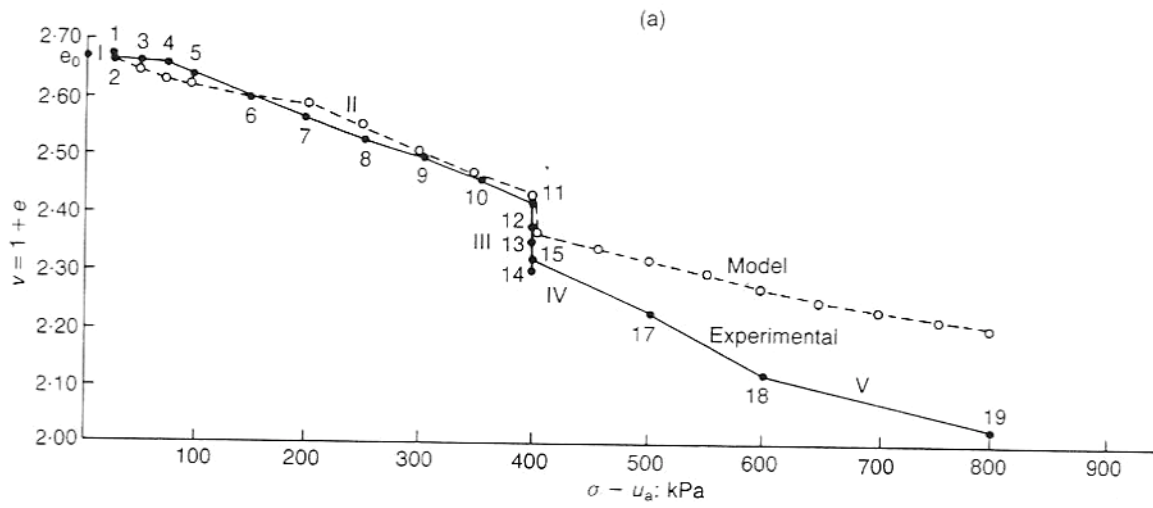


Figure 1.32 : Essai triaxial avec un cycle de séchage – humidification, Campos et Vargas (1991).

I.5 Conclusion

L'utilisation des sols compactés dans les remblais nécessite la modélisation de leur comportement en prenant en compte leur caractère partiellement saturé. Le chargement cyclique (séchage –humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de sol. La conception et le dimensionnement des ouvrages en sols compactés nécessitent l'étude de l'influence de la succion sur les paramètres de résistance et de déformation de ces sols.

De nombreux travaux ont été consacrés à la description du comportement des sols non saturés. Ces travaux ont mis en évidence que la présence de la succion rigidifie le sol, augmente sa pression de surconsolidation et sa résistance. Des essais cycliques de séchage – humidification sur des sols intacts ont montré une densification du sol d'un cycle à l'autre. Quant au sol compacté, il peut manifester une densification ou un gonflement selon la teneur en eau de compactage ; une stabilisation est atteinte au troisième ou quatrième cycle. De rares études ont été trouvées dans la littérature sur l'effet des cycles séchage – humidification sur la compressibilité et la résistance du sol.

Différents concepts ont été proposés pour décrire le comportement des sols non saturés. Le concept de contraintes effectives est critiqué, car il ne permet pas de reproduire certains phénomènes tel que l'effondrement en cours de saturation. Le principe des variables indépendantes permet de mieux décrire le comportement en cette matière.

Le développement de modèles de comportement pour les sols compactés nécessite la réalisation d'essais qui permettent de mieux connaître l'influence de la succion sur les caractéristiques de ces sols, de vérifier les modèles existants et éventuellement de les adapter au sol compacté.

Dans les chapitres suivants, on présente les résultats des essais réalisés sur un sol compacté en utilisant l'oedomètre et l'appareil triaxial à succion contrôlée. On présente également une application du modèle d'Alonso pour la modélisation de ces essais.

CHAPITRE II

Matériau étudié

II.1 Introduction

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'action « Utilisation des sols gonflants en remblai compacté » des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) qui a pour but l'étude du comportement des matériaux utilisés dans les remblais sous l'effet des variations hydriques liées aux changements climatiques. Cette action comporte une expérimentation en semi-grandeur sur un massif en sol soumis à des sollicitations hydriques et des essais en laboratoire qui ont pour but d'étudier l'influence de la succion et des cycles de séchage-humidification sur le comportement d'un sol fin compacté.

La recherche d'un matériau pour cette étude a conduit au choix de l'argile de BAVENT qui provient d'une carrière de brique de la région de Rouen. Ce choix est motivé par les critères suivants:

- ce matériau peut être réutilisé en remblai courant d'après les critères du GTR ;
- il est disponible en quantité suffisante et assez homogène ;
- il est gonflant.

Les échantillons étudiés sont constitués d'un mélange de deux matériaux gris et beige. Dans ce chapitre on présente les caractéristiques intrinsèques de cette argile, la méthode de préparation et ses caractéristiques mécaniques à l'état saturé (courbe de compressibilité, courbe de résistance et limite de retrait). Une vérification de l'homogénéité des échantillons est également présentée.

II.2 Caractéristiques intrinsèques

Les essais de caractérisation de l'argile de Bavent ont donné une limite de liquidité de l'ordre de 44% et une limite de plasticité de 28%, ce qui donne un indice de plasticité de 16% (Tableau II.1). La figure II.1 donne la courbe granulométrique de cette argile. On note que cette argile est composée de plus de 85% d'éléments fins ($D < 80\mu\text{m}$). Avec un indice de plasticité de l'ordre de 16% et avec plus de 85% de passant à $80\mu\text{m}$, le sol est classé comme argile plastique (A3) selon le GTR.

La masse volumique des grains solides de cette argile ρ_s est de 2770 kg/m^3 .

Tableau II.1 : Limites d'Atterberg de l'argile de Bavent.

Limite de liquidité (W_L)	Limite de plasticité (W_P)	Indice de plasticité (I_P)
44%	28%	16%

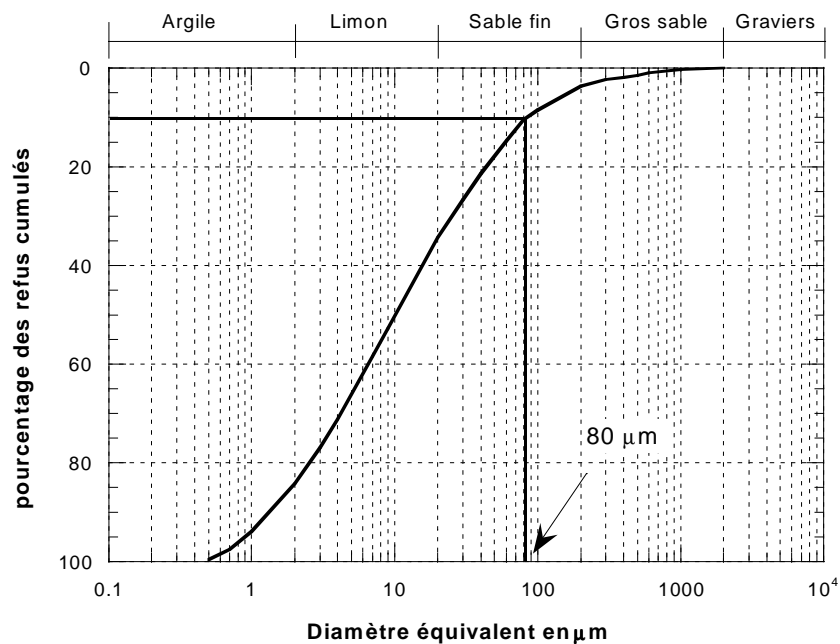


Figure II.1 : Courbe granulométrique (argile de Bavent).

Un essai Proctor normal a été réalisé sur cette argile au Centre d'Equipements Routiers de Rouen (CER). Une masse volumique sèche maximale de 1710 kg/m^3 a été trouvée à la teneur en eau optimale ($W_{OPN}=19,6\%$) (Figure II.2).

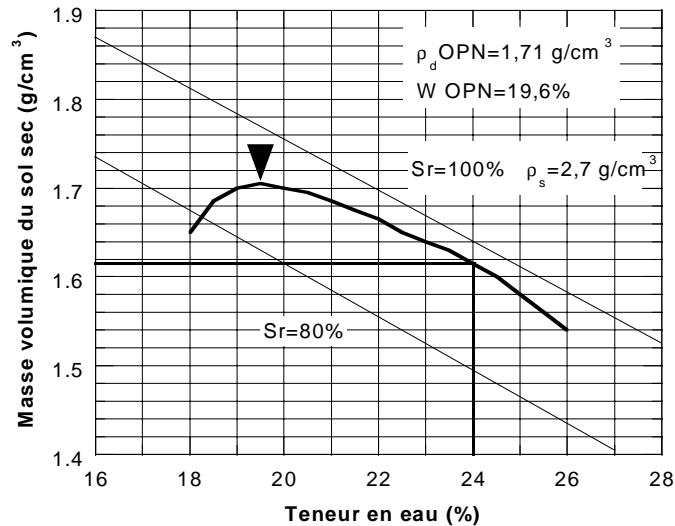


Figure II.2 : Courbe Proctor pour l'argile de Bavent, obtenue au CER à Rouen.

II.3 Préparation et mode de compactage

A partir de l'essai Proctor normal, un compactage du matériau a été réalisé au CER en grande quantité (plusieurs centaines de kilos). Le sol a été compacté par couche à l'aide d'une dame pneumatique sur une surface de $2 \times 4 \text{ m}$ et une hauteur de 30 cm (Figure 2.3a). L'énergie de compactage est équivalente à celle du Proctor normal. Le compactage a été établi à une teneur en eau égale à $W=24\%$, qui se situe du côté humide sur la courbe de Proctor (Figure 2.2). Ensuite, le matériau a été découpé en blocs de $40 \times 40 \times 30 \text{ cm}^3$ (Figure II.3b,c), qui ont été paraffinés et stockés dans une chambre froide en attendant d'effectuer le carottage final des échantillons pour les essais triaxiaux et oedométriques.



Figure II.3 : Préparation du sol, (a) Compactage à l'aide de la dame pneumatique, (b) découpage en blocs (c) Les blocs obtenus.

II.4 Homogénéité

L'homogénéité des échantillons testés a été étudiée en gammamétrie. Neuf échantillons triaxiaux de 10 cm de hauteur et de 5 cm de diamètre ont été carottés dans différents blocs, passés en gammamétrie pour mesurer la masse volumique en fonction de la hauteur. Huit mesures ont été prises sur chaque échantillon. Les résultats obtenus montrent globalement une bonne homogénéité des échantillons (Figure II.4). La masse volumique humide obtenue est de l'ordre de 2030 kg/m^3 et la masse volumique sèche est autour 1630 kg/m^3 . La courbe Proctor donne la même masse volumique sèche (autour 1620 kg/m^3) pour une teneur en eau à la préparation qui est de l'ordre de 24% (Figure II.2).

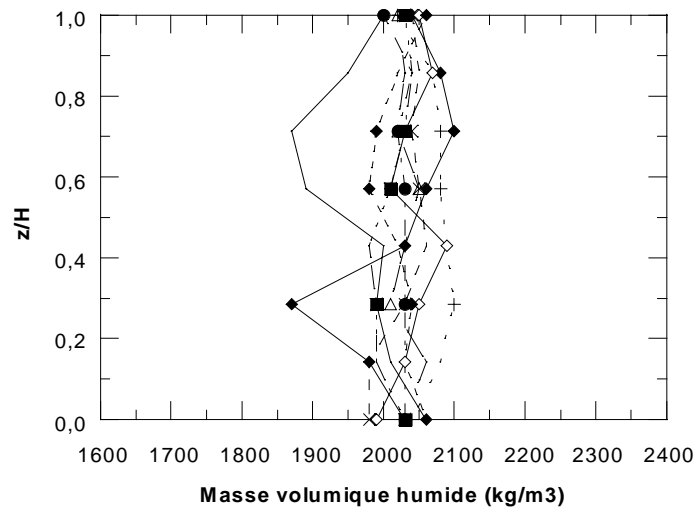


Figure II.4 : Etude au gammamètre de l'homogénéité des échantillons.

II.5 Caractéristiques mécaniques

Avant de réaliser les essais à succion contrôlée à l'oedomètre et au triaxial, nous avons évalué les caractéristiques mécaniques de l'argile étudiée à l'état saturé : courbe de compressibilité, courbe de résistance et limite de retrait.

II.5.1 Consolidation à l'oedomètre

Un essai de chargement - déchargement à l'oedomètre classique sur un échantillon de 7 cm de diamètre et de 1,5 cm de hauteur a été réalisé. L'échantillon a été carotté directement dans l'anneau de l'oedomètre et immergé dans l'eau sous une charge axiale de 5 kPa. Ensuite,

il a été soumis à un cycle de chargement - déchargement par palier. La figure II.5 montre la courbe de compressibilité obtenue.

On trouve que la pente de la partie surconsolidée est de l'ordre de $\kappa=0,0024$ et la pente de la partie normalement consolidée $\lambda(0)$ est de l'ordre de 0,0498. La contrainte de préconsolidation est égale à $p_0^*=47$ kPa. On remarque que p_0^* est faible, ce qui signifie que le matériau est faiblement consolidé. Ceci peut être expliqué par le compactage du côté humide de l'optimum à une teneur en eau élevée ($W=24\%$). Le degré de saturation après compactage a été estimé à 93%. Dans ces conditions et pour un sol peu perméable, comme l'argile de Bavent, le compactage ne se traduit pas par une surconsolidation. En effet l'énergie de compactage est absorbée par l'eau des pores sous forme de surpression interstitielle, qui se dissipe avec le temps.

La pente de la phase de déchargement est de l'ordre de 0,0252, soit dix fois plus grande que celle de la partie surconsolidée pendant le chargement.

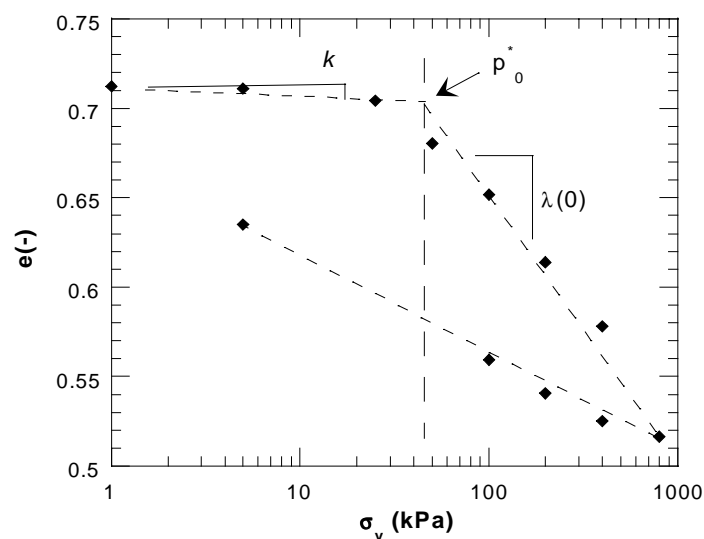


Figure II.5 : Essai de compressibilité à l'oedomètre classique.

II.5.2 Courbe de résistance au cisaillement

Trois essais triaxiaux de type consolidé – non drainé ont été effectués pour déterminer les caractéristiques de résistance du sol étudié. Ils ont été réalisés à des pressions de confinement effectives $p_c=100, 200$ et 400 kPa avec une contre-pression de 400 kPa. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure II.6.

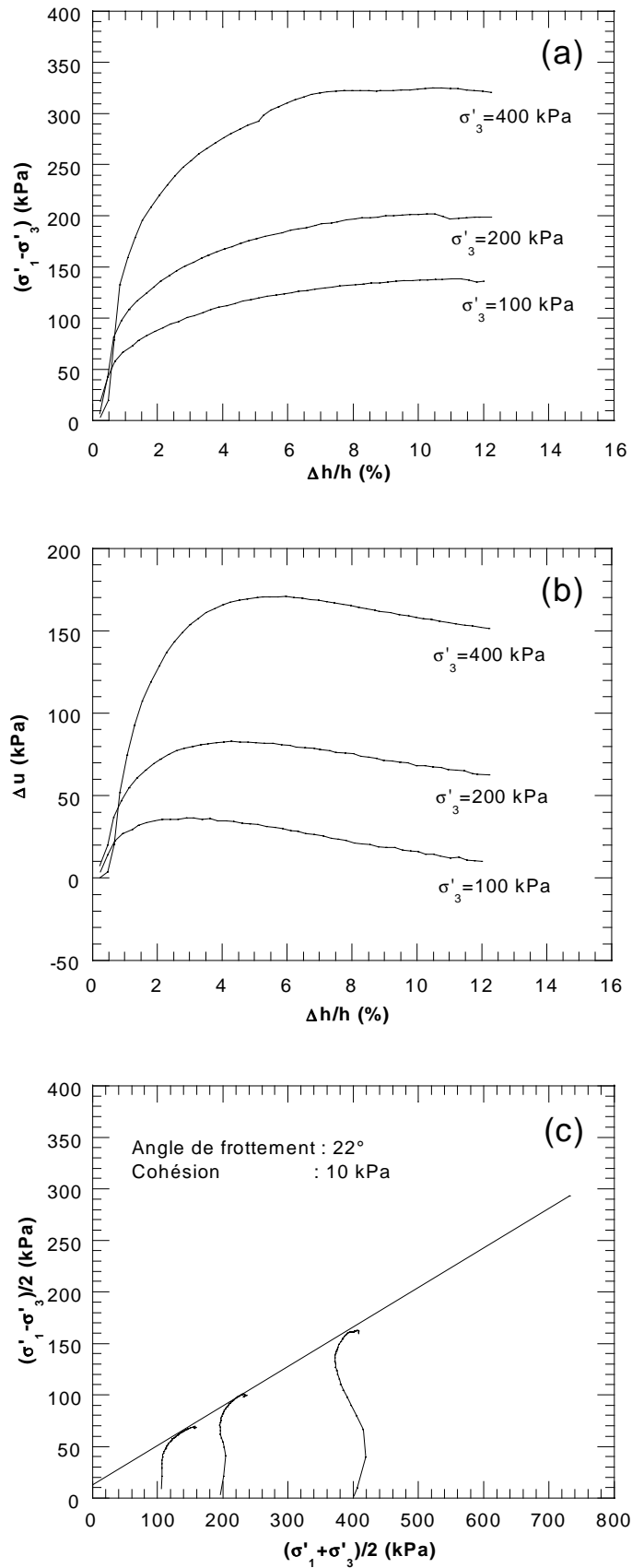


Figure II.6 : Essais triaxiaux CU réalisés sur l'argile de Bavent, (a) déviateur en fonction de la déformation axiale, (b) évolution de la pression interstitielle, (c) chemins de contrainte dans le plan de Mohr-Coulomb.

La rupture pour les trois pressions de confinement a lieu avec une déformation en forme de tonneau. Aucune surface de rupture n'est observée. La courbe déviateur – déformation axiale ne montre pas de pic. Le module de déformation pour les déformations axiales (E_v) mesuré pour une déformation $\varepsilon_1=2\%$ est égal à 8,6 MPa pour une pression de confinement de 100 kPa, à 17,8 MPa pour un confinement de 200 kPa et à 29,7 MPa pour un confinement de 400 kPa.

On note aussi que le comportement du sol est contractant, car la pression interstitielle augmente tout au long la phase de cisaillement avant une légère baisse à l'approche de la rupture. Les valeurs maximales du déviateur sont bien alignées dans le plan de Mohr – Coulomb. La courbe de résistance est caractérisée par une cohésion $c'=10$ kPa et un angle de frottement $\varphi'=22^\circ$.

II.5.3 Limite de retrait

La limite de retrait est un facteur important quand on étudie des cycles de séchage - humidification. La méthode adoptée dans ce travail est celle utilisée pour le sol remanié (NF XP P 94-060-2), qui comporte un essai sur un seul échantillon. Le volume a été mesuré en immergant l'échantillon à chaque palier de séchage dans un réservoir rempli de mercure et en mesurant le poids du mercure qui déborde du réservoir. A partir de ce poids et connaissant la masse volumique de mercure (13600 kg/m^3), on peut déterminer le volume de l'échantillon.

L'échantillon utilisé dans ce test est de 5 cm de diamètre et de 3 cm de hauteur. Le séchage a été effectué à l'air libre par palier de 2% à partir de la teneur en eau initiale (autour de 24%) et ceci jusqu'à la teneur en eau minimale obtenue par séchage naturel à l'air ambiant (autour de 4%).

La figure II.7 montre les résultats obtenus. Ils mettent en évidence une limite de retrait de l'ordre de $W_{Re}=12,5\%$. Le comportement pendant le séchage est marqué par deux phases. La première est caractérisée par une forte variation de volume et une faible variation du degré de saturation (S_r reste supérieur à 85%). Dans cette phase la perte d'eau causée par séchage est accompagnée par un changement volumique du même ordre de grandeur. Les pores restent remplis d'eau, ce qui explique les degrés de saturation élevés. Le comportement dans la deuxième phase est, par contre, marqué par une variation importante du degré de saturation et

par une faible variation de l'indice des vides. La baisse importante du degré de saturation (de 85% à 25%) est due à l'expulsion de l'eau interstitielle non accompagné par des variations volumiques.

Les caractéristiques mécaniques obtenues pour l'argile de Bavent sont récapitulés dans le tableau II.2.

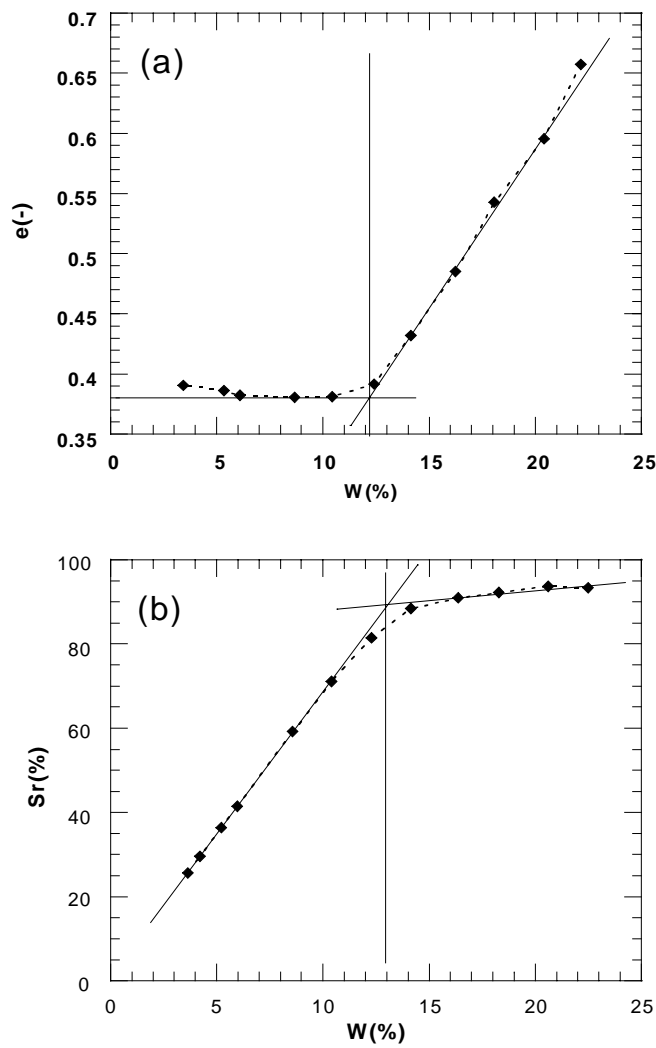


Figure II.7 : Essai de limite de retrait, (a) indice des vides - teneur en eau, (b) degré de saturation - teneur en eau.

Tableau II.2 : Caractéristiques du sol étudié (argile de Bavent)

Caractéristique du sol	Valeur obtenue
Masse volumique sèche γ_s (kg/m ³)	1630
Teneur en eau au compactage	≈ 24%
Pente de la partie surconsolidée (κ)	0,0024
Pente de la partie normalement consolidée $\lambda(0)$	0,0498
Pression de surconsolidation à l'état saturé (p_0^*)	47 (kPa)
Cohésion (c')	10 (kPa)
Angle de frottement (φ')	22°
Limite de retrait (W_{Re})	12,5%

II.6 Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des essais de caractérisation effectués sur l'argile de Bavent. Ces essais ont montré que ce matériau peut être classé comme une argile plastique (A3) selon le GTR. Le matériau a été découpé dans des blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor normal du côté humide de l'optimum ($W=24\%$, $W_{OPN}=19,5\%$). La caractérisation de ce matériau a montré une faible pression de consolidation (de l'ordre de 47 kPa) et une faible résistance au cisaillement de ce matériau à l'état saturé ($c'=10$ kPa, $\varphi'=22^\circ$).

Dans les chapitres suivants nous allons présenter une étude du comportement mécanique de ce matériau à l'état non saturé, en utilisant un oedomètre et une cellule triaxiale à succion contrôlée. L'effet des cycles de séchage/humidification sur les caractéristiques mécaniques de ce sol sera également étudié.

CHAPITRE III

Etude du comportement du sol compacté à l'oedomètre à succion contrôlée

III.1 Introduction

Ce chapitre comporte une étude du comportement de l'argile de Bavent à l'oedomètre à succion contrôlée. Après la description du dispositif expérimental et de la procédure d'essai, on présente les résultats de deux séries d'essais réalisés.

La première série contient des essais de chargement - déchargement à succion constante et un essai de séchage - humidification sous chargement nul pour tracer la courbe de rétention. Le comportement du sol non saturé est discuté et les résultats obtenus sont utilisés pour déterminer certains paramètres du modèle d'Alonso (Alonso et al. 1990).

La deuxième série concerne des essais oedométriques à succion contrôlée précédés par un cycle de séchage - humidification. La discussion des résultats de ces essais donne des indications intéressantes sur l'influence des cycles de séchage – humidification sur le comportement des sols compactés. Les résultats sont également utilisés pour la vérification du modèle d'Alonso.

III.2 Description du dispositif expérimental

La méthode de surpression d'air, dont le principe est présenté dans le paragraphe §I.3.2.2, a été choisie dans ce travail en raison de sa simplicité et de la gamme de succion recherchée.

La figure III.1 donne un schéma de l'appareil utilisé, cet appareil est décrit avec plus de détails par Mieussens et al. (1989). La cellule comporte un piston pour l'application de la charge axiale et un capteur pour la mesure du déplacement (précision de l'ordre de 1/100 mm). Une membrane de type "Bellofram" sépare la chambre inférieure, qui sert à appliquer la charge verticale (P1) avec une alimentation régulée en air comprimé, de la chambre supérieure assurant la pression de succion (P2). La pierre céramique a une pression d'entrée d'air de l'ordre de 1500 kPa. Elle est collée à l'embase afin d'éviter les fuites.

La partie supérieure est reliée à un système de mesure de volume d'eau entrant ou sortant de l'éprouvette (résolution de mesure de l'ordre de 3 mm³).

L'entonnement vers le haut permet d'éliminer les bulles d'air pouvant traverser la pierre céramique. Une mince couche de kérosène coloré est déposée au repère de niveau,

destinée à diminuer l'évaporation. Un tube amovible permet de réajuster les variations de volume d'eau au repère de niveau.

Avant de commencer les essais, la pierre céramique est saturée. Pour assurer une saturation parfaite, on met de l'eau distillée et désaérée d'un côté de la pierre et on crée une dépression de l'autre côté en utilisant une pompe à vide. Cette étape dure 12 heures.

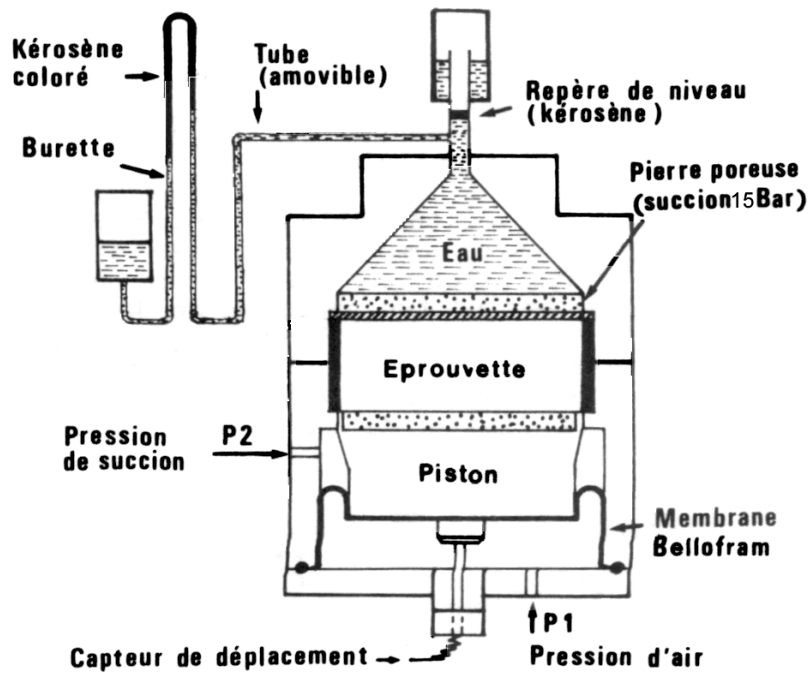


Figure III.1 : Schéma de principe de l'oedomètre à succion contrôlée (Mieussens et al. 1989).

III.3 Procédure d'essais

Le carottage est effectué, à partir des blocs compactés, directement dans la bague oedométrique après l'avoir graissée pour diminuer le frottement. L'échantillon est de 6,5 cm de diamètre et de 1 cm de hauteur. Il est mis en contact direct d'un côté avec la pierre céramique et de l'autre côté avec le piston. L'assemblage des parties de l'oedomètre se fait rapidement avec un serrage homogène et modéré. Une pression initiale de 25 kPa est appliquée pour assurer le contact entre le piston, l'échantillon et la pierre céramique. Ensuite, l'appareil est inversé pour installer le système de mesure des variations de volume d'eau. Une fois le système installé, on le remplit d'eau et la valeur initiale est notée avec celle du capteur de déplacement.

La sollicitation est appliquée soit par paliers de chargement, soit par palier de succion. Les déformations et les variations de la teneur en eau sont suivies au cours de l'essai.

Pour déterminer le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre, un palier de succion a été suivi pendant une semaine. Nous avons noté une très faible évolution des grandeurs mesurées après trois jours comme le montre la figure III.2. Une durée de trois jours a été choisie pour un palier de succion ou de chargement mécanique.

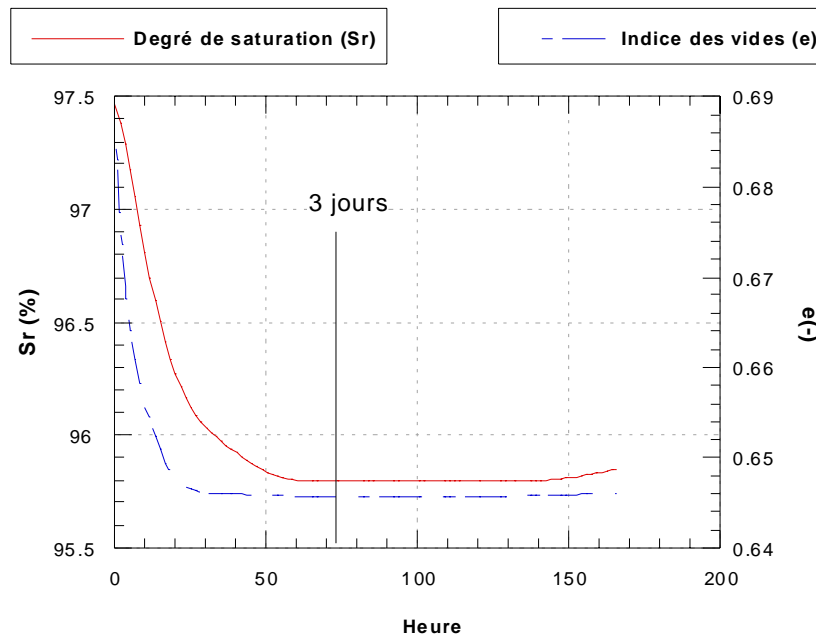


Figure III.2 : Détermination de la durée du palier de succion ou de charge.

A la fin de l'essai, le réservoir d'eau est vidé pour arrêter l'échange d'eau entre le réservoir et l'échantillon, l'oedomètre est renversé et démonté, l'échantillon est sorti, pesé et mis à l'étuve pour obtenir son poids sec. A partir des poids humides initial et final, une correction de la quantité d'eau expulsée ou absorbée est faite à la fin de chaque essai.

La déformation axiale est suivie pendant les essais oedométriques. Pour calculer les déformations volumiques, on part de l'hypothèse que la déformation radiale est négligeable pour la gamme de succion utilisée (0-800 kPa). Pour vérifier cette hypothèse, on a appliqué à un échantillon la succion maximale (800 kPa) jusqu'à l'équilibre, on a vérifié à l'œil nu le bon contact entre le sol et la bague oedométrique.

III.4 Résultats obtenus

Le programme expérimental a comporté trois types d'essais (Figure III.3) :

- essai sous contrainte axiale faible (10 kPa) pour déterminer la courbe de rétention (SP0);
- essais chargement - déchargement sous succion constante (SP1, SP2 et SP3);
- essais de chargement - déchargement sous succion constante sur des échantillons soumis préalablement à un cycle de succion (0- 800 kPa), (SP4 et SP5).

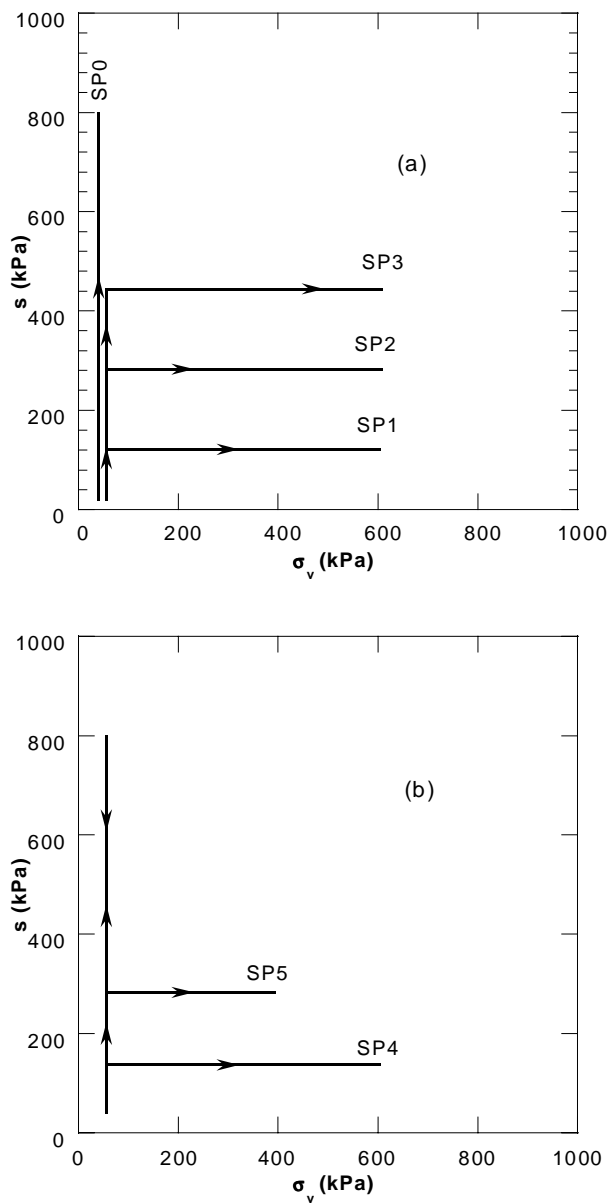


Figure III.3 : Chemins de contraintes des essais réalisés à l'oedomètre, (a) Essais sans cycle, (b) Essais avec cycle séchage - humidification.

III.4.1 Courbe de rétention

Après la mise en place de l'échantillon, une succion initiale de 150 kPa et une contrainte axiale nette de 10 kPa sont appliquées jusqu'à atteindre l'équilibre (point A) (Figure III.4). Tout en gardant une contrainte axiale nette de 10 kPa, on applique un cycle de chargement qui comporte une augmentation de la succion jusqu'à 800 kPa (point B), puis une réduction jusqu'à 10 kPa suivie par une augmentation jusqu'à 300 kPa (point D). Une succion minimale de 10 kPa a été appliquée pour empêcher la pierre poreuse d'absorber de l'eau.

Les résultats obtenus sont tracés sur la figure III.4. La courbe de rétention est présentée dans deux plans (teneur en eau – succion) et (degré de saturation – succion). On remarque que la teneur en eau décroît de 24,5% à 20% et le degré de saturation de 99% à 90% pour un changement de succion de 10 à 800 kPa. Pour cette gamme de succion, on est largement au-dessus de la limite de retrait ($W_{Re}=12,5\%$). La courbe de rétention est marquée clairement par le phénomène d'hystérésis. L'ampleur de l'hystérésis diminue au second cycle (chemin CD) comme le montre le tableau III.1.

Tableau III.1 : hystérésis sur la courbe de rétention, valeurs de la teneur en eau et du degré de saturation à une succion $s=300$ kPa :

	Teneur en eau (W%)	Degré de saturation (Sr%)
Séchage (chemin AB)	22,2	95,3
Humidification (chemin BC)	20,7	90,9
Reséchage (chemin CD)	21,0	92,0

La figure III.4c montre la courbe indice des vides - succion. On remarque deux comportements pour la partie séchage (chemin OB). Le premier comportement est de type surconsolidé, il est observé jusqu'à un niveau de succion de l'ordre de 150 kPa. Au-delà de cette valeur, on note une variation plus importante de l'indice de vides avec la succion, ce qui correspond à un comportement de type normalement consolidé. La pente en humidification (chemin BC) n'est pas la même que celle de la partie surconsolidée en séchage. On note également l'existence d'une légère déformation irréversible. Ce résultat avait été trouvé par Habib et al. (1995). Le deuxième séchage (CD) a la même pente que la partie humidification (BC). Cela peut être expliqué par la diminution du phénomène d'hystérésis pour des cycles successifs de séchage - humidification.

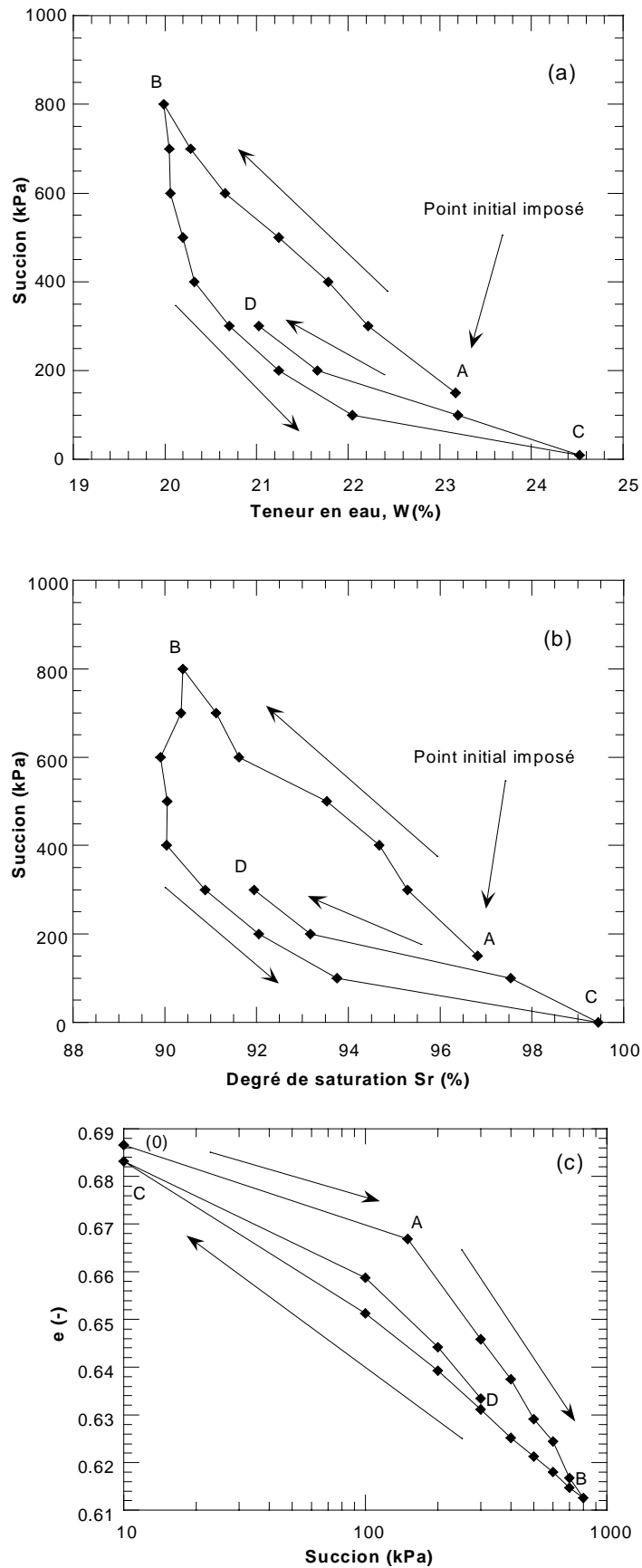


Figure III.4 : Détermination de la courbe de rétention, (a) Teneur en eau en fonction de la succion, (b) Degré de saturation en fonction de la succion, (c) Variation de l'indice des vides liée au changement de succion.

Des essais ont été réalisés au LAEGO Nancy pour estimer les valeurs de la teneur en eau à des succions élevées et compléter la courbe de rétention en séchage, en utilisant la technique des solutions salines. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.2 et la figure III.5. On remarque une bonne continuité des résultats obtenus avec les deux méthodes et qu'une succion de l'ordre de 8,5 MPa est nécessaire pour arriver à la limite de retrait ($W_{Re}=12,5\%$). Pour effectuer des essais à des succions aussi élevées, il faut faire appel à des techniques de type osmotique ou solutions salines (cf. §I.3.2.2).

Tableau III.2 : Valeurs de la teneur en eau obtenues par imposition de succions élevées en utilisant la méthode des solutions salines :

Solution utilisée	Succion équivalente (MPa)	Teneur en eau obtenue
CuSO ₄	3,5	14,8 %
KNO ₃	8,5	12,1 %
KCl	20,8	8,1 %
NaCl	39,8	6,2 %
Mg(NO ₃) ₂	85,9	4,2 %

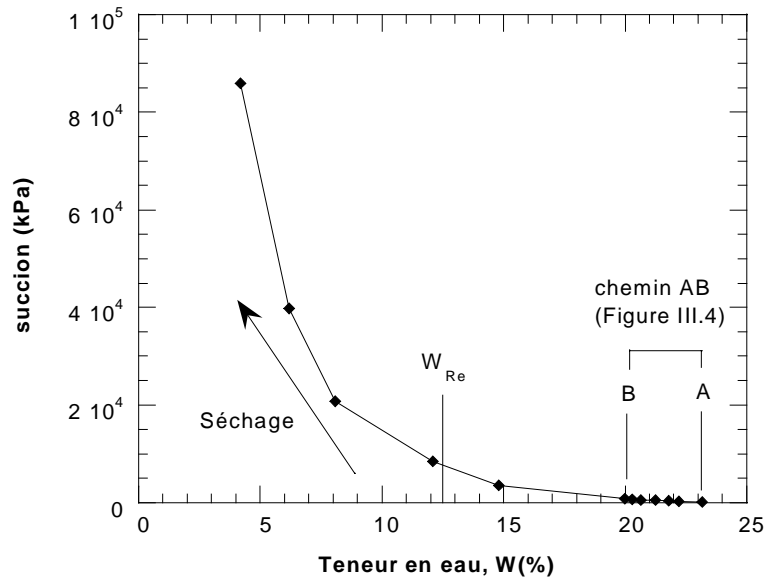


Figure III.5 : Courbe de rétention en séchage pour une succion entre 150 kPa et 85,9 MPa.

III.4.2 Essais de compressibilité à succion constante

Trois essais oedométriques ont été réalisés à différentes succions (150, 300 et 450 kPa). L'échantillon est amené à l'équilibre en appliquant la pression d'air sur l'éprouvette et

une charge initiale nette de 25 kPa sur le piston. Le chargement - déchargement est effectué par palier, comme le montre la figure III.6. La succion a été maintenue constante tout au long de l'essai.

Les résultats des trois essais sont regroupés sur la figure III.6. Cette figure donne également les résultats d'un essai réalisé sur un échantillon saturé.

On constate une augmentation du retrait initial avec l'augmentation de la succion. La limite entre les zones surconsolidée et normalement consolidée n'est pas clairement marquée. La succion rigidifie le sol. En effet, en augmentant la succion, le sol se déforme moins pendant le chargement : pour un chargement entre 25 kPa et 400 kPa le changement de l'indice des vides est de l'ordre de 0,126 pour l'état saturé contre 0,086 pour l'échantillon soumis à une succion $s=150$ kPa (SP1), 0,061 pour l'échantillon SP2 ($s=300$ kPa) et 0,046 pour l'échantillon SP3 ($s=450$ kPa) (Tableau III.3).

Tableau III.3 : Variation de l'indice des vides induit par une augmentation de la contrainte axiale de 25 kPa à 400 kPa :

	Indice des vides $e(-)$			
	Etat saturé	$s= 150$ kPa (SP1)	$s=300$ kPa (SP2)	$s=450$ kPa (SP3)
$\sigma_v = 25$ kPa	0,704	0,657	0,638	0,621
$\sigma_v = 400$ kPa	0,578	0,572	0,578	0,575
Δe	0,126	0,085	0,061	0,046

Le changement le plus important sur la courbe de compressibilité est observé entre l'état saturé ($s=0$ kPa) et l'état à succion $s=150$ kPa comme le montrent la figure III.6a et le tableau III.3. Les pentes pendant le déchargement pour les échantillons SP1, SP2 et SP3 sont différentes de celle de l'état saturé (Figure III.6a). L'augmentation de la succion se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation et par une réduction de la pente de la courbe de déchargement qui indique une augmentation de la rigidité du sol avec l'augmentation de la succion. Des résultats concordants ont été trouvés par Rampino et al. (1999, 2000).

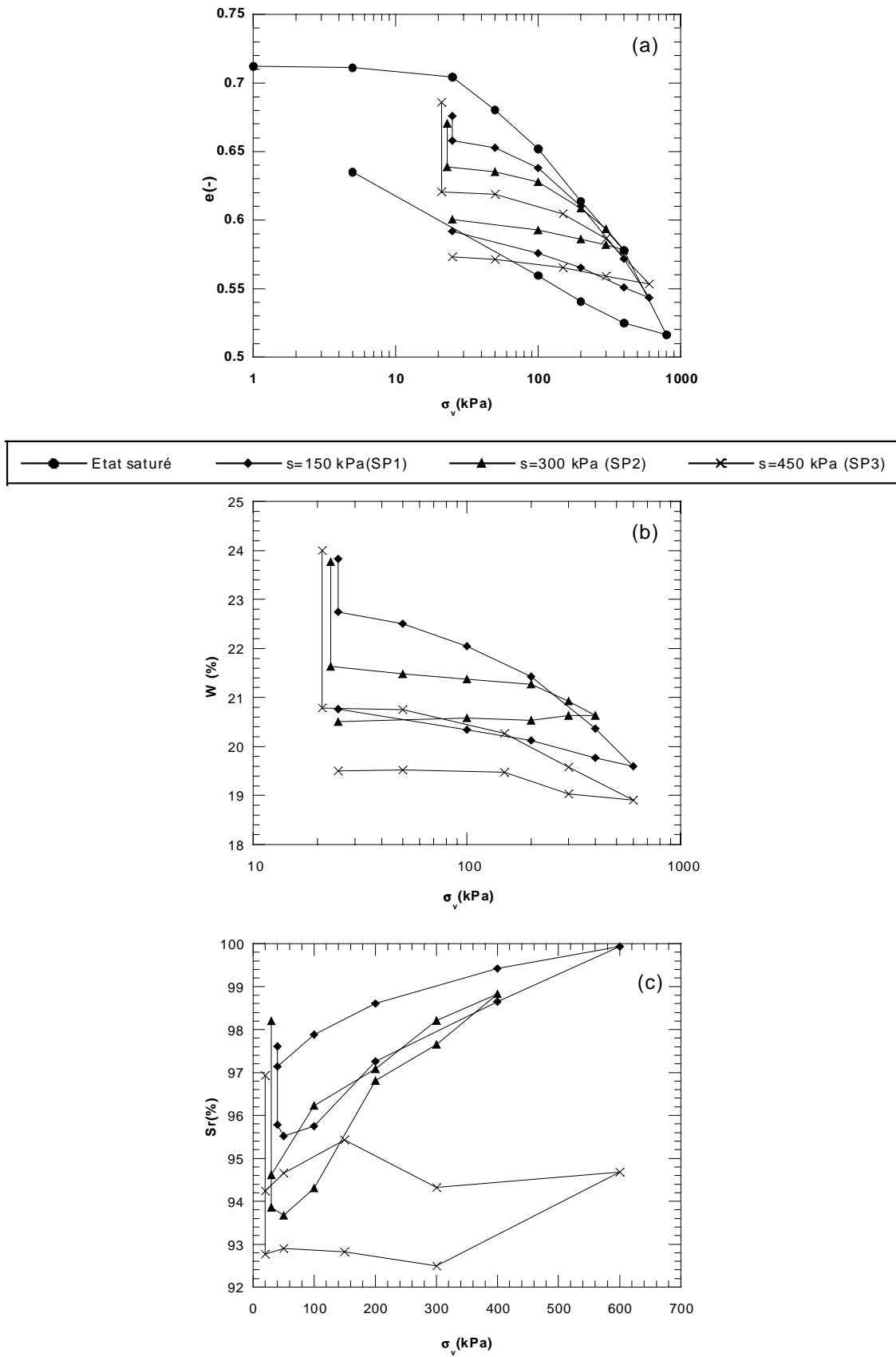


Figure III.6 : Effet de la succion sur le comportement du sol, (a) Courbe de compressibilité, (b) Teneur en eau en fonction du chargement axial, (c) Degré de saturation en fonction du chargement axial.

La courbe teneur en eau-charge axiale a la même allure que celle de la courbe de compressibilité (Figure III.6b). Le sol continue à expulser de l'eau pendant le chargement avec une tendance à la baisse de la quantité expulsée avec l'augmentation de la succion. Ces résultats sont en accord avec ceux donnés par Habib et al. (1995). Par exemple, pour une augmentation de la contrainte axiale de 25 kPa à 400 kPa, la teneur en eau de l'échantillon SP1 baisse de 22,8% à 20,4%, soit 2,4% de variation contre 1% pour SP2 et 1,4% pour SP3 (Tableau III.4).

Tableau III.4 : Variation de la teneur en eau induite par une augmentation de la contrainte axiale de 25 kPa à 400 kPa :

	Valeurs de la teneur en eau W(%)		
	S= 150 kPa (SP1)	s=300 kPa (SP2)	S=450 kPa (SP3)
$\sigma_v = 25$ kPa	22,8	21,6	20,8
$\sigma_v = 400$ kPa	20,4	20,6	19,4
ΔW	2,4	1,0	1,4

Pour un sol saturé ou proche de la saturation, les déformations se traduisent par une expulsion d'eau. En augmentant la succion, les grands pores se vident ; ces pores sont la première cible de déformation pendant un chargement. La déformation fait augmenter le degré de saturation tout en gardant à l'échantillon son eau.

Le degré de saturation pour l'échantillon à succion $s=150$ kPa (SP1) augmente de 95,8% à 100% quand la contrainte axiale augmente jusqu'à 600 kPa (Figure III.6c). Des degrés de saturation si élevés sont obtenus, pas seulement par déformation du réseau poreux, mais aussi par la dissolution de l'air occlus dans l'eau (Shahu et al. 1999). L'effet de la contrainte appliquée sur le degré de saturation diminue pour des succions plus élevées : le degré de saturation pour l'échantillon SP3 croît de 92,8 à 94,7, soit 1,9% d'augmentation, pour un changement de contrainte de 25 à 600 kPa. Le même changement de contrainte donne une variation de 4,2% du degré de saturation pour l'échantillon SP1. La courbe du degré de saturation en déchargement n'est pas la même qu'en chargement. Ce comportement irréversible est dû au comportement plastique du sol (déformation résiduelle).

III.4.3 Cycles de séchage - humidification à succion contrôlée

Deux échantillons SP4 et SP5 ont été séchés en augmentant la succion en un seul palier à 800 kPa et puis rehumidifiés en baissant la succion à 150 kPa pour SP4 et à 300 kPa pour SP5 avant d'effectuer un cycle de chargement – déchargement en contrainte.

Les résultats obtenus pour l'échantillon SP4 sont regroupés avec ceux de l'échantillon n'ayant pas subi du cycle séchage – humidification (SP1) sur la figure III.7.

On remarque sur la courbe de compressibilité de l'échantillon SP4 que la valeur de l'indice des vides au séchage à $s=150$ kPa (point 2) est différente de celle à la réhumidification à la même succion (point 4). Un écrouissage lié au changement de succion de l'ordre de 0,043 est observé. Cet écrouissage est lié au comportement élastoplastique du sol sous changement de succion (Alonso et al. 1990). Il a pour effet de rigidifier le sol et de le rendre moins déformable. A titre d'exemple, le changement de l'indice des vides pour un chargement de 25 à 600 kPa est de l'ordre de 0,079 pour SP4 contre 0,114 pour l'échantillon SP1 (Tableau III.5).

Tableau III.5 : Influence du cycle d'humidification sur la compressibilité de l'argile de Bavent

	Indice des vides $e(-)$	
	$s= 150$ kPa (sans cycle, SP1)	$s= 150$ kPa (avec cycle, SP4)
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	0,657	0,606
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	0,543	0,527
Δe	0,114	0,079

Le cycle de séchage – humidification modifie sensiblement la courbe de changement de teneur en eau en fonction de la contrainte axiale, comme le montre la figure III.6b. On constate le phénomène de l'hystérésis sur le cycle de séchage - humidification de l'échantillon SP4. La teneur en eau au séchage à 150 kPa (point 2) est de l'ordre de 22,4%, cependant elle est de l'ordre de 20,2% pour la réhumidification à la même succion (point 4), soit 2,2% de différence. L'expulsion d'eau diminue pendant le chargement pour l'échantillon ayant subi un cycle (SP4) par rapport à l'échantillon n'ayant pas subi le cycle (SP1) : l'échantillon SP4 perd 1,3% de sa teneur en eau pour un chargement de 25 à 600 kPa, alors que SP1 perd 3,1% de sa teneur en eau pour le même chargement (Tableau III.6).

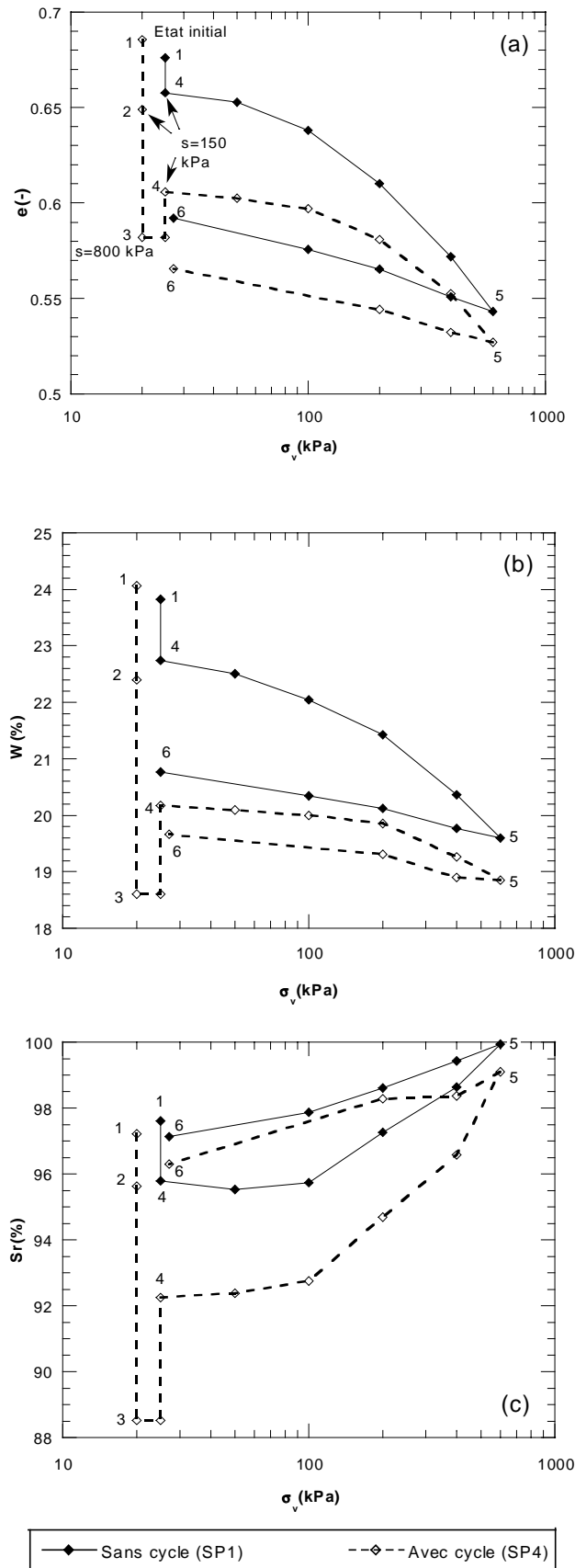


Figure III.7 : Influence d'un cycle séchage - humidification sur le comportement de l'argile de Bavent sous chemin oedométrique à succion constante, $s=150$ kPa ; (a) indice des vides en fonction de σ_v , (b) W en fonction de σ_v , (c) Sr en fonction de σ_v .

Tableau III.6 : Influence du cycle de séchage – humidification sur la variation de la teneur en eau induite par une augmentation de σ_v de 25 à 600 kPa :

	Valeurs de la teneur en eau W(%)	
	s= 150 kPa (sans cycle, SP1)	s= 150 kPa (avec cycle, SP4)
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	22,7	20,2
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	19,6	18,9
ΔW (%)	3,1	1,3

La réduction de la quantité d'eau expulsée est liée à deux facteurs :

- l'hystérésis qui réduit la teneur en eau de 22,4% (valeur au point 2) à 20,2% (valeur au point 4) après le cycle de séchage - humidification;
- l'augmentation de la rigidité du sol après le cycle de séchage - humidification, qui se traduit par un écrouissage lié au changement de la succion et par une diminution de la déformation pendant le chargement (Figure III.7a).

Le degré de saturation est influencé par le phénomène d'hystérésis (Figure III.7c). En effet, le degré de saturation pour l'échantillon SP4 change de 95,6% (point 2, séchage à 150 kPa de succion) à 92,2% (point 4, réhumidification à 150 kPa de succion), soit 3,4% de différence. Un chargement de 25 kPa à 600 kPa induit un changement du degré de saturation de l'ordre de 6,9% pour l'échantillon SP4 contre 4,1% pour l'échantillon SP1 (Tableau III.7).

Tableau III.7 : Influence du cycle de séchage – humidification sur la variation du degré de saturation induite par l'augmentation de σ_v de 25 à 600 kPa :

	Degré de saturation Sr(%)	
	s= 150 kPa (sans cycle, SP1)	s= 150 kPa (avec cycle, SP4)
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	95,8	92,2
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	99,9	99,1
ΔSr	4,1	6,9

Les essais réalisés à une succion $s=300$ kPa (SP2 et SP5) donnent des indications identiques à celles obtenues avec les essais réalisés à une succion $s= 150$ kPa, à savoir (Figure III.8 et tableau III.8) :

- écrouissage induit par la succion;
- augmentation de la rigidité pendant le chargement;
- phénomène d'hystérésis sur la teneur en eau et sur le degré de saturation;

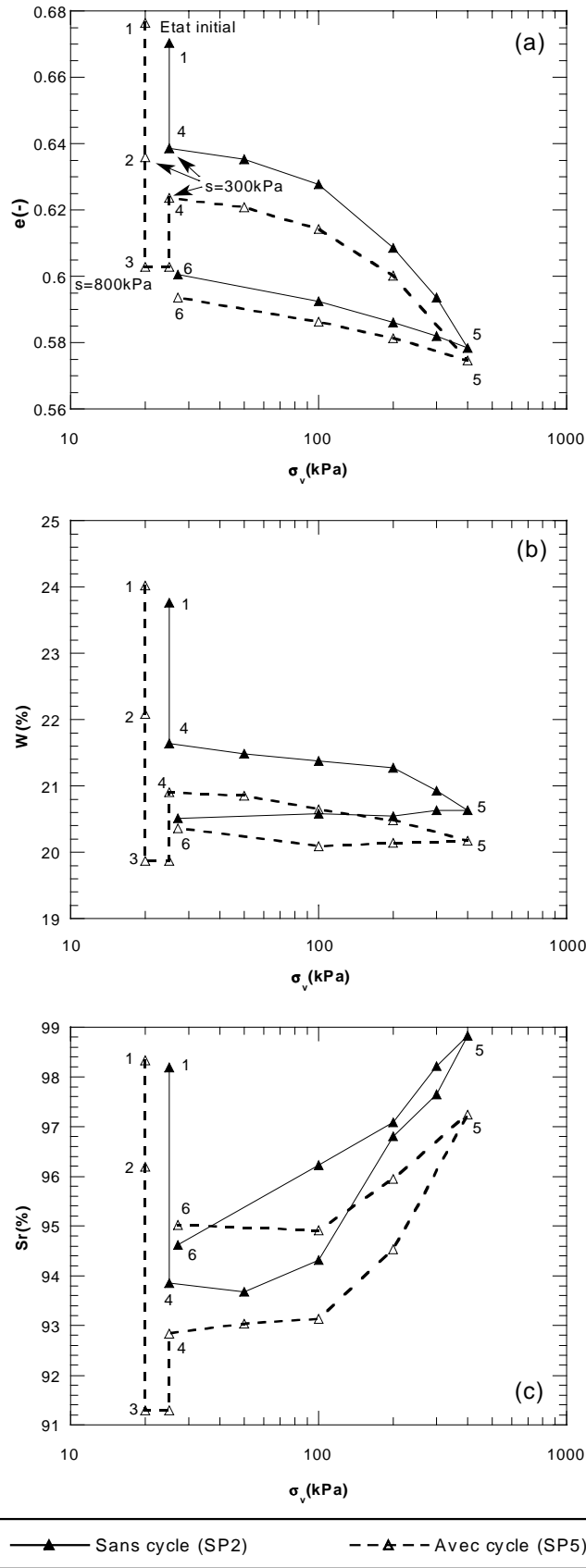


Figure III.8 : Influence d'un cycle séchage - humidification sur le comportement de l'argile de Bavent sous chemin oedométrique à succion constante, $s=300 \text{ kPa}$; (a) indice des vides en fonction de σ_v charge, (b) W en fonction de σ_v , (c) S_r en fonction de σ_v .

Tableau III.8 : Influence du cycle séchage – humidification sur le comportement d'un échantillon soumis à une succion =300 kPa :

	s= 300 kPa (sans cycle, SP2)	s= 300 kPa (avec cycle, SP5)
Indice des vides e(-)		
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	0,639	0,624
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	0,578	0,575
Δe	0,061	0,049
Teneur en eau W(%)		
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	21,6	20,9
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	20,6	20,2
ΔW (%)	1,0	0,7
Degré de saturation S_r (%)		
$\sigma_v = 25$ kPa (point 4)	93,9	92,8
$\sigma_v = 600$ kPa (point 5)	98,2	97,2
ΔS_r	4,3	4,4

On remarque dans le tableau que le chargement appliqué induit une variation de teneur en eau plus forte de l'échantillon SP2 ($\Delta W=1\%$) en comparaison avec celle de l'échantillon SP5 ($\Delta W=0,7\%$). L'égalité de la variation du degré de saturation pour ces deux échantillons peut s'expliquer par le fait que la compressibilité de l'échantillon SP2 est plus élevée que celle de l'échantillon SP5. En effet, pour le même chargement, on note une variation de 0,061 de l'indice de vides de l'échantillon SP2 contre une variation de 0,049 pour l'échantillon SP5.

III.5 Modélisation

On propose dans cette section d'appliquer le modèle d'Alonso et al. (1990) pour la simulation des essais réalisés. Ce modèle comporte neuf paramètres, $s_0, \lambda_s, \kappa_s, p^c, p_0^*, k, r, \beta, \lambda(0)$ pour décrire les sollicitations hydriques et mécaniques isotropes (cf. §I.4.3.1). On présente d'abord la détermination des paramètres de ce modèle à partir de certains essais, ensuite son utilisation pour la simulation des autres essais.

III.5.1 Détermination des paramètres

Paramètres du modèle liés à la succion

Trois paramètres décrivent les variations volumiques liées à la variation de la succion : le paramètre de surconsolidation (s_0), la pente de la partie surconsolidée (κ_s) et la pente de la partie normalement consolidée (λ_s). Un essai de succion à faible contrainte axiale est suffisant pour déterminer ces trois paramètres. Les résultats de l'essai de succion à $\sigma_v = 10$ kPa sont présentés dans la figure III.9. Cette figure permet de déterminer les différents paramètres.

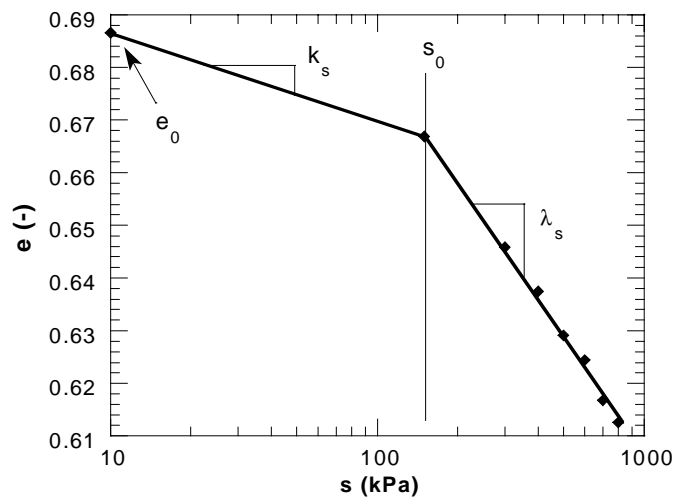


Figure III.9 : Essais oedométrique à succion contrôlée sous contrainte axiale nulle (SP0), e_0 est la valeur initiale de l'indice des vides.

La valeur obtenue pour s_0 est de l'ordre de 150 kPa. L'équation 1-21 est écrite en terme de variation volumique dans la zone élastique. On peut la récrire en terme de variation de l'indice des vides :

$$\Delta e = -\kappa_s \frac{\Delta s}{s} \quad (\text{III-1})$$

Dans cette équation on a négligé la pression atmosphérique apparaissant dans l'équation 1-21, car la succion minimale dans les essais réalisés est de 10 kPa. En effet, la pression atmosphérique est introduite dans l'équation pour éviter la division par zéro. La valeur de κ_s est estimée à 0,0073.

L'équation des variations volumiques dans la zone plastique (I-22) peut être écrite sous la forme :

$$\Delta e = -\lambda_s \frac{\Delta s}{s} \quad (\text{III-2})$$

L'estimation de λ_s donne une valeur de l'ordre de 0,0324. Les valeurs obtenues pour les trois paramètres sont récapitulées dans le tableau III.9.

Tableau III.9 : Valeurs estimées des paramètres liés à la variation de la succion

s_0 (kPa)	κ_s	λ_s
150	0,0073	0,0324

Paramètres du modèle liés à la contrainte axiale

Pour appliquer le modèle aux essais oedométriques on remplace la pression moyenne (p), dans le modèle décrit dans le paragraphe §I.4.3, par la contrainte axiale σ_v .

Les essais SP0, SP1 et SP2 permettent de déterminer les paramètres κ , λ et σ_{v0} pour trois valeurs de la succion $s=0$, 150 et 300 kPa. La figure III.10 illustre les résultats de ces essais dans le plan ($e, \log \sigma_v$). Cette figure donne sans difficulté majeure les valeurs des trois paramètres. Les résultats sont donnés dans le tableau III.10.

On note que la valeur de k pour les succions $s=150$ kPa et $s=300$ kPa se situe autour de 0,007. La pression de surconsolidation à l'état saturé est égale à $\sigma_{v0}^* = 47$ kPa et la pente dans la zone normalement consolidée est égale à $\lambda(0) = 0,0498$.

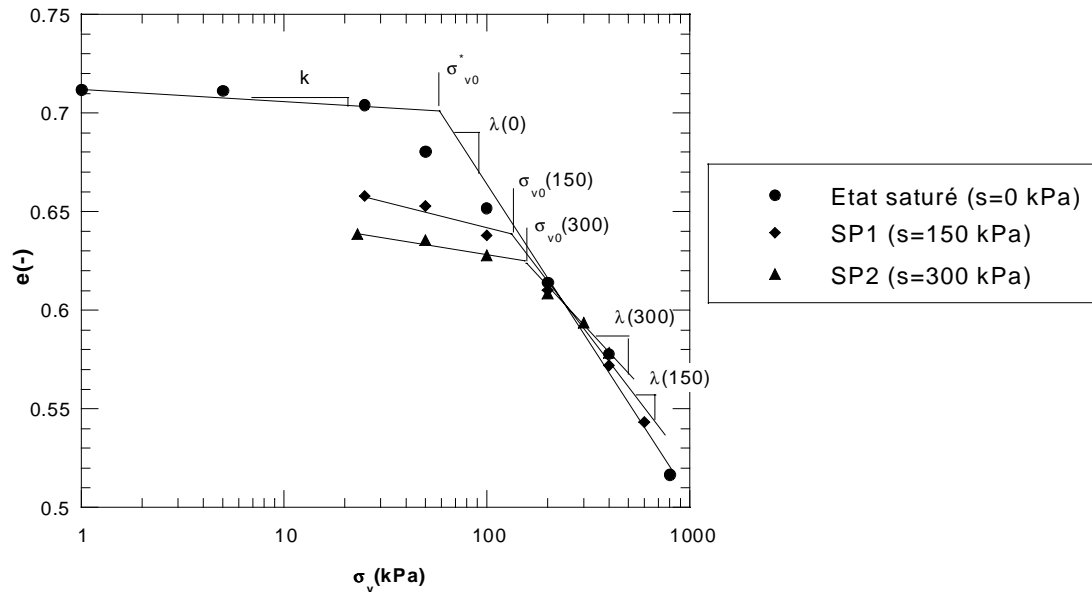


Figure III.10 : Configuration des paramètres caractérisant les courbes de compressibilité des trois essais (état saturé, SP1 et SP2).

Tableau III.10 : Détermination des paramètres $\kappa, \lambda(s), \sigma_{v0}$ à partir des essais SP0, SP1 et SP2 (Figure III.9)

	Etat saturé (s=0 kPa)	SP1 (s=150 kPa)	SP2 (s=300 kPa)
κ	0,0024	0,0074	0,0079
$\lambda(s)$	0,0498	0,0460	0,0439
σ_{v0} (kPa)	47	76	119

L'équation III.3 décrit l'évolution de la pente dans la zone normalement consolidée en fonction de la succion. Elle fait intervenir deux paramètres (r, β) :

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \tag{III.3}$$

En substituant les valeurs de λ pour les succions 150 et 300 kPa (Tableau III.8), dans l'équation (III.3), on obtient $\beta = 0,00394 \text{ kPa}^{-1}$ et $r = 0,829$.

Si on trace dans le plan (λ, s) l'équation (III.3), on trouve qu'il y a une forte évolution de λ entre $s=0$ et 150 kPa ($\Delta\lambda=0,0038$) par rapport à son évolution entre $s=150$ et 300 kPa ($\Delta\lambda=0,0021$), soit 45% de baisse pour la même gamme de variation de la succion (Figure III.11). La valeur de λ tend vers une valeur asymptotique (0,0413) au delà de $s=1000$ kPa.

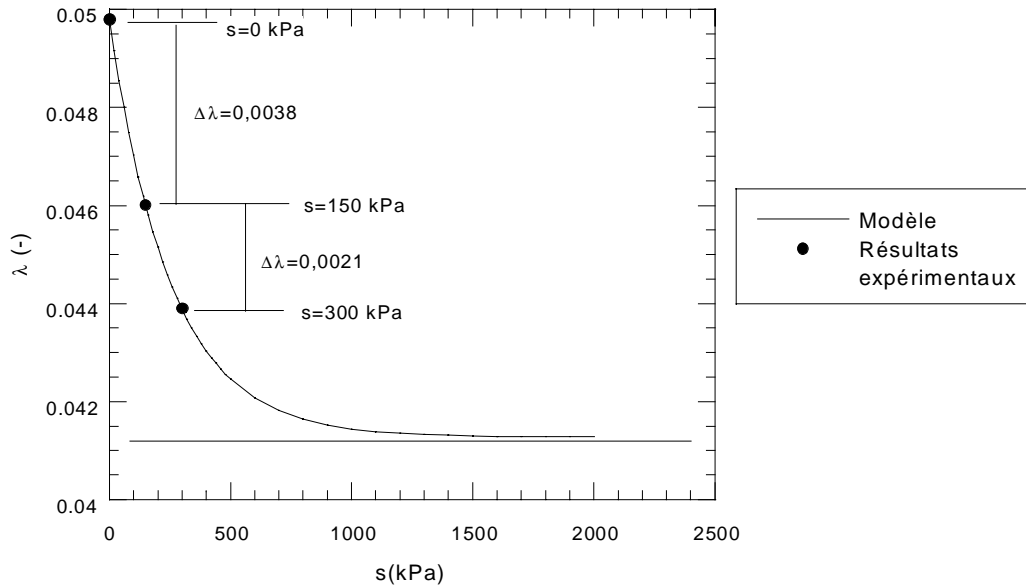


Figure III.11 : Evolution de λ en fonction de la succion.

Pour la détermination du paramètre σ_v^c qui décrit la surface de charge LC, on écrit l'équation 1.29 pour les conditions oedométriques sous la forme :

$$\left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_v^c} \right) = \left(\frac{\sigma_{v0}^*}{\sigma_v^c} \right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \tag{III.4}$$

Cette équation donne la valeur de la pression de surconsolidation (σ_{v0}) à une succion donnée. Le paramètre σ_v^c a été déterminé par calage sur les valeurs données dans le tableau III.8. On trouve $\sigma_v^c=0,15$ kPa. La figure III.12 montre les deux surfaces de charge SI et LC dans le plan (σ_v, s) avec les résultats expérimentaux. La valeur de la pression de surconsolidation tend vers une valeur asymptotique ($\sigma_{v0}=195$ kPa) pour des succions élevées ($s>1000$ kPa). Le tableau III.11 récapitule les valeurs des paramètres trouvés.

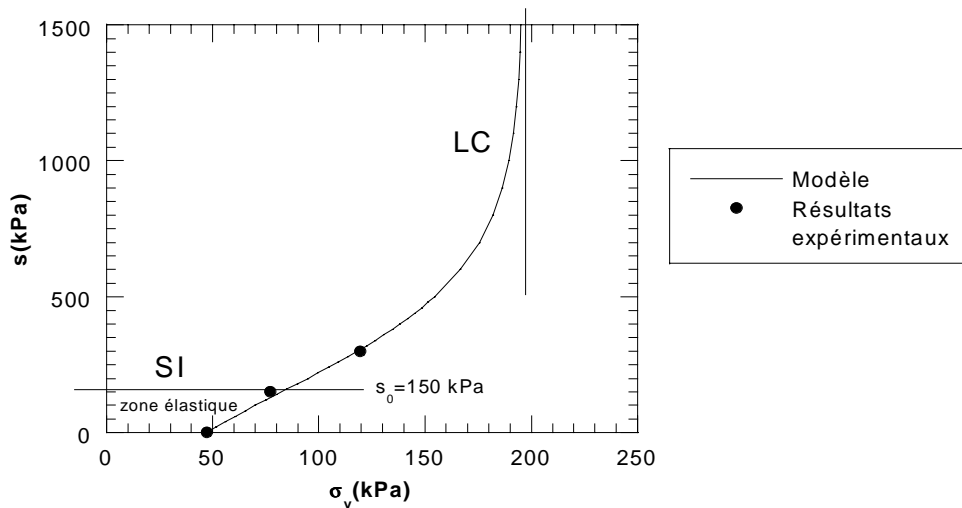


Figure III.12 : Surfaces de charge (SI et LC) du modèle d'Alonso et al. (1990) déterminée à partir des essais oedométriques sur l'argile de Bavent.

Tableau III.11 : valeurs estimées des paramètres liés aux variations de contraintes :

κ	$\lambda(0)$	σ_v^c (kPa)	σ_{v0}^* (kPa)	r	β (kPa ⁻¹)
0,007	0,0498	0,15	47	0,829	0,00394

III.5.2 Comparaison modèle - essais

Les paramètres trouvés ci-dessus ont été utilisés pour simuler les essais SP3, SP4 et SP5 (Figure III.3) qui n'ont pas été utilisés pour la détermination des paramètres.

Vérification sur l'essai SP3, $s=450$ kPa

La figure III.13 donne le chemin de contraintes imposé et l'évolution des surfaces de charge sous ce chemin. Le séchage décale la surface de charge SI de sa position initiale ($s_0=150$ kPa) à une nouvelle position ($s_0=450$ kPa). Cela est accompagné par un mouvement de la surface LC vers la droite et par une augmentation de la pression de consolidation de $\sigma_{v0}^*(1)$ à $\sigma_{v0}^*(2)$.

Les résultats donnés par le modèle et les résultats expérimentaux sont reportés sur la figure III.14. On remarque un bon accord entre le modèle et les résultats expérimentaux au niveau des pentes dans la zone élastique et plastique, la pression de consolidation et la pente de déchargement.

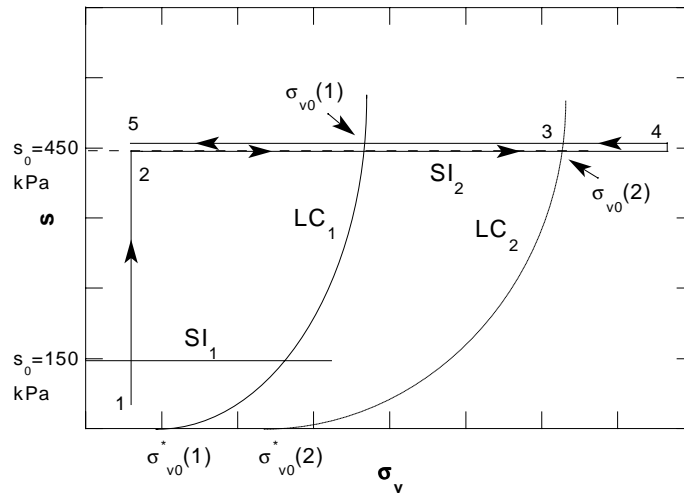


Figure III.13 : chemin de contraintes et évolution de la surface de charge pour l'échantillon SP3.

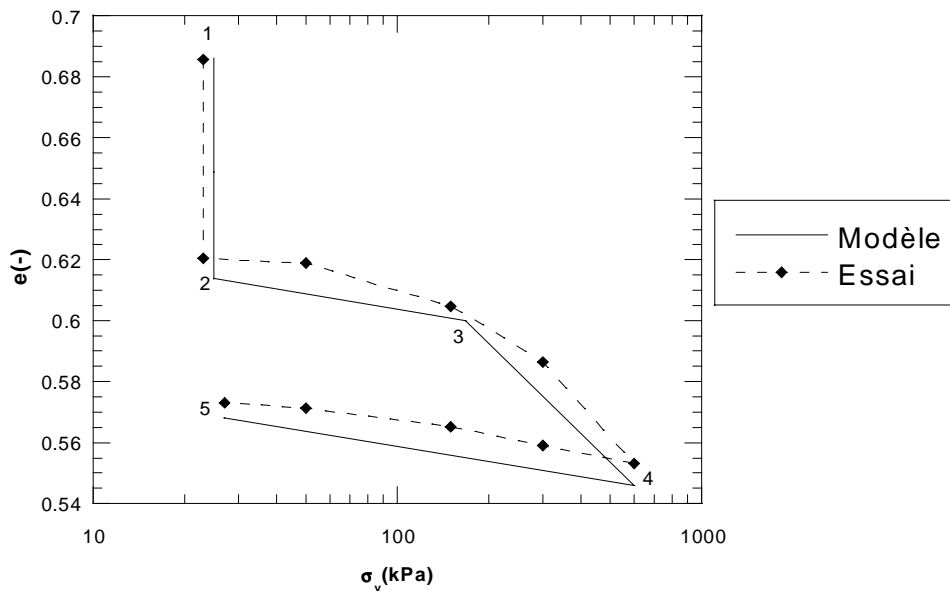


Figure III.14 : Simulation de l'essai oedométrique réalisé à une succion $s=450$ kPa (SP3).

Vérification sur les essais avec un cycle séchage - humidification (SP4 et SP5)

Les échantillons SP4 et SP5 ont subi un cycle de séchage – humidification suivi par un cycle chargement – déchargement mécanique (chemin 4→5→6) (Figure III.15). Le séchage décale les deux surfaces de charge de leurs positions initiales (SI₁, LC₁) à une nouvelle position (SI₂, LC₂). Le chargement mécanique à son tour les décale à la position finale (SI₃, LC₃). Les résultats expérimentaux et du modèle sont reportés sur les figures III.16 et III.17.

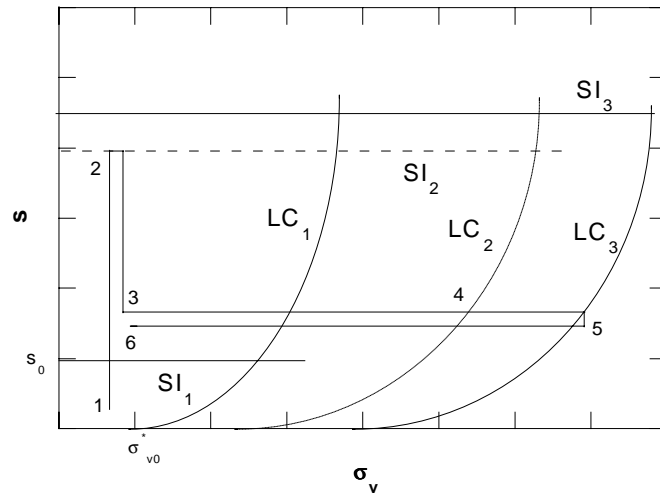


Figure III.15 : Chemin de contraintes pour les échantillons SP4 et SP5 : cycle de séchage – humidification suivi par un cycle de chargement mécanique.

On remarque que le retrait sous une succion $s=800$ kPa (chemin 1→2) est sous-estimé par le modèle pour l'échantillon SP4 et surestimé pour SP5. L'écart obtenu est dû à la dispersion expérimentale qui peut résulter du mode opératoire ou de l'hétérogénéité des échantillons.

Quant à l'humidification après le séchage (schéma 2→3), le modèle sous-estime le gonflement pour les deux échantillons SP4 et SP5. La sous-estimation du gonflement est de l'ordre de 50% pour l'échantillon SP4 et de 67% pour l'échantillon SP5, comme le montre le tableau III.12. Ce résultat peut être attribué au fait que le modèle utilise la pente de la partie surconsolidée pendant le séchage (κ_s) pour déduire le gonflement pendant l'humidification. Cette hypothèse n'est pas vérifiée expérimentalement comme le montre la figure III.4c.

Tableau III.12 : Comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux du gonflement après le séchage (essais SP4 et SP5)

	SP4		SP5	
	Modèle	expérimental	Modèle	expérimental
e (point 2)	0,595	0,582	0,585	0,603
e (point 3)	0,607	0,606	0,592	0,624
Gonflement (2→3)	0,012	0,024	0,007	0,021
le gonflement est sous-estimé par le modèle à	50%		67%	

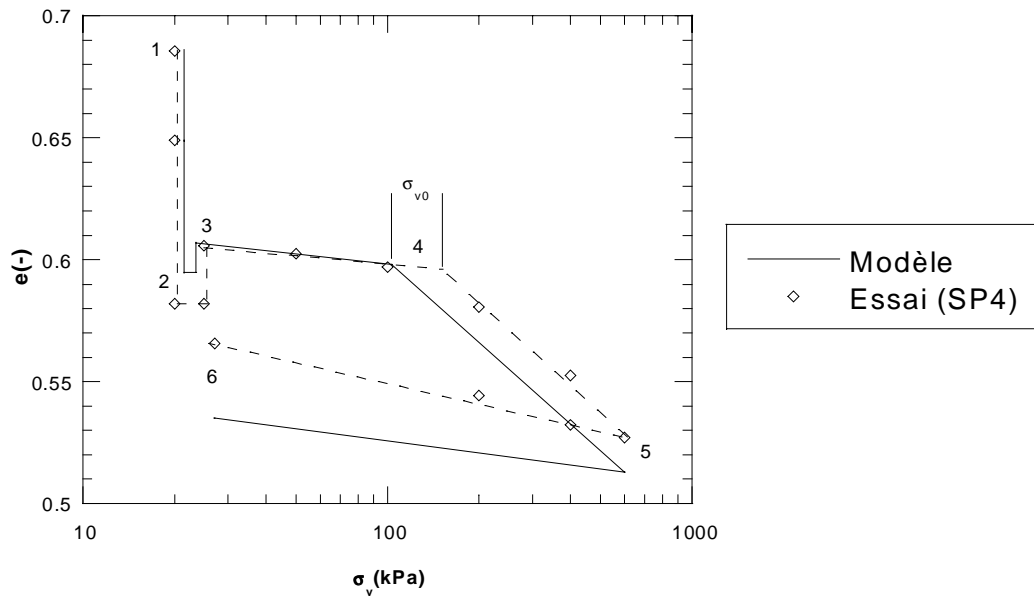


Figure III.16 : Comparaison entre les résultats expérimentaux de l'échantillon SP4 et la simulation déduite par le modèle.

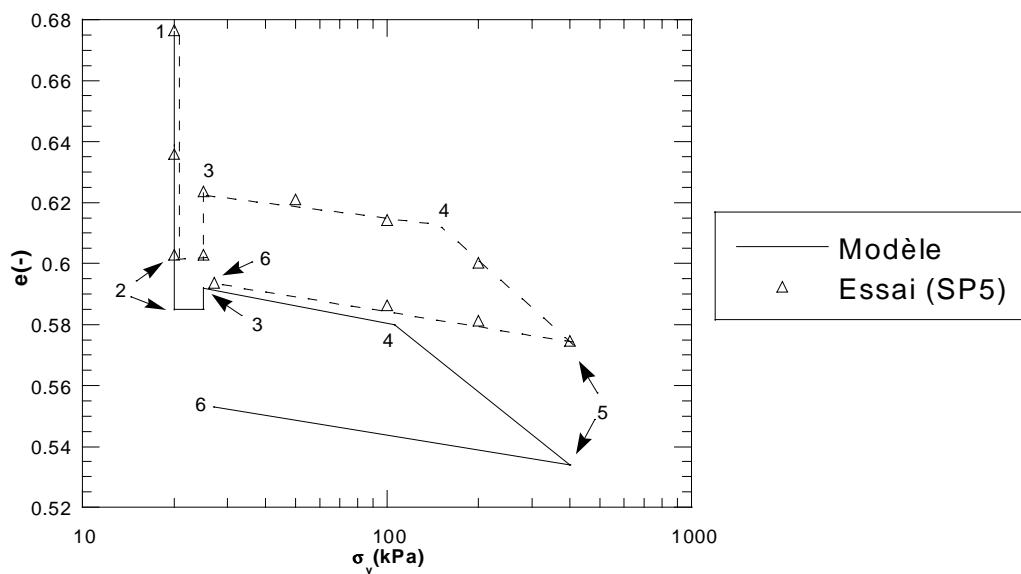


Figure III.17 : Comparaison entre les résultats expérimentaux de l'échantillon SP5 et la simulation déduite par le modèle.

Pour déterminer l'évolution du comportement du sol induite par un cycle de séchage – humidification, les paramètres (κ , $\lambda(s)$, σ_{v0}) ont été estimés pour les deux échantillons (SP4, SP5). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.13. On remarque que la différence la plus importante est observée sur la valeur de $\sigma_{v0}(s)$. En effet, on trouve que les valeurs expérimentales sont de 34 à 38% plus élevées que celles données par le modèle. Cela signifie que le couplage proposé par le modèle, entre la succion et la contrainte (cf. §I.4.3.1), sous-estime l'augmentation de la raideur induite par le cycle.

On remarque aussi une baisse sur la valeur de la pente dans la zone normalement consolidée $\lambda(s)$. Cette baisse est de 10% pour SP4 et de 16% pour SP5. La pente de la partie surconsolidée est la moins affectée par cette évolution des paramètres. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Campos et al. (1991).

Tableau III.13 : Paramètres du modèle estimés pour les échantillons ayant subi un cycle de séchage - humidification :

	SP4 (s=150 kPa)			SP5 (s=300 kPa)		
	modèle	expérim.	Différence	modèle	Expérim.	Différence
κ	0,007	0,006	-14%	0,007	0,007	0%
$\lambda(s)$	0,046	0,041	-10%	0,044	0,037	-16%
$\sigma_{v0}(s)$	103	137,7	+34%	105	144,5	+38%

III.6 Conclusion

Ce chapitre a comporté une étude à l'oedomètre à succion contrôlée de l'effet de la succion sur le comportement d'un sol compacté. L'étude a également porté sur l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement de ce sol.

Les résultats obtenus montrent que la présence de la succion rigidifie le sol, augmente la pression de consolidation et réduit l'expulsion d'eau pendant la phase de compression isotrope. L'augmentation de la contrainte isotrope augmente le degré de saturation et rapproche le sol des conditions de l'état saturé.

Le cycle de séchage – humidification rigidifie également le sol à cause de l'écrouissage lié à la succion. Il induit une augmentation de la pression de consolidation et rend l'expulsion d'eau pendant la phase de compression isotrope moins importante.

Le modèle d'Alonso et al. (1990) a été utilisé pour simuler les essais réalisés. La comparaison des résultats du modèle et des résultats expérimentaux montre la capacité de ce modèle à produire les essais sans cycle de séchage – humidification. Un écart important est noté entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle pour les essais avec cycle hydrique. En effet, on note que le modèle sous-estime d'une manière sensible la variation de la pression de consolidation induite par le cycle de séchage – humidification et ne prend pas en compte l'influence de ce cycle sur les pentes dans les domaines élastique et plastique.

CHAPITRE IV

Etude du comportement du sol compacté à la cellule triaxiale

- Influence de la succion sur la résistance
 - Influence des cycles de séchage/humidification
-
-

IV.1 Introduction

Le chapitre précédent a été consacré à l'étude du comportement du sol compacté sur des chemins oedométriques. Nous allons dans ce chapitre étudier le comportement de ce matériau à l'appareil triaxial à succion contrôlée. Les essais triaxiaux réalisés à succion imposée nous donnent des informations sur l'influence de la succion sur le comportement de ce matériau et plus particulièrement sur sa résistance et son module de déformation.

Des essais triaxiaux ont été également réalisés sur des échantillons ayant subi des cycles de séchage – humidification afin d'analyser l'influence de ces cycles sur le comportement du sol étudié.

IV.2 Essais à succion contrôlée sans cycles

IV.2.1 Dispositif expérimental

La cellule triaxiale utilisée a été construite à partir d'une cellule traditionnelle en utilisant la méthode de surpression d'air. Un schéma simplifié du dispositif est illustré sur la figure IV.1. Le principe de cette cellule est le même que celui utilisé pour la cellule oedométrique (cf. §III-2). La pression d'air est appliquée du côté haut de l'échantillon à l'aide du serpentin, une pierre céramique (avec une valeur d'entrée d'air de 500 kPa) est implantée dans l'embase. Un système pour mesurer le volume d'eau entrant et sortant (burette) est installé sur une des deux vannes qui alimentent l'embase.

La pression d'air est appliquée par un générateur lié à la vanne du serpentin. Une répartition uniforme de la pression d'air sur la section de l'échantillon est assurée en posant une pierre poreuse classique entre le serpentin et l'échantillon.

La pierre céramique installée (valeur de la pression d'entrée d'air de 500 kPa) a deux fonctions :

- elle assure une barrière étanche (dans la limite de sa valeur d'entrée d'air) par rapport à la pression d'air appliquée à l'intérieur de l'échantillon;
- elle lie l'eau de la burette, soumise à la pression atmosphérique, à l'eau interstitielle de l'échantillon.

La membrane utilisée autour de l'échantillon n'est pas parfaitement étanche à l'air. Pour éviter que l'air à l'intérieur de l'échantillon la traverse et se dissolve dans l'eau de la cellule, on utilise de l'huile au lieu de l'eau pour l'application de la pression de confinement.

Un échangeur (eau/huile) est utilisé pour permettre d'utiliser les systèmes habituels d'application des pressions (GDS ou pot au mercure) qui utilisent l'eau.

La cellule est installée sur une presse équipée d'un capteur de force (5 kN) et d'un capteur de déplacement axial (précision 0,01 mm), les déformations radiales ne sont pas contrôlées. Les capteurs sont liés à une chaîne d'acquisition qui est liée à un ordinateur pour effectuer automatiquement les mesures et piloter la presse. La mesure de la quantité d'eau entrante et sortante de l'échantillon s'effectue par relevé manuel.

Le système utilisé dans ce travail ressemble à celui utilisé par Rampino et al. (1999).

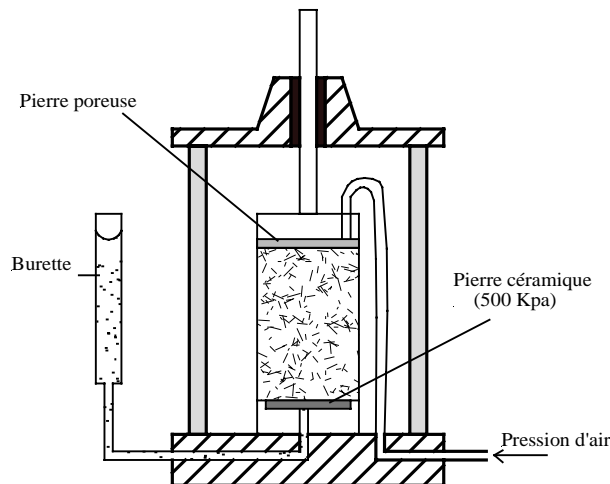


Figure IV.1 : Schéma de la cellule triaxiale à succion contrôlée, mise au point au laboratoire.

Installation de la pierre céramique

La figure IV.2 montre les modifications apportées à l'embase de la cellule triaxiale traditionnelle pour pouvoir installer la pierre céramique. La pierre est taillée à un diamètre inférieur à celui de l'embase (pour laisser une paroi métallique autour la pierre). Ensuite, elle est placée dans l'embase. Une gorge circulaire est usinée entre les deux alimentations de l'embase (Figure IV.2) pour assurer la continuité de l'eau sous la pierre céramique et faciliter sa circulation entre les deux alimentations. La dernière phase de l'installation est le collage, il s'agit d'une étape très délicate, car le collage doit assurer :

- une étanchéité parfaite pour empêcher l'air de passer autour la pierre poreuse;
- un échange entre l'eau de l'échantillon et la burette à travers la pierre elle-même.

Un test d'étanchéité doit être effectué après le séchage complet de la colle.

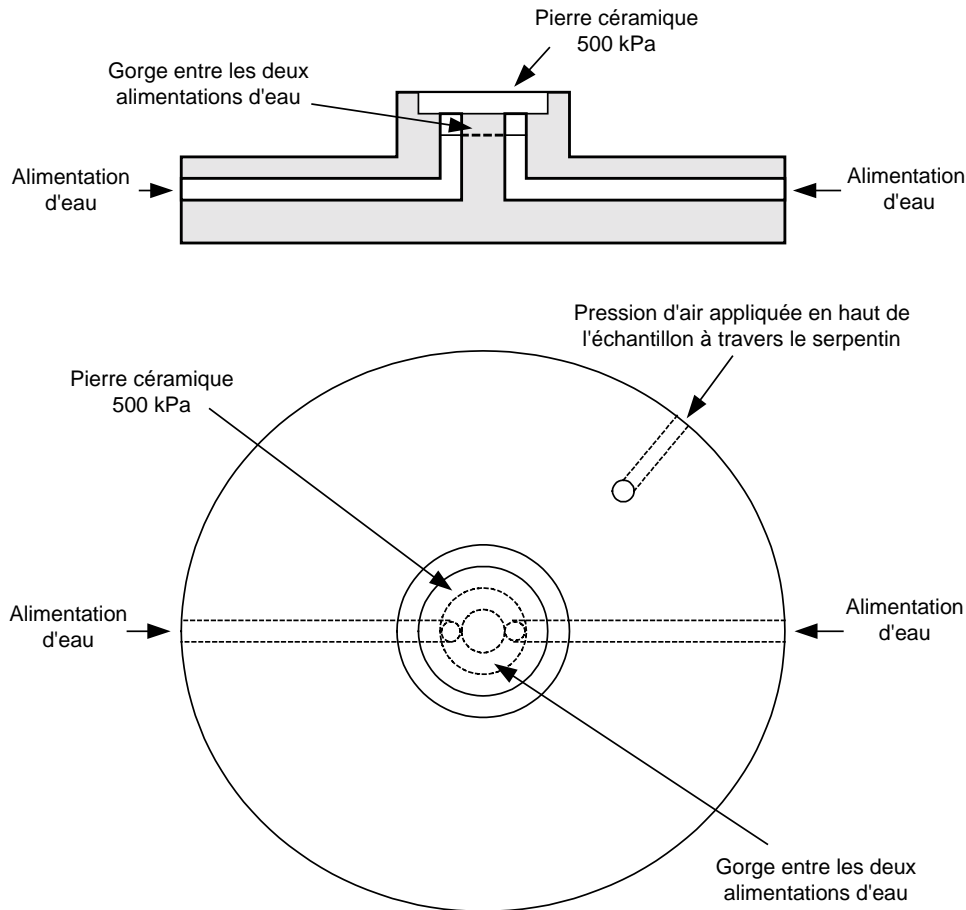


Figure IV.2 : Modifications apportées à l'embase de l'appareil triaxial classique pour l'adapter aux essais à succion contrôlée.

Saturation de la pierre céramique

La saturation de la pierre céramique constitue une étape importante du mode opératoire. Elle s'effectue sous vide. Une petite manchette, remplie d'eau distillée et désaérée, est installée à l'aide d'un joint torique (Figure IV.3). On ferme la vanne de la burette et on applique une dépression à l'aide d'une pompe à vide. Sous l'effet de la dépression, l'eau coule de la manchette à travers la pierre en la saturant. Cette étape dure une demi-journée.

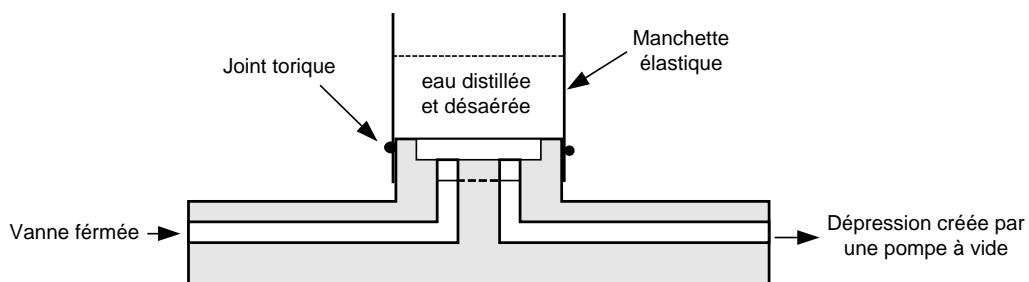


Figure IV.3 : Méthode de saturation de la pierre céramique.

Test d'étanchéité

Pour assurer le bon déroulement des essais, un test d'étanchéité du collage et du bon fonctionnement de la pierre céramique est effectué. Après la saturation, la manchette est enlevée, les canalisations sous la pierre céramique sont saturées en faisant passer l'eau d'une vanne à l'autre (la gorge creusée sous la pierre facilite la saturation, figure IV.2). La burette est installée et remplie d'eau. On garde la vanne de la burette ouverte et on ferme l'autre. La cellule est montée, une pression d'air de l'ordre de 475 kPa (25 kPa de moins que la valeur de la pression d'entrée d'air de la pierre céramique) est appliquée à l'intérieur de la cellule. Les défauts de fabrication de la pierre, de saturation ou de collage se manifestent par des bulles d'air dans la burette. Après ce test, en l'absence des bulles la cellule est prête pour les essais.

IV.2.2 Mode opératoire

L'échantillon est carotté directement dans les blocs de sol, puis installé dans la cellule de la même manière qu'un essai triaxial classique. Aucun papier filtre n'est mis autour l'échantillon.

Après le remplissage de la cellule en huile, l'essai se déroule en trois phases : équilibre, consolidation et cisaillement. A titre d'exemple, on donne dans la figure IV.4 l'évolution de la quantité d'eau expulsée en fonction du temps pour un échantillon cisailé sous une pression de confinement de 600 kPa. Cet essai donne des indications sur la durée de chaque phase :

- *Phase d'équilibre* : une succion de 300 kPa est appliquée avec une pression de confinement de 350 kPa ; soit 50 kPa de pression nette sur l'échantillon, ce qui permet de plaquer la membrane contre l'échantillon et de compenser la pression d'air appliquée. L'équilibre est établi quand il n'y a plus d'échange d'eau. Pour l'argile de Bavent, cette phase dure 15 jours.
- *Phase de consolidation* : on augmente la pression dans la cellule jusqu'à la pression de consolidation souhaitée (50, 100, 200, 400 ou 600 kPa pour ST1, ST2, ST3, ST4 ou ST5, respectivement) tout en gardant la succion fixe. Cette phase se termine quand le niveau d'eau dans la burette devient fixe. Pour l'argile de Bavent, cette phase dure entre 10 et 20 jours.
- *Phase de cisaillement* : une vitesse lente (0,00081 mm/min) a été choisie pour cisailier l'échantillon afin d'assurer la dissipation de la pression interstitielle générée au cours du cisaillement (Wheeler et al. 1995) ; cette phase est menée jusqu'à la rupture de l'échantillon. Elle dure deux semaines.

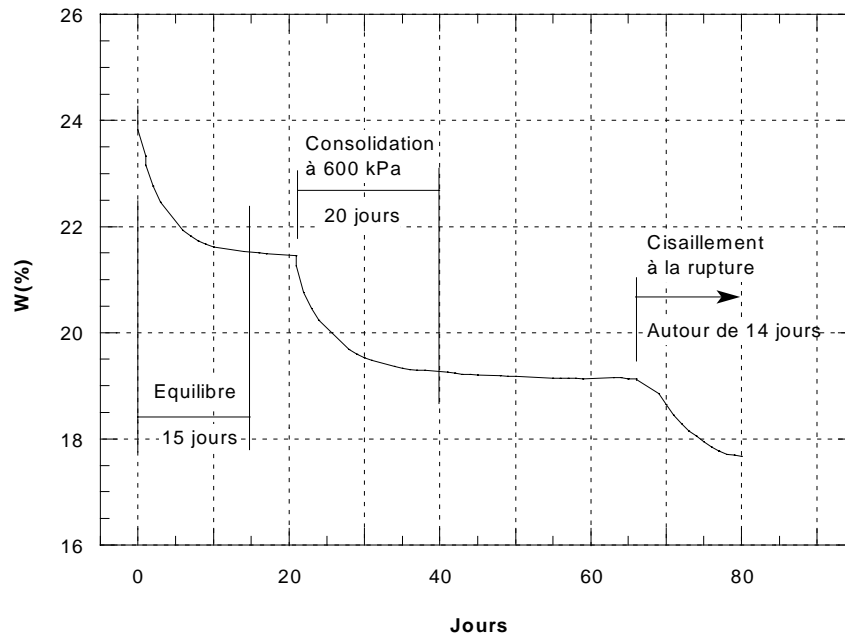


Figure IV.4 : Evolution de la teneur en eau au cours d'un essai triaxial à succion imposée ($s=300$ kPa) sous une pression de confinement de 600 kPa.

Quand l'essai est terminé, on ferme la vanne de la burette et on réduit la succion et la pression de confinement à zéro. La cellule est ensuite vidée de l'huile et démontée rapidement. Le poids humide final est contrôlé, puis l'échantillon est mis à l'étuve pour déterminer son poids sec. Une correction sur les valeurs de la teneur en eau, calculées au cours de l'essai, est réalisée à la fin de l'essai en comparant la perte d'eau mesurée par la burette et la perte calculée à partir des poids humides initial et final de l'échantillon.

Les résultats obtenus par la burette et la chaîne d'acquisition (capteur de force et de déplacement) sont regroupés pour chaque échantillon pour l'interprétation de l'essai.

IV.2.3 Résultats des essais

Les résultats des cinq essais réalisés (ST1 à ST5) sont regroupés sur la figure IV.5. On ne présente pas l'évolution de la déformation volumique ni celle du degré de saturation, car le dispositif expérimental ne permet pas de mesurer la déformation radiale. On constate sur cette figure une augmentation du déviateur avec l'accroissement de la pression de confinement. Les valeurs du module de déformation pour une déformation axiale $\Delta h/h=0,2\%$, sont quasi-fixes (Figure IV.5b). Les valeurs du déviateur à la rupture et du module de déformation sécant pour les cinq essais sont données dans le tableau IV.1.

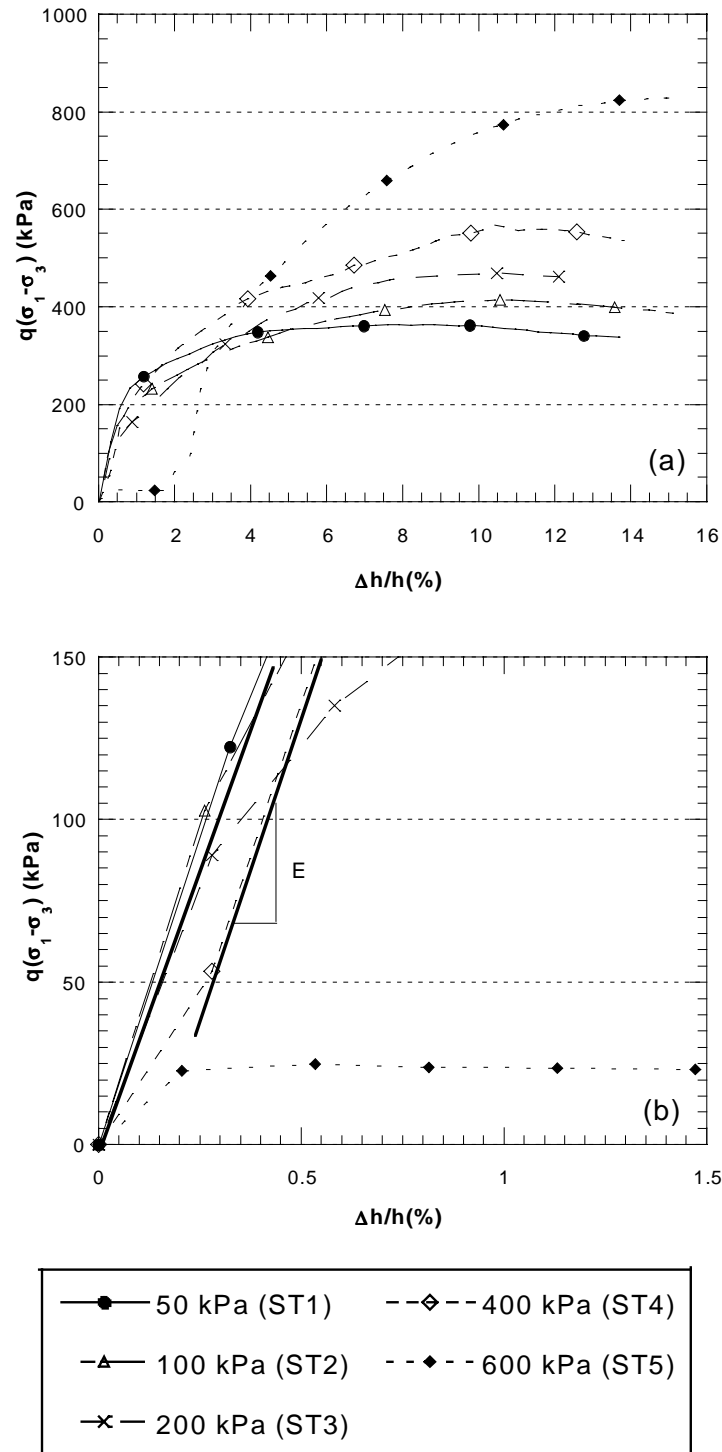


Figure IV.5 : Essais de cisaillement à succion contrôlée à différentes pressions de confinement (a) déviateur en fonction de la déformation axiale, (b) Module de déformation.

Tableau IV.1 : Les valeurs maximales du déviateur à la rupture et du module de déformation (E_v) pour les cinq essais réalisés à succion contrôlée :

Pression de confinement $\sigma_3 - u_a$	50 (kPa) ST1	100 (kPa) ST2	200 (kPa) ST3	400 (kPa) ST4	600 (kPa) ST5
$q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	231	307	434	679	1014
E_v (MPa)	38	38	38	38	39

La figure IV.6 donne les chemins de contraintes dans le plan $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a, \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$

pour les cinq échantillons à succion contrôlée, et la courbe de résistance du sol étudié à l'état saturé. L'analyse des résultats obtenus montre deux domaines. Le premier correspond aux confinements élevés (supérieur à 400 kPa) où on note un bon accord entre la résistance du sol saturé R_s et celle à l'état non saturé R_{qs} . Ceci signifie que l'application d'un confinement élevé à un sol non saturé améliore sa saturation et fait se rapprocher son comportement de celui du sol saturé. Ce phénomène est illustré dans la figure IV.7 qui donne l'évolution du degré de saturation en fonction de la contrainte axiale pour un échantillon testé à l'oedomètre sous une succion $s=300$ kPa (cf. §III-4-2). Cette figure montre que le degré de saturation augmente de 93,8% à 98,8% quand la contrainte axiale croit de 25 à 400 kPa. Des résultats concordants ont été obtenus par Shahu et al. (1999).

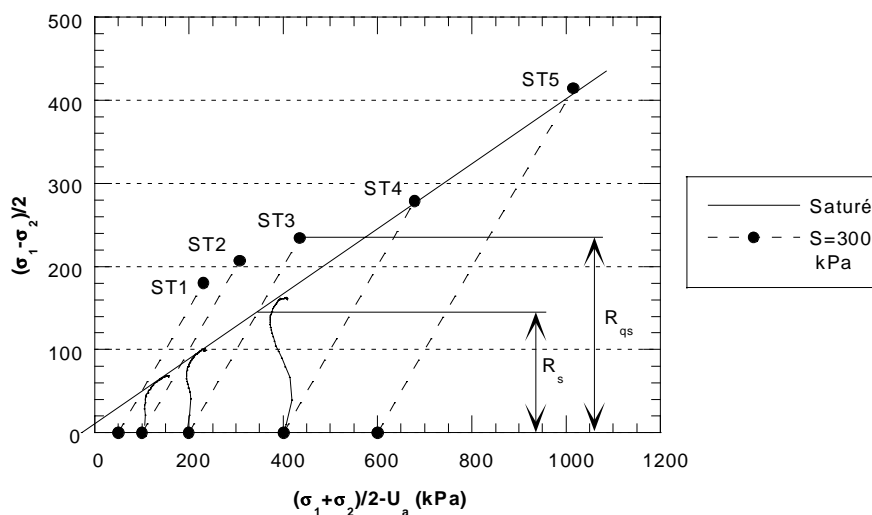


Figure IV.6 : Influence de la non saturation sur la résistance du sol compacté.

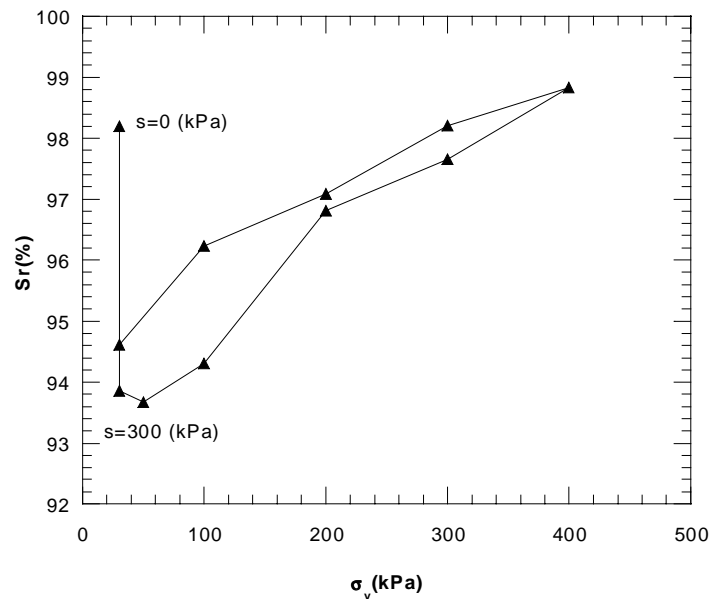


Figure IV.7 : Degré de saturation en fonction de la contrainte axiale pour un essai oedométrique à succion imposée ($s=300$ kPa).

Pour les faibles confinements (inférieurs à 200 kPa), on note un écart important entre la résistance du sol saturé et celle du sol non saturé. Cet écart s'accroît avec la diminution du confinement. Afin de quantifier l'influence du confinement sur la résistance du sol non saturé, on donne dans le tableau IV.2, l'excédent de résistance apporté par la non saturation du sol $\left(\frac{R_{qs} - R_s}{R_s}\right)$. On note que cet excédent décroît de 2,6 à 0,6 quand la pression de confinement croît de 50 à 200 kPa.

Tableau IV.2 : Influence du confinement sur la résistance du sol compacté non saturé.

Pression de confinement ($\sigma_3 - u_a$)	50 kPa	100 kPa	200 kPa
Excédent de résistance $\left(\frac{R_{qs} - R_s}{R_s}\right)$	2,6	1,5	0,6

IV.2.4 Modélisation

On propose dans cette section d'utiliser le modèle d'Alonso et al. (1990) pour la simulation des essais triaxiaux présentés ci-dessus. Du fait que le modèle d'Alonso est fondé sur l'hypothèse que la pente de la courbe de résistance est indépendante de la succion (égale à celle de l'état saturé), la modélisation va porter uniquement sur les essais triaxiaux réalisés

aux confinements 50, 100 et 200 kPa. En effet, les essais réalisés à des confinements plus élevés ont donné des états de contraintes qui s'écartent sensiblement de la courbe de résistance proposée par le modèle d'Alonso.

L'estimation des paramètres de résistance du modèle d'Alonso est effectuée à partir de la figure IV.8 qui donne le chemin de contraintes dans le plan $(p-u_a, q)$. On obtient :

- une pente de la courbe de résistance $M = 0,806$
- une valeur du paramètre $k = 0,667$; ce paramètre contrôle l'augmentation de la cohésion apparente avec la succion ($p_s = ks$).

Les autres paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais oedométriques (cf. chapitre III). On a obtenu :

- $\kappa = 0,007$ pour la pente de la partie surconsolidée qui est indépendante de la succion,
- $\lambda(s = 300) = 0,0439$ pour la pente de partie normalement consolidée à une succion $s = 300$ kPa,
- $p_0 = 119$ kPa pour la pression de surconsolidation à $s = 300$ kPa

En l'absence de mesure de déformation latérale, on a affecté au coefficient de Poisson une valeur de 0,3.

Le tableau IV.3 récapitule les paramètres du modèle pour une succion $s = 300$ kPa qui ont été utilisés pour simuler les trois essais triaxiaux (ST1, ST2 et ST3).

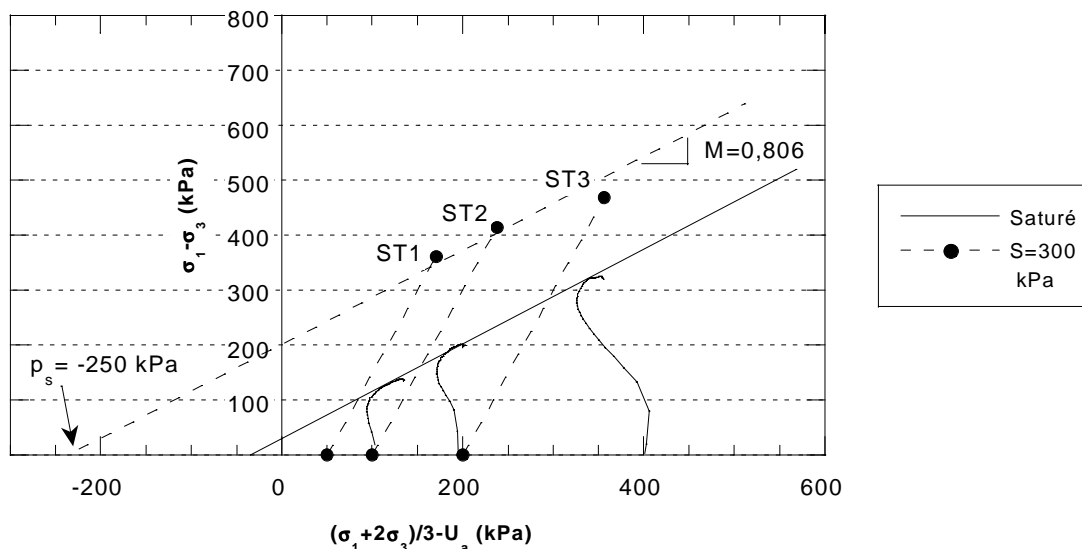


Figure IV.8 : Courbe de résistance à différentes valeurs de succion ($s=0$ et 300 kPa), Argile de Bavent.

Tableau IV.3 : Paramètres du modèle d'Alonso déterminés à partir des essais réalisés à une succion constante $s=300$ kPa (ST1, ST2 et ST3)

P_s (kPa)	M (-)	k (-)	κ (-)	$\lambda(s)$ (-)	p_0 (kPa)
250	0,806	0,667	0,007	0,0439	119

La figure IV.9 donne une confrontation des résultats de modélisation aux résultats des essais. On note un très bon accord entre le modèle et l'essai réalisé à un confinement de 200 kPa. Pour les essais réalisés aux confinements de 50 et 100 kPa, on note que le modèle reproduit bien les pentes initiales (partie élastique/surconsolidée) et les valeurs limites du déviateur, mais il sous-estime le taux d'écrouissage dans la partie plastique. Ceci est dû à une surestimation des contraintes plastiques qui sont principalement contrôlées par le paramètre de compressibilité $\lambda(s)$. En effet, ce paramètre a été déterminé à partir des essais oedométriques. Il semble que pour les essais triaxiaux à faibles confinements, il faudra réduire la valeur de ce paramètre.

Nous avons déterminé des nouvelles valeurs de ce paramètre par calage sur les essais. On a trouvé $\lambda = 0,014$ pour l'essai ST1 (confinement = 50 kPa) et $\lambda = 0,027$ pour l'essai ST2 (confinement = 100 kPa). Ces valeurs sont sensiblement inférieures à celle obtenue à partir d'un essai oedométrique $\lambda = 0,0439$. Les résultats de simulations avec les nouvelles valeurs de λ sont donnés dans la figure IV.10. On note d'après cette figure un bon accord entre les essais et le modèle.

A titre indicatif, on donne dans la figure IV.11 l'évolution de la déformation volumique obtenues avec le jeu de paramètres initial (tableau IV.2). On note que le modèle prédit une déformation volumique contractante avec une tendance à la stabilisation en fin d'essai. Ces résultats ne sont pas confrontés aux résultats expérimentaux, car la cellule utilisée dans cette étude ne permettait pas de mesurer les déformations volumiques.

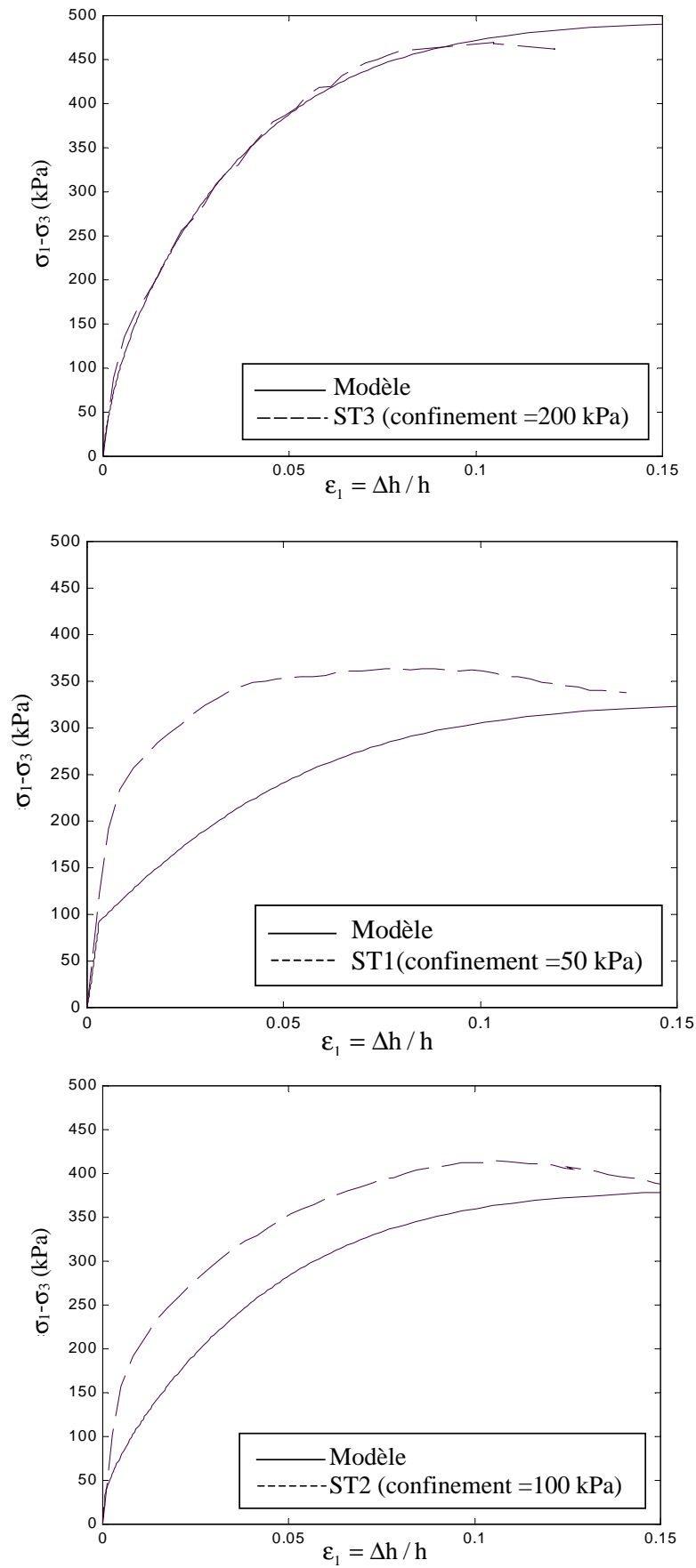


Figure IV.9 : Simulation par le modèle d'Alonso des essais triaxiaux réalisés à aux confinements 50, 100 et 200 kPa (jeu de paramètres initial – tableau IV.2)

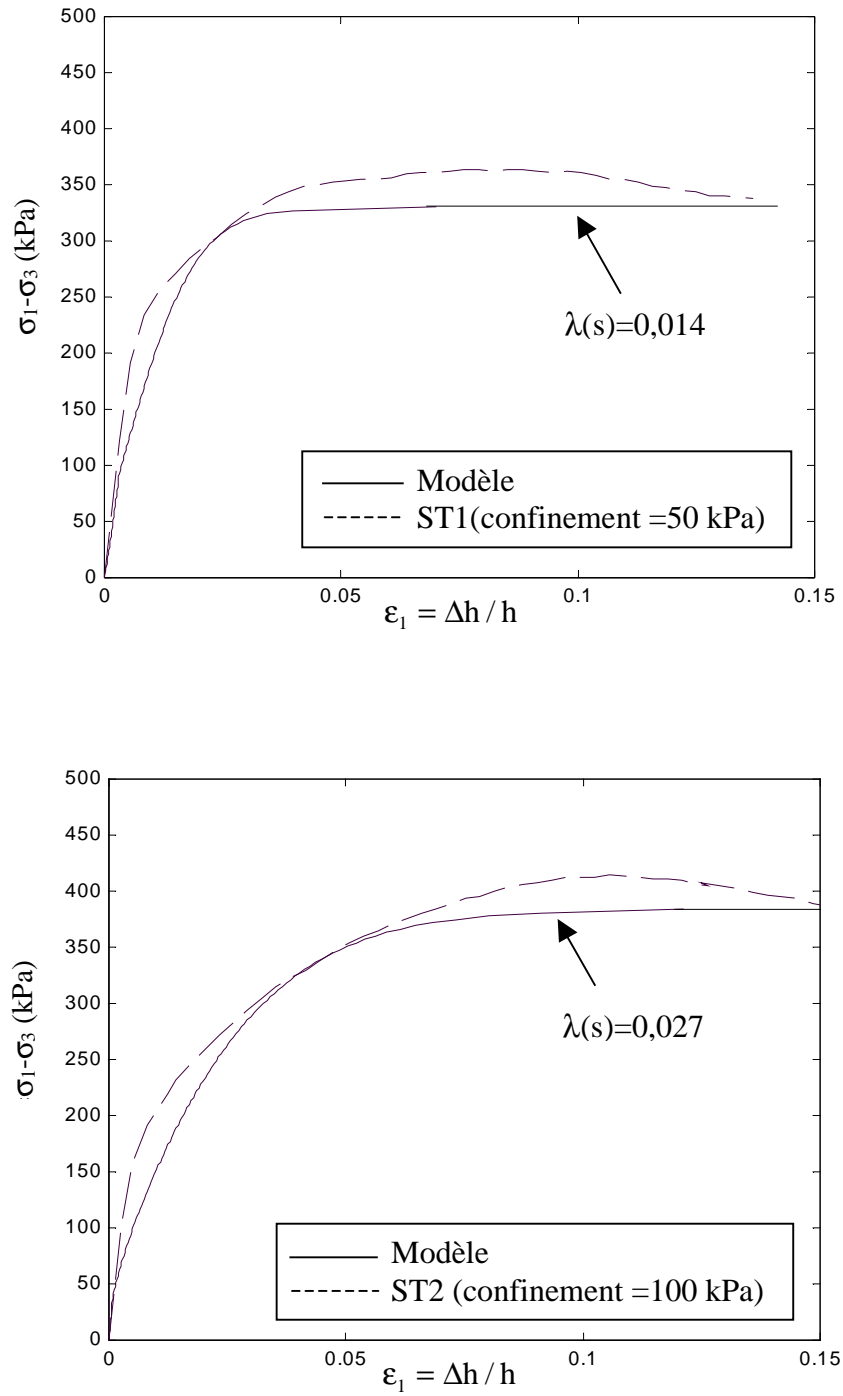


Figure IV.10 : Simulation des essais ST1 et ST2 avec les valeurs de $\lambda(s)$ estimées à partir des résultats expérimentaux.

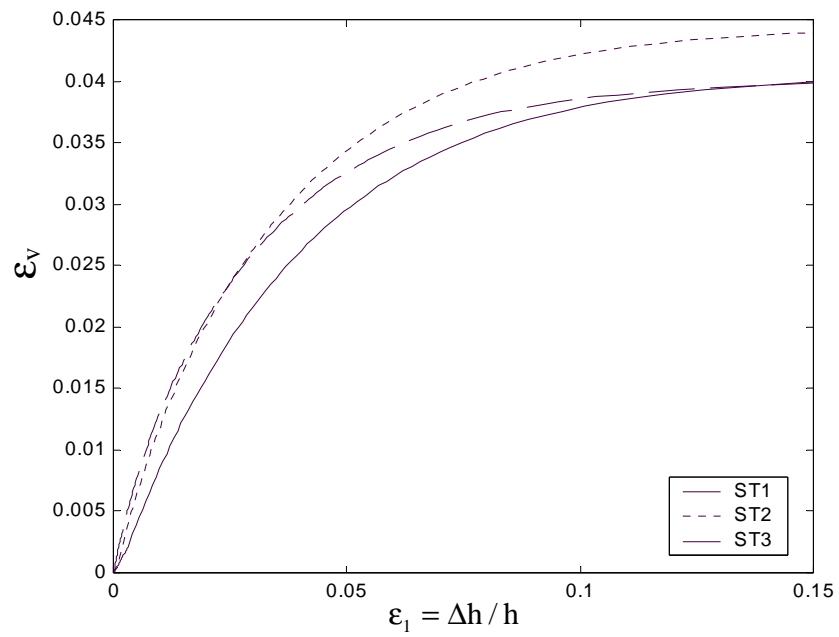


Figure IV.11 : Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour les trois essais triaxiaux réalisés à pressions de confinement de 50, 100 et 200 kPa (ST1, ST2 et ST3).

IV.3 Influence des cycles de séchage – humidification

L'effet des cycles de séchage - humidification sur le potentiel de gonflement a été étudié par de nombreux auteurs. Des études ont été réalisées sur des sols intacts et d'autres sur des sols compactés. L'effet des cycles sur la résistance du sol a été peu abordé dans la littérature.

L'étude présentée dans cette section concerne l'effet des cycles sur la courbe de résistance du sol à l'état saturé. La méthode suivie est de faire sécher des échantillons, de les réhumidifier puis de les cisailer au triaxial après saturation. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus pour un sol n'ayant pas subi de cycles. L'effet des cycles sur le potentiel de gonflement est également étudié dans cette partie.

La resaturation des échantillons a nécessité le développement d'une technique particulière qui est décrite ci-dessous.

IV.3.1 Méthode de resaturation (saturation sous vide)

La réhumidification des échantillons a posé un problème majeur lors de la réalisation des essais. Différentes méthodes ont été testées :

- immerger l'échantillon par le bas dans l'eau et laisser la remontée capillaire saturer l'échantillon;
- saturation sous contre - pression en cellule triaxiale;
- saturation sous vide.

Les deux premières méthodes n'ont pas donné de résultats satisfaisants. Dans la première méthode, la remontée capillaire a saturé une tranche de 2 à 3 cm de la partie inférieure de l'échantillon. Cette tranche a ensuite empêché la saturation du reste de l'échantillon. La deuxième méthode n'a pas permis de retrouver la teneur en eau de l'échantillon avant le séchage. A titre d'exemple, en appliquant une contre-pression de 400 kPa pendant sept jours à l'intérieur d'un échantillon séché à $W=4\%$, on obtient une teneur en eau de l'ordre de 20%. La teneur en eau initiale avant le séchage était de 24%, soit de 4% supérieure à la valeur obtenue en utilisant la deuxième méthode.

La troisième méthode consiste à réaliser la saturation sous vide. Elle a été mise au point au laboratoire. Il s'agit de mettre l'échantillon après séchage entre deux pierres poreuses avec papier filtre, entouré par deux épaisseurs de papier filtre, comme le montre la figure IV.12. Un serpentin est placé en haut de l'échantillon et une embase trouée en bas. L'ensemble

est entouré par une membrane et immergé dans un réservoir d'eau. En appliquant le vide en haut de l'échantillon par le serpentin à l'aide d'une pompe à vide, l'eau circule autour de l'échantillon et le sature sous l'effet de la succion.

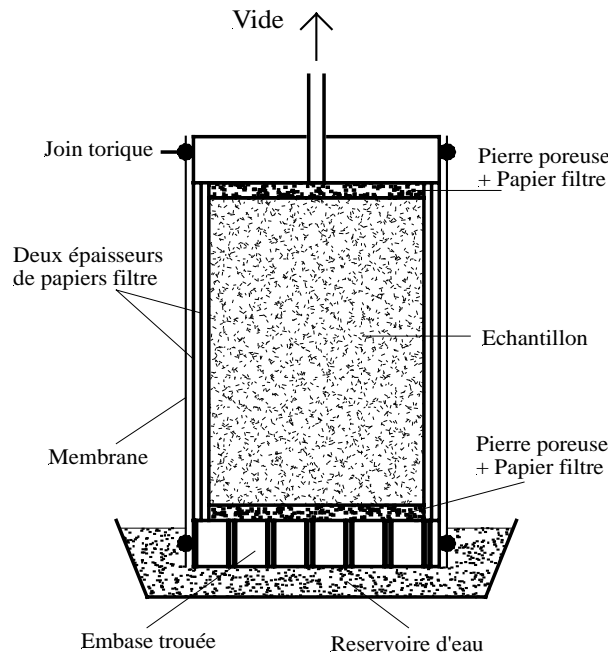


Figure IV.12 : Principe de la méthode de saturation sous vide.

La durée nécessaire pour assurer la resaturation est de deux jours pour les petits échantillons ($D=3,5$, $h=7$ cm) et trois jours pour les grands échantillons ($D=5$, $h=10$ cm). L'utilisation de cette méthode assure une bonne saturation et un retour à une teneur en eau très proche de sa valeur à l'état initial. Un test a été effectué pour vérifier l'homogénéité de la teneur en eau. L'échantillon resaturé a été découpé en plusieurs tranches (haut, bas, centre et contour). La mesure de la teneur en eau de ces tranches a permis de vérifier l'homogénéité de l'échantillon. A titre d'exemple, pour un échantillon à une teneur en eau initiale de 24%, les valeurs de teneur en eau pour les différentes tranches après resaturation ont varié entre 23,5% et 24,5%, comme le montre le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Valeurs de la teneur en eau pour les différentes tranches d'un échantillon resaturé sous vide, la teneur en eau initiale étant de 24%

	Haut	Bas	Centre	Autour
W (%)	24,1	23,5	23,7	24,5

IV.3.2 Effet des cycles sur le potentiel de gonflement

Deux essais ont été réalisés sur des petits échantillons. Le premier (GR1) a comporté des cycles de séchage jusqu'à une teneur en eau de l'ordre de 14% (juste avant la limite de retrait) et puis une réhumidification. Le second essai (GR2) a comporté des cycles de séchage/humidification, le séchage a été effectué jusqu'à la teneur en eau minimale obtenue par séchage à l'air libre (autour de 4%). Le volume, à la fin de chaque séchage ou humidification a été mesuré. La teneur en eau à chaque étape est calculée à partir du poids humide et du poids sec obtenu à la fin de l'essai.

Les résultats obtenus pour les deux échantillons sont représentés sur la figure IV.13. On remarque une densification de l'échantillon au cours des cycles (à travers la réduction de l'indice des vides). En effet, l'indice des vides à la saturation (sommet haut) passe de 0,77 au premier cycle à 0,72 au troisième cycle pour les deux échantillons (GR1 et GR2), alors que l'indice des vides en fin de séchage (sommet bas) passe de 0,47 à 0,42 pour GR2 et de 0,51 à 0,49 pour GR1 entre le premier et le troisième cycle. On constate aussi que la teneur en eau à la saturation diminue d'un cycle à l'autre, la teneur en eau à la saturation passe de 25,2% au premier cycle à 23,8% au dernier cycle pour GR1 et GR2. Cette diminution est liée aux déformations résiduelles (densification) observées au cours des cycles, et à l'hystérésis de la courbe de rétention (cf. §III-4-1).

Les résultats obtenus montrent que les mêmes phénomènes (densification et diminution de la teneur en eau) sont observés pour les deux intensités de séchage : un séchage partiel à une teneur en eau située avant la limite de retrait (GR1) et le séchage à la teneur en eau minimale à l'air libre (GR2).

Le phénomène de densification par séchage – humidification a été observé par Dif et Bluemel (1991) et Al-Homoud et al. (1995) sur des sols intacts, et par Day (1994, 1995) sur un sol compacté du côté humide de l'optimum.

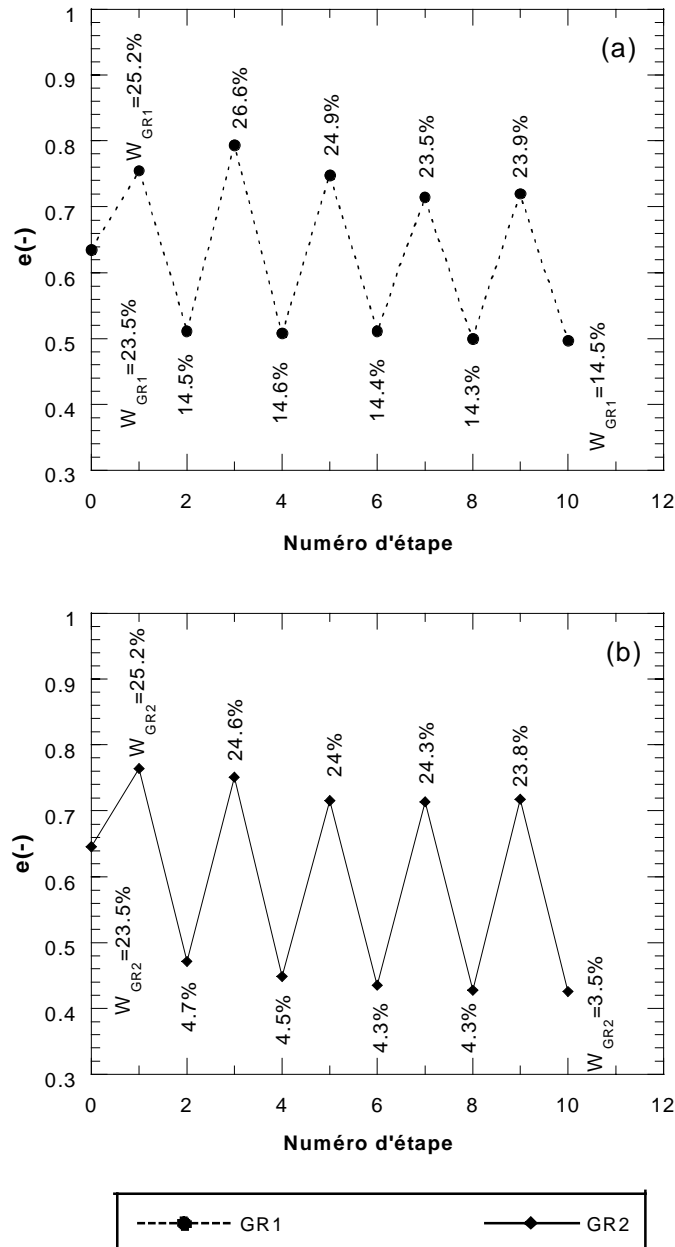


Figure IV.13 : Essais de cycles séchage – humidification, (a) séchage jusqu'à une teneur en eau de l'ordre de 14% (GR1), (b) séchage jusqu'à la teneur eau minimale obtenue par séchage à l'air libre (GR2).

IV.3.3 Effet des cycles sur la courbe de résistance

Cette section comporte une étude de l'influence des cycles séchage/humidification sur la résistance du sol. Trois groupes d'essais CU (consolidé non drainé) ont été réalisés. Chaque groupe comporte trois essais réalisés à des pressions de confinement de 100, 200 et 400 kPa avec une contre pression de 400 kPa.

Le premier groupe a été effectué sur des échantillons ayant subi un séchage à l'air libre jusqu'à une teneur en eau $W=11\%$ suivi par une réhumidification (SC1). Le second groupe a été réalisée sur des échantillons soumis à un séchage à la teneur en eau minimale obtenue par séchage à l'air libre ($W=4\%$), suivi par une réhumidification (SC2). Le troisième groupe a été réalisé sur des échantillons ayant subi deux cycles de séchage (à $W=4\%$) et réhumidification (SC3).

La figure IV.14 donne une comparaison des résultats obtenus avec le groupe SC2 avec ceux obtenus sur des échantillons n'ayant pas subi de cycles. On remarque que les valeurs maximales du déviateur pour les échantillons ayant subi un séchage - humidification sont plus élevées que celle des échantillons n'ayant pas subi de cycles (Figure IV.10a). Cet écart décroît avec la diminution de la pression de confinement, comme le montre le tableau IV.5. A une pression de confinement de 400 kPa, le déviateur augmente de 325 kPa pour un échantillon n'ayant pas subi de cycles à 433 kPa pour l'échantillon ayant subi un cycle de séchage - humidification, soit 33% d'augmentation. Cette augmentation est quasi nulle pour la pression de confinement de 100 kPa.

Tableau IV.5 : Influence du cycle séchage – humidification sur la valeur maximale du déviateur

Pression de confinement (kPa)	q_{\max} (kPa)	
	Sans cycle (SC1)	Avec cycle (SC2)
100	138	139
200	202	251
400	325	433

La variation du déviateur maximal avec le cycle de séchage - humidification n'est pas accompagnée par une évolution de la courbe de résistance (Figure IV.10c). En effet, les états finaux de contraintes sont alignés sur la courbe de résistance du sol n'ayant pas subi de cycles (angle de frottement $\phi'=22^\circ$ et cohésion $c'=10$ kPa). Ceci signifie que le cycle de séchage – humidification n'a pas d'influence sur la courbe de résistance du sol.

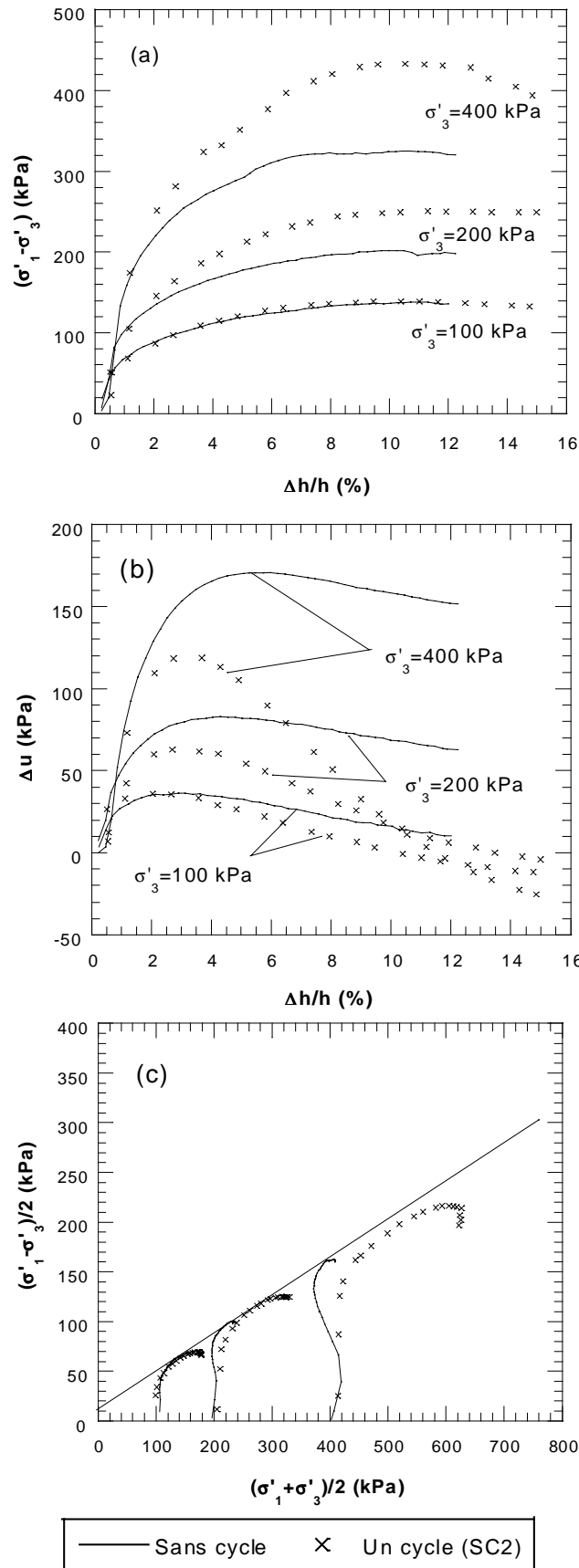


Figure IV.14 : Influence d'un cycle de séchage/humidification sur le comportement de l'argile de Bavent sous un chargement triaxial non drainé (a) déviateur - déformation axiale, (b) pression interstitielle - déformation axiale, (c) courbe de résistance.

Au cours du cisaillement, on remarque une augmentation de la pression interstitielle suivie par une stabilisation pour les échantillons n'ayant pas subi de cycles (comportement contractant), comme le montre la figure IV.14b. Les échantillons du groupe SC2 montrent un comportement contractant au début du cisaillement (augmentation de la pression interstitielle) suivi par un comportement dilatant (une chute de la pression interstitielle). Ce résultat est en accord avec le constat que les cycles de séchage/humidification induisent une densification de l'échantillon (cf. §IV.3.2). Une amplification de la densification en phase de consolidation a été observée sur les échantillons ayant subi un cycle, comme le montre le tableau IV.6. Pour une pression de confinement de 100 kPa, la teneur en eau à la fin de l'essai est de l'ordre de 23,9% pour le groupe sans cycle, mais elle est égale à 21,6% pour le groupe SC2. Cette diminution de la teneur en eau, après consolidation, est observée pour les pressions de confinement de 200 et 400 kPa (Tableau IV.6).

Tableau IV.6 : Evolution de la teneur en eau au cours des phases séchage – humidification – consolidation :

	Sans cycle	SC2
Pression de confinement = 100 kPa		
W initiale (%)	23,3	24
Après séchage (%)	-	3,9
Après humidification (%)	-	23,1
Après consolidation à 100 kPa (%)	23,9	21,6
Pression de confinement = 200 kPa		
W initiale (%)	23,0	23,3
Après séchage (%)	-	3,9
Après humidification (%)	-	21,8
Après consolidation à 200 kPa (%)	22,6	19,8
Pression de confinement = 400 kPa		
W initiale (%)	23,5	24,8
Après séchage (%)	-	3,7
Après humidification (%)	-	23,7
Après consolidation à 400 kPa (%)	20,9	18,8

La densification et la consolidation induites par le cycle de séchage – humidification sont l'origine du comportement dilatant des échantillons du groupe SC2.

La comparaison entre les résultats obtenus pour les différents groupes permet de mieux comprendre l'effet de l'intensité du séchage et du nombre des cycles sur le comportement du sol. La figure IV.15 illustre l'ensemble des résultats obtenus (Sans cycle, SC1, SC2 et SC3). On remarque sur cette figure que la valeur maximale du déviateur augmente avec l'augmentation de l'intensité de séchage et le nombre de cycles. L'influence du cycle séchage – humidification s'accroît avec l'augmentation de la pression de confinement. A une pression de confinement de 400 kPa, l'excédent de la valeur maximale du déviateur pour l'échantillon SC1 par rapport à celle de l'échantillon n'ayant pas subi de cycle est de 16%, il est de 33% pour l'échantillon SC2 et de 39% pour l'échantillon SC3. L'excédent de déviateur diminue sensiblement quand la pression de confinement décroît de 400 à 100 kPa (Tableau IV.7).

Tableau IV.7 : Influence de l'intensité de séchage et du nombre de cycles de séchage/humidification sur la valeur maximale du déviateur dans des essais CU

Pression de confinement (kPa)	q_{\max} (kPa)			
	Sans cycle	SC1	SC2	SC3
100	138	140	139	167
200	202	220	251	237
400	325	377	433	452

La figure IV.15c montre que les états de contraintes correspondant au pic de déviateur sont alignées sur la courbe de résistance du sol n'ayant pas subi de cycle (angle de frottement $\varphi'=22^\circ$ et cohésion $c'=10$ kPa). Cela signifie que ni l'intensité de séchage ni le nombre des cycles n'influencent les paramètres de résistance du sol (φ' et c').

On note un comportement dilatant (chute de la pression interstitielle) pour les échantillons ayant subi de cycles de séchage – humidification (SC1, SC2 et SC3) comme le montre la figure IV.15b.

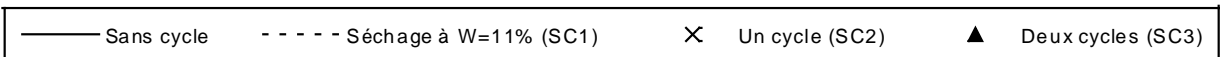
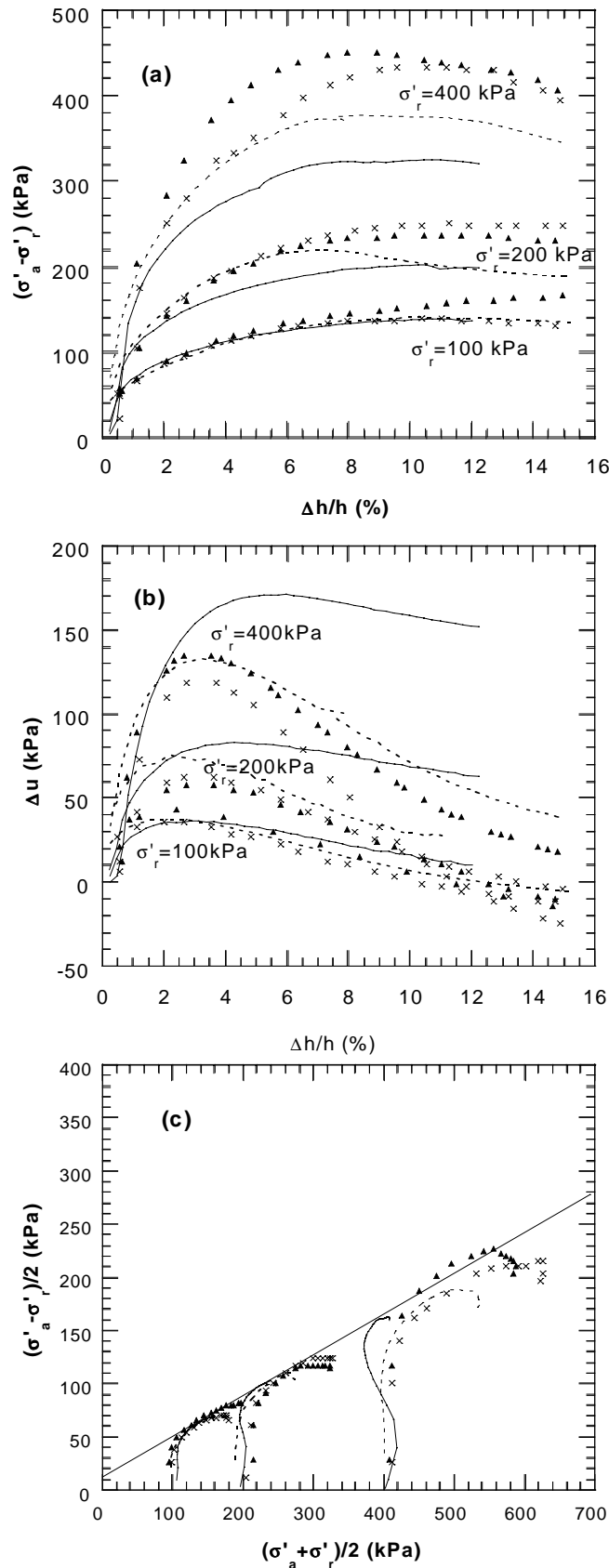


Figure IV.15 : Effet des cycles séchage – humidification sur le comportement de l'argile de Bavent sous chargement triaxial non drainé. (a) déviateur - déformation axiale, (b) pression interstitielle - déformation axiale, (c) courbe de résistance.

Le tableau IV.8 montre l'évolution de la teneur en eau pendant le processus de séchage/humidification/consolidation pour les différents groupes. On peut observer que l'intensité de séchage et le nombre de cycles favorisent la densification pendant la phase de consolidation. A titre d'exemple, pour une pression de confinement de 100 kPa, la teneur en eau à la fin de la phase de consolidation est de 23,9% pour le groupe sans cycle, elle diminue à 22,6% pour le groupe SC1, à 21,6% pour le groupe SC2 et à 20,3% pour le groupe SC3. Le même constat est valable pour les pressions de confinement 200 et 400 kPa, comme le montre le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Evolution de la teneur en eau pendant les phases séchage – humidification - consolidation

	W (%)			
	Sans cycle	SC1	SC2	SC3
Pression de confinement = 100 kPa				
Initiale	23,3	23,8	24	23,8
Après le 1 ^{er} séchage	-	11,5	3,9	3,9
Après la 1 ^{ère} humidification	-	23,3	23,1	23
Après le 2 ^{ème} séchage	-	-	-	4
Après la 2 ^{ème} humidification	-	-	-	22,2
Après consolidation à 100 kPa	23,9	22,6	21,6	20,3
Pression de confinement = 200 kPa				
Initiale	23,0	23,3	23,3	24,3
Après le 1 ^{er} séchage	-	10,9	3,9	3,1
Après la 1 ^{ère} humidification	-	24,9	21,8	23,3
Après le 2 ^{ème} séchage	-	-	-	4,1
Après la 2 ^{ème} humidification	-	-	-	22,6
Après consolidation à 200 kPa	22,6	21,3	19,8	19,4
Pression de confinement = 400 kPa				
Initiale	23,5	23,8	24,8	22,6
Après le 1 ^{er} séchage	-	11,5	3,7	3,7
Après la 1 ^{ère} humidification	-	24	23,7	22,5
Après le 2 ^{ème} séchage	-	-	-	3,8
Après la 2 ^{ème} humidification	-	-	-	21
Après consolidation à 400 kPa	20,9	18,9	18,8	17,5

IV.4 : Conclusion

L'étude présentée dans ce chapitre a été menée à l'appareil triaxial. Elle a comporté deux aspects. Le premier a porté sur l'étude de l'effet de la succion sur la courbe de résistance ; le deuxième a concerné l'étude de l'effet de séchage – humidification sur le potentiel de gonflement et la courbe de résistance.

Les résultats obtenus montrent que la résistance de l'argile de Bavent compactée dépend de la succion et de la pression de confinement. Pour les faibles confinements, l'argile de Bavent quasi-saturée présente une résistance sensiblement plus élevée que celle du sol saturé. Les fortes pressions de confinement font dissoudre l'air occlus dans la phase liquide et rapprochent sa résistance de celle de l'état saturé.

Les cycles de séchage – humidification affectent le comportement en déformation de l'argile de Bavent compactée, mais ne modifient pas les paramètres de résistance à l'état saturé de ce sol (angle de frottement et cohésion). En effet, les cycles de séchage – humidification induisent une augmentation de la densité du matériau et le rendent par conséquent plus dilatant. La dilatance de ce matériau s'amplifie avec le nombre de cycles et l'intensité du séchage. Ce résultat montre que la courbe de résistance du sol compacté ayant subi des cycles de séchage – humidification peut être étudiée à partir des essais sur des échantillons saturés n'ayant pas subi de cycles de séchage – humidification.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a été réalisé dans le but de mieux comprendre le comportement des sols compactés utilisés dans les remblais. L'accent a été mis sur deux aspects, à savoir l'influence de la non saturation et des cycles de séchage/humidification sur la compressibilité et la résistance de ces sols.

Afin de bien étudier ces deux aspects, des essais ont été réalisés à l'oedomètre et au triaxial à succion contrôlée sur des échantillons d'argile compactée en grande masse du côté humide de l'Optimum Proctor Normal. Le programme expérimental a comporté des essais sur des échantillons à différentes valeurs de succion et sur des échantillons ayant subi différents cycles de séchage/humidification.

Les essais oedométriques à succion contrôlée ont montré que la succion rigidifie le sol et augmente sa pression de consolidation. Les essais réalisés à la cellule triaxiale ont mis en évidence que la résistance de l'argile compactée dépend de la succion appliquée et de la pression de confinement. Aux faibles confinements, la succion induit une augmentation de la résistance de cette argile. Pour les confinements supérieurs à 400 kPa, on trouve qu'une succion de 300 kPa n'a pas d'effet sur la résistance du sol étudié.

Les essais réalisés sur des échantillons ayant subi des cycles de séchage/humidification montrent que ces cycles induisent un compactage du sol et une augmentation de sa rigidité qui résultent de la surconsolidation induite par la succion. Ces cycles n'affectent pas la résistance du sol à l'état saturé, mais ils rendent le comportement de ce sol dilatant. L'ampleur de la dilatance s'accroît avec la densité de séchage et le nombre de cycles de séchage/humidification.

Les résultats des essais réalisés à l'oedomètre à succion contrôlée ont permis de déterminer les paramètres de modèle d'Alonso et de le tester pour des essais avec ou sans cycles hydriques. Les résultats obtenus montrent que le modèle reproduit bien les essais oedométriques réalisés sur des échantillons n'ayant pas subi de cycles hydriques. La modélisation des essais comportant des cycles hydriques montre que le modèle sous-estime d'une manière sensible la pression de consolidation et ne rend pas en compte de l'influence des cycles de séchage/humidification sur les rigidités du sol dans les domaines élastique et plastique.

Le modèle d'Alonso a été également vérifié sur les essais triaxiaux. Les essais réalisés à un confinement supérieur à 200 kPa n'ont pas été utilisés, car leurs états limites de contrainte s'écartaient sensiblement de la surface limite préconisée par le modèle. Les résultats des simulations ont montré que le modèle reproduit bien l'essai réalisé à un confinement de 200 kPa. La modélisation des essais réalisés à des confinements plus faibles (50 et 100 kPa) montre que le paramètre de compressibilité $\lambda(s)$ déterminé à partir des essais oedométriques est largement surestimé. Une réduction importante de la valeur de ce paramètre a permis de bien reproduire les deux essais. Ce résultat montre que pour des applications pratiques, il faut accorder une attention particulière au choix des essais pour la détermination des paramètres des modèles de comportement des sols non saturés.

Le présent travail a apporté des éclairages sur le comportement des sols compactés et sur la possibilité de décrire le comportement de ces sols à l'aide du modèle d'Alonso. Faute de temps, les essais ont été réalisés avec un faible nombre de cycles de séchage/humidification. Une poursuite de ce travail avec un nombre plus élevé de cycles constitue une suite logique de ce travail.

REFERENCES

- Aitchison G. D., 1961**, Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils, Pore pressure and Suction in soils, Butterwoths, London, England, pp. 47-52.
- Aitchison G. D., 1965**, Panelist intervention , Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 3: 318-321.
- Al-Homoud, A. S., Basma, A. A., Husein Malkawi A. I. & Al Bashabsheh, M. A. 1995**. Cyclic swelling behavior of clays, J. Geotech. Eng., ASCE, 121(7): 562-565.
- Alonso E. E., Gens A., Hight D. W., 1987**, Special problems soils – General Rapport (Session 5), Proceeding , 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 5, pp. 1-60.
- Alonso , E. E., Gens, A., and Josa, A. 1990**. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, 40(3) : 405-430.
- Badger W. W., Lohnes R. A., 1973**, Pore Structure of Friable Loess, HRB Record 429 : 14-25.
- Barden L., Madedor A. O., Side G. R., 1969**, Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays, J. Soil Mech. Fnd. Div. ASCE, 95 (SM1), 33-51.
- Barden L., Sides G. R., 1970**, Engineering Behaviour and Structure of Compacted Clay, ASCE 96, n. SM4, pp. 1171-1200.
- Bishop A. W., Eldin A. K. G., 1950**, Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in General Theory of Shear Strength, Geotechnique, Vol. 2, pp. 13-32.
- Bishop A. W., 1959**, The Principle of Effective Stress, Tecknisk Ukeblad 106, No. 39, pp. 859-863.
- Bishop A. W., and Donald I. B., 1961**, The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. Proc. 5th ICSMFE, 1:13-21.
- Bishop A. W., Blight G. E., 1963**, Some aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils, Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp. 177-197.
- Blight G. E., 1971**, Flow of Air Through Soils, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 97 (SM4) : 607-624.

-
- Brian A. Albrecht & Craig H. Benson, 2001**, Effect of desiccation on compacted natural clays, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 127, No.1 , pp. 67-75.
- Brooks R., Corey A., 1966**, Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow, *J. the Irrig. Drain. Div., ASCE*, 92(2), 61-88.
- Bumb A. C., 1987**, Unsteady – State Flow Methan and Water in Coaleds, Ph. D. Thesis, Department of Chemical Engineering, University of Wyoming, Laramie.
- Campos T. M. P. & Vargas Jr. E. A., 1991**, Discussion, A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, Vol. 41, N° 2, pp. 273-275.
- Chang C. S., and Duncan J. M., 1983**, Consolidation analysis for partially saturated clay by using an elasto-plastic effective stress-strain model. *Int. Jnl. Num. Anal. Meth. Geomech.* 7 :39-55.
- Chen, Z.-H., Fredlund, D. G. & Gan, J. K.-M. 1999**. Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. *Can. Geotech. J.* 36: 321-329.
- Coleman J. D., 1962**, Stress Strain Relations For partly Saturated soil, *Correspondance, Géotechnique* , 12, No. 4, pp. 348-350.
- Croney D., Coleman J. D. & Black W. P. M., 1958**, Studies of the movement and distribution of the water in the soil in relation to highway design and performance, *HRB Spec. Report 40* : 226-252, Washington D.C.
- Cruz P. T., et al., 1985**, Peculiarities of tropical lateritic and saprolitic soils used as construction materials : Selection, control and acceptance criteria – Dams, *Progress Rep. Of Com. On tropical Lateritic and Saprolitic soils*, Brazilian Society of Soil Mechanics, pp. 275-327.
- Cui Y. J., 1993**, Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 257 p.
- Cui Y. J. & Delage P., 1996**, Yielding and plastic behavior of an unsaturated compacted silt, *Géotechnique*, Vol. 46, N° 2, pp. 291-311.
- Day, R. W., 1994**. Swell-shrink behavior of compacted clay, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 120(3): 618-623.
- Day, R. W. 1995**. Discussion Swell-shrink behavior of compacted clay, *J. Geotech. and geoenvi. Eng., ASCE*, 123(8): 385-386.
- Delage P., Suraj De Silva G. P. R. & De Laure E., 1987**, Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés, 9^{ième} ICSMFE, vol. 1, Dublin, pp. 26-28.
- Delage P. & Cui Y. J., 2000**, Les essais sur les sols non saturés, Journées d'étude ENPC, 14 et 15 novembre, Paris.
-

-
- Dif, A. E., & Bluemel, W. F. 1991**, Expansive soils under cyclic drying and wetting, *Geotech. Testing J.*, 14(1): 96-102.
- Donald I. B., 1961**, The mechanical properties of saturated and partly saturated soils with special reference to negative pore water pressure, Ph.D dissertation, Univ. Of London, England.
- Ed Diny S., 1993**, Etude expérimentale des transferts hydriques et du comportement mécanique d'un limon non saturé, Thèse de I.N.P.L Ecole Nationale Supérieure de Géologie – Nancy, 177p.
- Edil T. B. & Sabri E. Motan, 1984**, Laboratory evaluation of soil suction components, *Geotech. Testing J.*, vol. 7 N°4, pp. 173-181.
- El-Ehwan M. & Houston S. L., 1990**, Settlement and moisture movement in collapsible soils, *J. Geotech. Eng.*, vol. 116 N°10, pp. 1521-1535.
- Fredlund D. G., Morgenstern N. R., 1976**, Constitutive Relations For Volume Change in Unsaturated Soils. *Cand. Geotech. J.*, No. 13, pp. 261-276.
- Fredlund D. G. & Rahardjo H., 1993**, Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund D. G., Xing A., 1994**, Equation For the Soil-Water Characteristic Curve, *Can. Geotech. J.*, Vol. 31, pp. 521-532.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C. W., Altschaeffl A. G., 1979**, Pore Distribution and Permeability of Silty Clays, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 105 (GT7) : 839-856.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C. W., 1981**, Correlative Measurements of Pore Size Distribution Permeability in Soils, *Permeability and Groundwater Contaminant Transport. ASTM STP*, 746 : 137-150.
- Gens A. & Alonso E. E., 1991**, Behaviour of unsaturated active clays, Workshop on stress Partitioning in Engineered Clay Barriers, AECL, Duke university, Durham, NC.
- Grander W. R., 1958**, Some Steady State Solutions of The Unsaturated Moisture Flow Equation With Application to Evaporation From a Water – Table, *Soil Science*, 85, 228-232.
- Gromko G. J., 1974**, Review of expansive soils, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE* 100 (GT6) : 667-687.
- Habib S. A., Kato T., Karube D., 1995**, Suction Controlled One Dimensional Swelling and Consolidation, 1st Int. Conf. On Unsaturated Soil, Paris, pp. 101-107.
- Holtz W. G. & Gibbs H. J., 1956**, Engineering properties of expansive clays, *Trans. ASCE*, 121, pp. 641-677.
- Houston S. L., Houston W. & Wagner A. M., 1994**, Laboratory filter paper suction measurements, *Geotech. testing J.*, vol. 17 N°2, pp. 185-194.

- Jennings J. E. B., 1961**, A Revised Effective Stress Law For Use in the Prediction of the Behaviour of Unsaturated soils, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, London, pp. 26-30.
- Jennings J. E. B., Burland J. B., 1962**, Limitations To The Use of Effective Stresses In Partly Saturated Soils, *Géotechnique*, Vol. 12, No. 2, pp. 125-144.
- Josa J. L., Balmaceda A., Gens A., Alonso E. E., 1992**, An elastoplastic Model for Partially Saturated Soils Exhibiting a Maximum of Collapse, Proceeding, 3rd International Conference on Computational Plasticity, Barcelona, Part 1, pp. 815-826.
- Juang C. H. and Holtz R. D., 1986**, Fabric, Pore Size Distribution and permeability of Sandy Soils, *J. Geotech. Eng. Division, ASCE*, 112(9) : 855-868.
- Kato S. & Kawai, 2000**, Deformation characterisation of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state, *Soils and Foundations*, Vol. 40, N° 5, pp 75-90.
- Khalili N. & Khabbaz M. H., 1998**, A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils, *Géotechnique*, 48, N° 5, pp. 681-687.
- Krahn J. & Fredlund D. G., 1971**, On total, matric and osmotic suction, *Soil science*, vol. 114 N°6 , pp. 339-348.
- Lambe T. W., 1958**, The Structure of Compacted Clay, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, No. 1655, SM2, pp. 1-35.
- Langfelder L. J., Chen C. F., Justice J. A., 1968**, Air Permeability of Compacted Cohesive Soil, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* 94(SM4) : 981-1001.
- Lloret A., Alonso E. E., 1985**, State surfaces For Partially Saturated Soils, *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, 2 : 557-562.
- Marinho F. A. M. & Chandler R. J., 1995**, Cavitation and the direct measurement of soil suction, 1st int. Conf. of Unsaturated Soils, Paris, vol. 2, pp. 623-630.
- Matyas E. L., 1967**, Air and water permeability of Compacted Soils, *Permeability and Capillarity of Soils, ASTM, STP 417* : 160-175.
- Matyas E. L., Radhakrishna A. S., 1968**, Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils, *Géotechnique*, Vol. 18, pp. 432-448.
- McKee C. R., Bumb A. C., 1984**, The Importance of Unsaturated Flow Parameters In Designing a Monitoring System For Hazardous Wastes and Environmental Emergencies, In *Proceedings, Hazardous Materials Control Research Institute National Conference*, Houston, Tex., March 1984, pp. 50-58.
- Mieussens C., Nardone A. & Ghiliss N., 1989**, Essais oedométriques à succion contrôlée, XII *ICSMFE*, Rio de Janeiro, pp. 69-70.
- Mieussens C., 1997**, Les Remblais en Marne – Etude, Pathologie et Techniques de Réparation, Texte de la Conférence Prononcée aux Journées du 70^{ème} Anniversaire de la Junta Autonoma de Estradas, Lisbonne, Septembre.

-
- Mieussens C., 2000**, Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux, *Revue Française de Géotechnique*, N°90, pp. 47-59.
- Rampino C., Macuso C., and Vinale F. 1999**. Laboratory testing on an unsaturated soil : equipment, procedures, and first experimental results. *Can. Geotech. J.* 36 : 1-12.
- Rampino, C., Mancuso, C. & Vinale, F. 2000**. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. *Can. Geotech. J.* 37: 748-763.
- Rendulic L., 1963**, Relation Between Void Ratio and Effective Principal Stresses For a Remoulded Silty Clay, in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Cambridge, MA) Vol. 3*, pp. 48-51.
- Ridley A. M. & Burland J. B., 1993**, A new instrument for the measurement of soil moisture suction, *Géotechnique* 43 N°2, pp. 321-275.
- Schneider A., 1960**, Neue Diagramme zur Bestimmung der Relativen Luftfeuchtigkeit über gesättigten wasserigen Salzsäuren und wasserigen Schwefelsäurelösungen bei verschiedenen Temperaturen, *Holz als Rohstoff und Werkstoff* 18 : 269-272.
- Shahu J. T., Yudhbir & Kameswara Rao N. S. V., 1999**, Effective stress behavior of quasi – saturated compacted cohesive soils, *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, Vol. 125, No. 4, pp. 322-329.
- Skempton W., 1961**, Effective stress in soils, concrete and rocks, in *Proc. Conf. Pore Pressure*. London : Butterworth, pp. 4-16.
- Sridharan A., Altschaeffl A. G., Diamond S., 1971**, Pore Size Distribution Studies, *J. Soil Mech. Fnd. Div., ASCE* 97 (SM5) : 771-787.
- Terzaghi K., 1923**, Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tonen aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, *Sitzb., Akademie der Wiss.-Vienna, Austria, Part Iia*, 132, pp. 125-138.
- Tessier D., 1984**, Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation, Thèse de Doctorat en soil sciences, Université Paris VII, INRA de Versailles.
- Tinjum J. M., Benson C. H., Blotz L. R., 1997**, Soil-Water Characteristic Curves For Compacted Clays, *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, Vol. 123, No. 1, pp. 1060-1069.
- Van Genuchten M., 1980**, A Closed – Form Equation For Predicting The Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898.
- Vanapalli S. K., Fredlund D. G. & Pufahl D. E., 1999**, The influence of soil structure and stress history on the soil – water characteristic of a compacted till, *Géotechnique*, Vol. 49, N° 2, pp. 143-159.
- Vachaud G., J.-P. Gaudet & Kuraz V., 1974**, Air and water flow during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil, *J. Hydrol.* 22:89-108.

Verbrugge J. C., 1978, Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé, *Canad. Geotech. J.*, vol. 15, pp. 501-509.

Villar M. V., 1995, First Results of Suction Controlled Oedometer Tests in Highly Expansive Montmorillonite, 1st int. Conf. On Unsaturated Soil, Paris, pp. 207-213.

Vilar O. M. 1995. Suction controlled odometer on compacted clay. 1st International Conference On Unsaturated Soils. Paris: 201-206.

Wheeler S. J., Sivakumar V., 1995, An Elasto-Plastic Critical State Framework For Unsaturated Soil, *Géotechnique*, Vol. 45, No. 1, pp. 35-53.

Williams J., Prebble R. E., Williams W. T., Hignett C. T., 1983, The Influence of Texture, Structure and Clay Mineralogy on the Soil Moisture Characteristic, *Australian Journal of Soil Research*, 21 : 15-32.

Yoshimi V., Osterberg J. O., 1963, Compression of Partially Saturated Cohesive Soils, *J. Soil Mech. Found. Eng. Div. ASCE* 89 (SM4) : 1-24.

Yong R. N. & Warkentin B. P., 1975, Soil properties and behaviour, Elsevier Sci. Pub., Amsterdam, 449p.

RESUME

Le travail de thèse comporte une étude expérimentale du comportement d'un sol compacté partiellement saturé. Il s'intéresse plus particulièrement à l'effet des cycles de séchage - humidification sur ce comportement. L'étude a été réalisée en utilisant un oedomètre et une cellule triaxiale qui permettent de contrôler la succion.

Le travail de thèse est présenté en quatre parties.

La première partie concerne une étude bibliographique des travaux réalisés sur les sols compactés et les sols non saturés. On présente également les travaux réalisés sur les sols non saturés, l'effet de la succion sur la compressibilité et la courbe de résistance et l'effet des cycles de séchage – humidification sur le potentiel de gonflement. Cette partie s'achève par une revue de différents modèles développés pour les sols non saturés.

La deuxième partie est consacrée à la description du sol étudié. Après la présentation des caractéristiques mécaniques et intrinsèques de ce matériau, on présente la méthode de préparation et une analyse de l'homogénéité des échantillons étudiés.

La troisième partie présente les résultats d'une étude réalisée à l'oedomètre à succion contrôlée. L'effet des cycles de séchage – humidification sur la courbe de compressibilité est étudié. Les paramètres du Modèle Basic de Barcelone (BBM) sont déterminés et utilisés pour tester le modèle sur des essais avec ou sans cycle.

Enfin, dans la quatrième partie une étude à l'appareil triaxial est présentée. Cette partie traite deux aspects, le premier concerne l'effet de la succion sur la courbe de résistance et le deuxième porte sur l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement du sol à l'état saturé.

MOTS CLES : Sol partiellement saturé, mécanique sol, sol compacté, étude expérimentale, gonflement, séchage - humidification, sol argileux, Modèle Barcelone Basic (BBM), oedomètre, cellule triaxiale.
