

COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UN LIMON NON SATURÉ

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET MODÉLISATION CONSTITUTIVE

THÈSE N° 1942 (1999)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Françoise GEISER

Ingénieur civil diplômée EPF
originaire de Langenthal (BE)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. L. Vulliet, directeur de thèse
Dr P. Delage, rapporteur
Prof. C.S. Desai, rapporteur
Prof. F. Frey, rapporteur
Dr L. Laloui, rapporteur
Dr R. Marche, rapporteur

Lausanne, EPFL
1999

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur le Professeur L. Vulliet, directeur du Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL, qui a dirigé ma thèse. Il m'a accueillie au sein de son laboratoire et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires à la réalisation de ce travail. J'ai également apprécié la confiance qu'il m'a accordée, en me laissant par exemple présenter nos travaux communs en Suisse et même jusqu'à l'autre bout du monde.

J'adresse ensuite ma reconnaissance au Dr L. Laloui, qui m'a guidée tout au long de cette thèse et m'a transmis son goût pour la rigueur scientifique. Son aide, ses conseils et ses encouragements m'ont permis de mener à bien ce travail. Je le remercie en outre d'avoir relu mon travail et d'avoir accepté de faire partie du jury de thèse.

Je remercie Monsieur le Professeur W. Graf qui a accepté de présider ce jury. Ma gratitude va également aux autres membres du jury: Monsieur le Dr P. Delage de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées à Paris, Monsieur le Professeur C.S. Desai de l'Université d'Arizona à Tucson, Monsieur le Professeur F. Frey de l'EPFL et Monsieur Dr R. Marche de GEOS Ingénieurs-Conseils S.A. à Genève.

Tout au long de ce travail de nombreuses personnes m'ont apporté leur aide et leurs conseils. Je tiens à remercier tous mes collègues et en particulier:

- G. Gruaz, qui m'a aidée lors de la modification des appareillages techniques et lors de la résolution des problèmes de laboratoire;
- toute l'équipe du Laboratoire de mécanique des sols qui m'a permis de mener à bien mes essais, c'est-à-dire. X. Rodicio, L. Gastaldo, P.-H. Marguet, J. Constantin et S. Tschäppät.
- J. Crisinel qui a effectué de nombreux essais saturés avec moi;
- P. Gachet qui a permis la mise en place de la méthode de mesure de volume par imagerie numérique;
- mon collègue Jean Habimana, qui a déposé sa thèse en même temps que moi.

Je remercie également G. Franciosi du GEOLEP pour la caractérisation minéralogique du limon de Sion ainsi que le Centre interdépartemental de microscopie électronique de l'EPFL pour la caractérisation microscopique.

Finalement ma reconnaissance va plus particulièrement à mes collègues valaisans. Je remercie Frédéric Mayoraz avec qui j'ai partagé pendant quatre ans le même bureau et qui a toujours su m'écouter et me conseiller. Enfin j'ai toujours pu compter sur l'amitié de Sara Montani Stoffel dans les moments plus difficiles.

Merci enfin à tout mon entourage.



TABLES DES MATIERES

i. - Résumé - Abstract

ii. Notations

1. Introduction	1
1.1 Cadre général de la thèse	1
1.2 Contribution de la thèse	2
1.3 Organisation du mémoire	2
2. Etat des connaissances sur les sols non saturés	5
2.1 Introduction à la physique des sols non saturés	5
2.1.1 Définition de la succion.....	5
2.1.2 Les états du sol.....	8
2.1.3 Répartition des phases dans un matériau polyphasique	9
2.1.4 Définition de la non saturation	12
2.2 Comportement mécanique des sols non saturés	12
2.2.1 Existence d'un domaine saturé à succion non nulle.....	12
2.2.2 Evolution de la "compressibilité hydrique"	13
2.2.3 Hystérèse hydrique	15
2.2.4 Evolution de la compressibilité mécanique	17
2.2.5 Evolution de la pression de préconsolidation.....	18
2.2.6 Effondrement.....	18
2.2.7 Comportement élastique : évolution de la rigidité.....	19
2.2.8 Comportement déviatoire : résistance à l'état de pic	19
2.2.9 Fragilisation.....	21
2.2.10 Comportement déviatoire: évolution de la variation de volume.....	21
2.2.11 Etat critique.....	22
2.2.12 Conclusion.....	25
2.3 Modélisation constitutive des sols non saturés	27
2.3.1 Modélisation en contrainte effective.....	27
2.3.2 Modélisation à l'aide de deux contraintes indépendantes	30
2.3.3 Approche thermodynamique (Hutter, Laloui, Vulliet)	30
2.3.4 Approche énergétique (Houlsby)	31
2.3.5 Conclusions	32

2.4 Modèles élasto-plastiques	33
2.5 Etat de l'art expérimental.....	35
2.5.1 Imposition de la succion par surpression d'air	35
2.5.2 Méthode osmotique	37
2.5.3 Autres procédés.....	37
2.6 Conclusion et apport de la thèse	38
3. Approche expérimentale	41
3.1 Techniques Expérimentales.....	41
3.1.1 Procédures expérimentales.....	41
3.1.1.1 Marmite	41
3.1.1.2 Essais oedométriques	44
3.1.1.3 Essais triaxiaux	45
3.1.2 Mesure de volume dans les essais triaxiaux	51
3.1.2.1 Mesure des variations de volume d'une cellule standard.	51
3.1.2.2 Mesure des variations de volume d'une cellule à double paroi.....	57
3.1.2.3 Mesure des variations de volume d'une cellule avec paroi interne	58
3.1.2.4 Mesure du volume d'air de l'échantillon avec un contrôleur à air.	59
3.1.2.5 Avec un contrôleur à eau et air.....	60
3.1.2.6 Capteurs à effet Hall.....	61
3.1.2.7 Mesures au laser	63
3.1.2.8 Analyse d'images	64
3.1.2.9 Conclusion sur les différentes méthodes.....	67
3.2 Description du sol.....	69
3.2.1 Granulométrie.....	69
3.2.2 Préparation des échantillons.....	71
3.3 Programme expérimental	72
3.4 Conclusion	73
4. Comportement saturé	75
4.1 Résultats expérimentaux bruts	75
4.1.1 Comportement déviatoire	75
4.1.2 Essais triaxiaux sur échantillons secs	86
4.1.3 Comportement isotrope et oedométrique	88
4.2 Comportement au fluage.....	89

4.3 Evaluation des paramètres élastiques	90
4.4 Etat critique.....	91
4.4.1 Comportement déviatoire	91
4.4.2 Comportement volumique.....	92
4.5 Surface de charge	94
4.5.1 Procédure de détermination de la surface de charge	94
4.5.2 Détermination de la surface de charge.....	95
4.5.3 Comparaison de la forme de la surface de charge avec des formulations classiques	96
4.6 Conclusion	97
5. Comportement non saturé	99
5.1 Comportement isotrope en sollicitation hydrique.....	99
5.1.1 "Marmite" ou plaque tensiométrique	99
5.1.2 Chemins hydriques(dessaturations) liés aux essais triaxiaux	106
5.2 Comportement isotrope en sollicitation mécanique.....	109
5.3 Essais oedométriques.....	113
5.4 Evolution des compressibilités et des pressions de préconsolidation avec la succion	118
5.5 Comportement déviatoire (appareil triaxial)	119
5.5.1 Essais drainés	119
5.5.1.1 Résultats expérimentaux bruts	121
5.5.1.2 Analyse du comportement non saturé drainé.....	134
5.5.2 Essais à teneur en eau constante.....	145
5.6 Interprétation complémentaire des essais	154
5.6.1 Influence des contraintes mécaniques sur les courbes hydrique	154
5.6.2 Comparaison des compressibilités mécanique saturée et hydrique.....	156
5.6.3 Evolution des paramètres élastiques avec la succion	156
5.6.4 Evolution de l'état de pic avec la succion.....	158
5.6.5 Evolution de l'état critique avec la succion	162
5.6.6 Evolution de la surface de charge avec la succion.....	167
5.7 Conclusions sur les essais non saturés	170
6. Modélisation	173
6.1 Principales caractéristiques rhéologiques des sols non saturés	173
6.2 Modèle δ_1 -unsat	174

6.2.1 Introduction.....	174
6.2.2 Modèle de Barcelone.....	175
6.2.2.1 Description des paramètres du modèle.....	176
6.2.2.2 Détermination des paramètres pour le limon de Sion:	176
6.2.2.3 Prédications du modèle de Barcelone pour le limon de Sion	178
6.2.2.4 Conclusions	181
6.2.3 Modèle saturé de base	181
6.2.3.1 Description du modèle de base	181
6.2.4 Application au cas saturé pour le limon de Sion	183
6.2.4.1 Conclusion sur le modèle saturé HISS- δ_1	190
6.2.5 Modèle non saturé: δ_1 -unsat.....	190
6.2.5.1 Introduction.....	190
6.2.5.2 Choix des contraintes	191
6.2.5.3 Formulation du modèle	191
6.2.5.4 Définition des surfaces de charges	194
6.2.5.5 Définition des potentiels.....	198
6.2.5.6 Couplage des surfaces de charges F_1 et F_2	199
6.2.5.7 Résumé des paramètres du modèle δ_1 -unsat.....	199
6.2.5.8 Intégration numérique des équations constitutives	200
6.2.5.9 Détermination des paramètres liés à la non saturation	206
6.2.5.10 Modélisation des comportements typiques des sols non saturés	207
6.2.6 Validation du modèle HISS δ_1 -unsat	211
6.2.6.1 Paramètres des sols	211
6.2.6.2 Tests de validation sur le limon de Sion.....	214
6.2.7 Conclusions sur le modèle HISS- δ_1 -unsat	219
6.3 Simulation des essais non drainés.....	220
6.3.1 Equations de conservation de la masse.....	221
6.3.2 Compressibilité de l'eau.....	223
6.3.3 Relation degré de saturation-succion.....	224
6.3.4 Intégration du comportement hydromécanique dans le modèle δ_1 -unsat.....	225
6.3.5 Validation.....	225
6.4 Disturbed State Concept appliqué au modèle δ_1 -unsat	229
6.4.1 Introduction.....	229
6.4.2 Introduction au « Disturbed State Concept ».....	229
6.4.3 Extension du modèle DSC aux sols non saturés	231

6.4.4 Rupture cinématique post-pic	235
6.4.5 Intégration du DSC dans l'algorithme du modèle	236
6.4.6 Validation du DSC	238
6.4.7 Conclusions	239
6.5 Conclusion sur la modélisation du comportement des sols non saturés	240
7. Conclusions	241

Bibliographie

Annexes

RESUME

Bien que la majorité des sols existants soient non saturés, leur comportement mécanique est encore mal défini. Cette thèse présente d'abord une étude expérimentale d'un limon non saturé, puis propose un modèle élasto-plastique constitutif pour prédire le comportement des sols non saturés.

La première partie de ce travail contribue à la caractérisation du comportement mécanique des sols non saturés par une série d'essais effectués sur un limon remanié. La succion a été imposée par surpression d'air dans les échantillons. Plusieurs méthodes de détermination des variations de volume des échantillons en cours d'essai ont été développées et comparées.

Le comportement saturé est d'abord caractérisé de façon complète, afin d'avoir un état de référence.

Une série d'essais triaxiaux et oedométriques à succion imposée ou mesurée a ensuite permis d'étudier le comportement du sol en conditions non saturées. D'autres essais sont effectués dans la marmite pour déterminer le comportement purement hydrique du sol. L'interprétation des essais a été faite aussi bien dans le plan des contraintes effective $\sigma' = \sigma - u_w$ que dans le plan des contraintes nettes $\sigma^* = \sigma - u_a$. La caractérisation du comportement hydrique a confirmé l'existence d'une hystérèse hydrique sur les cycles humidification-dessaturation. La réponse hydrique et mécanique du sol change au-delà de la succion d'entrée d'air. La caractérisation du comportement mécanique isotrope a montré que la pression de préconsolidation augmente sous l'effet de la succion dans le plan $\log(p')$ -e. Par contre, elle augmente plus faiblement dans une représentation en contraintes nettes.

Les essais déviatoires ont montré que la rigidité et la résistance de pic augmentent avec la succion à pression moyenne effective ou nette constante. La succion semble avoir un effet similaire à une surconsolidation mécanique, quand on représente les résultats dans le plan des contraintes effectives. Des ruptures de types fragiles apparaissent pour les domaines de succions fortes ou quand la pression moyenne nette devient faible. L'évolution de l'état critique a été interprétée en termes de contraintes effectives et nettes. Au niveau de la résistance, la droite d'état critique peut être considérée comme unique quelque soit le niveau de succion dans le plan p' -q; ce qui n'est pas le cas dans le plan p^* - q. L'interprétation des essais a montré que les surfaces de charges F s'accroissent sous l'effet de la succion aussi bien dans le plan p' - q que p^* - q et que le comportement est non associatif.

Un modèle élasto-plastique conçu pour des sols saturés (HISS- δ_1) a été amélioré puis étendu à l'intégration de la non-saturation des sols. Le nouveau modèle, δ_1 -unsat, est décrit avec deux contraintes indépendantes: la contrainte effective σ' et la succion s. Deux surfaces de charges couplées par la variable d'écrouissage, l'une mécanique et l'autre hydrique, permettent de décrire le comportement du sol. Il nécessite l'intégration de cinq nouveaux paramètres pour décrire la non saturation: trois qui caractérisent le comportement purement hydrique, un pour permettre l'augmentation de la résistance de pic avec la succion et le dernier qui permette d'agrandir la zone pseudo-élastique sous l'effet de la succion.

Le modèle δ_1 -unsat parvient à reproduire les principales caractéristiques observées pour les sols non saturés, c'est-à-dire: existence sur un chemin de dessaturation d'un domaine saturé à succion non nulle où les déformations sont irréversibles, suivi d'un palier élastique dès que la

succion d'entrée d'air est atteinte, l'effondrement, l'influence de la contrainte mécanique sur le comportement hydrique, l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, augmentation de la rigidité et de la résistance de pic avec la succion.

Les capacités du modèle δ_1 -unsat sont quantitativement bonnes. En particulier la prédiction du comportement à faible déformation est bien décrit.

L'introduction d'un concept d'endommagement (DSC) associé au modèle δ_1 -unsat a permis de prédire également le comportement de type fragile.

En conclusion le comportement mécanique d'un limon non saturé a été caractérisé. Un modèle constitutif élastoplastique intégrant une notion d'endommagement a été développé et permet de décrire les principales caractéristiques rhéologiques des sols non saturés.

ABSTRACT

Although the majority of soils are unsaturated, their mechanical behaviour is still not well defined. This dissertation presents first an experimental study of an unsaturated silt and then proposes an elasto-plastic constitutive law to model the behaviour of unsaturated soils.

The first part of this work deals with the characterisation of the mechanical behaviour of unsaturated soils by means of laboratory experiments on a remoulded silt. Suction is imposed by controlling the excess air pressure in the sample. Several techniques for the measurement of volume changes of samples are developed and compared.

The saturated behaviour is studied by means of imposed suction and controlled tests under triaxial and oedometric (uniaxial strain) conditions. Other test performed in Richards cells are used for defining the purely so-called "hydraulic" behaviour of the soil.

The analysis of test results were done in the effective stress plane ($\sigma' = \sigma - u_w$) as well as in the net stress plane ($\sigma^* = \sigma - u_a$). The hydraulic tests confirmed the hysteretic nature of the wetting-drying cycles. The hydraulic and mechanical response changes when the suction raises above the air entry value. Isotropic tests show that the preconsolidation pressure increases with the suction in the $\log(p')$ - e plane. However, this increase is rather limited in the net stress diagrams. Deviatoric tests show an increase of stiffness and peak strength with suction at constant mean effective or net pressure. Suction appears to have an effect similar to a mechanical overconsolidation when representing the result in the effective stress plane. Softening appears post peak for the cases of strong suction or weak net mean pressure. The evolution of the critical state is interpreted in terms of effective and net stresses. In the p' - q plane, the critical state line is shown to be independent of the suction (in the studied range of stress and suction); this is not true in the p^* - q plane. The yield surfaces F derived from the test results grow with suction and both p' - q and p^* - q planes, and the behaviour corresponds to non-associated plasticity.

An existing elasto-plastic model originally developed for saturated soils (HISS- δ_1) was improved and extended to integrate suction effects. The new proposed model, called δ_1 -unsat, is described by means of two independent stress state variables: the effective stress σ' and the suction s . Two yield surfaces, coupled through the hardening internal variable, are used in the model; the first one is linked to the mechanical behaviour, while the second one is used for hydraulic loading. This new model requires five new material parameters: three of them are used for the purely hydraulic behaviour, one describes the increase of peak strength with the suction and the last one describes the growth of yield surface with suction.

The δ_1 -unsat model is shown to be able to reproduce the principal features of the unsaturated soils: (a) existence on a drying path of a saturated domain with non-zero suction where plastic (irrecoverable) strains appear, (b) elastic behaviour on drying path when the suction is larger than the air-entry value, (c) wetting collapse, (d) influence of mechanical stress state on the hydraulic behaviour, (e) increase of preconsolidation pressure with suction, (f) increase of peak strength with suction. The quantitative reliability of the δ_1 -unsat model is good quantitatively. In particular the prediction of the behaviour in the domain of low strains (pre-peak) is well described.

The introduction of a damage concept (DSC - disturbed state concept) in the δ_1 -unsat model allowed the modelling of the post-peak behaviour as well.

In conclusion, the mechanical behaviour of an unsaturated silt was characterised. A constitutive elasto-plastic model integrating suction and damage effects was developed and was proved to represent the principal constitutive features of unsaturated soils.

NOTATIONS

A	Coefficient de proportionnalité élastique pour la partie hydrique	kPa
B	Paramètre d'endommagement du modèle δ_1 -unsat	
C_c	Indice de compression (dans le plan $\log\sigma' - e$)	
C_s	Indice de gonflement (dans le plan $\log\sigma' - e$)	
CSL	Ligne d'état critique	
D	Indice d'endommagement	
D	Matrice d'élasticité	
D_u	Indice d'endommagement limite du modèle δ_1 -unsat	
E	Module de Young	kPa
F	Surface de charge (limite pseudo-élastique)	
H	Demi-hauteur d'un échantillon	m
I_p	Indice de plasticité	%
J_1	Premier invariant des contraintes	kPa
J_1^*	Premier invariant des contraintes nettes	kPa
J_{2D}	Partie déviatoire du second invariant des contraintes	kPa
J_{3D}	Partie déviatoire du troisième invariant des contraintes	kPa
K_0	Coefficient de poussée des terres au repos	
M	Pente d'état critique (plan $p'-q$ ou p^*-q)	
M_0	Masse initiale humide des échantillons	kg
M_s	Masse sèche des échantillon	kg
$N(s)$	Intersection avec l'ordonnée dans le plan $\ln(p^*)-e$ (fonction de la succion) [-]	
NC	Normalement consolidé	
OCR	Degré de surconsolidation	
R	Paramètre de cohésion du modèle HISS- δ_1	kPa
SC	Surconsolidé	
S_r	Degré de saturation	[-]
S_{rmin}	Degré de saturation minimum ou résiduel du sol	[-]
S_{roc}	Degré de saturation "occlus" correspondant à la saturation d'entrée d'air	[-]
T_{ij}	Tension de surface	
U_f	Degré de consolidation d'un échantillon	%
V	Volume total	m^3

V_a	Volume de l'air		m^3
V_s	Volume des grains		m^3
V_v	Volume des vides	$V_v = V_a + V_w$	m^3
V_w	Volume de l'eau		m^3
W	Travail		
dW	Travail incrémental	$dW = p d\epsilon_v + q d\epsilon_q$	
W^p	Part plastique du travail		
dW^p	Travail incrémental plastique	$dW^p = p d\epsilon_v^p + q d\epsilon_q^p$	
Z	Paramètre d'endommagement du modèle δ_1 -unsat		
a_1	Paramètre d'écrouissage du modèle HISS- δ_1		
a_2	Paramètre d'évolution de a_1 avec la succion dans le modèle δ_1 -unsat		
a_3	Paramètre d'écrouissage hydrique du modèle δ_1 -unsat		
a_v	Coefficient de compressibilité		kPa^{-1}
b_1	Paramètre d'écrouissage du modèle HISS- δ_1		
c_1	Paramètre d'écrouissage du modèle HISS- δ_1		
c	Cohésion		kPa
c_{pp}	Cohésion de pic		kPa
c_v	Coefficient de consolidation		m/s^2
e	Indice des vides		$[-]$
e_0	Indice des vides initial		$[-]$
e_{pp}	Indice des vides à l'état critique		$[-]$
g	Accélération gravitationnelle		kgm/s^2
h_c	Hauteur capillaire		m
k	Perméabilité absolue		m/s
k_a	Perméabilité absolue à l'air du sol		m/s
k_d	Perméabilité à l'eau des pierres céramiques		m/s
k_r	Perméabilité relative		$[-]$
k_{ra}	Perméabilité relative de l'air		$[-]$
k_{rw}	Perméabilité relative de l'eau		$[-]$
k_w	Perméabilité à l'eau du sol		m/s
n	Porosité		$[-]$
n	Paramètre de changement de phase du modèle HISS- δ_1		
p	Pression moyenne totale		kPa

p'	Pression moyenne effective	$p' = p - u_w$	kPa
p^*	Pression moyenne nette	$p^* = p - u_a$	kPa
p_0	Pression totale moyenne initiale d'un essai		kPa
p_a	Pression atmosphérique		kPa
p_c	Pression moyenne de préconsolidation	note : cas saturé	kPa
p_c^*	Pression moyenne de préconsolidation	note : cas non saturé	kPa
p^c	Pression de référence (Modèle d'Alonso <i>et al.</i>)		kPa
q	Déviateur des contraintes		kPa
r	Rayon d'un tube capillaire		m
r	Paramètre d'évolution de R avec la succion dans le modèle δ_1 -unsat		
r_v	Rapport entre ξ_w / ξ		
s	Succion	$s \equiv u_c$ dans cette thèse	kPa
s_{ads}	Succion d'adsorption		kPa
s_e	Succion de dessaturation (point d'entrée d'air)		kPa
s_m	Succion matricielle	$s_m = u_c + s_{ads}$	kPa
s_{osm}	Succion osmotique		kPa
s_{SL}	Succion « de retrait », succion correspondant à la limite de retrait		kPa
s_y	Succion de plasticité (Modèle d'Alonso <i>et al.</i>)		kPa
t_f	Temps nécessaire pour atteindre la rupture		s
t_{ij}	Tenseur des contraintes déviatoire		
u_a	Pression d'air		kPa
u_c	Succion capillaire	$u_c = u_a - u_w$	kPa
u_w	Pression interstitielle (eau)		kPa
v	Volume spécifique	$v = 1 + e$	[-]
v_w	Volume spécifique de l'eau	$v_w = 1 + S_r e$	[-]
v_i	Vitesse d'écoulement du constituant i du sol		m/s
w	Teneur en eau massique		%
w_L	Limite de liquidité		%
w_P	Limite de plasticité		%
w_{SL}	Limite de retrait		%
ΔV	Variation de volume d'un échantillon		m^3
ΔV_w	Variation du volume d'eau d'un échantillon		m^3

α	Angle de mouillage		°
α	Variable d'écroissage		
β_s	Compressibilité des grains		kPa ⁻¹
β_w	Compressibilité de l'eau		kPa ⁻¹
γ_s	Poids volumique des grains		kN/m ³
γ_w	Poids volumique de l'eau	($\gamma_w=9.81$)	kN/m ³
δ_{ij}	Symbole de Kronecker		
$\epsilon_{ij_m}^e$	Tenseur des déformations élastique mécaniques		
ϵ_{vh}^p	Déformation volumique élastique hydrique		
$\epsilon_{ij_m}^p$	Tenseur des déformations plastiques mécaniques		
ϵ_{vh}^p	Déformation volumique plastique hydrique		
ϵ_1	Déformation axiale		% ou [-]
ϵ_3	Déformation radiale		% ou [-]
ϵ_q	Déformation déviatoire		% ou [-]
ϵ_v	Déformation volumique	$\epsilon_v = \Delta V/V$	% ou [-]
ϵ_{vw}	Echanges d'eau	$\epsilon_{vw} = \Delta V_w/V$	% ou [-]
η_1	Paramètre d'écroissage du modèle HISS- δ_1		
η_{pic}	Valeur de la pente q/p au pic		
κ	Pente de la droite de décompression isotrope (plan ln(p')-e)		
κ^*	Pente de la droite de décompression isotrope (plan ln(p*)-e)		
κ_s	Compressibilité élastique hydrique	Pente réversible dans le plan ln(s)-e	
κ_0	Paramètre de non associativité du modèle HISS- δ_1		
κ_∞	Paramètre de non associativité du modèle HISS- δ_1 modifié		
λ	Compressibilité plastique mécanique (plan ln(p')-e)		
λ^*	Compressibilité plastique mécanique (plan ln(p*)-e)		
λ_s	Compressibilité plastique hydrique, pente irréversible dans le plan ln(s)-e		
ν	Coefficient de Poisson		
ξ	Trajectoire des déformations plastiques		
ξ_D	Partie déviatoire de la trajectoire des déformations plastiques		
ξ_v	Partie volumique de la trajectoire des déformations plastiques		
ρ	Densité moyenne du sol		kg/m ³
ρ^a	Densité moyenne de l'air		kg/m ³

ρ^w	Densité moyenne de l'eau		kg/m^3
ρ^s	Densité moyenne des grains		kg/m^3
σ_1	Contrainte axiale		kPa
σ_3	Contrainte radiale ou contrainte de confinement		kPa
σ_{ij}	Contrainte totale		kPa
σ'_{ij}	Contrainte effective	$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w$	kPa
$\sigma_{eff.}'$	Contrainte effective modifiée	$\sigma'_{eff.} = \sigma - u_a - f(u_a - u_w)$	kPa
σ_{ij}^*	Contrainte nette	$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a$	kPa
ϕ	Angle de frottement dans le plan p*		[°]
ϕ'	Angle de frottement dans le plan p'		[°]
ϕ_{pic}	Angle de frottement de pic		[°]
ϕ_{pp}	Angle de frottement à l'état critique (plasticité parfaite)		[°]
χ	Paramètre scalaire dans l'équation de Bishop de contrainte effective		[-]

Nota bene: le terme de **contrainte effective** est utilisé tout au long de la thèse de façon abusive pour désigner la contrainte effective telle que définie en conditions saturées $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w$ et non pas au sens général défini par Terzaghi.

1. INTRODUCTION

1.1 CADRE GENERAL DE LA THESE

Les sols non saturés, définis au sens de la mécanique des sols comme des sols dont les pores sont remplis au minimum de deux fluides qui sont en général l'eau et l'air, sont très répandus. Ils constituent l'essentiel des sols dans les régions arides et semi-arides (soit les 2/3 de la surface du globe) et, sous nos latitudes, on les trouve essentiellement comme sols compactés à des fins de construction, comme sols naturels au-dessus du niveau de la nappe ou encore comme sols dessaturés localement lors de la construction (par exemple aux fronts de tunnel). Malgré cette forte dominance des sols non saturés sur la terre, la mécanique des sols s'est concentrée jusque dans les années 1960 sur les cas particuliers des sols saturés et des sols secs. La contrainte effective, selon la définition de Terzaghi de 1925 (cité dans Terzaghi 1951), a été reconnue comme adéquate pour ces sols et est utilisée dans la pratique quotidienne des ingénieurs. Le comportement des sols non saturés par contre est plus complexe puisque trois phases (eau, air et grains) interagissent. En conséquence, par rapport au cas saturé, ces sols sont soumis à un type de contrainte supplémentaire, la succion, et le principe des contraintes effectives n'est plus applicable tel quel.

Il existe de nombreux problèmes courants pour lesquels il faudrait tenir compte de la non-saturation des sols ainsi,

- Lors du calcul de la stabilité d'un massif non saturé, la résistance du sol est supérieure à celle d'un sol saturé, mais lors du remouillage sous l'effet de la pluie, apparaissent des risques de pertes de résistance brusques et donc d'instabilités.
- Pour les digues et les talus, le compactage implique une dessaturation non négligeable du sol.
- Au front des tunnels, l'excavation induit des succions dues à la décompression locale du massif et donc une diminution de la saturation du massif.
- Dans les régions arides et semi-arides, les changements de volumes induits par des cycles humidification-séchage et leurs conséquences sur les structures ne peuvent plus être négligés. Dans le même ordre d'idées, sous l'effet de l'évaporation due aux plantes, le sol se dessature et les tassements se modifient.
- Dans les problèmes "environnementaux", lorsqu'il y a transport de contaminants il faut tenir compte de l'évolution de la perméabilité avec la succion.
- Pour la conception des fondations routières, qui se trouvent en principe à la surface du sol et donc dans les zones susceptibles d'être dessaturées.
- Dans le cadre complexe de la recherche de sites pour le stockage des déchets nucléaires: l'industrie nucléaire s'intéresse de plus en plus aux variations de volume, de teneur en eau et de résistance de ces sols.

Pour analyser certains de ces problèmes, les ingénieurs recourent dans la pratique à des relations empiriques. Ainsi, par exemple pour le premier cas cité, ils savent qu'en faisant l'hypothèse d'un milieu saturé pour le calcul de résistance d'un talus non saturé, ils sont du côté de la sécurité, au moins aussi longtemps que des mesures sont prises afin d'éviter le remouillage.

D'autres problèmes plus complexes (stockage des déchets nucléaires par exemple) nécessitent une meilleure connaissance des sols non saturés pour être résolus. La difficulté de résolution de ces problèmes a essentiellement deux origines:

- Il y a d'une part un manque de résultats expérimentaux et donc une connaissance incomplète de ces sols. Vu la difficulté et la durée des essais, de nombreux auteurs ont analysé un seul aspect du comportement (par exemple l'évolution de ce comportement en terme de résistance des sols sans en suivre les déformations). De plus, sur certains aspects, le consensus dans la littérature n'est pas général et même quelques résultats sont contradictoires.
- D'autre part, il est difficile de concevoir des modèles constitutifs complets applicables aussi bien aux sols saturés qu'aux sols non saturés.

Il existe actuellement plusieurs programmes d'éléments finis qui prennent en compte la non-saturation des sols en ce qui concerne les seuls problèmes des écoulements. Par contre les outils de calcul qui intègrent le comportement mécanique de ces sols sont très peu nombreux.

1.2 CONTRIBUTION DE LA THESE

Le but de cette étude est d'abord de mieux connaître le comportement mécanique des sols non saturés par des essais en laboratoire. Actuellement la majorité des résultats de la littérature concerne des sols compactés. Nous avons choisi au contraire d'étudier des sols remaniés qui présentent l'avantage d'une meilleure maîtrise de l'état initial des essais. Plus particulièrement cette thèse présente une banque de données expérimentales sur un limon remanié, consolidé de façon isotrope à l'état initial. Ces essais ont également permis une évaluation des techniques de mesures de volume existantes et amené quelques propositions de modifications des appareillages expérimentaux.

Il s'agira ensuite d'interpréter les résultats d'essais et de les comparer aux résultats existants dans la littérature pour contribuer à enrichir nos connaissances des caractéristiques essentielles et représentatives du comportement mécanique des sols non saturés remaniés.

La dernière contribution de la thèse consiste à établir des relations constitutives dans le cadre de l'élastoplasticité qui permettent de prédire le comportement mécanique des sols en état non saturé. Le modèle proposé est capable de simuler les principales caractéristiques des sols non saturés. Une de ses originalités principales est d'intégrer un concept d'endommagement pour décrire le comportement déviatoire post-pic de ces sols. Finalement le modèle est complété par l'introduction d'un schéma de couplage hydro-mécanique pour simuler des essais effectués en conditions non drainées.

1.3 ORGANISATION DU MEMOIRE

Le mémoire est organisé en sept chapitres principaux.

Le premier chapitre (chapitre 2) donne un aperçu de l'état des connaissances actuelles sur les sols non saturés. Une brève présentation de la physique des sols non saturés et de quelques définitions est d'abord faite. Sur la base des résultats de la littérature, les caractéristiques hydromécaniques principales des sols non saturés sont présentées sous forme de synthèse. Puis sont brièvement discutés les modèles constitutifs existants. Une partie du chapitre est ensuite consacrée aux appareillages expérimentaux développés pour les sols non saturés: nous

traiterons en priorité les techniques utilisées pour les essais effectués dans le cadre de cette thèse.

Les trois chapitres suivants (chapitres 3-4-5) sont consacrés à **l'approche expérimentale**. Après la description du limon choisi pour l'étude et des appareillages utilisés, suit le programme expérimental (chapitre 3). Le chapitre 4 décrit le comportement saturé du limon remanié de Sion (Suisse). Le chapitre 5 est consacré aux essais en conditions non saturées. L'interprétation des essais permet d'établir l'évolution des paramètres mécaniques du sol, de l'état critique et de la surface de charge avec la succion. En parallèle la réponse du matériau sous chargement hydrique pur est également étudié.

Le sixième chapitre est consacré à la **modélisation élastoplastique** des sols non saturés. Dans un premier temps, les capacités de prédiction d'un modèle courant de référence (Alonso *et al.* 1990) sont testées pour nos essais sur le limon de Sion. Sur la base des observations faites, un nouveau modèle est développé par étapes successives. D'abord un modèle saturé existant (modèle HISS) est modifié afin d'intégrer la succion. Dans une deuxième étape, la possibilité de reproduire un endommagement est intégrée. Finalement le modèle est complété dans le but de prédire le comportement en conditions non drainées de ces sols.

Le dernier chapitre présente les conclusions principales du mémoire et les perspectives.

Nota bene: la convention de signe adoptée dans ce mémoire est la plus couramment utilisée en mécanique des sols soit:

positif pour la compression

négatif pour la traction

2. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LES SOLS NON SATURES

Ce chapitre traite de l'état des connaissances sur les sols non saturés. La première partie est consacrée aux définitions des termes de succion, de non saturation et à une introduction succincte à la physique des sols. La deuxième partie présente de façon synthétique les principales caractéristiques observées dans les sols non saturés, en montrant les aspects sur lesquels il y a consensus ou au contraire contradiction entre les différents auteurs. La troisième partie traite de la modélisation constitutive dans le domaine des sols non saturés. Les deux approches possibles sont montrées: avec une contrainte effective unique ou à l'aide de deux variables de contraintes indépendantes. La quatrième partie montre quelques techniques expérimentales utilisées pour les essais en conditions non saturées. En conclusion, après avoir présenté cet état des connaissances, l'apport de la thèse dans ce domaine est discuté.

2.1 INTRODUCTION A LA PHYSIQUE DES SOLS NON SATURES

Selon le nombre de phases présentes, on peut distinguer deux types de sols :

- les sols saturés et secs, dont les pores sont remplis d'une seule phase (eau ou air) et dont le comportement mécanique est similaire (Terzaghi et Peck 1957);
- les sols non saturés, dont les pores sont composés au minimum de deux phases, qui sont en général l'eau et l'air. Du fait de l'interaction complexe entre les phases, ces sols sont soumis à un type de contrainte supplémentaire: la succion.

Le chapitre 2.1 est consacré au deuxième type de sols. Après avoir défini la succion, les phases eau-air et solide dans les sols et leur répartition dans les sols non saturés sont décrites.

Remarque: Les définitions de ce chapitre se basent essentiellement sur les références suivantes: (Mitchell 1976, Musy et Soutter 1991, Wroth et Houlsby 1985, Fleureau 1992). Pour simplifier, elles ne seront pas toujours citées de façon distincte par la suite.

2.1.1 DEFINITION DE LA SUCCION

La succion est une mesure de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. Elle se définit comme la somme de plusieurs composants décrits ci-après.

Succion capillaire :

Au contact d'une phase liquide avec des phases gazeuse et solide, les molécules de liquide développent une tension T tendant à contracter la surface de contact. Cette tension capillaire est aussi appelée tension interfaciale ou superficielle.

Si on assimile le sol à un faisceau de tubes capillaires de diamètres variables et si on représente un tube capillaire, l'eau remonte sur une hauteur capillaire h_c (Figure 2-1). Le rayon de courbure du ménisque est d'autant plus faible que le liquide est mouillant (angle α faible) et que le tube est étroit.

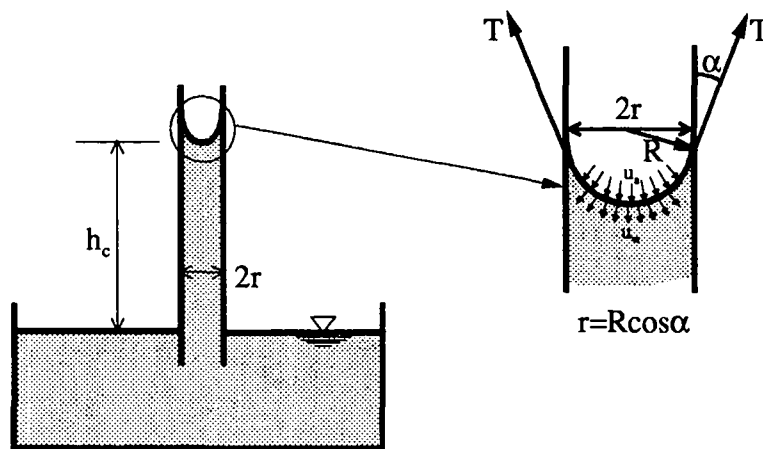


Figure 2-1 : Tube capillaire

La loi de Laplace relie le rayon de courbure r à la pression capillaire u_c par la relation:

$$u_c = u_a - u_w = \frac{2T \cos \alpha}{r} \quad \text{Eq. 2-1}$$

où u_a est la pression relative du gaz (de l'air en général)

u_w est la pression du liquide (eau en général)

T est la tension superficielle eau-air-solide

α l'angle de mouillage (pour un liquide mouillant $\alpha \cong 0 \Rightarrow \cos \alpha \cong 1$)

r le rayon du tube capillaire

La hauteur d'ascension capillaire h_c est dès lors définie comme :

$$h_c = \frac{2T \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad \text{Eq. 2-2}$$

Succion d'adsorption

L'adsorption de l'eau sur des solides met en jeu des forces (succions) de nature **électrostatiques** : il se forme des zones électriquement chargées à la surface des minéraux (en particulier pour les argiles). Les phénomènes engendrant cette succion d'adsorption s_{ads} sont (cf. Figure 2-2):

- la liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène;
- les hydroxydes situés à la surface des feuillets argileux;
- l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par les défauts de charge du feuillet;
- l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet;
- l'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau;
- les forces d'attraction de Van der Waals.

Toutes ces forces concourent à l'attraction de l'eau avec une intensité décroissant très rapidement avec la distance. Ces forces se traduisent localement par des pressions très négatives d'eau (plusieurs dizaines de bar).

Dans le cadre de cette thèse, on admet que les forces d'adsorption- qui selon certains auteurs agissent sur une épaisseur de deux ou trois couches moléculaires - sont négligeables. En effet l'adsorption étant un phénomène fortement lié aux particules argileuses, elle joue un rôle faible pour les sols essentiellement limoneux examinés dans ce travail.

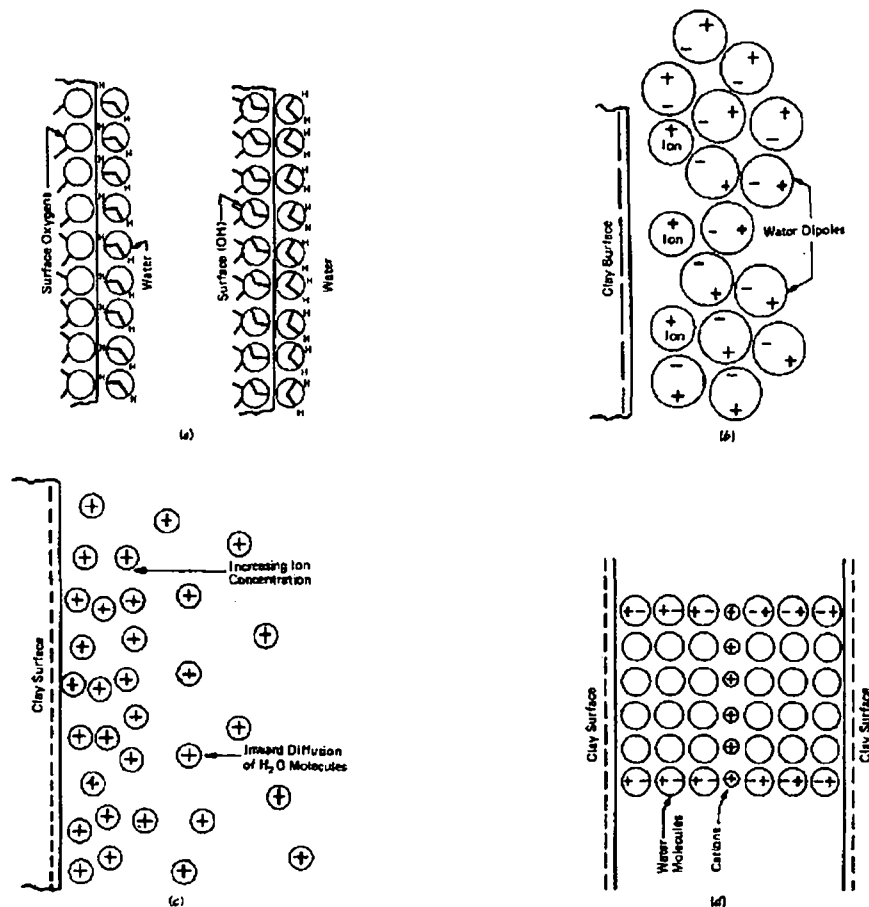


Figure 2-2 : Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile (Mitchell 1976): (a) liaisons hydrogènes;(b) hydratation des ions;(c) attraction osmotique;(d) attraction électrique du dipôle.

Succion matricielle

La succion matricielle s_m est définie comme la somme des deux succions précitées.

$$s_m = u_c + s_{ads}$$

Eq. 2-3

Succion osmotique (origine chimique)

L'eau du sol contient souvent des particules de sels dissoutes. Si une telle eau est mise en contact avec de l'eau pure à travers une membrane semi-perméable (laissant passer l'eau, mais pas les particules dissoutes), l'eau migre vers la solution pour rétablir une concentration identique de part et d'autre de la membrane. Le transfert d'eau pure entraîne une élévation du niveau d'eau (pression hydrostatique) qui vient compenser ainsi la pression de diffusion des molécules d'eau. À l'équilibre cette pression hydrostatique est définie comme la pression osmotique de la solution.

Dans le sol, la succion osmotique s_{osm} se révèle lorsqu'il y a contact entre un être vivant et cette solution. Les parois cellulaires des organismes jouent le rôle de membranes semi-perméables. Il faut que la pression osmotique à l'intérieur des cellules soit supérieure à celle de la solution de sol pour que l'eau puisse être absorbée par simple gradient de pression osmotique (principe qui permet aux racines de prélever de l'eau).

Dans le cadre de cette thèse, la succion osmotique est supposée négligeable puisque le liquide utilisé pour la partie expérimentale est assimilable à de l'eau pure et qu'il n'y a aucune présence de matière organique dans le sol choisi. De plus certains auteurs estiment que la succion osmotique n'a ni effet significatif direct sur la résistance au cisaillement des sols, ni sur leur comportement volumique (Alonso *et al.* 1987). Cette affirmation est, semble-t-il, contestée pour les sols gonflants où la part osmotique est significative (cf. Keynote Lecture de E.E. Alonso de la "2nd International Conference on Unsaturated Soils" de 1998).

Succion totale

La succion totale s est définie comme la somme des succions matricielle et osmotique :

$$s = s_m + s_{osm} = (u_c + s_{ads}) + s_{osm} \quad \text{Eq. 2-4}$$

Dans ce travail, le terme succion équivaut à la succion capillaire, puisque les autres termes sont considérés comme négligeables, suit:

$$s_{ads} \equiv 0 ; s_{osm} \equiv 0 .$$

La succion totale se réduit ainsi dans notre cas à:

$$s \equiv u_c = u_a - u_w . \quad \text{Eq. 2-5}$$

La pression relative d'air u_a est toujours supérieure à la pression d'eau u_w , du fait de la courbure de l'interface eau-air. Dans les sols contenant une phase d'air continue en contact avec l'atmosphère, u_a est égal à « zéro » (= pression atmosphérique) et la pression d'eau u_w est négative. Par contre dans des sols contenant des gaz autres que l'air, les pressions de la phase gazeuse peuvent être largement supérieures à la pression atmosphérique (Wheeler 1986).

2.1.2 LES ETATS DU SOL

Le sol est un milieu à trois phases (solide, liquide, gazeuse) qui s'interpénètrent et s'influencent réciproquement. Dans le cadre de cette thèse, les éléments constitutifs du sol se limitent à ceux décrits ci-dessous. Les relations usuelles de la mécanique des sols qui relient ces trois phases sont décrites dans les définitions de l'annexe A.

1. Phase solide

La phase solide peut être représentée comme un squelette déformable formé de grains supposés incompressibles. La densité de l'assemblage γ est de l'ordre de 20 kN/m^3 et la densité des grains γ_s est d'environ 27 kN/m^3 .

2. Phase liquide

Elle est constituée d'eau et remplit partiellement les interstices du squelette solide. Dans le cadre de cette étude, l'air dissout dans l'eau fait partie intégrante de la phase liquide. La compressibilité réelle de l'eau est donc inférieure à la valeur théorique pour de l'eau pure de $4.58E-7 \text{ kPa}^{-1}$.

La quantité d'air dissous dans l'eau $V_{a\text{-dissous}}$ peut être déterminée par la loi de Henry:

$$V_{a\text{-dissous}} = HV_w$$

où V_w est le volume d'eau et H est la constante de Henry (environ 0.02)

3. Phase gazeuse

Dans les sols naturels, cette phase est composée essentiellement d'air. La vapeur d'eau dans l'air constitue également une part de la phase gazeuse.

2.1.3 REPARTITION DES PHASES DANS UN MATERIAU POLYPHASIQUE

Il est possible de distinguer trois catégories de sol en fonction de la répartition des phases solides, liquides et gazeuses.

1. Phase solide continue, eau continue, air discontinue, (Figure 2-3c)

La phase solide est continue et entourée de "tubes" d'eau en connexion. En conséquence la phase d'eau est continue et la même pression isotrope règne dans un volume représentatif du sol. L'air se trouve sous forme de bulles isolées dans le sol et rend l'eau plus compressible.

Le degré de saturation S_r du sol est élevé ($S_r > S_{roc}$) et la perméabilité relative k_{ra} à l'air est nulle (Figure 2-5). Ce type de structure se trouve dans la zone de transition juste en-dessus de la nappe et sous une zone moins saturée dans les sols naturels (Figure 2-4).

Définitions:

S_{roc} : degré de saturation d'occlusion. Cette quantité correspond au S_r limite au-dessus duquel l'eau se trouve sous forme de bulle dans le sol;

S_{min} : degré de saturation résiduel du sol quand il est soumis à de très fortes succions;

La perméabilité relative est définie par le rapport entre la perméabilité saturée et la perméabilité non saturée:

$$k_{rw} = \frac{k_{w_{ns}}}{k_{w_s}} \quad \text{pour l'eau} \quad \text{Eq. 2-6}$$

$$k_{ra} = \frac{k_{a_{ns}}}{k_{a_s}} \quad \text{pour l'air} \quad \text{Eq. 2-7}$$

où les indices signifient

r :	relative
w :	eau
a :	air
ns :	non saturé
s :	saturé

2. Phase solide continue, air continue, eau continue (Figure 2-3b)

Dans ce cas toutes les phases sont continues. Dans l'évaluation des forces de contact entre les grains il faut considérer les deux pressions des deux phases (u_a et u_w). Les ménisques d'eau dans lesquels la pression est négative (par rapport à la pression d'air) transmettent des forces d'attraction normales aux plans de contact entre les particules. La résultante de ces forces n'est a priori pas isotrope, puisque la répartition des normales aux points de contact est aléatoire (Fleureau 1992).

Le degré de saturation est intermédiaire (Figure 2-5). Ce type de répartition des phases se trouve dans la zone de transition entre une zone plus sèche et celle définie au paragraphe précédent. On la retrouve aussi dans les sols fins compactés (Figure 2-4).

3. Phase solide continue, eau discontinue, air continue (Figure 2-3a)

L'eau n'est présente que sous forme de ménisques aux points de contact entre les particules et ne forme plus une phase continue. La phase d'air est supposée continue dans le sol. La pression de l'eau peut également être considérée comme homogène à l'intérieur d'un volume représentatif du sol, car les échanges interphase s'effectuent en phase vapeur, d'un ménisque à l'autre, par un phénomène de vaporisation-condensation. Comme dans le cas précédent la résultante des forces d'attraction n'est pas isotrope a priori.

Le degré de saturation est faible et la perméabilité à l'eau est nulle (Figure 2-5). Ce type de structure se trouve dans la zone près de la surface du sol, s'il n'y a pas de précipitations (Figure 2-4). Cette couche est plus importante dans les régions arides et semi-arides que dans les régions tempérées. On la retrouve aussi dans les sols plus grossiers (sables, graviers) compactés.

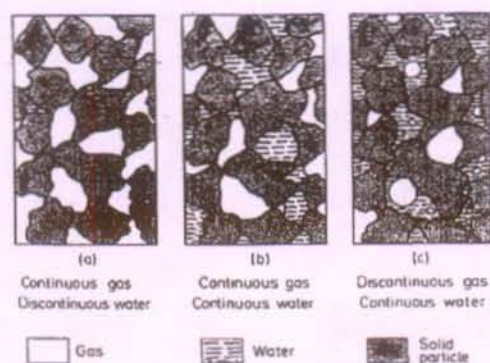


Figure 2-3 : Structures possibles des sols non saturés (Wroth et Houlsby 1985)

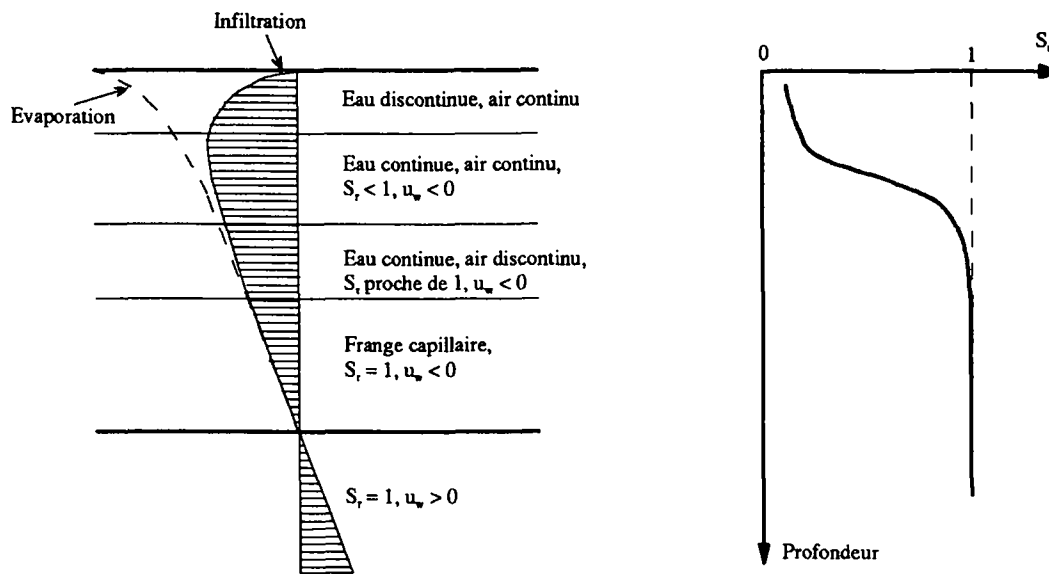


Figure 2-4 : Profil type des pressions d'eau u_w au-dessus d'une nappe sous l'effet soit d'une évaporation, soit d'une infiltration et évolution du degré de saturation S_r sous l'effet d'une évaporation

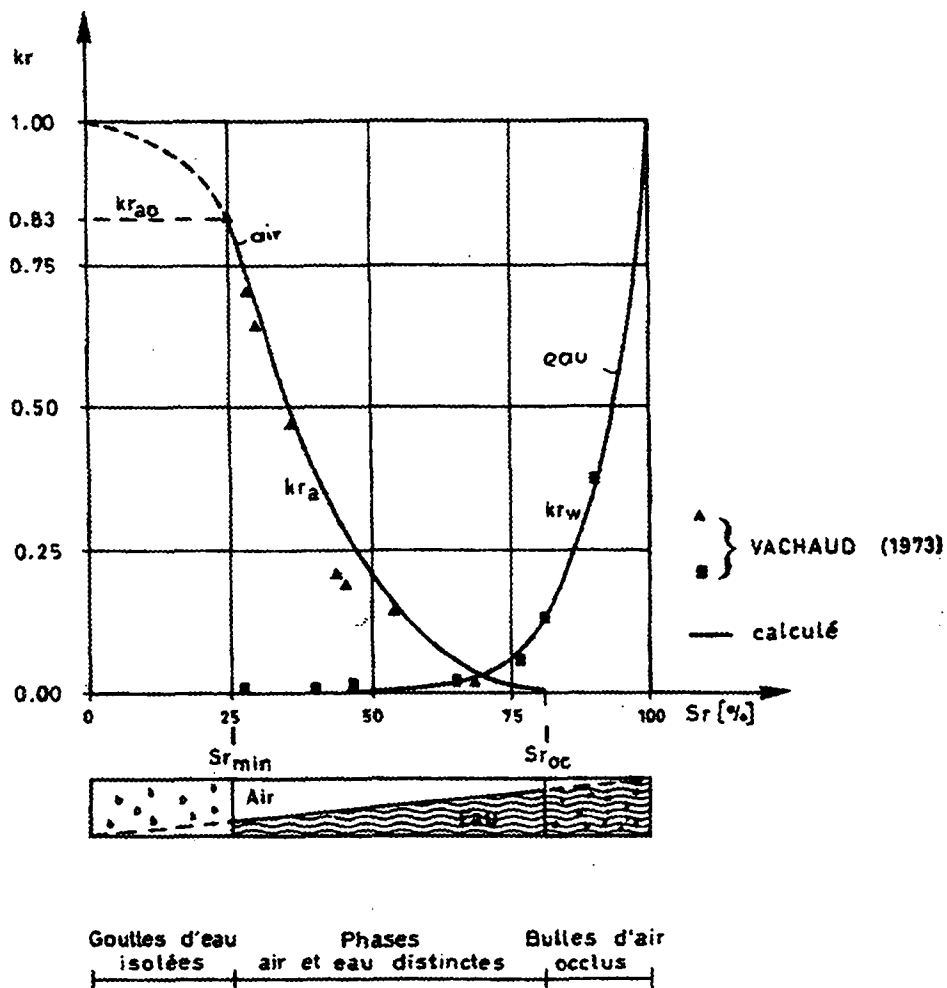


Figure 2-5 Evolution des perméabilités relatives de l'air k_{ra} et de l'eau k_{rw} en fonction du degré de saturation S_r (Seker 1983)

2.1.4 DEFINITION DE LA NON SATURATION

Dans le cadre de cette thèse, comme dans l'approche courante en mécanique des sols, on adopte la terminologie du Tableau 2-1:

Tableau 2-1: Définitions

Terminologie	Degré de saturation S_r et succion s	Commentaire
Sol saturé	$S_r = 1, s = 0$	Phase fluide formée d'eau uniquement
Sol partiellement saturé	$S_r \approx 1, s > 0$ *	Phase air discontinue, eau continue
Sol non saturé	$S_r < 1, s > 0$	Phase air continue, eau continue ou discontinue
Sol sec	$S_r = 0, s \gg 0$	Phase air continue uniquement

* la valeur S_r pour laquelle un sol est considéré comme partiellement saturé dépend du type de sol (ordre de grandeur indicatif: $S_r > 0.90$)

2.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS NON SATURES

Ce chapitre décrit synthétiquement les principales caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés sur la base de la littérature. Nous ne traiterons pas les sols ayant des structures particulières, tels que les argiles gonflantes par exemple. D'abord seront décrites les caractéristiques hydriques (influence de la succion sur le comportement du sol), puis mécaniques (influence de la contrainte mécanique moyenne) des sols non saturés.

Dans ce mémoire, le terme de "**sollicitation mécanique**" s'applique au chargement par une contrainte extérieure, alors que "**sollicitation hydrique**" s'applique au chargement par succion, bien que ces dernières puissent être assimilées à des sollicitations de type mécanique.

2.2.1 EXISTENCE D'UN DOMAINE SATURE A SUCCION NON NULLE

Lors de la dessaturation d'un sol, les résultats expérimentaux montrent, dans les plans s - S_r (Figure 2-6), que le sol reste saturé jusqu'à une succion s_e correspondant au point d'entrée d'air (\equiv moment sur un chemin de séchage où S_r devient inférieur à 1). On appelle cette succion la succion de dessaturation s_e . Elle est liée à la granulométrie du matériau. Plus un sol est fin, plus la pression de dessaturation est élevée. Plusieurs auteurs (Zerhouni 1991, Fleureau 1992, Blight 1967, etc.) ont mis en évidence cette caractéristique. A titre indicatif, les succions d'entrée d'air s_e pour différents sols (valeurs estimées par Zerhouni) sont:

sable $s_e \approx 10$ kPa

limon $s_e \approx 30-800$ kPa

argile $s_e \approx 1000-4500$ kPa

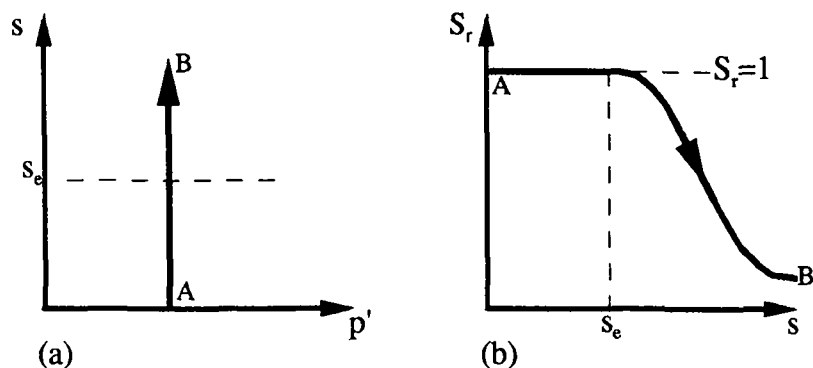


Figure 2-6 : (a) Chemin de sollicitation hydrique dans le plan p' - s (b) Evolution de S_r avec la succion

2.2.2 ÉVOLUTION DE LA "COMPRESSIBILITE HYDRIQUE"

Lors de chargements hydriques à pression moyenne constante, dans le plan semi-logarithmique succion s - indice des vides e , les **déformations sont irréversibles dans le domaine saturé et réversibles dans le domaine non saturé**. Cette observation est essentiellement faite dans les travaux issus de l'Ecole Centrale de Paris (Zerhouni 1991, Indarto 1991, Soemitro 1992, Taibi 1992; tous cités dans Fleureau 1992).

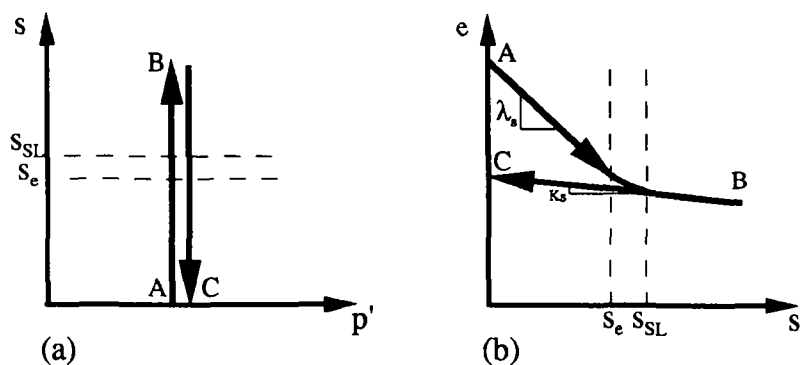


Figure 2-7 : (a) Chemin de sollicitation hydrique dans le plan p' - s (b) Evolution de l'indice des vides e avec la succion s (échelle logarithmique)

Les résultats expérimentaux montrent l'existence d'un domaine plastique (pente de compressibilité λ_s) des déformations dans le domaine saturé, suivi d'un palier quasi-horizontale élastique (pente κ_s), quand la succion dépasse un seuil (cf. Figure 2-7b). Ce seuil s_{SL} peut être corrélé à limite de retrait w_{SL} (cf. Fleureau 1992, Blight 1967, Jennings et Burland 1962). La limite de retrait est définie comme la teneur en eau du sol saturé correspondant à l'indice des vides final du sol après passage à l'étuve. Elle dépend fortement de l'état initial du sol.

Ce seuil est en général proche de la succion correspondant au point d'entrée d'air, pour un sol remanié.

Evolution de κ_s

La pente réversible κ_s est limitée. En effet quand la succion augmente, la surface d'influence du ménisque d'eau au contact des grains diminue et la force normale d'attraction entre les grains augmente (créant une forte cohésion intergranulaire), si bien que la succion ne peut plus

induire un réarrangement du squelette solide. Le palier devient horizontal: la structure d'ensemble du matériau n'est plus affectée par la succion.

Evolution de λ_s

Selon plusieurs auteurs (Taibi 1992, Blight 1967, Jennings et Burland 1962, Fleureau 1992 ...), la pente hydrique λ_s est identique à la pente de compressibilité mécanique saturée λ . Ceci peut s'expliquer, puisqu'on est dans le domaine où S_r est presque égal à 1 et où le principe des contraintes effectives classique devrait encore être applicable. Ainsi une augmentation de la succion serait identique à une augmentation de la contrainte effective σ' dans ce domaine (Zerhouni 1991). Cette observation est valable tant qu'on est dans un domaine normalement consolidé.

Influence d'une préconsolidation mécanique sur la pente hydrique:

Il n'y a pas vraiment consensus sur ce point. Zerhouni et Taibi observent pour une argile et un limon que si la contrainte de préconsolidation n'est pas trop élevée, le sol suit d'abord un chemin élastique, puis rejoint la courbe normalement consolidée de pente $\lambda_s \equiv \lambda$.

Vicol (1990), qui effectue dans un oedomètre des dessaturations en partant d'une boue remaniée de limon à teneur en eau égale à $1.5w_L$, observe pour sa part une diminution de la pente λ_s pour des échantillons ayant subi des préconsolidations mécaniques plus fortes auparavant. En conséquence, avec des consolidations mécaniques moyennes préalables, l'indice des vides ne varie quasiment plus. Le sol est à ce moment-là trop dense pour être affecté de façon significative par les changements de succion. On peut donc estimer que λ_s est fonction de la pression moyenne de consolidation mécanique du sol et dans le cas d'une préconsolidation mécanique importante préalable, l'indice des vides ne change presque plus.

Ce comportement peut expliquer les faibles variations de volume observées par certains auteurs sur des échantillons compactés sur les chemins hydriques. Ainsi plusieurs auteurs (par ex. Matyas et Radhakrishna 1968, Wheeler et Sivakumar 1995) ont étudié les chemins d'humidification pour des sols préalablement compactés (ce qui influence fortement l'histoire hydrique et mécanique du sol). Ces chemins d'humidification montrent en général un faible gonflement du sol quand la succion décroît (sauf dans les cas où il y a effondrement, cf. 2.2.6). Ceci est en accord avec l'hypothèse d'un domaine non saturé élastique.

Autre interprétation de l'évolution de la compressibilité hydrique avec la succion

Alonso *et al.* (1987 et 1990) interprètent différemment ce point. Leurs essais sur une kaolinite compactée montrent que sur un chemin hydrique de séchage, le sol atteint un point de plastification de la même façon que sur un chemin mécanique (cf. schéma Figure 2-8). Si un sol est dessaturé, il suit d'abord une pente élastique jusqu'à un point de plastification s_y qui correspondrait à la succion la plus forte qu'a connu le sol durant son histoire. Ensuite apparaissent des déformations plastiques et la surface de charge s'écrouit.

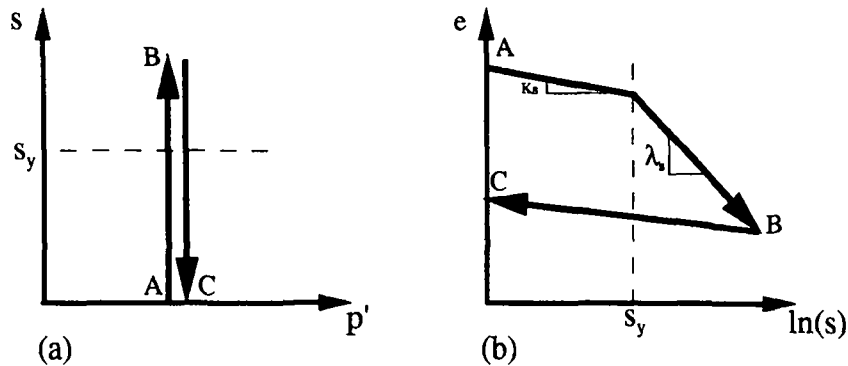


Figure 2-8 : Schéma du comportement proposé par Alonso et al.(1987): (a) Chemin de sollicitation hydrique dans le plan p' - s (b) Evolution de la compressibilité hydrique avec la succion

Ces observations ne correspondent pas au comportement observé par les auteurs précités qui assument l'existence d'un domaine élastique réversible dans les chemins hydriques. On pourrait émettre l'hypothèse que sous l'effet d'une densification mécanique (compactage par ex.), le point d'entrée d'air et la limite de retrait sont repoussés vers des valeurs de succions plus fortes. Ce phénomène a d'ailleurs été observé en 1954 par Croney et Coleman pour un sable limoneux compacté à différentes densités. Ainsi la phase plastique ($s > s_y$) décrite par Alonso *et al.* serait similaire à la phase initiale irréversible observée par la plupart des auteurs ($s < s_{SL}$) et elle serait suivie pour des succions supérieures du palier quasi-horizontale de retrait.

Dans une interprétation récente des travaux de Vicol, Delage, Alonso et Gens (article à paraître en 1999) estiment pour leur part que λ_s diminue rapidement avec la succion pour ce limon plutôt que d'assimiler la rigidification avec la succion à un comportement élastique. Selon eux, ce comportement est typique des argiles à faible activité. Par contre pour des argiles à forte activité, il semble que λ_s ne diminue pas et est constant dans une gamme large de succion. Il faut à ce propos remarquer que pour des sols fortement expansifs, le comportement hydrique observé est très différent (Chu et Mou 1973, Alonso *et al.* 1995). Ce cas particulier n'est pas traité par la suite.

2.2.3 HYSTERESE HYDRIQUE

De nombreux auteurs (Zerhouni 1991, Biarez *et al.* 1988, Blight 1967,...) ont mis en évidence le phénomène d'hystérèse hydrique.

Lors de cycles de séchage et d'humidification, dans les plans (succion s - degré des saturation S_r), (succion s - teneur en eau w) et (succion s - indice des vides e), on observe une irréversibilité des courbes qui correspond à l'hystérèse hydrique des sols (cf. Figure 2-9).

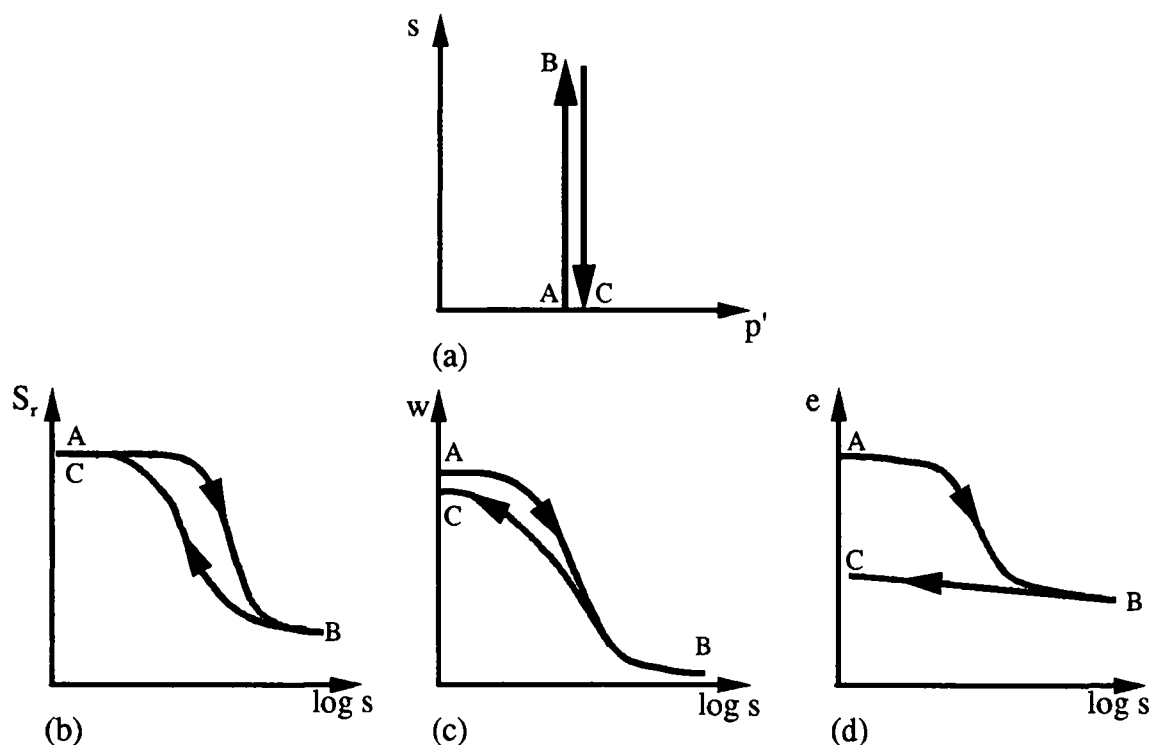


Figure 2-9: Hystérèse du sol (a) Chemin de sollicitation: séchage puis humidification dans le plan p' - s . Réponses dans les plans s - S_r (b), s - w (c) et s - e (d)

Ce phénomène est directement lié à la succion et est dû essentiellement à deux phénomènes :

(1) Phénomène de goulot

La distribution irrégulière de la taille des pores entraîne un phénomène dit de « goulot ». On représente à la Figure 2-10 le sol par une connexion entre pores de rayons différents. Lors du séchage, le drainage d'un pore ne se produit que lorsque la succion dépasse les tensions de surfaces engendrées par le petit rayon r . P_s est appelée la pression d'accès. Par contre lors de l'humidification, le remplissage des pores dépend du grand rayon r_1 . Ainsi la succion nécessaire à l'humidification P_h est plus faible que la pression d'accès P_s .

De plus lorsqu'on draine un échantillon, de l'eau peut rester piégée dans des rétrécissements des pores. Parallèlement, lors d'une imbibition des bulles d'air peuvent être emprisonnées dans les pores les plus gros.

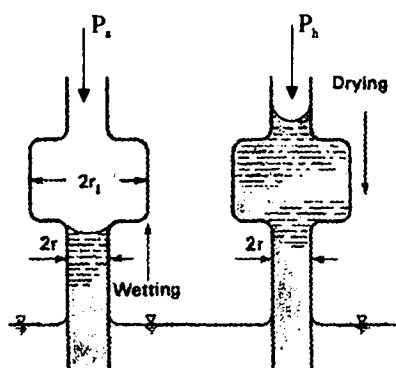


Figure 2-10: Phénomène de goulot (d'après Taylor 1948)

(2) Variation de l'angle de mouillage

L'angle formé par l'interface entre la phase liquide et la phase gazeuse avec les grains varie suivant que le liquide s'introduit (humidification) ou se retire (dessiccation) du sol. Lorsque le ménisque avance l'angle de contact et en conséquence le rayon de courbure sont plus grands que lorsqu'il recule. Ainsi la succion matricielle est plus forte en séchage qu'en humidification.

Influence de la contrainte mécanique sur l'hystérèse

Y a-t-il couplage hydromécanique ? A notre connaissance, il n'y a que peu de résultats expérimentaux complets montrant l'influence d'une contrainte mécanique sur l'hystérèse d'un sol. Au vu de ce qui a été discuté au chapitre 2.2.2, il semble néanmoins évident qu'une contrainte mécanique agit sur la densité du matériau et donc sur sa réponse hydrique. Ainsi Crony et Coleman (1954) montrent pour un limon que l'hystérèse est moins marquée pour des sols plus denses.

2.2.4 EVOLUTION DE LA COMPRESSIBILITE MECANIQUE

Plusieurs auteurs (, Matyas et Radhakrishna 1968, Leclercq et Verbrugge 1985, Alonso *et al.* 1987, Sivakumar 1993...) observent dans le plan $e-p^*$ (où $p^* = p-u_a$ est définie comme la pression moyenne nette) que la **compressibilité mécanique λ diminue** avec la succion (cf. Figure 2-11).

En fait si la plupart des résultats expérimentaux existants montrent une diminution de la compressibilité mécanique avec la succion, il est possible que ce ne soit vrai que dans une gamme de pression p^* donnée.

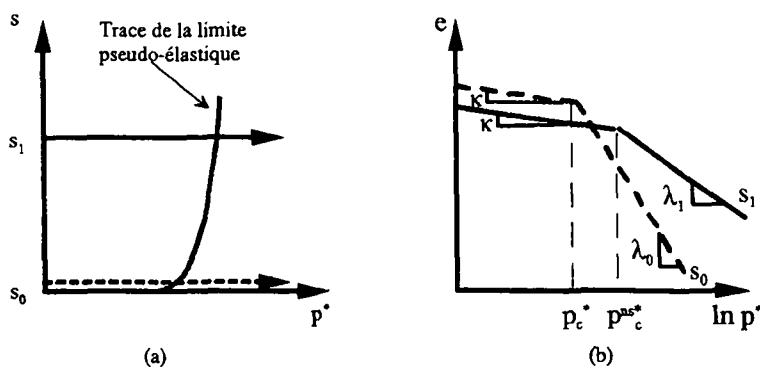


Figure 2-11: Chemin isotrope mécanique à deux niveaux de succions ($s_1 > s_0$):
 (a) chemin de sollicitation dans le plan $\ln p^*-s$ (b) Evolution de la pression de préconsolidation et de la compressibilité avec la succion dans le plan $\ln p^*-e$

En effet, si on admet le schéma de la Figure 2-11, cela implique que le potentiel de résistance à l'effondrement des sols (cf. 2.2.6) croît indéfiniment avec la succion. Or Alonso *et al* (1987) rapportent que quand p^* augmente, il existe une valeur maximale d'effondrement sous l'effet d'une humidification. Cette caractéristique a été incorporée dans des modèles (Josa *et al.* 1992), qui montrent une évolution des lignes de compression semblable à celles de la Figure 2-12. De même Taibi (1994) montre qu'à des niveaux de contraintes très élevées les courbes

rejoignent la droite isotrope saturée normalement consolidée. Il y aurait donc à un niveau de succion donné une évolution de la compressibilité λ en fonction de p^* comme le montre la Figure 2-12.

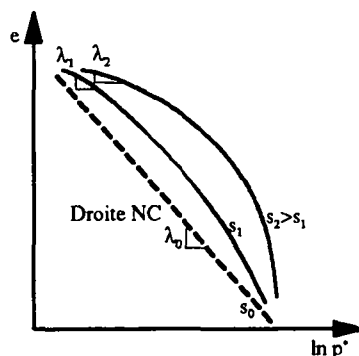


Figure 2-12: Evolution de la compressibilité mécanique avec la succion et la pression moyenne

2.2.5 EVOLUTION DE LA PRESSION DE PRECONSOLIDATION

On observe que la **pression de préconsolidation augmente** avec le niveau de succion (Figure 2-11). Ainsi les courbes de consolidation des sols non saturés peuvent se trouver au-dessus de la droite de consolidation vierge en état saturé.

Ce phénomène a été observé par plusieurs auteurs (par exemple (Ho *et al.* 1992, Leclercq et Verbrugge 1985, Alonso *et al.* 1987, Cui et Delage 1996).

2.2.6 EFFONDREMENT

Pour certains sols, une diminution de la succion (humidification) peut provoquer un **effondrement brutal** (collapse) de l'échantillon. Ce phénomène a été observé par de nombreux auteurs (Matyas et Radhakrishna 1968, Leclercq et Verbrugge 1985, Jennings et Burland 1962, ...). Cette déformation volumique plastique de compression est contraire à ce qu'on attendrait. Au niveau microscopique, on peut l'expliquer par la destruction de ponts capillaires matérialisés par les ménisques entraînant une réorganisation de la structure dans le sens d'une densification. Il ne s'agit donc pas d'une rupture de cisaillement complète dans le matériau comme pourrait le laisser sous-entendre le terme un peu fort d'effondrement.

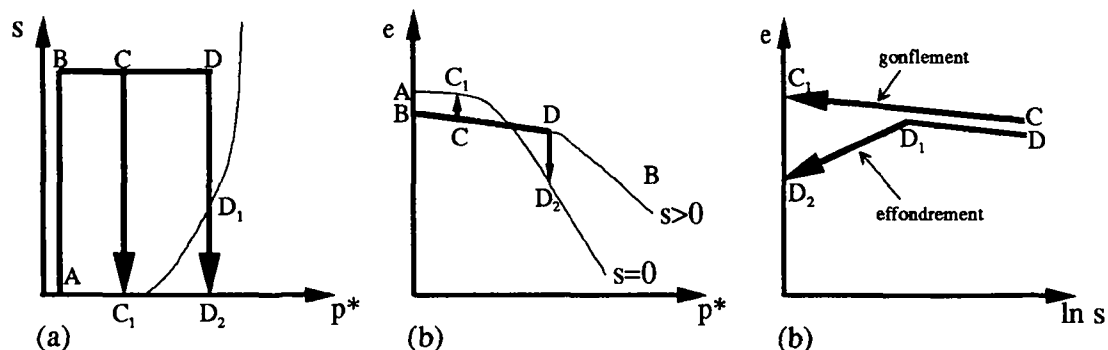


Figure 2-13: Mécanisme de l'effondrement sous humidification d'un sol non saturé: (a) chemin de sollicitation dans le plan p^*-s (b) Réponse dans le plan p^*-e et (c) dans le plan $\ln s - e$

Le sol doit dans tous les cas se retrouver dans un état moins dense qu'à l'état saturé normalement consolidé. Ce phénomène n'existe que dans les sols ayant des structures particulières (cf. Alonso *et al.* 1987). Il semble qu'il soit plus marqué pour des sols compactés sur la branche sèche, mais ils ont également été observés dans des sols naturels à structure "ouverte" (espaces intergranulaires importants)- notamment dans des loess. On observe une forte dépendance du phénomène avec la microstructure, la composition minéralogique et physico-chimique du sol (cf. Araki et Camapum de Carvalho et De Britto Galvao *et al.*, cités par Delage et Graham 1995).

Ce phénomène est également dépendant de la contrainte appliquée au sol. Ainsi, si un léger gonflement est observé pour de faibles contraintes dans un sol, pour de plus fortes contraintes des effondrements apparaissent (cf. Figure 2-13). Les résultats expérimentaux montrent également qu'à la suite d'un effondrement le sol se retrouve toujours dans un état saturé ce qui confirme l'hypothèse d'une destruction de ponts capillaires lors de l'humidification (Jennings et Burland 1962).

Josa *et al.* (1992) ont montré en analysant les résultats de la littérature que l'amplitude de l'effondrement augmente avec l'intensité de la contrainte de confinement, atteint un maximum puis diminue au-delà d'un seuil de contrainte (cf. Figure 2-12).

2.2.7 COMPORTEMENT ELASTIQUE : EVOLUTION DE LA RIGIDITE

La plupart des auteurs s'accordent pour considérer que le **module de décharge** mécanique κ (module pseudo-élastique) n'est pas significativement dépendant de la succion et l'admettent **constant** dans le plan $\log(p^*)-e$ pour la modélisation.

En réalité, il y a une **augmentation de la rigidité avec la succion**. Vicol (1990) et Al-Mukhtar *et al.* (1993) suggèrent ainsi de prendre un κ qui diminue avec la succion. De même dans le plan déviatoire, Fleureau (1992) montre que le module de Young E augmente quand la teneur en eau décroît. Cui (1993) et Lagny (1996) observent également une augmentation de E avec la succion.

2.2.8 COMPORTEMENT DEVIATOIRE : RESISTANCE A L'ETAT DE PIC

On observe dans les sols non saturés une **augmentation de la résistance de pic au cisaillement** avec la succion. Si tous les auteurs s'accordent pour observer une augmentation globale de la résistance au cisaillement, les avis divergent quant à l'évolution de l'angle de frottement ϕ et de la cohésion c du sol (définitions à l'annexe A).

Delage et Graham (1995) proposent de résumer les résultats de plusieurs auteurs (Escario et Saez 1986, Delage *et al.* 1992, Maâtouk *et al.* 1995) pour différents sols (limons et argiles). On a complété (Figure 2-14) ce résumé en rajoutant les résultats de Sivakumar (1993) et de Mashhour *et al.* (1995). Tous ces résultats (sauf ceux de Sivakumar) donnent l'évolution des valeurs de pic (qui sont confondues avec les valeurs ultimes pour certains) déterminées **dans les plans p^*-q** . Il faut quand même préciser que cette comparaison est indicative. Les sols ont été préparés et cisailés dans des conditions différentes (boîte de cisaillement pour le sable de Madrid, l'argile de Guadalix et appareil triaxial pour les autres).

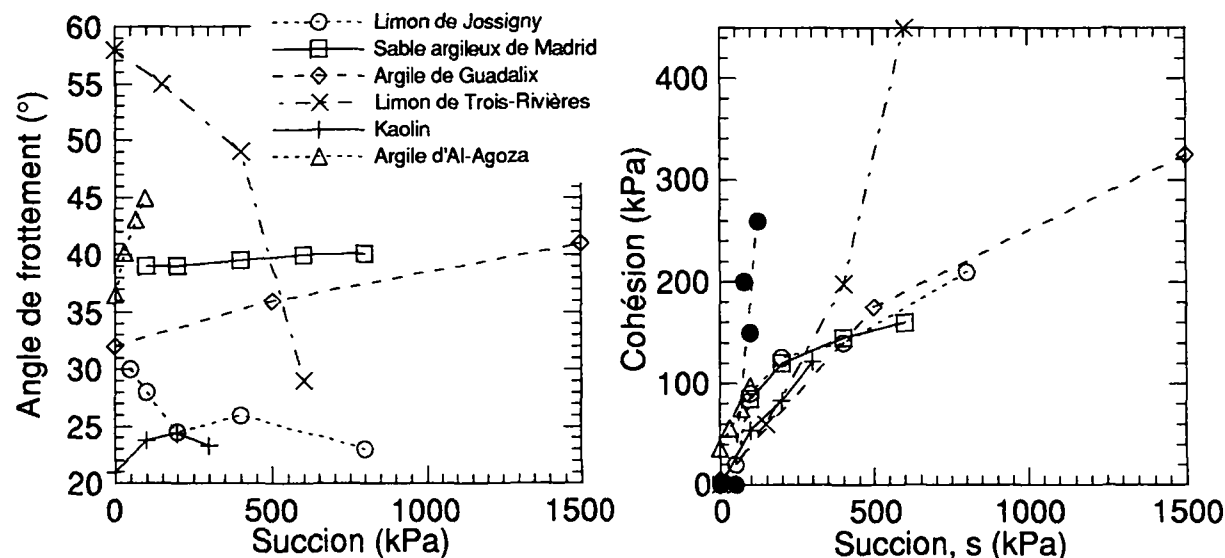


Figure 2-14 Evolution de l'angle de frottement de pic (a) et de la cohésion (b) pour différents sols (Delage et Graham 1995- citant Escario et al. 1986 et Maâtouk et al. 1995-; Sivakumar, 1993; Mashhour et al. 1995)

Tous observent une augmentation de la cohésion avec la succion. Par contre les tendances d'évolution de l'angle de frottement avec la succion sont variables:

- pour le limon de Jossigny, ϕ diminue (pour ce même sol dans différentes conditions de compactage, Cui (1993) observe une augmentation puis une diminution de ϕ);
- pour le sable argileux de Madrid, ϕ augmente légèrement;
- pour l'argile de Guadalix et celle d'Al-Agoza, ϕ augmente;
- pour le kaolin; ϕ augmente puis diminue (Sivakumar et Wheeler observent que s'ils avaient regardé l'évolution des valeurs de pic et non pas les valeurs résiduelles, ϕ aurait été quasi-constant avec la succion);
- pour le limon de Trois-Rivières, ϕ diminue fortement en partant à une valeur très haute (58°). Ce sol doit néanmoins être considéré comme un cas extrême.

Au vu de tous ces résultats, on peut conclure que la cohésion augmente avec la succion et que l'évolution de l'angle de frottement de pic est variable. Par contre il est clair que ni ϕ , ni c ne peuvent augmenter indéfiniment. La Figure 2-15 montre schématiquement les différentes évolutions de paramètres envisageables au vu de la littérature.

Il faut noter que le choix d'expliquer l'augmentation de la résistance de pic par une augmentation de cohésion et une variation de ϕ plus ou moins importante est fortement dépendante de l'interprétation des essais faites par les différents auteurs, d'autant plus que le nombre d'essais est souvent restreint. Ceci peut expliquer la dispersion des résultats.

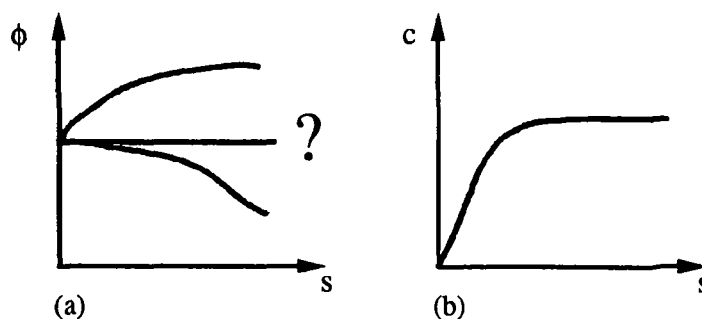


Figure 2-15: Evolutions envisageables de l'angle de frottement de pic ϕ (a) et de la cohésion c (b) avec la succion (interprétation en contraintes nettes)

Choix des plans de représentation des essais

Certains auteurs (par ex. Lagny 1996) ont interprété leurs résultats dans les plans p' - q ou p'_{eff} - q (où p'_{eff} est une contrainte effective exprimée comme fonction de la succion). Il est clair que dans ces cas, l'évolution de ϕ et c est encore différente. Seule la représentation la plus courante en contraintes nettes a été représentée ici.

Cohésion des sols non saturés

Un sol non saturé à contrainte nulle possède une cohésion intrinsèque. Plusieurs auteurs ont représenté cet état en introduisant une résistance à l'extension pour les sols non saturés. Les résultats expérimentaux sur cette résistance sont très limités. La résistance réelle des sols non saturés à l'extension semble en réalité être plus faible que celle calculée par le simple rapport cohésion/succion (Morris *et al.* 1992, Mashhour *et al.* 1995).

2.2.9 FRAGILISATION

On observe parfois une **fragilisation** du sol avec l'augmentation de la succion, comme le montrent par exemples les essais de Cui (1993) et de Lagny (1996).

Selon Zerhouni (1991), ce phénomène apparaît de façon aléatoire et s'apparente à une localisation. En effet des microfissures se forment à l'intérieur du matériau pendant le drainage aléatoirement en fonction de la vitesse de l'essai, des conditions de température et des conditions de séchage.

2.2.10 COMPORTEMENT DEVIATOIRE: EVOLUTION DE LA VARIATION DE VOLUME

Cette section traite du comportement des sols soumis à des sollicitations déviatoires en conditions drainées. Il est relativement difficile de trouver des données complètes dans le plan des déformations volumiques. Ceci est certainement dû à la difficulté expérimentale de mesurer l'évolution des volumes totaux des échantillons au cours des essais (cf. ch. 3.1.2), ainsi qu'à la durée importante des essais drainés. Nous avons néanmoins essayé de résumer les principaux résultats.

Evolution des déformations volumiques en cours d'essai triaxial déviatoire drainé

Globalement les auteurs s'accordent pour dire qu'à une pression moyenne donnée (en conditions normalement consolidées) les **changements de volume** varient très peu d'un niveau de succion à l'autre.

Par contre, la tendance observée de l'évolution des déformations volumiques avec la succion n'est pas toujours la même:

- Sivakumar (1993) et Maâtouk (1993) observent globalement (en conditions triaxiales) à contrainte radiale nette σ_3^* constante et à différents niveaux de succion imposée par imposition d'air ($u_a = \text{constante}$), une augmentation légère des déformations volumiques;
- Cui (1993) observe pour sa part pour une même contrainte radiale nette σ_3^* , le phénomène inverse pour des succions imposées par osmose ($u_a=0$).

2.2.11 ETAT CRITIQUE

Quelques auteurs se sont particulièrement intéressés à l'évolution de l'état critique des sols sous l'effet de la succion (Wheeler et Sivakumar 1995 et Maâtouk *et al.* 1995). Là encore la plupart des interprétations sont faites dans le plan des pressions nettes p^* .

Evolution de l'état critique dans le plan déviatoire

Wheeler et Sivakumar (1995) montrent qu'il existe un état critique dans le plan $p^* - q$ qui évolue avec la succion.

$$q = M(s)p^* + c(s)$$

Ils notent néanmoins la difficulté dans le cas des sols non saturés de savoir si l'état ultime est bel et bien un état critique ou seulement un déviateur plus faible suite à une fragilisation prématurée du sol (cf. ch. 2.2.9). Pour leur part, ils observent pour un kaolin que la pente d'état critique M augmente puis diminue avec la succion, tandis que la cohésion augmente. Maâtouk *et al.* (1995) observent pour un limon une diminution de M et un accroissement de c avec la succion.

Evolution de l'état critique dans le plan p^-e ou $p'-e$*

Sivakumar (1993) et Maâtouk (1993) observent un **état critique unique dans le plan p^*-e** pour chaque niveau de succions indépendamment du type de chemin suivi durant l'essai (cf. Figure 2-16). Cette droite d'état critique n'a pas forcément la même pente que la droite de consolidation vierge à la même succion.

$$e = N(s) - \psi(s) \ln\left(\frac{p^*}{p_a}\right)$$

où N est l'intersection avec l'ordonnée, ψ la pente de la droite d'état critique et p_a la pression atmosphérique

Ils montrent également que ces droites convergent vers un "point de rotation", au-delà duquel les courbes semblent tendre vers l'état critique saturé.

Pour le cas particulier des sols partiellement saturés, Fleureau (Fleureau 1992 à propos des essais d'Indarto 1991) observe aussi l'existence d'un état critique pour les sols non saturés. Il

montre qu'en interprétant ces essais dans le plan p^*-e les essais de cisaillement partent de la courbe de drainage pour rejoindre une droite unique : la droite d'état critique saturée.

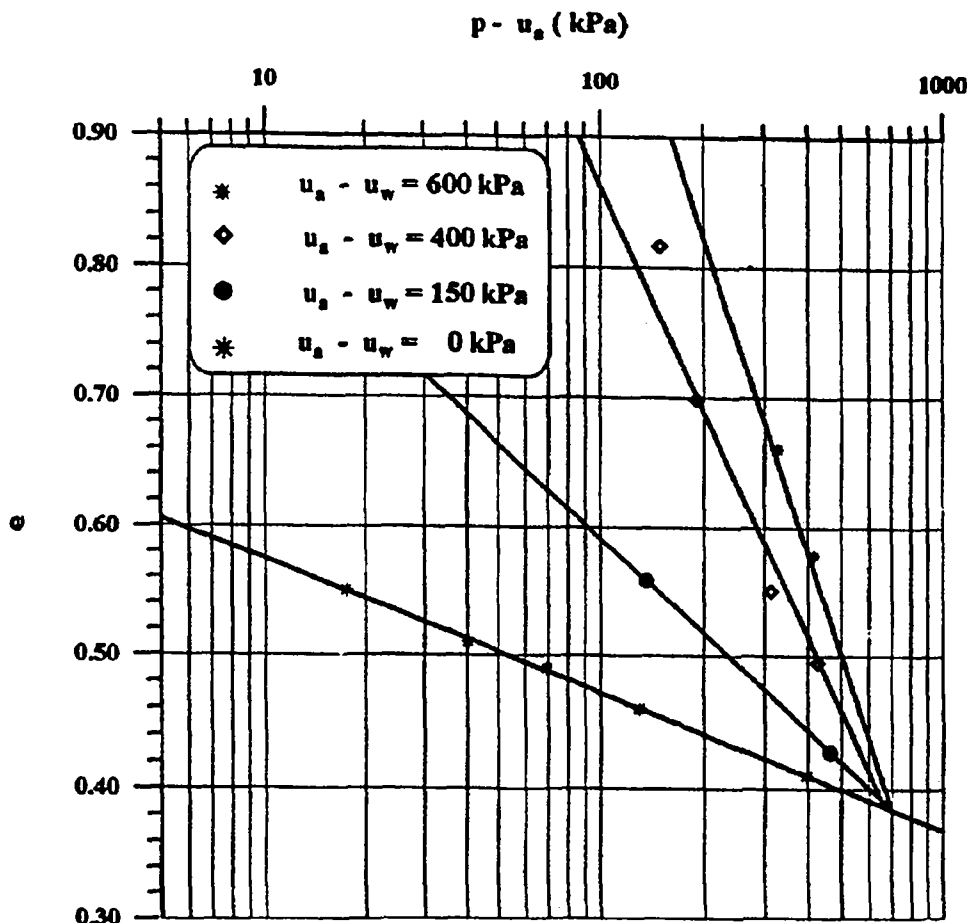


Figure 2-16: Droites d'état critique à différents niveaux de succion dans la plan p^*-u_a (Maâtouk 1993)

Evolution de l'état critique dans le plan p^-v_w*

Parallèlement Wheeler et Sivakumar (1995) observent l'évolution des volumes d'eau des échantillons en cours d'essais. Le volume spécifique d'eau (volume d'eau et de solide dans un volume de sol contenant un volume unitaire de solide) est défini par Wheeler (1991):

$$v_w = 1 + S_r e = 1 + w \gamma_s$$

Ils montrent avec leurs essais que tandis que les échantillons ont atteint l'état critique dans les deux plans décrits précédemment (p^*-q et $\ln p^*-e$), ils continuent à perdre de l'eau sans signe de stabilisation. Ils en concluent que v_w doit être un paramètre supplémentaire nécessaire pour décrire l'évolution des sols non saturés. Ils montrent également qu'en représentant v_w à l'état ultime (Figure 2-17), les échantillons atteignent une sorte d'état critique.

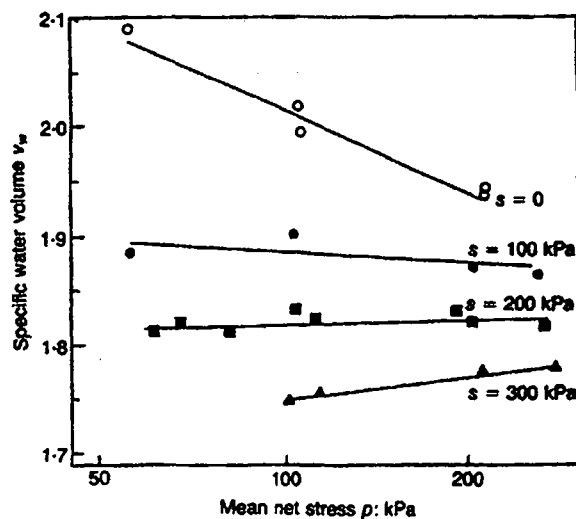


Figure 2-17: Evolution du volume spécifique d'eau à l'état critique pour un kaolin compacté (Sivakumar 1993)

Conclusion sur l'état critique

Lors d'essais en conditions non saturées, le sol tend vers un état critique. On peut observer une évolution des droites d'état critique avec la succion dans les plans p^* - q , $\ln(p^*)$ - e et $\ln(p^*)$ - v_w .

2.2.12 CONCLUSION

En conclusion, les principales caractéristiques sont résumées dans deux tableaux, l'un montrant les points sur lesquels les auteurs s'accordent (Tableau 2-2) et l'autre récapitulant les points moins clairs (Tableau 2-3).

Tableau 2-2: Synthèse des caractéristiques des sols non saturés reconnues par la majorité des auteurs

Comportement désigné	Comportement rhéologique	Auteurs
Existence d'un domaine saturé à succion non nulle	<ul style="list-style-type: none"> existence d'une succion d'entrée d'air propre à chaque sol 	Blight (1966), Zerhouni (1991), Fleureau (1992), etc.
Hystérèse hydrique	<ul style="list-style-type: none"> en cycle dessaturation-humidification hystérèse dans les plans (s-S_r, s-w et s-e) 	Blight (1966), Biarez <i>et al.</i> (1988), Zerhouni (1991), etc.
Evolution de la pression de préconsolidation	<ul style="list-style-type: none"> p_c^{ns} augmente avec la succion 	Leclercq et Verbrugge (1985), Ho <i>et al.</i> (1992), Alonso <i>et al.</i> (1987), Cui (1993), Wheeler et Sivakumar (1995), etc.
Effondrement	<ul style="list-style-type: none"> lors d'une humidification, certains sols non saturés ont tendance à s'effondrer 	Jennings et Burland (1962), Matyas et Rhadakrishna (1968), Leclercq et Verbrugge (1985), Alonso <i>et al.</i> (1987), etc.
Rigidité	<ul style="list-style-type: none"> la rigidité élastique augmente avec la succion 	Vicol (1990), Al-Mukhtar <i>et al.</i> (1993), Fleureau (1992), Cui (1993),
Résistance de pic	<ul style="list-style-type: none"> le déviateur de pic augmente avec la succion (dans les plans p*-q et p'-q) la cohésion à l'état de pic augmente avec la succion (dans les plans p*-q et p'-q) 	Delage et Graham (1995), Sivakumar (1993), Mashhour <i>et al.</i> (1995), Maâtouk (1993), etc.
Comportement volumique	<ul style="list-style-type: none"> à p* constante, les changements de volume varient très peu sous l'effet de la succion au cours d'un cisaillement triaxial 	Sivakumar (1993), Maâtouk (1993)
Etat critique	<ul style="list-style-type: none"> il existe un état critique pour les sols non saturés (dans le plan p*-q, ln p*-e) 	Wheeler et Sivakumar (1995), Maâtouk (1993)

Tableau 2-3: Synthèse des caractéristiques des sols non saturés qui restent à clarifier

Comportement désigné	Comportement rhéologique	Auteurs
Compressibilité hydrique: pente réversible κ_s	<ul style="list-style-type: none"> existence d'un comportement plastique suivi d'un comportement élastique 	<ul style="list-style-type: none"> Blight (1967), Jennings et Burland (1962), Taibi (1992), Fleureau (1992), etc.
pente irréversible λ_s	<ul style="list-style-type: none"> $\kappa_s = \text{fct}(\text{pression moyenne})$ $\lambda_s = \lambda_0$ mécanique (état normalement consolidé) λ_s rejoint la NC si préconsolidé $\lambda_s = \text{fct}(\text{préconsolidation mécanique})$ existence d'un comportement élastique suivi d'un comportement plastique 	<ul style="list-style-type: none"> Taibi (1992), Vicol (1990), Blight (1967), Jennings et Burland (1962), Taibi (1992), Fleureau (1992) Zerhouni (1991) Vicol (1990) Alonso <i>et al.</i> (1990)
Compressibilité mécanique	<ul style="list-style-type: none"> λ diminue avec la succion (interprétation dans le plan $\ln(p^*)-e$) λ diminue puis augmente avec la succion (interprétation dans le plan $\ln(p^*)-e$) 	<ul style="list-style-type: none"> Alonso <i>et al.</i> (1990), Matyas et Rhadakrishna (1968), Leclerq et Verbrugge (1985), Sivakumar (1993), etc. Wheeler et Sivakumar (1995), Yudbir, Taibi (1992)
Résistance de pic	<ul style="list-style-type: none"> l'angle de frottement ϕ augmente, diminue ou reste constant avec la succion 	<ul style="list-style-type: none"> Delage et Graham (1995), Sivakumar (1993), Mashhour <i>et al.</i> (1995), Maâtouk (1993), etc.
Comportement volumique à σ_3^* constante	<ul style="list-style-type: none"> augmentation légère des déformations volumique avec s diminution légère des déformations volumique avec s 	<ul style="list-style-type: none"> Sivakumar (1993), Maâtouk (1993) Cui (1993)
Etat critique	<ul style="list-style-type: none"> dans le plan p^*-q, M peut diminuer ou augmenter puis diminuer avec la succion (interprétation dans le plan p^*) existence d'un état critique dans le plan $\ln p^*-v_w$ 	<ul style="list-style-type: none"> Wheeler et Sivakumar (1995), Maâtouk (1993) Wheeler et Sivakumar (1995)

2.3 MODELISATION CONSTITUTIVE DES SOLS NON SATURÉS

Historiquement on peut distinguer trois étapes dans le développement des modèles constitutifs en sols non saturés.

Avant 1962, la recherche est axée sur la validation de la notion de contrainte effective pour les sols non saturés (Bishop 1959, Aitchison 1961).

Dans une deuxième période entre 1962 et la fin des années 80, les auteurs envisagent d'utiliser deux variables de contraintes indépendantes pour décrire le comportement des sols non saturés. Dans ces années les auteurs traitent séparément le comportement volumique (p. ex. Matyas et Rhadakrishna 1968) et le comportement au cisaillement des sols (par ex. Fredlund).

Finalement depuis 1990 environ sont proposés des modèles élasto-plastiques basés sur le concept d'état critique et qui permettent de reproduire simultanément le comportement au cisaillement et le comportement volumique des sols. Ces modèles sont développés soit avec une contrainte effective unique (p.ex. Kogho *et al.* 1993, Modaressi et Abou-Bekr 1994, Biarez *et al.* 1993, Bolzon *et al.* 1996), soit en utilisant deux jeux de variables indépendantes (p.ex. Alonso *et al.* 1990; Wheeler et Sivakumar 1992).

Il existe également à notre connaissance une proposition d'approche en hypoplasticité (Gudehus 1995) qui n'est pas très concluante.

Les deux approches en termes de contrainte pour la modélisation du comportement des sols non saturés sont décrites dans les paragraphes suivants.

Ensuite, des approches thermodynamique, d'homogénéisation et énergétique permettent de justifier les expressions précédentes, qui découlent essentiellement d'observations phénoménologique et expérimentales.

2.3.1 MODELISATION EN CONTRAINTE EFFECTIVE

Dans cette approche, on considère comme pour les sols saturés une contrainte effective unique, combinant les contraintes totales et la succion. Le but poursuivi est d'exprimer les déformations ϵ_{ij} en fonction d'une contrainte unique, σ'_{ij} et de variables internes α_{ij} :

$$\epsilon_{ij} = \hat{\epsilon}(\sigma'_{ij}, \alpha_{ij}),$$

avec le mérite de simplifier la formulation

En 1955, Bishop (Bishop 1959) propose une forme généralisée de contrainte effective applicable aux sols non saturés:

$$\sigma'_{ij \text{ eff.}} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad \text{Eq. 2-8}$$

où χ est un paramètre scalaire lié au degré de saturation. Il varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé. Il est très difficile de montrer que la définition proposée par Bishop pour la contrainte effective est correcte. En effet durant les essais, il faudrait connaître χ à tout instant et que χ est calculé durant l'essai en assumant tacitement que la définition proposée de la contrainte effective est correcte.

La relation entre χ et S_r est obtenue expérimentalement. La détermination en laboratoire de χ a été faite par Bishop et Blight (1963) et Jennings et Burland (1962) au moyen d'essais triaxiaux

de cisaillement. Le principe consiste à rapporter la divergence des résultats saturés et non saturés par rapport à la ligne de rupture saturée. Une détermination simplifiée a été proposée par Verbrugge (1978), χ est déterminé par la relation

$$\chi = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{sat} - (\sigma_1 \sigma_3)}{2(u_a - u_w)} \quad \text{Eq. 2-9}$$

où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes effectives à la rupture en conditions saturées et σ_1 et σ_3 les contraintes totale en conditions non saturées.

Il a été montré que la relation entre χ et S_r variait de façon significative d'un sol à l'autre (cf. Figure 2-18).

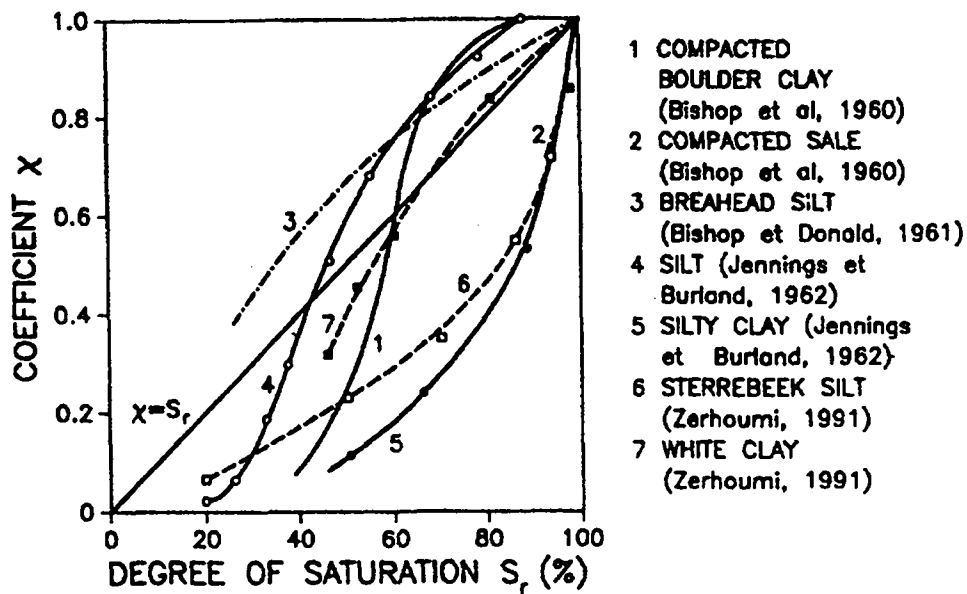


Figure 2-18: Evolution du paramètre χ avec le degré de saturation (Jennings et Burland 1962)

En 1960, Skempton considère qu'il n'y a pas de raison que le paramètre χ de la relation de Bishop soit identique pour les problèmes de résistance au cisaillement et pour les problèmes de consolidation.

En 1961, Bishop et Donald publient les résultats d'essais triaxiaux où σ_3 , u_a et u_w varient mais $\sigma_3 - u_a$ et $u_a - u_w$ restent constants. Les résultats (appelés "null tests") montrent une contrainte de cisaillement et un comportement volumique non affectés par ces changements.

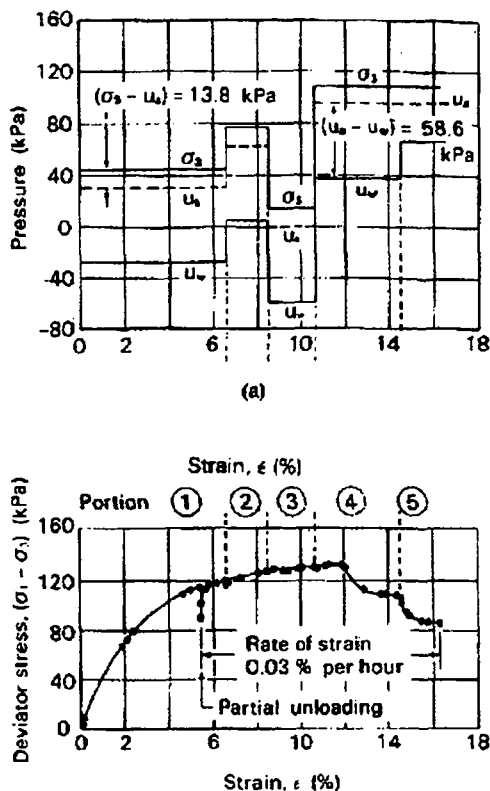


Figure 2-19: Null-tests de Bishop et Donald (1961)

Selon les auteurs, ces résultats prouvent que la mesure de cette contrainte σ'_{eff} . (Eq. 2-8) suffit pour calculer des déformations.

En réalité, ces essais montrent que la combinaison de $\sigma_3 - u_a$ et $u_a - u_w$ peut être utilisée comme combinaison de variables d'état correcte. Par contre ils ne prouvent pas clairement que la définition proposée à l'Eq. 2-8 permet de relier directement cette contrainte à la déformation, puisque χ n'est pas connu durant l'essai et que σ'_{eff} n'est donc pas constant.

En 1962 Jennings et Burland ont publié un article intitulé « Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils ». Ils estiment que si l'équation de Bishop décrit correctement les forces intergranulaires, par contre elle ne peut être utilisée pour décrire le comportement macroscopique du sol non saturé. Ils sont aussi les premiers à suggérer que l'équation de Bishop est valable pour des sols relativement saturés, c'est-à-dire environ $S_r > 0.5$ pour des sables et limons et $S_r > 0.85$ pour des argiles. L'argument principal pour abandonner l'expression de Bishop selon eux est l'impossibilité de décrire le phénomène d'effondrement observé dans les sols non saturés (cf. 2.2.6).

En effet, si on admet le principe de contrainte effective pour les sols non saturés, lors de l'humidification d'un sol, u_w ($u_a=0$ dans ces essais) augmente et σ' diminue. Le volume du sol devrait en conséquence augmenter. Or les essais de Jennings et Burland montrent l'apparition d'effondrement du sol, ce qui est contraire au comportement prédit.

On peut interpréter différemment cette observation : le principe de contrainte effective n'est pas capable à lui seul de décrire tous les phénomènes ; mais utilisé dans un modèle élasto-plastique complet il peut reproduire les principales caractéristiques des sols non saturés - y compris l'effondrement (cf. Abou-Bekr 1995, Kogho 1993...).

2.3.2 MODELISATION A L'AIDE DE DEUX CONTRAINTES INDEPENDANTES

Pendant les années suivantes, la discussion s'est poursuivie. Les essais montrent qu'il est particulièrement difficile de trouver χ pour décrire les changements de volume. Coleman (1962) suggère d'utiliser deux jeux de variables indépendantes pour représenter les contraintes dans les essais triaxiaux. Selon lui χ dépend non seulement de S_r mais encore de l'état de contrainte et de l'histoire du sol. L'utilisation de l'expression Eq. 2-8 est donc difficile. Aitchison (1961) prétend qu'une valeur de χ correspond à une combinaison de σ^* et $u_a - u_w$ pour un chemin donné et suggère alors de séparer σ^* et $u_a - u_w$, soit par exemple:

$$\varepsilon_{ij} = \hat{E}(\sigma_{ij}^*, (u_a - u_w) \delta_{ij}, \alpha_{ij})$$

Matyas et Radhakrishna (1968) adoptent ensuite les premiers le principe de deux contraintes indépendantes pour décrire les changements de volume dans les sols non saturés.

En 1977, Fredlund et Morgenstern présentent une analyse basée sur la mécanique d'un milieu multiphasique et proposent de considérer deux tenseurs de contrainte indépendants: chaque couple de deux variables comme par exemple $\sigma^* - s$ ou $\sigma' - s$ ou $\sigma^* - \sigma'$ convient. Ils publient ensuite des "null tests" pour prouver la validité de leur choix.

Depuis, la majorité des auteurs utilisent deux variables indépendantes de contraintes.

2.3.3 APPROCHE THERMODYNAMIQUE (HUTTER, LALOU, VULLIET)

Longtemps les différents concepts théoriques utilisés en mécanique des sols ont été basés sur des observations phénoménologiques et expérimentales comme le montrent les chapitres précédents (2.3.1 et 2.3.2). Hutter, Laloui et Vulliet (Hutter *et al.* 1999, Laloui *et al.* 1998) proposent sur une base thermodynamique d'établir les domaines d'applicabilité du concept de contrainte effective de Terzaghi et son extension aux sols non saturés.

Divers degrés de complexité sont considérés. En théorie multiphasique, le sol saturé est défini comme un sol dont l'addition de l'ensemble des fractions de volume est unitaire. Le sol est considéré comme non saturé si et seulement si la phase gazeuse est "vide" (somme des fractions volumiques inférieure à un).

En partant d'une théorie thermodynamique, dans laquelle les fractions volumiques sont considérées comme des variables internes, les auteurs ont développé une formulation thermodynamique pour les couplages dans les milieux poreux triphasique saturés et non saturés. La formulation est obtenue sur la base de l'expression des contraintes thermodynamiques conservatives (découlant de l'expression de l'énergie libre) et des contraintes d'origine dissipatives.

Pour un sol saturé biphasique (eau et solide), les auteurs démontrent la validité de la contrainte effective de Terzaghi, dans le cas où:

- les deux constituants conservent leur densité et sont incompressibles;
- le fluide est parfait;
- la pression d'équilibre est imposée: les pressions isotropes sont identiques dans la phase fluide et solide;
- la part dissipative de la contrainte des grains ne dépend pas du déplacement du fluide.

Dans ce cas les équations sont en accord avec la théorie de Biot.

Pour un sol saturé triphasique (eau, air et solide) correspondant à un état non saturé selon la définition utilisée dans cette thèse, les auteurs démontrent l'applicabilité du concept généralisé de la contrainte effective de Terzaghi, soit l'expression proposée par Bishop, dans le cas où:

- introduction de deux pressions: la pression moyenne nette et la succion;
- le paramètre de pondération χ est égal au degré de saturation.

Néanmoins ce résultat n'est obtenu que si:

- la densité des constituants du mélange est préservée;
- l'eau est un fluide parfait;
- aucune contrainte effective n'est introduite pour le fluide.

Ces conditions restrictives sont celles dans lesquelles est abordée l'analyse du comportement des sols non saturés dans cette thèse. En conséquence ce résultat théorique constitue une des motivations dans les choix qui seront faits pour l'interprétation des résultats expérimentaux (chapitre 5).

2.3.4 APPROCHE ENERGETIQUE (HOULSBY)

Selon Houlsby, l'approche avec deux variables de contraintes indépendantes suppose, mais ne prouve pas, que la contrainte nette est énergétiquement liée aux déformations. En 1997, Houlsby (Houlsby 1997) publie un article sur le travail induit dans les sols non saturés, où il démontre la validité de l'approche en variables indépendantes. Son approche peut ainsi être résumée (cf. aussi approche saturée Houlsby 1979).

Les hypothèses sont les suivantes :

1. les grains et l'eau sont incompressibles;
2. l'eau suit la loi de Darcy;
3. il y a 4 phases dans le sol: l'eau, l'air, le solide et l'interface;
4. la variation spatiale de la porosité et du degré de saturation est insignifiante.

Si la porosité est n , la fraction de volume du solide, de l'eau et de l'air sont $(1-n)$, $S_r n$ et $(1-S_r)n$ respectivement, et la contrainte totale s'exprime comme:

$$\sigma_{ij} = n[S_r u_w + (1 - S_r) u_a] \delta_{ij} + (1 - n) s_{ij} + T_{ij} \quad \text{Eq. 2-10}$$

où s_{ij} est la contrainte moyenne intergranulaire et T_{ij} est la contrainte agissant à l'interface.

La densité moyenne ρ s'exprime comme :

$$\rho = n[S_r \rho^w + (1 - S_r) \rho^a] + (1 - n) \rho^s \quad \text{Eq. 2-11}$$

où ρ^w , ρ^a , et ρ^s sont les densités des phases eau, air et solide.

L'équilibre de la contrainte totale s'écrit en notation indicielle (notation de Einstein) :

$$-\sigma_{ij,j} + \rho g_i = 0 \quad \text{Eq. 2-12}$$

La puissance L entrant dans un volume V fixé dans l'espace, avec une aire A est exprimée comme la somme de la puissance entrant sur les bords et de celle due aux forces gravitationnelles.

$$\int_V L dV = - \int_A \left\{ n[S_r u_w f_i^w + (1 - S_r) u_a f_i^a] \delta_{ij} + (1 - n) s_{ij} v_i + T_{ij} v_i^c \right\} n_j dA \quad \text{Eq. 2-13}$$

$$+ \int_V \left\{ n[S_r \rho_w f_i^w + (1 - S_r) \rho_a f_i^a] + (1 - n) \rho_s v_i \right\} g_i dV$$

où v_i représente le vecteur de vitesse des solides, f_i^w et f_i^a respectivement les vitesses moyenne des phases eau et air, et v_c^i la vitesse de l'interface eau-air.

Après quelques substitutions d'équations et introduction des relations de compatibilité, Houlsby fait l'hypothèse simplificatrice que $v_c^i - v_i = 0$. Cela signifie que l'interface eau-air bougerait avec le sol. Il obtient finalement l'expression suivante de la puissance:

$$L = -(u_{w,j} - \rho^w g_j) w_j^w - u'_{a,j} w_j^a + n(1 - S_r) u_a \dot{v}_a - ns \dot{S}_r \quad \text{Eq. 2-14}$$

$$+ \left\{ \underbrace{\sigma_{ij} - [S_r u_w + (1 - S_r) u_a] \delta_{ij}}_{**} \right\} \dot{\epsilon}_{ij}$$

où w_j représentent les vitesses artificielles d'écoulement des fluides:

$$w_j^w = n S_r (f_j^w - v_j) \quad \text{pour l'eau}$$

$$w_j^a = n(1 - S_r) (f_j^a - v_j) \quad \text{pour l'air}$$

On retrouve dans le dernier terme (***) de cette Eq. 2-14 la relation de contrainte effective proposée par Bishop (Eq. 2-8) avec $\chi = S_r$. Cela n'implique pas que les sols non saturés peuvent être décrits par cette relation. L'interprétation correcte est que le choix le plus simple de contrainte et de déformation est de prendre une contrainte effective de ce type conjuguée à une vitesse de déformation. Le terme de succion quant à lui est conjugué au produit $n \dot{S}_r$.

En réécrivant différemment les termes de l'Eq. 2-14, on obtient:

$$-ns \dot{S}_r + \left\{ \sigma_{ij} - [S_r u_w + (1 - S_r) u_a] \delta_{ij} \right\} \dot{\epsilon}_{ij} = \quad \text{Eq. 2-15}$$

$$s(-n \dot{S}_r + S_r \dot{\epsilon}_{jj}) + (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) \dot{\epsilon}_{ij}$$

Cette expression montre qu'il est aussi acceptable d'utiliser la contrainte nette conjuguée à la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_{ij}$ et une succion conjuguée à la vitesse de déformation $(-n \dot{S}_r + S_r \dot{\epsilon}_{jj})$.

Ainsi Houlsby montre que les deux approches - contrainte effective de Bishop ou contrainte nette- sont possibles à condition de ne pas oublier la partie directement liée à la succion.

2.3.5 CONCLUSIONS

Plusieurs combinaisons de contraintes sont proposées pour décrire les déformations, soit en fonction d'une contrainte unique, soit en fonction d'une combinaison de contrainte.

Aussi bien les explications phénoménologiques, thermodynamiques et énergétiques aboutissent à la validité des deux approches:

- approche en contrainte effective: $\epsilon_{ij} = \hat{\epsilon}(\sigma'_{ij}, \alpha_{ij})$ où la contrainte σ' est elle-même fonction de σ_{ij}^* et de s ;
- approche en contraintes indépendantes: $\epsilon_{ij} = \hat{\epsilon}(\sigma_{ij}^*, (u_a - u_w) \delta_{ij}, \alpha_{ij})$ ou n'importe quelle autre combinaison telle que $\epsilon_{ij} = \hat{\epsilon}(\sigma'_{ij}, (u_a - u_w) \delta_{ij}, \alpha_{ij})$ ou $\epsilon_{ij} = \hat{\epsilon}(\sigma_{ij}^*, \sigma'_{ij}, \alpha_{ij})$

2.4 MODELES ELASTO-PLASTIQUES

Durant les dernières années plusieurs modèles basés sur l'élastoplasticité ont été développés dans le contexte de variables indépendantes (Alonso *et al.* 1990, Wheeler et Sivakumar 1995...).

Certains auteurs ont par contre tenté de garder une contrainte effective unique ce qui rend la transition du domaine saturé au non saturé plus simple. Selon Wheeler et Karube (1995), certains de ces modèles développés en termes de contrainte effective unique sont en réalité aussi des modèles à deux variables de contraintes. En effet des auteurs comme Modaressi et Abou-Bekr (1994), Bolzon *et al.* (1996) et Kogho *et al.* 1993) proposent des contraintes effectives de type :

$$\sigma'_{ij\text{ eff.}} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + f(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad \text{Eq. 2-16}$$

où la pression de l'air u_a est en général nulle et

où $f(u_a - u_w)$ représente l'influence de la succion sur les composantes normales des forces intergranulaires. La fonction f devrait représenter une réalité physique dans le sol et permettre de simplifier le développement du modèle.

Quelques modèles courants et représentatifs développés pour les sols non saturés sont comparés en annexe B:

Toll (1990), Alonso *et al.* (1990), Wheeler et Sivakumar (1992,1994,1995), Modaressi et Abou-Bekr (1994,1995), Kohgo *et al.*(1993), Bolzon *et al.*(1996)

Il s'agissait essentiellement de voir de quelle manière sont prises en compte les caractéristiques principales des sols non saturés décrites dans le chapitre 2.2. Nous ne traiterons pas des sols expansifs, qui ont des comportements particuliers. Nous résumons ici les principales conclusions obtenues en annexe.

Description synthétique de quelques modèles

Les relations de Toll ont le mérite d'avoir été les premières qui décrivaient le comportement à l'état ultime des sols non saturés. Néanmoins toutes les équations dépendent du degré de saturation, qui est difficile à prédire à l'avance pour les essais.

Le modèle d'Alonso *et al.* permet de prédire la plupart des comportements des sols non saturés (augmentation de p_c avec s , diminution de la compressibilité du sol avec s , la résistance au cisaillement augmente avec s , existence de droites d'état critique à succions constantes dans le plan p^*-q , possibilité de prédire des effondrements sous l'effet de l'humidification). Néanmoins le modèle est pensé pour des chemins d'humidification (pour des sols préalablement compactés) et ne permet pas de reproduire les paliers quasiment horizontaux réversibles observés dans les chemins de drainage dans le plan $\ln(s)$ - e . Les résultats des simulations avec ce modèle sont qualitativement bons dans les plans déviatoires et les plans $\ln(p^*)$ - e .

Le modèle de Wheeler et de Sivakumar est proche du précédent. Il permet de prédire le même type de comportements. Sa capacité à prédire les comportements des sols non saturés est difficile à juger, puisque les auteurs ne proposent pas de lois d'évolution des paramètres avec la succion. Comment prédire des comportements pour des succions différents de celles des chemins de calages ? Les auteurs présentent tout de même des chemins de prédictions pour des succions où tous les paramètres ont été déterminés sur d'autres chemins. Ces prédictions sont

bonnes. Sur les chemins hydriques les auteurs font l'hypothèse que le comportement du sol est élastique. Comme leurs essais se font sur des échantillons compactés, le seuil d'élasticité est suffisamment repoussé pour que cette hypothèse soit justifiée.

Le modèle d'Abou-Bekr et Modaressi est très différent. La définition relativement complexe de l'expression d'une contrainte effective modifiée (fonction de la succion et d'un paramètre de matériau) permet de simplifier les autres relations du modèle. En fait les auteurs n'introduisent que deux nouveaux paramètres: la succion d'entrée d'air et une variable R fonction de la succion qui permet l'augmentation de la pression de préconsolidation sous l'effet de la succion. Tous les autres comportements (augmentation de p_c avec s , augmentation de la résistance au cisaillement avec s , possibilité de prédire des effondrements sous l'effet de l'humidification, existence d'un palier réversible dans le plan $\log(s)-e$) découlent de ces deux hypothèses. Ainsi qualitativement les prédictions du modèle sont bonnes. Néanmoins pour avoir de meilleures prédictions quantitatives, il serait sans doute nécessaire d'introduire des fonctions d'évolutions avec la succion pour certains paramètres.

Le modèle de Kogho *et al.* se rapproche du précédent et permet de représenter les mêmes caractéristiques des sols non saturés. Par contre certains paramètres comme la compressibilité évoluent avec la succion. Le nombre de paramètres est également plus important. Les prédictions présentées par les auteurs sont quantitativement et qualitativement bonnes dans les plans déviatoires, isotropes et oedométriques pour le sol considéré.

Le modèle de Bolzon *et al.* est finalement très proche de celui présenté par Alonso *et al.*, sinon qu'il est exprimé en termes de contraintes effectives. Dans l'article qui décrit ce modèle, les auteurs présentent peu de comparaisons entre l'expérimental et le modèle. Ainsi par exemple, aucun résultat n'est donné dans les plans déviatoires. Il n'est donc pas possible de juger de sa capacité réelle à prédire le comportement des sols non saturés.

Prise en compte des principales caractéristiques des sols non saturés par quelques modèles courants

Certaines caractéristiques sont prédites par tous les modèles:

- Augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion et écoulement de la surface de charge sous l'effet de la succion;
- Augmentation du déviateur ultime avec la succion et donc de la cohésion. Globalement les auteurs estiment que la pente d'état critique est constante avec la succion;
- Capacité à prédire l'effondrement.

D'autres caractéristiques sont appréhendées différemment d'un modèle à l'autre:

- Alonso *et al.*, Wheeler et Sivakumar et Bolzon *et al.* ne tiennent pas compte de l'existence d'un domaine saturé à succion non nulle;
- Pour les chemins hydriques, Alonso *et al.*, estiment que sur des chemins hydriques le sol suit d'abord un comportement élastique puis plastique au-delà d'un seuil. Abou-Bekr et Modaressi et Kogho *et al.* prédisent au contraire un comportement plastique suivi d'un palier élastique au-delà d'une succion proche de la succion d'entrée d'air. Quant à Wheeler et Sivakumar et Bolzon *et al.*, ils travaillent avec l'hypothèse que le comportement hydrique est toujours réversible, ce qui est justifié pour des sols compactés.
- L'évolution des compressibilités mécaniques avec la succion est variable d'un modèle à l'autre. La tendance générale est plutôt d'estimer que la compressibilité diminue avec la succion.

- Seuls Abou-Bekr et Modaressi et Kogho *et al.* tiennent compte de l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion.

Aucun de ces modèles ne peut prédire le comportement fragile des sols non saturés. Ils n'intègrent pas non plus l'hystérèse hydrique des sols non saturés, puisque pour la plupart ils ne prédisent pas l'évolution de la teneur en eau ou du degré de saturation en cours d'essai.

2.5 ETAT DE L'ART EXPERIMENTAL

De nombreuses techniques ont été développées dans le cadre de la recherche sur les sols non saturés. Deux problèmes principaux se sont posés:

- comment mesurer ou imposer la succion pour recréer en laboratoire les conditions in situ?
- comment suivre la variation de volume totale des échantillons durant les essais en laboratoire, puisqu'une simple mesure des changements de volume de l'eau du sol ne suffit plus?

Ce deuxième point sera traité dans le chapitre 3.1.2 en présentant les techniques de mesures adoptées dans cette thèse.

Pour les techniques d'imposition ou de mesure de la succion, différentes méthodes ont été développées pour différentes gammes de succion: la technique de la surpression d'air, la méthode osmotique, la méthode des papiers-filtres, la méthode des solutions salines, etc. Ces méthodes sont rapidement présentées dans la suite, en insistant essentiellement sur celles utilisées pour les essais présentés dans ce mémoire: la technique de la surpression d'air et la méthode osmotique.

2.5.1 IMPOSITION DE LA SUCCION PAR SURPRESSION D'AIR

La succion $s = u_a - u_w$ peut être imposée soit en diminuant la pression d'eau, soit en augmentant la pression d'air. Pour diminuer la pression d'eau, il suffit de mettre l'eau de l'échantillon en tension par différence de niveau. Cette méthode est limitée, puisque l'eau entre en cavitation à des pressions de l'ordre de -80 kPa. Par contre augmenter u_a ne pose pas de problèmes.

Est-ce vraiment équivalent d'augmenter la pression d'air ou de diminuer la pression d'eau ?

Selon Hilf (1956) (cité par Fredlund et Rahardjo 1993), si l'on fixe u_a et u_w de sorte que $u_a - u_w$ reste constant, le comportement de l'échantillon ne change pas, puisque la courbure des ménisques reste la même (loi de Laplace). C'est la méthode dite de translation d'axe. Elle a été utilisée avec succès par de nombreux chercheurs pour étudier le comportement au cisaillement ainsi que les changements de volume (par ex. Bishop et Donald 1961, Ho et Fredlund 1982).

Cette méthode a été appliquée dans notre laboratoire, comme expliqué ci-après.

La pression d'air est imposée via un contrôleur à piston (avec un moteur pas à pas permettant d'imposer ou de mesurer la pression et le volume d'air) sur une face de l'échantillon. La pression d'eau est mesurée ou imposée sur l'autre face de l'échantillon par l'intermédiaire d'une séparation perméable à l'eau et imperméable à l'air. Des pierres céramiques à haute pression d'entrée d'air ont été utilisées (cf. Figure 2-20)

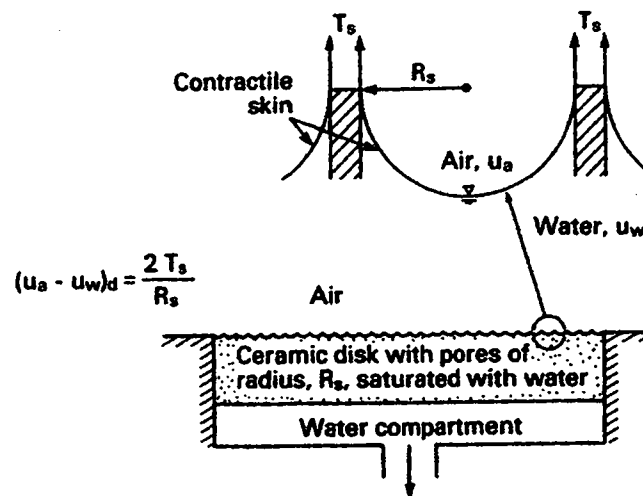


Figure 2-20 : Schéma du fonctionnement des pierres céramiques (Fredlund et Rahardjo 1993)

Ces pierres (Soilmoisture Equipment Corporation 1985) ont de petits pores de dimension uniforme qui jouent le rôle d'une membrane entre l'air et l'eau. À l'interface se forme comme une fine membrane qui joint les pores de rayon R_s à la surface de la pierre. La capacité de la pierre à résister au flux d'air résulte de la surface de tension développée à l'interface air-eau. Ainsi plus les pores sont petits plus la pression d'entrée d'air de la céramique est élevée. Enfin ces pierres doivent être saturées d'eau avant les essais (cf. annexe C) pour fonctionner correctement et éviter de laisser passer l'air.

La Figure 2-21 montre le schéma d'un échantillon dans un appareil triaxial utilisant la méthode de la surpression d'air.

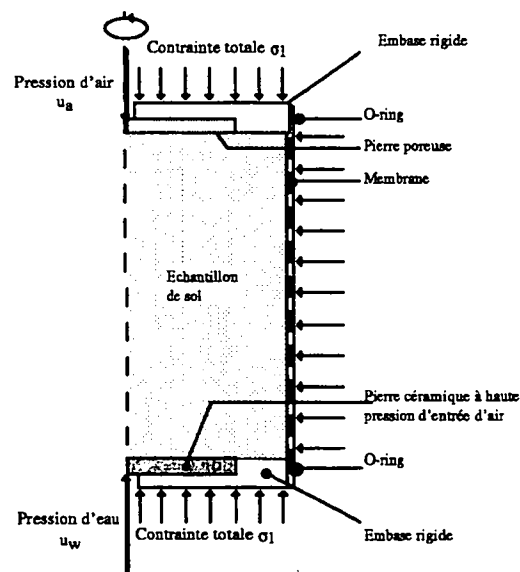


Figure 2-21 : Méthode de la surpression d'air (schéma repris de Laloui et al. 1997)

Cette méthode permet d'imposer et de mesurer des suctions allant de 0 kPa à environ 1500 kPa.

2.5.2 METHODE OSMOTIQUE

Dans cette méthode (Kassif et Ben Shalom 1971), basée sur le principe de l'osmose, le sol est mis en contact avec de l'eau déminéralisée contenant de grosses molécules, par l'intermédiaire d'une membrane. Il y a transfert d'eau à travers la membrane jusqu'à ce que la pression capillaire au sein de l'échantillon soit contrebalancée par la pression osmotique imposée par la concentration de la solution. La solution utilisée est souvent du polyéthylène glycol (PEG), dont le poids moléculaire est de 20000. On fait varier la succion en modifiant la concentration de la solution. La Figure 2-22 montre schématiquement un oedomètre adapté à cette méthode.

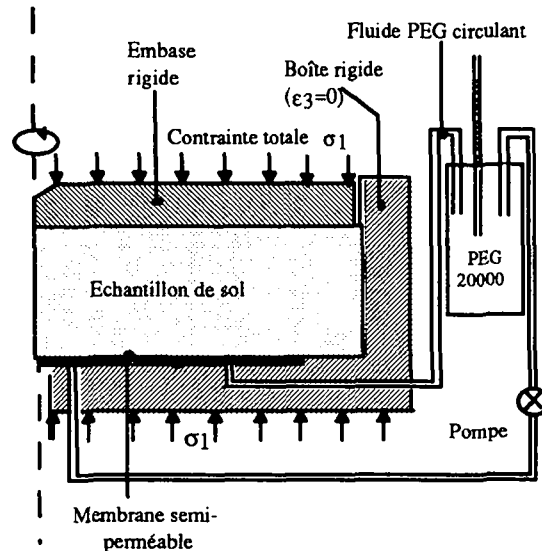


Figure 2-22 : Méthode osmotique (schéma repris de Laloui et al. 1997)

La méthode osmotique a été adaptée aussi bien pour des oedomètres que pour des cellules triaxiales. Pour plus de détails, on se référera à la thèse de Cui (1993). La gamme des succions **imposables** varie entre 50 kPa et 1500 kPa (Indarto 1991).

2.5.3 AUTRES PROCEDES

On peut encore citer quelques autres procédés courants :

Méthode des papiers-filtres

Il s'agit là d'une méthode de **mesure** de la succion. Le principe consiste à poser dans un échantillon coupé en deux, un papier filtre dont la courbe de rétention (relation teneur en eau - succion) a été déterminée au préalable. Il suffit ensuite de mesurer la teneur en eau du papier une fois que l'équilibre hydrique est atteint dans le sol et de déduire la succion grâce à la courbe d'étalonnage du papier-filtre. On se référera aux travaux de Zerhouni (1991) et aux standards américains ASTM D5298 (1994) pour plus de détails. Cette technique est applicable de 0 kPa à 1 MPa.

Méthodes des solutions salines

Cette méthode permet aussi d'imposer des succions entre 3 et 1000 MPa (Lagny 1996). Elle est basée sur l'équilibre dans une enceinte entre la phase vapeur d'une solution saline (plus ou moins concentrée) et la pression capillaire du sol (placé dans l'atmosphère de l'enceinte). Pour plus de détails, on se référera à Fleureau (1992).

Tensiomètres

Les tensiomètres sont des pierre poreuses du même type que celle utilisées dans les techniques d'imposition de la pression d'air. On introduit la pierre qui est reliée à une cellule de mesure de pression par un tube de petit diamètre saturé dans le sol. On peut ensuite lire les valeurs des pressions d'eau négatives.

Cette technique permet de mesurer des succions inférieures à 80 kPa (\approx limite de cavitation de l'eau).

2.6 CONCLUSION ET APPORT DE LA THESE

Physique des sols

La succion peut avoir diverses origines: capillaire, d'adsorption, osmotique. Dans le cadre de ce travail seule la succion capillaire est considérée, elle est définie comme $s = u_a - u_w$

Les sols sont des matériaux multiphasiques complexes. On distingue essentiellement trois catégories de sols : phases solide et eau continues et phase air discontinue, phases solide, eau et air continues, phases air et solide continues et phase eau discontinue. Le comportement de ces trois types de sols sera étudié par la suite.

Comportement mécanique des sols non saturés

Les principales caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés ont été décrites. Certaines caractéristiques sont reconnues par la majorité des auteurs: existence d'un domaine saturé à succion non nulle où les déformations hydriques sont irréversibles, hystérèse hydrique lors de cycles de séchage et d'humidification, augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, effondrement lors d'une humidification, augmentation de la rigidité des sols avec la succion, augmentation de la résistance de pic et de la cohésion avec la succion, changements de volumes proches à différents niveaux de succion et contrainte mécanique constante, existence d'un état critique.

L'un des intérêts de la thèse sera de montrer si ces caractéristiques sont les mêmes pour un sol remanié. En effet la plupart des résultats de la littérature proviennent de sols dessaturés par compaction ce qui implique de possibles changements structuraux des sols.

Pour d'autres caractéristiques, il apparaît tout au long de cette bibliographie que le nombre restreint d'essais complets sur différents sols non saturés rend l'explication de certains comportements délicate et parfois contradictoire. Il s'agira dans cette thèse de contribuer par une suite d'essais en laboratoire à une meilleure connaissance de ces caractéristiques. Seront étudiées en particulier, le comportement hydrique d'un sol non saturé, l'évolution de sa compressibilité mécanique, l'évolution de l'angle de frottement avec la succion, le comportement volumique et l'état critique dans différents plans.

Le but sera d'établir une banque de donnée la plus complète possible sur un sol, puis de situer les conclusions par rapport aux autres résultats de la littérature.

De plus comme le montre cette bibliographie, la plupart des essais sont interprétés dans le plan des contraintes nettes $p^*(p-u_a)$. Nous nous efforcerons également de représenter les résultats en fonction de la contrainte effective $p' (p-u_w)$ pour mieux cerner l'importance du choix du plan de représentation.

Modélisation

Les deux combinaisons de contrainte de la mécanique des sols non saturés ont été présentées et validées: contrainte effective unique ou jeu de deux contraintes indépendantes.

Plusieurs modèles courants existants ont été ensuite décrits et leur capacité de prédiction des comportements typiques des sols non saturés a été discutée. Après avoir testé un modèle de référence, un nouveau modèle sera proposé dans le cadre de cette thèse pour prédire le comportement d'un sol non saturé remanié. Basé sur une approche en variables indépendantes, il intégrera la majorité des caractéristiques observées. Ce modèle permet de bien prédire la limite pseudo-élastique lors d'un chargement. Un des apports originaux par rapport aux modèles existants sera également d'intégrer le comportement fragile des sols non saturés par l'introduction d'un concept d'endommagement.

Techniques expérimentales

Plusieurs techniques de mesure ou d'imposition de la succion ont été évoquées dans la dernière partie. Par la suite l'accent sera mis sur la méthode de la surpression d'air utilisée pour ce mémoire (chapitre 3).

3. APPROCHE EXPERIMENTALE

Ce chapitre présente les différentes techniques et appareillages expérimentaux utilisés: marmite, oedomètre et triaxial adapté à la méthode de surpression d'air. La mesure des variations de volume dans les appareils triaxiaux est plus particulièrement traitée dans ce chapitre. Finalement le sol utilisé par la suite est décrit ainsi que le programme d'essais effectué.

3.1 TECHNIQUES EXPERIMENTALES

Cette section présente les différentes procédures expérimentales et adaptations faites pour pouvoir effectuer des essais sur des sols non saturés. La deuxième partie de la section est consacrée à l'analyse de différentes techniques de mesure des changements de volume totaux dans les cellules triaxiales et à la comparaison de leurs marges d'erreurs respectives.

3.1.1 PROCEDURES EXPERIMENTALES

Dans notre laboratoire, la méthode de la surpression d'air a été utilisée exclusivement et adaptée pour trois types d'appareils : la marmite, l'essai triaxial conventionnel et l'oedomètre. Quelques essais complémentaires et comparatifs ont été faits par le laboratoire de Mécanique des Sols de l'Université de Liège en utilisant la méthode osmotique pour un oedomètre (Laloui *et al.* 1997).

3.1.1.1 Marmite

La marmite de Richards (cf. schéma Figure 3-1 et la photo Figure 3-2) aussi appelée plaque tensiométrique permet de déterminer le comportement hydrique d'un sol sans aucune charge mécanique (le poids propre des échantillons est considéré comme négligeable). Cet appareil est basé sur la méthode de surpression d'air (cf. 2.5.1).

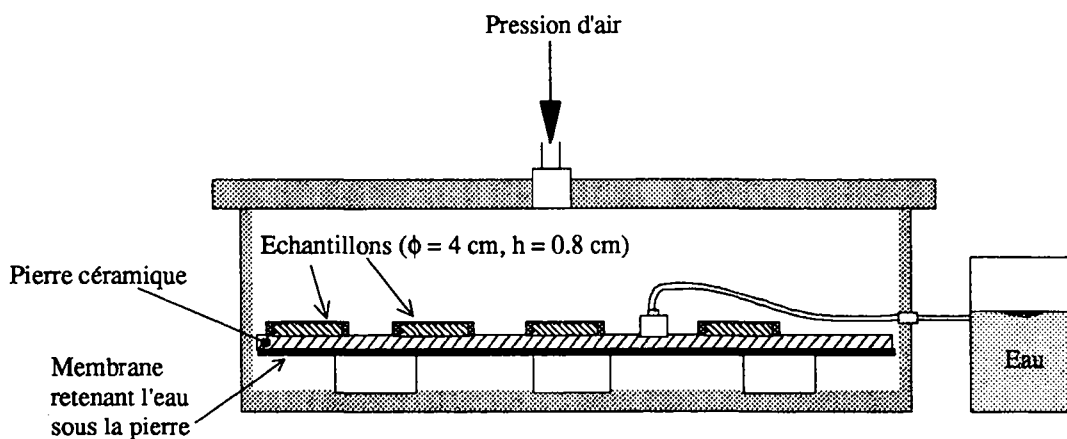


Figure 3-1: Schéma de la marmite

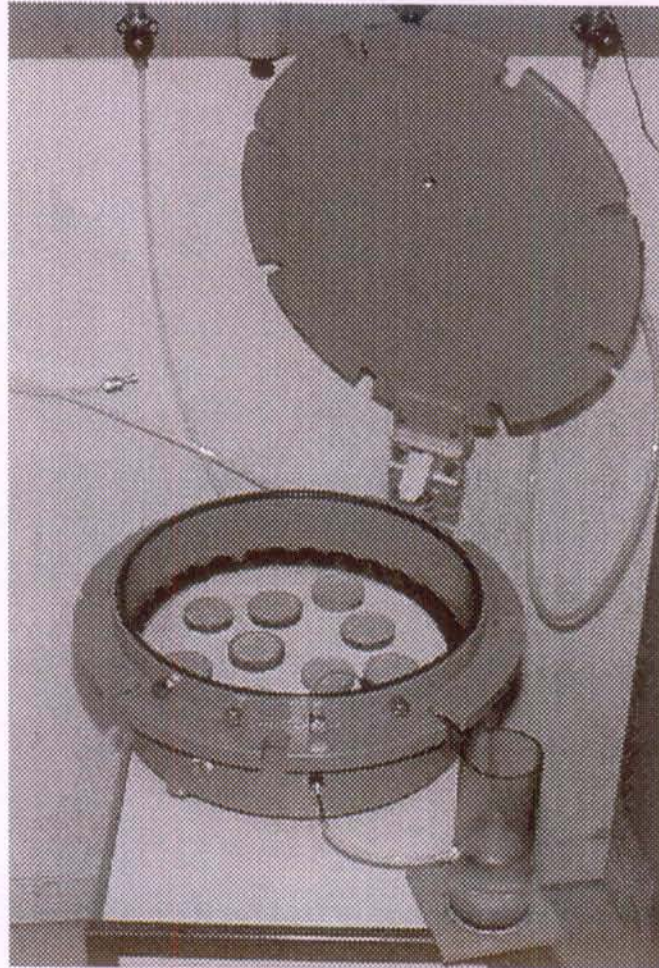


Figure 3-2 : Photo de la marmite ouverte et des échantillons de sol posés sur la pierre céramique

Procédure d'essai (détails annexe C)

1. Préparation des échantillons :
Le sol sous forme de boue est posé dans un anneau en *plastique* collé sur un papier filtre. Les échantillons mesurent de 3.9 à 4 cm de diamètre (volumes d'environ 10-11 cm³).
2. Entre 4 à 18 échantillons (suivant la taille de la marmite) sont posés sur la pierre céramique dans la marmite.
3. La pression d'air désirée est imposée une fois la marmite fermée. Un orifice en contact avec l'eau sous la pierre permet aux échantillons de perdre ou de gagner de l'eau
Remarque : La pierre céramique est préalablement saturée et reste toujours en contact avec de l'eau, grâce à une membrane placée dessous.
4. Pour déterminer quand l'équilibre hydrique des échantillons est atteint, des pesées régulières des échantillons sont effectuées. En général cette phase prend entre deux semaines (séchage) et un mois (humidification).
5. Une fois l'équilibre atteint, quatre à six échantillons sont sortis. Deux échantillons sont utilisés pour déterminer la teneur en eau (par séchage au four à 105° pendant 24 heures). Les autres sont prélevés pour déterminer le volume et donc l'indice des vides et le degré de saturation des échantillons. Toutes les données nécessaires à l'établissement des courbes complètes de rétention (courbes reliant l'indice de vides, la succion, la teneur en eau et le degré de saturation; voir comme exemple **Figure 5-5**) sont ainsi réunies. Le désavantage de

cette méthode est qu'elle nécessite entre quatre et six échantillons pour déterminer un seul point de la courbe et que ces échantillons sont ensuite détruits.

Mesure du volume des échantillons

Plusieurs techniques ont été comparées pour la mesure de volume des échantillons en particulier sur des échantillons secs (après passage au four à 105°): pétrole (6 échantillons), paraffine (1), mesure directe au comparateur (2), billes (1). Le Tableau 3-1 résume les résultats obtenus avec les différentes méthodes.

Tableau 3-1: Comparaison des différentes méthodes de mesure de volume des échantillons (essais à la marmite)

Méthode	Indice des vides moyen	Indice des vides moyen par méthode	Ecart-type par méthode	Coefficient de variation	Remarques
Pétrole	0.67 0.68 0.67 0.69 (0.74) 0.68	0.68	0.007	1 %	non retenu
Paraffine	0.62	0.62			méthode non utilisable
Comparateur	0.72 ± 13% 0.76 ± 5%	0.74	0.08	12 %	
Billes	0.77 ± 4%	0.77	0.03	4%	

La méthode d'immersion dans du **pétrole** est celle qui a été généralement adoptée. Le principe consiste à imbiber l'échantillon qui atteint l'équilibre hydrique dans du pétrole pendant 4 heures. Le pétrole non miscible avec l'eau remplit ainsi les pores d'air. Ensuite le volume des échantillons est déterminé à l'aide d'un pycnomètre rempli de pétrole (détails à l'annexe C). La variabilité des résultats pour différents échantillons ayant suivi le même chemin hydrique est en général faible (moins de 1% du volume), ce qui est raisonnable.

La technique consistant à plonger l'échantillon dans de la **paraffine**, puis à déterminer le volume de l'échantillon par immersion du tout dans de l'eau doit être rejetée. En effet la paraffine pénètre dans l'échantillon et le volume est par conséquent sous-estimé. Pour des échantillons de si faibles volumes, la mesure est incorrecte.

Nous avons également testé la mesure directe de l'échantillon au **comparateur**. Pour déterminer le diamètre moyen, six mesures sont effectuées et la valeur moyenne est retenue. Pour déterminer la hauteur moyenne de l'échantillon, la tâche s'avère plus difficile. En effet l'échantillon a tendance à onduler sur le papier filtre et sa hauteur est inégale. Nous avons procédé à une série d'une vingtaine de mesures sur deux diamètres perpendiculaires de l'échantillon. Ensuite le volume de l'échantillon a été déterminé. Avec cette méthode, la variabilité de l'indice des vides pour un même échantillon (écart entre la valeur moyenne et les valeurs extrêmes) est de plus de 10%, ce qui est trop important. Globalement les valeurs moyennes obtenues avec cette méthode sont supérieures à celle obtenues en immergeant les échantillons dans du pétrole (de l'ordre de 8 %). Cette méthode est difficilement applicable pour les succions faibles, quand les échantillons sont relativement mous.

La méthode des billes consiste à peser l'échantillon dans de **petites billes** (diamètre 2 mm) de verre au lieu du pétrole. La variabilité de résultats pour un même échantillon (écart entre la valeur moyenne et les valeurs extrêmes) est de l'ordre 4 %. Cette méthode donne également des valeurs de l'ordre de 11 % supérieures pour le volume des échantillons. Ceci peut s'expliquer par les petits vides restants entre les billes et les surfaces de l'échantillon. Elle n'est par ailleurs applicable que pour des échantillons secs, parce que les billes ont tendance à absorber l'eau du sol dans les autres cas.

Ces comparaisons semblent montrer que le volume obtenu par immersion dans du pétrole est systématiquement un peu sous-estimé par rapport à la réalité. Sans doute que malgré l'immersion de l'échantillon pendant plusieurs heures, certains pores d'air ne sont pas remplis. Comme la méthode des billes surestime le volume, l'erreur sur l'indice des vides est estimée entre 5 et 8 % par rapport à la réalité (nous pensons que la méthode au comparateur est la plus proche de la réalité). Comme cette erreur est systématique et qu'elle n'est pas exactement quantifiable, les résultats bruts obtenus par immersion dans du pétrole seront gardés comme référence pour la suite.

Cas particulier d'échantillon de consistance boueuse:

Toutes ces méthodes sont difficilement applicables pour des échantillons de consistance proche de la boue (pour des succions jusqu'à environ 30 kPa pour le limon de Sion). Si l'échantillon est vraiment trop mou, il est possible de procéder par pesée de l'échantillon et de la bague à l'équilibre puis par pesée après immersion de l'échantillon et de la bague. Connaissant le poids volumique du pétrole, on peut alors déduire le volume de l'échantillon. L'erreur sur les mesures augmente dans ce cas.

3.1.1.2 Essais oedométriques

Un oedomètre a été développé dans notre laboratoire (L. Laloui, F. Geiser et G. Gruaz) pour permettre d'effectuer des essais non saturés (cf. schéma de la Figure 3-3 et photo en annexe C). Il fonctionne sur la base de la technique de la surpression d'air (cf. 2.5.1).

Les différences entre un oedomètre à surpression d'air et un oedomètre standard sont essentiellement:

- une pierre céramique à haute pression d'entrée d'air (5 bars) sous l'échantillon (cf. chapitre 2.5.1) qui empêche l'air de sortir;
- un circuit d'eau avec deux sorties sous la pierre afin de permettre de saturer le système;
- une ouverture en haut de l'échantillon permettant d'amener l'air sous pression dans l'échantillon via un manomètre;
- un système de couvercle avec deux O-rings qui permet de garantir l'étanchéité du système et ainsi d'imposer la pression d'air;
- la mesure des changements de volume d'eau qui se fait par lecture sur une burette (cette mesure n'est pas faite dans un système standard).

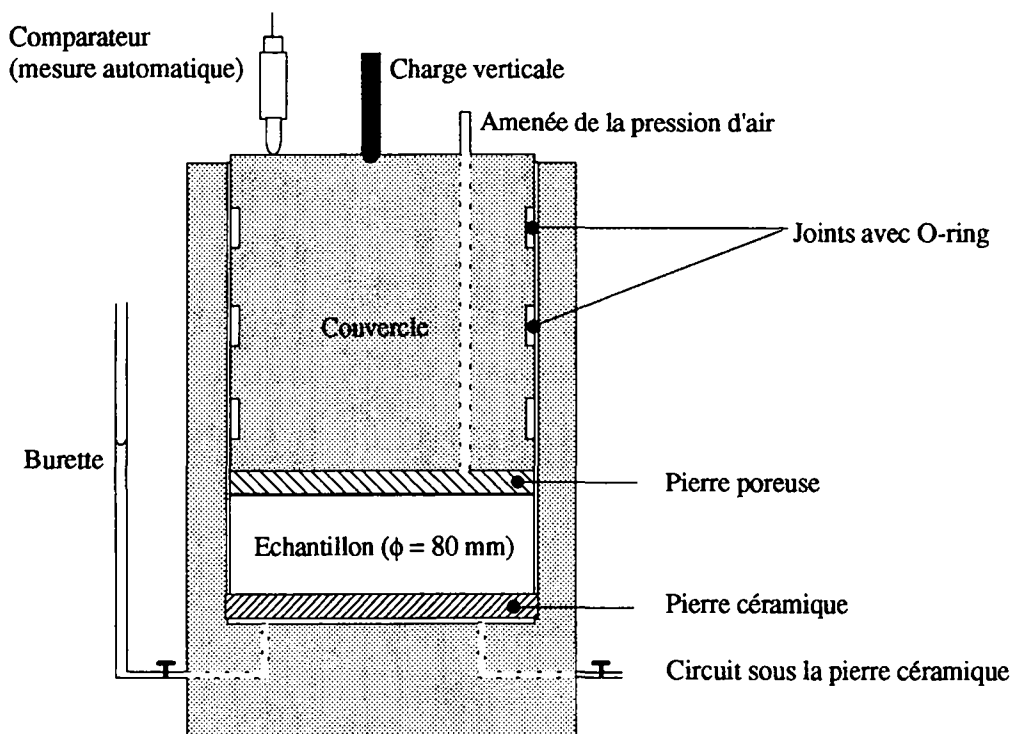


Figure 3-3: Schéma de l'oedomètre à surpression d'air

Un comparateur relié à un ordinateur permet l'acquisition automatique de la variation de hauteur de l'échantillon Δh . Par la suite nous avons encore rajouté un comparateur à lecture "manuelle" pour vérifier la mesure de Δh . Les charges, calibrées au préalable pour l'appareil modifié, sont imposées par paliers sur l'échantillon.

Le système de couvercle avec doubles O-ring implique des frottements avec le système fixe de l'oedomètre. Pour évaluer les effets de ces frottements, la réponse d'un échantillon avec un oedomètre standard en conditions saturées a été comparée à celle de l'oedomètre modifié (cf. annexe D). Lors du chargement la réponse était la même avec les deux systèmes. Bien que les résultats globaux n'en soient pas affectés, il doit subsister de petits à-coups durant l'essai à cause des frottements. A la décharge en effet, où les déformations sont plus faibles, les gonflements observés sont inférieurs avec le système modifié sans doute du fait du frottement. En conséquence, seuls des chemins de chargement seront effectués avec cet oedomètre à surpression d'air.

3.1.1.3 Essais triaxiaux

Des cellules standards et une cellule GDS ont été adaptées par L. Laloui, G. Gruaz et F. Geiser pour pouvoir effectuer des essais non saturés. La pression d'air est imposée par le haut de l'échantillon. A la base de l'échantillon, sont mesurés la pression ou le volume de l'eau via une pierre céramique à haute pression d'entrée d'air (cf. Figure 3-4).

Les différences entre les cellules standards et la cellule GDS sont essentiellement:

- les techniques de mesure adoptées. La cellule GDS est entièrement pilotée par des contrôleurs. Pour les cellules standards sont utilisés des manomètres pour imposer les pressions, des presses mécanique pour le cisaillement, des burettes pour mesurer les volumes d'eau et éventuellement un contrôleur pour imposer la contrainte de confinement;

- les conditions de frettage. La rotation de l'embase supérieure est libre dans le cas des cellules standards et partiellement empêchée avec la cellule GDS;
- la taille des échantillons est légèrement différentes (diamètre de 55 mm pour les cellules standards et 50 mm pour la cellule GDS).

Après une brève description du dispositif d'essai, cette section explique comment déterminer la vitesse de cisaillement pour les essais drainés non saturés et quel est la durée des essais. Les différentes pertes d'air pouvant intervenir lors d'essais triaxiaux avec la méthode de la surpression d'air sont ensuite analysées. Finalement la section 3.1.2 traite des différentes techniques envisageables pour déterminer les variations de volumes sur des échantillons non saturés.

Dispositif d'essai

Les modifications apportées par rapport à un appareil triaxial conventionnel pour les essais en milieu saturé sont les suivantes (Figure 3-5):

- une pierre céramique en bas de l'échantillon pour empêcher l'air de sortir;
- un dispositif permettant d'imposer une pression d'air (contrôleur ou manomètre);
- un flexible à l'intérieur de la cellule permettant d'amener l'air par le haut de l'échantillon (Figure 3-4)
- la mesure des changements de volume d'eau se fait au bas de l'échantillon via une burette ou un contrôleur;
- différents types d'outils de mesure du volume de l'échantillon et d'acquisition des données sont mises en place (3.1.2)

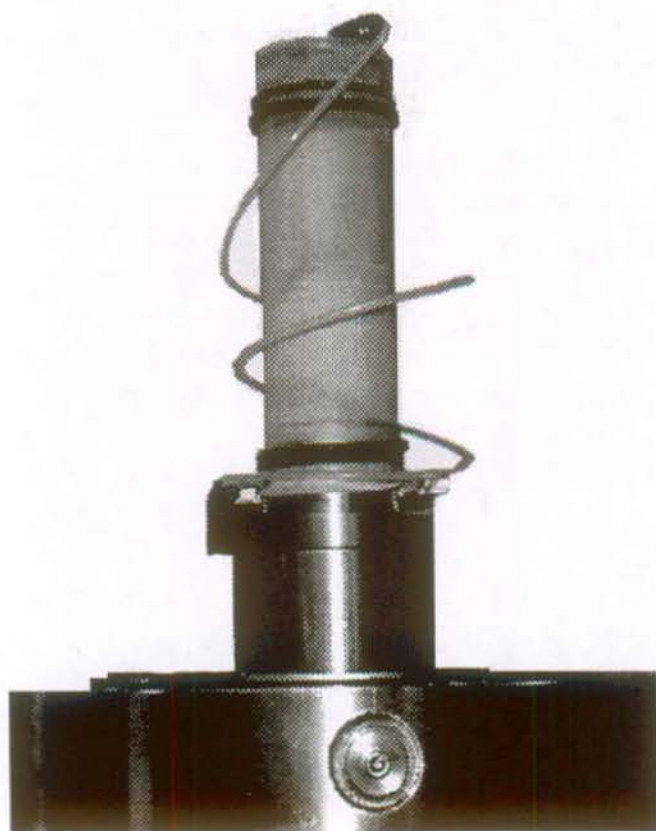


Figure 3-4 : Photo d'une cellule triaxiale lors du montage d'un échantillon

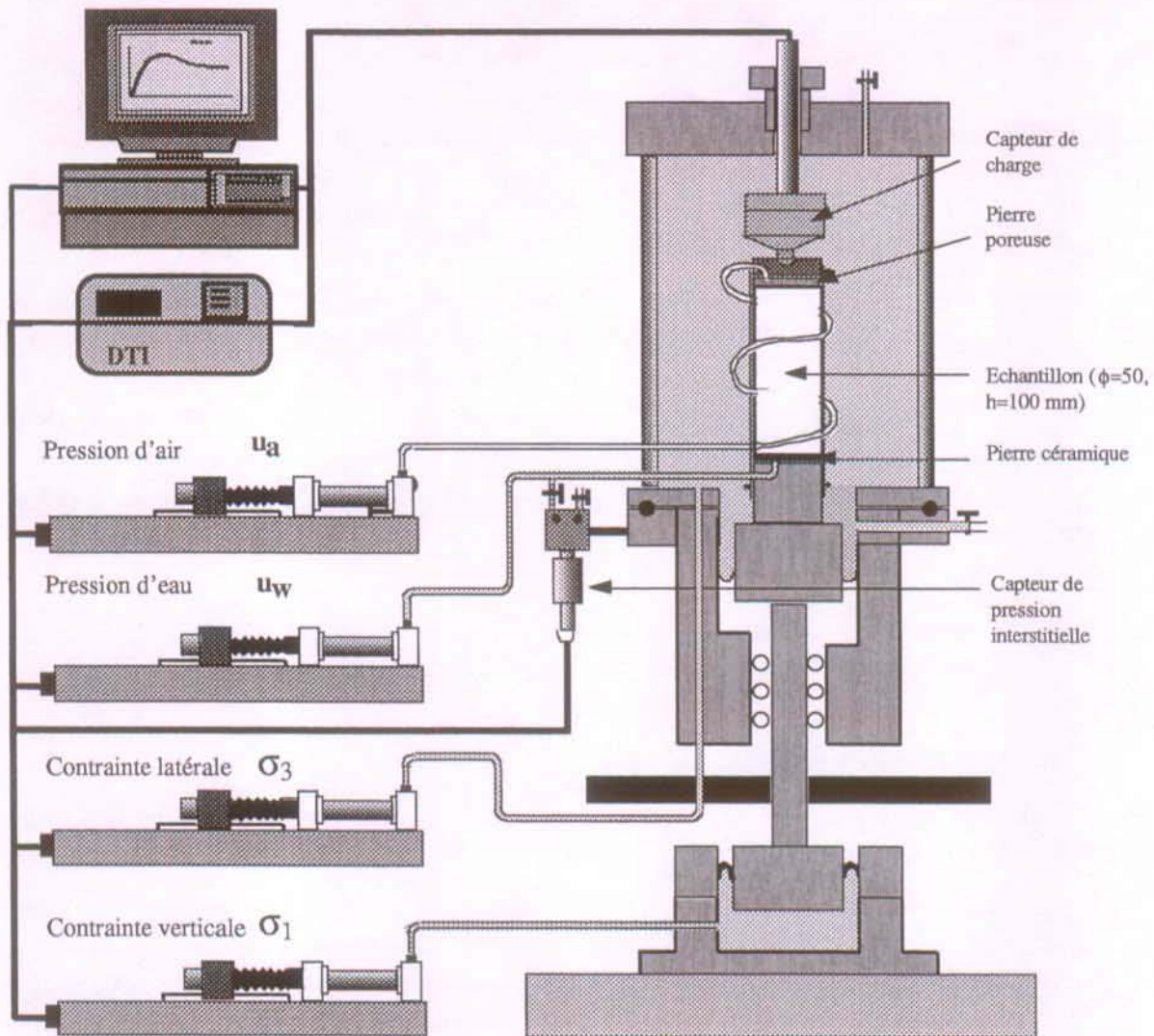


Figure 3-5: Schéma du dispositif triaxial (cellule GDS)

Durée des essais et vitesse de cisaillement

La durée des essais effectués en conditions non saturées est très importante. Ceci est dû essentiellement à la diminution de la perméabilité à l'eau du sol lors de la dessaturation ainsi qu'à la pierre céramique peu perméable qui contrôle la sortie d'eau en bas de l'échantillon. Ainsi pour des échantillons de limon de 50 mm de diamètre et de 100 mm de haut, les durées des dessaturations et consolidations isotropes à succion constante sont de l'ordre de deux à trois semaines. La durée de cisaillement est également plus longue. La suite montre comment déterminer la vitesse de cisaillement pour des échantillons non saturés.

Dans le cas saturé, Gibson et Henkel (1954) ont proposé une approche permettant d'établir la durée du cisaillement d'un essai triaxial nécessaire à la réalisation d'un essai en condition drainée. Le temps nécessaire t_f pour atteindre la rupture s'exprime comme:

$$t_f = \frac{H^2}{\eta c_v (1 - U_f)} \quad \text{Eq. 3-1}$$

H est la demi-hauteur de l'échantillon

η dépend des conditions de drainage de l'échantillon

$\eta = 3$ si l'échantillon est drainé des deux côtés

$\eta = 0.75$ si l'échantillon est drainé d'un seul côté

c_v est le coefficient de consolidation (paramètre qui relie le changement d'excès de pression interstitielle au cours du temps à la quantité d'eau drainée hors des vides d'un prisme d'argile dans le même temps sous l'effet d'une consolidation; unité m^2/s)

U_r représente le degré de consolidation de l'échantillon. On admet généralement qu'une valeur de 0.95 est suffisante pour obtenir les caractéristiques intrinsèques du sol en conditions drainées.

Dans le cas non saturé, Ho et Fredlund (1982), puis Delage *et al.* (1987) observent que les perméabilités imposées aux conditions aux limites de la membrane ou de la pierre poreuse sont généralement inférieures à celles du sol étudié. Ils proposent donc de modifier la valeur de η de la formule de Gibson et Henkel de la façon suivante quand la succion est imposée des deux côtés:

$$\eta = \frac{3}{1 + \frac{3}{\lambda}} \quad \text{Eq. 3-2}$$

où λ dépend du rapport des perméabilités du sol k_w et de la pierre céramique k_d ainsi que du chemin de drainage h' et de l'épaisseur de la pierre h :

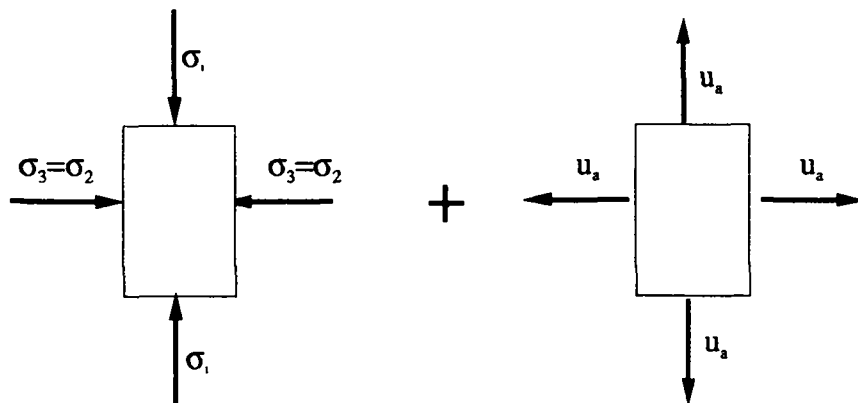
$$\lambda = \frac{k_d h'}{k_w h} \quad \text{Eq. 3-3}$$

Ils appliquent ensuite l'Eq. 3-1 pour déterminer le temps t_r . Pour le coefficient de consolidation ils recourent à celui obtenu en utilisant l'équation classique de la consolidation en saturé.

Dans le cadre des essais sur le limon de Sion, nous avons procédé différemment. Grâce à une série de consolidations à différents paliers de contraintes en milieu non saturé, l'ordre de grandeur du coefficient de consolidation c_v en condition partiellement saturée était connu. Ce coefficient tient déjà compte des conditions de drainage et des perméabilités du sol et de la pierre céramique, si bien qu'il n'a pas été nécessaire de recourir à l'Eq. 3-3. Ensuite la formule (Eq. 3-1) établie par Gibson et Henkel a été reprise pour les sols saturés avec un coefficient de consolidation adapté aux conditions non saturées de l'échantillon.

Exemple (essai NSD3)

Détermination de la vitesse de cisaillement qu'il faut imposer à un échantillon qui suit les étapes suivantes:



1. Consolidation isotrope saturée à $\sigma_3 = 300$ kPa
2. Dessaturation isotrope avec $\sigma_3 = 300$ kPa et $u_a = 100$ kPa
3. Consolidation isotrope à $\sigma_3 = 500$ kPa et $u_a = 100$ kPa
4. Cisaillement à $\sigma_3 = 500$ kPa et $u_a = 100$ kPa par augmentation de σ_1 .

Le coefficient de consolidation de l'échantillon est déterminé selon la formule proposée par Head (Head 1986), en partant de la consolidation de l'étape 3. Pour une consolidation de 500 kPa, on trouve:

$$c_v = \frac{T_{90} (2H)^2}{t_{90}} \quad \text{Eq. 3-4}$$

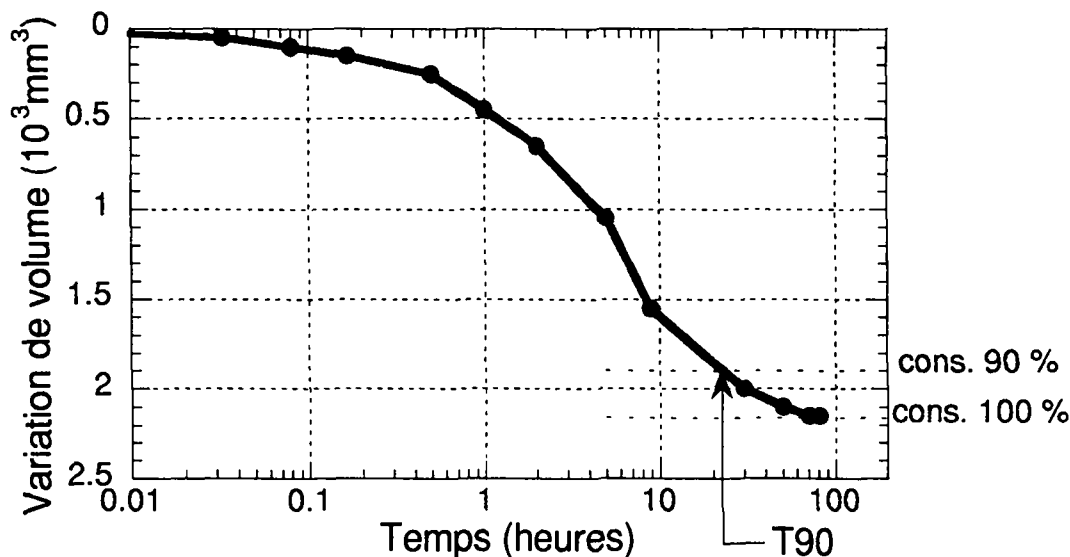


Figure 3-6: Consolidation de l'essai NSD3, $\sigma_3 = 500 \text{ kPa}$ et $u_a = 100 \text{ kPa}$

En se référant à la Figure 3-4, on trouve:

$$t_{90} = 20 \text{ h} = 72000 \text{ s}, T_{90} = 0.848 \text{ et } 2H = 110 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c_v = 0.1425 \text{ mm}^2/\text{s}$$

$$\Rightarrow \text{Selon (1), } t_f = \frac{(110/2)^2}{0.75 \cdot 0.1425 \cdot (1 - 0.95)} = 566081 \text{ s} \approx 157 \text{ h}$$

Il faudrait donc un temps de rupture de l'échantillon d'environ six jours. Par expérience à la rupture la déformation axiale est inférieure à 10 %. Ceci conduit à une vitesse de cisaillement de $v = 1.2 \mu\text{m}/\text{mn}$.

Avec leur méthode Delage *et al.* adoptent pour leurs essais non saturés (pour le limon de Jossigny avec une succion imposée des deux côtés) une vitesse de $1 \mu\text{m}/\text{mn}$ avec des échantillons de 7.4 cm de haut et un drainage des deux côtés, ce qui est plus lent mais reste dans le même ordre de grandeur la vitesse de cisaillement choisie pour nos essais sur le limon de Sion.

Propositions pour la suite:

Quand la mesure de l'eau sortant de l'échantillon se fait via un contrôleur, il est facile de vérifier que la pression interstitielle n'augmente pas et que prévalent les conditions drainées pendant le cisaillement. Il serait donc envisageable d'accélérer le cisaillement des échantillons en programmant le système pour que la vitesse diminue dès qu'il y a génération de pression interstitielle.

Une autre possibilité envisageable pour accélérer le drainage (Sivakumar 1993) serait de recouvrir la pierre céramique à haute pression d'entrée d'air normale (par ex. pression d'entrée d'air 500 kPa) d'une autre pierre céramique (pression d'entrée d'air inférieure à 5 kPa) plus

perméable qui jouerait un rôle de filtre. Avec cette méthode, Sivakumar observe une accélération significative de la consolidation.

Pertes d'air durant les essais

Le choix de la méthode de la surpression d'air induit la possibilité qu'il y ait des fuites d'air dans le dispositif du triaxial. Contrairement aux fuites d'eau, les fuites d'air sont difficilement détectables. Les différentes pertes d'air qui peuvent se produire au cours d'un essai sont les suivantes:

Diffusion de l'air à travers les membranes

Bishop et Donald (1961) ont observé dans des conditions non drainées une réduction de la pression de l'air de l'ordre de 28.8% sur une période de sept jours. Pour résoudre ce problème ils proposent d'intercaler une feuille d'aluminium entre deux membranes et d'utiliser du mercure dans la cellule. Les pertes dans ce cas ne sont plus que de 1.2% sur la même période.

Nous avons également utilisé deux membranes, avec une couche d'huile siliconée intercalée pour limiter les pertes d'air. Les quantités d'air diffusées à travers la membrane n'ont pas été quantifiées dans le cadre de cette thèse.

Pertes d'air à travers les flexibles

Il y a une perte d'air continue d'air à travers les parois des différents tuyaux d'amenée d'air (cf. Figure 3-5). Ces fuites sont fonctions: de la matière du tuyau, de l'épaisseur de sa paroi, de sa longueur et de la pression d'air. Un moyen envisagé pour limiter ces fuites serait de recourir à des tubes en acier. Cette solution n'a pas été retenue dans le cadre de cette thèse; en effet des amenées d'air aboutissent à l'intérieur des cellules (cf. Figure 3-4) et des tubes métalliques empêcheraient de par leur rigidité une déformation libre des échantillons.

Nous avons observé des pertes d'air de l'ordre de $0.20 \text{ cm}^3/\text{jour}$ pour un flexible de 1.47 mm de diamètre intérieur, de 1.7 mm d'épaisseur, de 197 cm de longueur à une pression d'air de 100 kPa.

Diffusion de l'air à travers les pierres céramiques à haute pression d'entrée d'air.

De l'air dissout dans l'eau interstitielle peut passer à travers la pierre céramique. Cela peut affecter la mesure correcte du volume d'eau. Sivakumar (1993), par exemple, propose dans sa thèse un système pour capturer cet air. Au cours de ses essais, il observe toutefois dans la majorité des cas qu'il n'y a pas de passage d'air dissout dans le système via la pierre. Nous avons donc renoncé à mettre en place le même type de système et considéré ces pertes comme négligeables pour la suite.

Pertes aux connexions

Les connexions utilisées étaient de types Swagelok. Théoriquement aucune fuite d'air ne peut se produire, si ces connexions ne sont jamais forcées. La possibilité de pertes d'air par ce biais a donc été écartée.

3.1.2 MESURE DE VOLUME DANS LES ESSAIS TRIAXIAUX

Deux mesures de volumes sont nécessaires dans les essais non saturés: le volume d'eau et le volume d'air. La mesure du volume d'eau passant à travers les pierres céramiques ne pose pas de problèmes (burettes, contrôleurs à eau), par contre la mesure du volume d'air est plus délicate.

Quelques approches possibles sont décrites et comparées:

- Mesure de la variation du volume du liquide entourant l'échantillon
 - 3.1.2.1 Cellule standard
 - 3.1.2.2 Cellule à double paroi
 - 3.1.2.3 Paroi intermédiaire dans la cellule

Pour ces trois techniques, l'idée est de mesurer la variation de volume du liquide entourant l'échantillon et d'en déduire la variation de volume totale de l'échantillon.

- Mesure directe du volume d'air
 - 3.1.2.4 Via un contrôleur à air
 - 3.1.2.5 Via un contrôleur à eau et air

Pour ce type de méthode, le principe consiste à mesurer la variations de volume d'air dans l'échantillon, plutôt que la variation de volume total.

- Mesure directe sur l'échantillon
 - 3.1.2.6 Capteurs à effets Hall
 - 3.1.2.7 Mesures au laser
 - 3.1.2.8 Analyse d'images

Il s'agit pour ces trois techniques d'effectuer une mesure directe interne sur l'échantillon des changements de volume.

Toutes ces techniques ont été testées dans notre laboratoire. L'originalité de ce travail de synthèse est d'avoir quantifié et comparé les erreurs de chacune d'entre elles.

Deux méthodes font exception: la technique de la double paroi (3.1.2.2) et la mesure au laser (3.1.2.7). Elles seront tout de même présentées à titre comparatif, puisqu'il nous semble qu'elles ne peuvent être omises.

Deux méthodes proposées sont originales et ont été développées pour ce projet au sein de notre laboratoire: la mesure du volume via un contrôleur à eau et air (3.1.2.5) et l'analyse d'images (3.1.2.8).

3.1.2.1 Mesure des variations de volume d'une cellule standard.

La mesure la plus simple de la variation de volume de l'échantillon $\Delta V_{\text{éch.}}$ peut se déduire des volumes d'eau entrant et sortant de la cellule via un contrôleur. Mais la mesure ne peut être employée telle quelle : Head (1986) établit comme suit la liste des facteurs influant sur les mouvements d'eau dans (+) et hors (-) de la cellule et les conséquences en cas d'accroissement de la contrainte σ_3 :

1. Irrégularité de la surface de l'échantillon. Si la pression augmente, la membrane pénètre plus fortement aux irrégularités ce qui résulte en une prise d'eau de la cellule. (+)

2. Air pris entre l'échantillon et la membrane. L'air est comprimé. Il en résulte un mouvement de l'eau en direction de la cellule. (+)
3. Expansion des parois de la cellule due à l'accroissement de pression dans la cellule. (+)
4. Expansion continue de la cellule (fluage) sous contrainte constante avec le temps. (+)
5. Absorption d'eau, et migration à travers le PVC de la paroi de la cellule. (+)
6. Air pris au sommet de la cellule. L'air est comprimé et l'eau entre dans la cellule. (+)
7. Fuites d'eau: à travers le piston, à travers les membranes, par les valves et connexions. L'eau est remplacée par de l'eau qui entre dans la cellule. (+)
8. Les vides dans l'échantillon ont tendance à se refermer. (+)
9. Le volume de l'échantillon diminue bien sûr aussi du fait du drainage de l'eau de l'échantillon. Si l'échantillon est saturé le changement de volume de la cellule doit être égal au volume drainé.
10. Mouvement du piston durant le cisaillement. Ce mouvement pousse l'eau hors de la cellule lors du chargement. (-)
11. Influence de la température du laboratoire.

Les changements 1,2,3,6 et 8 sont quasiment instantanés. Les changements 4,5 et 7 devraient être calibrés pour chaque cellule pour le long terme, ce qui nécessite beaucoup de temps. Selon Wheeler (Wheeler 1986), il faudrait compter neuf mois à une pression donnée pour qu'une paroi de cellule en acrylique soit entièrement saturée et qu'il n'y ait plus d'effet d'absorption d'eau (5). Pour limiter cet effet on ne peut que conseiller de garder les cellules sous eau même si elles ne sont pas utilisées. Cela est d'ailleurs fait dans notre laboratoire depuis 1997.

L'effet du piston (10) lors du cisaillement est facilement quantifiable.

$$\Delta V_p = -a \cdot y \quad \text{Eq. 3-5}$$

où a représente la section du piston et y le déplacement axial en mm.

Dans sa thèse, Lagny (1996) ne tient compte que de l'effet de la température (11) (bien que comme à Lausanne la pièce soit climatisée et que la température soit constante à plus ou moins 0.4°) et de celle du piston (10) en faisant l'hypothèse forte que tous les autres changements sont négligeables. Selon l'auteur, la température de l'eau de confinement augmente de plusieurs degrés suite à la mise en route du moteur de la presse au début de la phase triaxiale. Dans notre laboratoire, cet échauffement n'a été observé ni avec le système de contrôleur (GDS), ni avec la presse mécanique. Par conséquent, l'effet de la température peut être négligé.

Certains changements sont inhérents à toute mesure directe du volume du liquide de la cellule et sont difficilement quantifiables. Pour le type d'essais effectués dans le cadre de la thèse, il n'était pas nécessaire de quantifier tous les effets. En effet pour assurer la reproductibilité des essais, tous les essais commencent par une phase de consolidation dans des conditions saturées. Dans ce cas, le volume d'eau qui sort de l'échantillon est en principe équivalent au changement de volume de l'échantillon.

Après cette phase saturée vient la **dessaturation** de l'échantillon. A ce moment tous les effets instantanés (1,2,3,6 et 8) n'ont plus lieu puisque la contrainte σ_3 n'est pas modifiée. Les changements 4,5 et 7 sont quantifiés lors de la calibration de la cellule.

$$\Delta V_{éch.} = \Delta V_{mes} - [(4) + (5) + (7)] \quad \text{Eq. 3-6}$$

Ensuite peuvent se présenter deux types de chemins :

1. Chemin isotrope

Dans ce cas la contrainte σ_3 change au cours de l'essai, ce qui implique de nouveaux changements instantanés. En calibrant les cellules par des courbes contrainte-pression, on constate qu'elles ne sont pas tout à fait réversibles. Néanmoins on peut les estimer:

$$\Delta V_{\text{éch.}} = \Delta V_{\text{mes}} - [(4) + (5) + (7)] - [(1) + (2) + (3) + (6) + (8)] \quad \text{Eq. 3-7}$$

Dans sa thèse, Cui (1993) rejette la mesure directe du changement de volume de la cellule sous prétexte que les cellules ne sont pas calibrables. En effet il retrouve toujours lors de cycles de chargements-déchargements des cellules une part de variation de volume non recouvrable. Cette calibration ne s'attache qu'aux effets instantanés quand la pression de confinement change beaucoup au cours de l'essai et suit des cycles charge-décharge: ceci n'est pas le cas dans le cadre de cette thèse.

2. Cisaillement

Dans ce cas, comme lors de la dessaturation, σ_3 ne change pas durant l'écrasement si bien que tous les effets instantanés ont déjà eu lieu. Le changement de volume de l'échantillon est le suivant :

$$\Delta V = \Delta V_{\text{mes}} - [(4) + (5) + (7) + \Delta V_p] \quad \text{Eq. 3-8}$$

Calibration des cellules au LMS

Quatre cellules triaxiales ont été calibrées: une cellule GDS (GDS Instruments Ltd., Angleterre) et trois cellules standards (cellules n° 57-58 et 64). La mesure des changements de volume de la cellule est faite via un contrôleur de type GDS. Ces calibrations permettent essentiellement de quantifier l'expansion de la cellule au cours du temps (4) et un peu l'absorption de la cellule (5). Quant au point fuites d'eau (7), l'hypothèse sera faite que tant qu'il n'y en a pas d'observables, elles peuvent être négligées.

1. Cellule de type Bishop-Wesley (GDS)

Un chargement en paliers successifs (entre 100 kPa et 1000 kPa) croissants suivis chaque fois d'une décharge instantanée a été effectué dans une cellule remplie d'eau désaérée et avec un échantillon factice en PVC. La Figure 3-7 montre l'évolution du volume de la cellule sous l'effet d'une mise en pression d'environ une semaine à différentes pressions cellulaires. La part de déformation instantanée augmente avec σ_3 et les effets non instantanés sont peu importants pour les pressions cellulaires en dessous de 600 kPa. Pour donner un ordre de grandeur, les changements non instantanés sont d'environ 2-5 cm³ pour les 24 premières heures, puis d'environ 0.5-1.5 cm³ pour les sept jours suivants. On remarque aussi que la part de volume non restituée lors de la décharge est importante (2 cm³ environ pour toutes les pressions et 8 cm³ pour un pression de confinement de 100 kPa). La valeur quantitative de cette déformation irréversible est fortement dépendante de l'"histoire" de la cellule.

Ainsi il est clair que la suite dans laquelle sont imposées les pressions influence la déformation à long terme de la cellule. Pour éviter d'occuper la cellule pendant des semaines pour des calibrations, nous avons pour chaque essai:

- quantifié la part de déformation instantanée et de fluage pendant la phase de consolidation saturée pour se situer par rapport aux courbes de calibration;
- à chaque palier, les deux premières minutes ont été attribuées à des effets instantanés et non pas à un changement de volume de l'échantillon lui-même (nous avons chaque fois en parallèle considéré les changements de volumes instantanés observés pendant la calibration

avec un échantillon fictif). Les changements de volume sont ensuite estimés en tenant compte des effets à long termes en se basant sur les pentes des droites de la Figure 3-8; refaire ce paragraphe

- à la fin de l'essai le volume de l'échantillon est mesuré chaque fois que possible.

Il est difficile de quantifier l'erreur que l'on fait avec ces approximations successives sur le volume puisqu'on ne parvient pas à isoler chaque effet. Dans l'idéal, il aurait fallu faire suivre à la cellule le même chemin de contrainte pour un échantillon rigide dans le même temps: on aurait alors pu estimer de façon plus exacte tous les changements de volume qui ne proviennent pas de l'échantillon.

A ces effets s'ajoute l'effet du piston lors du cisaillement(Eq. 3-5). En réalité pour ce type de cellules, ce n'est pas le piston qui descend, mais l'embase qui monte (Figure 3-5). Le principe reste néanmoins le même. La section de l'embase est de 2940 mm^2 . Pour la correction du volume, l'Eq. 3-5 est appliquée.

Remarque: nous avons profité de cette calibration pour enregistrer la température et voir son influence sur les mesures (sur plusieurs semaines). Il en résulte que:

- la température du laboratoire varie de au maximum de $\pm 0.4^\circ$;
- le volume total de la cellule qui est d'environ 6500 cm^3 change au maximum de $\pm 0.3 \text{ cm}^3$ sous cet effet (soit 0.004% du volume d'eau dans la cellule).

Cet effet de la température s'observe sur les courbes expérimentales par des oscillations du volume de la cellule et il est facile d'en tenir compte lors de l'exploitation, pour autant que l'on ait enregistré parallèlement à l'essai l'évolution de la température du laboratoire.

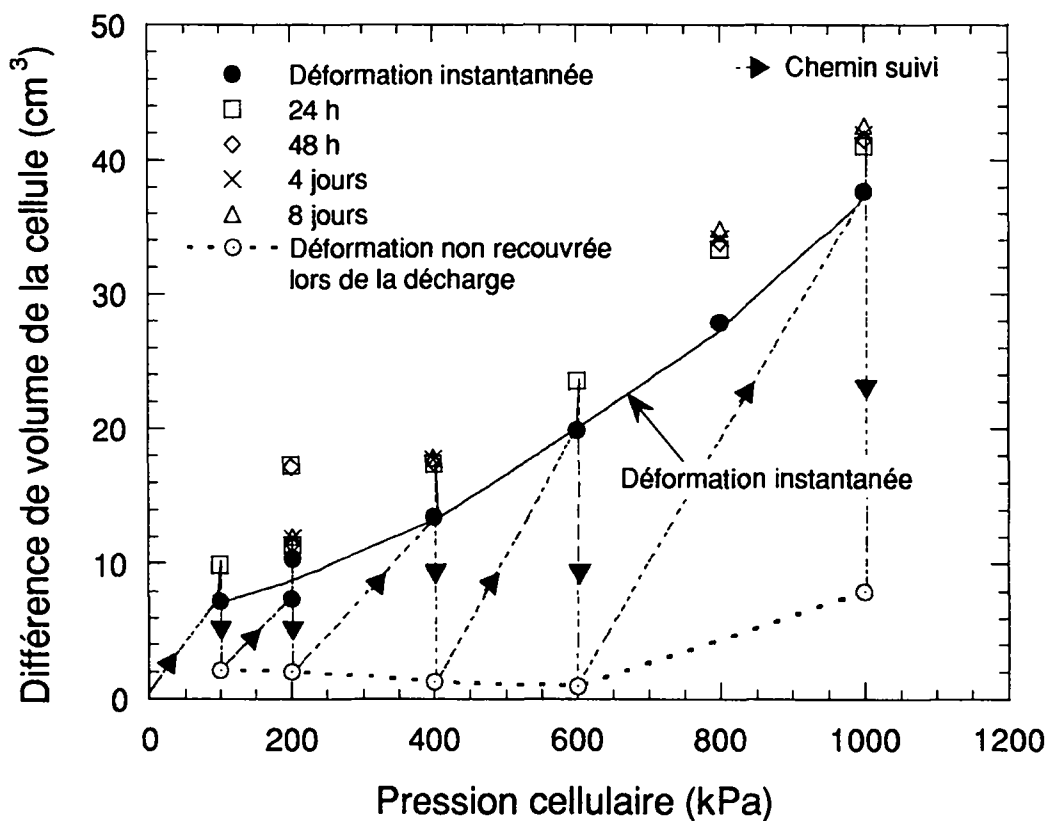


Figure 3-7: Cellule GDS: calibration, évolution du volume au cours du temps à différents niveaux de contraintes

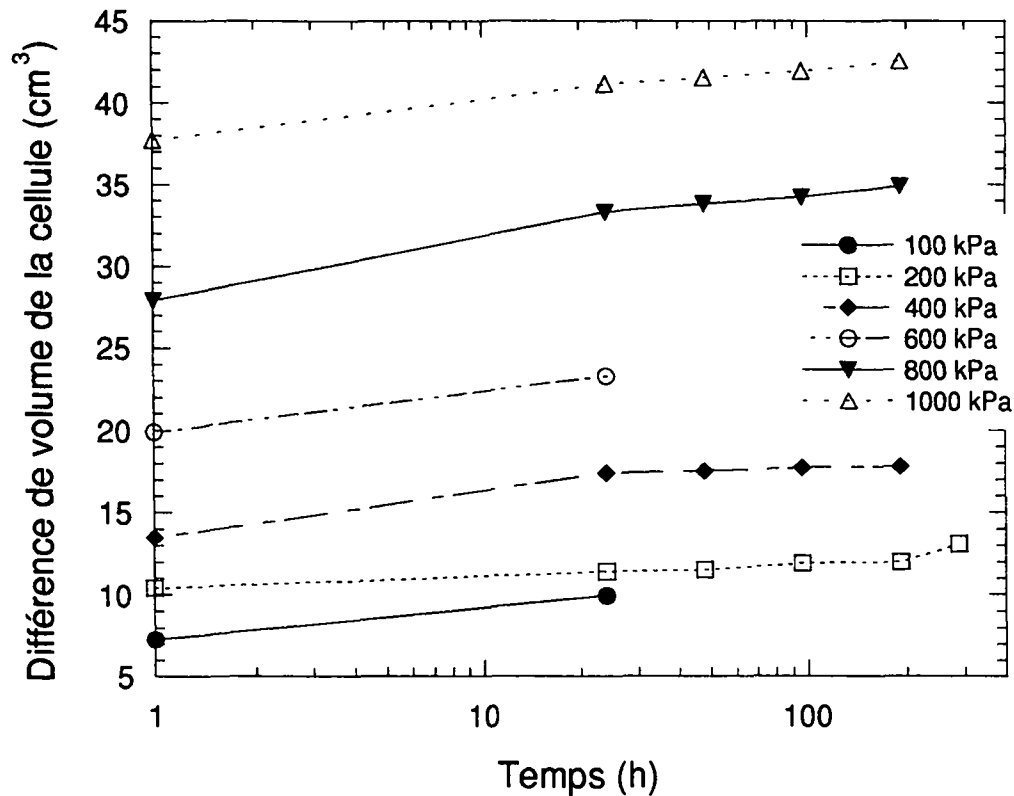


Figure 3-8 Cellule GDS: calibration, évolution du volume avec cours du temps

2. Cellules standards (n° 57-58 et 64)

La Figure 3-9 montre l'évolution du volume des cellules à différents niveaux de contraintes de confinement avec un échantillon rigide fictif. En fait sur la figure seuls les effets à long terme sont représentés: la partie estimée instantanée du volume a été évaluée après deux minutes. Contrairement à ce qui avait été observé avec la cellule GDS, la variation à long terme ne se stabilise pas en une semaine. De plus les changements de volumes observés sont beaucoup plus importants. Pour l'interprétation des essais dans ces cellules, on a estimé la part instantanée de déformation de la cellule à chaque étape comme étant la valeur après deux minutes, puis la part due au fluage de la cellule a été calculée à l'aide des courbes représentées dans la Figure 3-9.

Avantages de la méthode

- Ne nécessite pas de nouveau matériel.
- Lecture en continu sur PC du volume de la cellule.

Inconvénients

- La mesure du volume est indirecte et de nombreuses corrections sont nécessaires. L'erreur de mesure est d'autant plus forte que le volume de la cellule est grand.
- Nécessite une longue calibration de chaque cellule.
- Pas idéal pour des chemins de contraintes où σ_3 change.

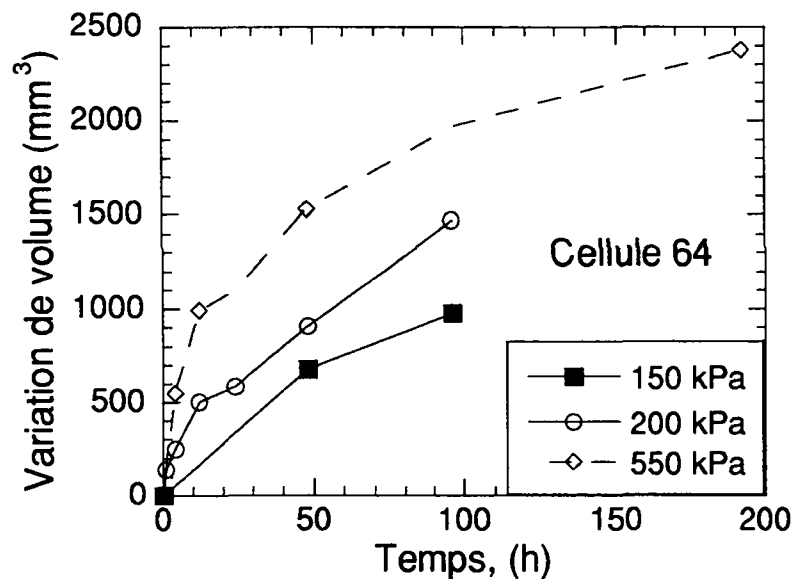
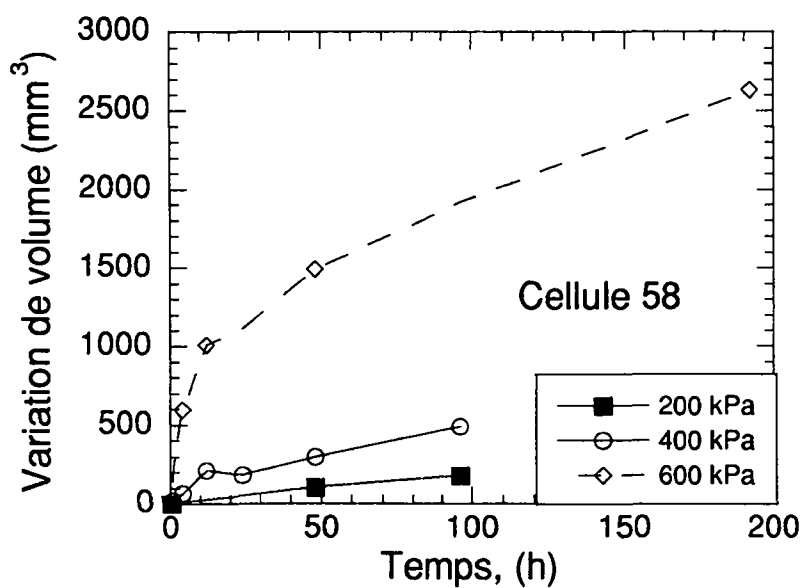
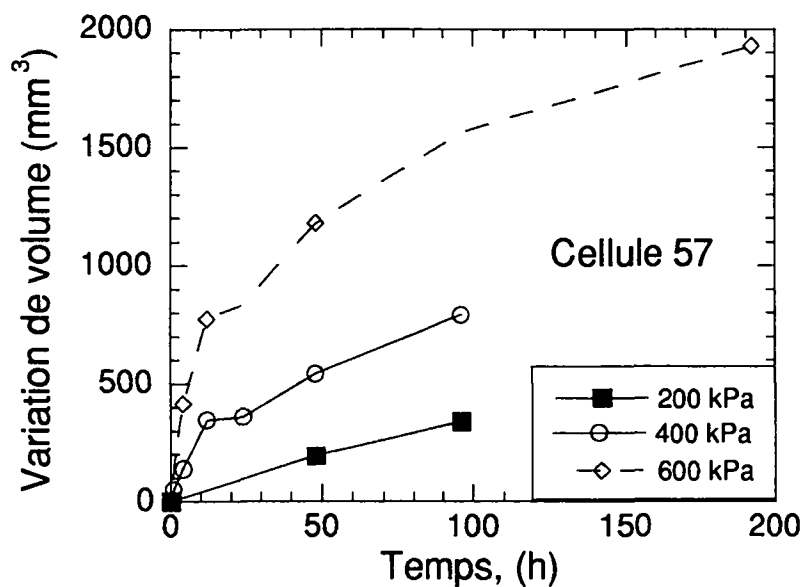


Figure 3-9: Calibration des cellules standards. Evolution du volume à long terme (sans effets instantanés)

Estimation de l'erreur

Il est difficile d'estimer l'erreur de la mesure, puisqu'interviennent un ensemble de corrections successives. Nous avons évalué l'erreur sur la base des consolidations saturées en comparant le volume estimé avec le volume de l'eau qui sortait de l'échantillon. Pour la cellule GDS l'erreur maximale sur la mesure des changements de volume de l'échantillon est d'environ 0.3 cm^3 . Pour la phase de cisaillement, l'erreur est un peu plus importante, puisque s'ajoute la correction due au déplacement de l'embase. La correction supplémentaire est estimée à $\pm 0.1 \text{ cm}^3$ sur la variation de volume (cf. courbe de calibration en annexe C). Pour les cellules standards, on n'a pas fait de nouvelles estimations. Comme les calibrations ont montré une plus forte variabilité des résultats, on estime que l'erreur est légèrement supérieure.

Ordre de grandeurs (cellule GDS)

- Volume de la cellule intérieure $\approx 6500 \text{ cm}^3$
- Volume de l'échantillon $\approx 200 \text{ cm}^3$
- Variation de volume absolue de l'échantillon raisonnablement mesurable

consolidation	$\pm 0.35 \text{ cm}^3$
cisaillement	$\pm 0.45 \text{ cm}^3$
- Pourcentage de déformation absolue mesurable (rapport de la variation de volume sur le volume de l'échantillon)

consolidation	$\pm 0.17\%$
cisaillement	$\pm 0.22\%$

3.1.2.2 Mesure des variations de volume d'une cellule à double paroi

La cellule à double paroi utilisée pour des essais sur sols non saturés par Wheeler et Sivakumar (Wheeler 1986, Sivakumar 1993) est très intéressante. Le principe consiste à placer une paroi intermédiaire étanche entre l'échantillon et la cellule. L'avantage de la double paroi par rapport à la cellule simple est d'éliminer ou de diminuer fortement (comme il y a de l'eau en pression des deux côtés de la paroi) une multitude de changements de volume difficilement quantifiables et pas forcément réversibles : fluage de la cellule, fuites, effet de la température. Un autre avantage est qu'on peut diminuer le volume de la cellule en rapprochant la paroi intermédiaire de l'échantillon et donc améliorer la mesure absolue. Il s'agit bien sûr également de bien calibrer les cellules pour tenir compte des facteurs influant sur la mesure de volume comme pour la cellule standard. Les aspects pratiques ont fait que cette méthode n'a pas été retenue pour notre laboratoire.

Dans sa thèse Sivakumar effectue une évaluation très complète des différentes erreurs absolues dans la mesure des changements de volumes des échantillons pour ses cellules:

- $\pm 0.03 \text{ cm}^3$ dû à la différence de température de l'ordre de 0.4° ;
- 0.03 cm^3 au maximum sous l'effet de la compression des flexibles qui sont à l'intérieur de la cellule quand on modifie σ_3 ;
- $\pm 0.07 \text{ cm}^3$ d'incertitude sur l'estimation de la mesure du volume du piston qui entre dans la cellule;
- $\pm 0.18 \text{ cm}^3$ d'incertitude en un mois si l'absorption d'eau par l'acrylique est encore possible.

Ordre de grandeurs (selon Sivakumar 1993)

- Volume de la cellule ?
- Volume de l'échantillon $\approx 100 \text{ cm}^3$
- Somme des erreurs de mesure de volume absolue sur la mesure des changements absolus de volume des échantillons pour chacune deux cellules différentes 0.6 et 1.02 cm^3
- Pourcentage de déformation absolue mesurable (rapport de la variation de volume sur le volume de l'échantillon) +/- 0.66 et 1.13 %

Il s'agit là d'une sommation des erreurs possibles, si bien que l'erreur est surestimée par rapport à la réalité et aux chiffres présentés au chapitre précédent (3.1.2.1). Il est clair que cette méthode est plus précise que la précédente.

3.1.2.3 Mesure des variations de volume d'une cellule avec paroi interne

Cette méthode est inspirée de l'article de Bishop et Donald (1961) ainsi que de la thèse de Cui (1993). Le principe se rapproche de celui de la double paroi (cf. Figure 3-10). Il consiste à placer autour de l'échantillon un cylindre étanche en bas et ouvert en haut, qui est rempli d'eau. La pression de confinement est imposée sous forme d'air. Pour éviter que l'air et l'eau soient directement en contact (risque d'échanges), une mince couche d'huile recouvre l'eau. Au cours de l'essai la mesure de volume se fait au moyen d'un cathétomètre qui permet de suivre l'évolution du niveau d'eau. Avec cette méthode une série de corrections sur la lecture du volume (comme la paroi intermédiaire de la cellule est soumise des deux côtés à la même contrainte de confinement il n'y a plus les effets dus aux changements de volume de la cellule elle-même) peut être éliminée. Bishop et Donald utilisent du mercure à la place de l'eau et de l'eau à la place de l'air. L'inconvénient par rapport à la méthode à double paroi est l'impossibilité d'automatiser la lecture du volume entourant l'échantillon.

Estimation de l'erreur

- Cui estime la précision de la visée à $10 \mu\text{m}$ ce qui correspond chez lui à une lecture de 0.01 cm^3 . Cette précision est très bonne (il semble qu'il travaille avec un cathétomètre plus précis). Elle correspond à la précision de l'appareil (cathétomètre Wild avant agrandissement 6x), que nous avons dans notre laboratoire et non pas à celle de la lecture. Après estimation sur une règle placée à l'intérieur de la cellule à la place de l'échantillon, nous estimons difficilement pouvoir assurer une lecture meilleure que de l'ordre de 0.2 mm .
- On retrouve toutes les sources d'erreurs qu'on avait avec la cellule à double paroi.

Ordres de grandeurs estimés

- Volume d'eau dans la cellule intérieure $\approx 130 \text{ cm}^3$
- Volume de l'échantillon $\approx 260 \text{ cm}^3$
- Variation de volume absolue de l'échantillon raisonnablement mesurable $0.21 * \text{ cm}^3$
- Pourcentage de déformation mesurable (rapport de la variation de volume sur le volume de l'échantillon) 0.08 %

*valeur si on a une précision de lecture au cathétomètre de l'ordre de 0.25 mm et si la distance entre l'échantillon et la cellule intérieure est de 5 mm . Pour comparaison, avec le système de la Figure 3-10, Bishop et Donald mesurent +/- 0.1 cm^3 pour des échantillons d'environ 100 cm^3 .

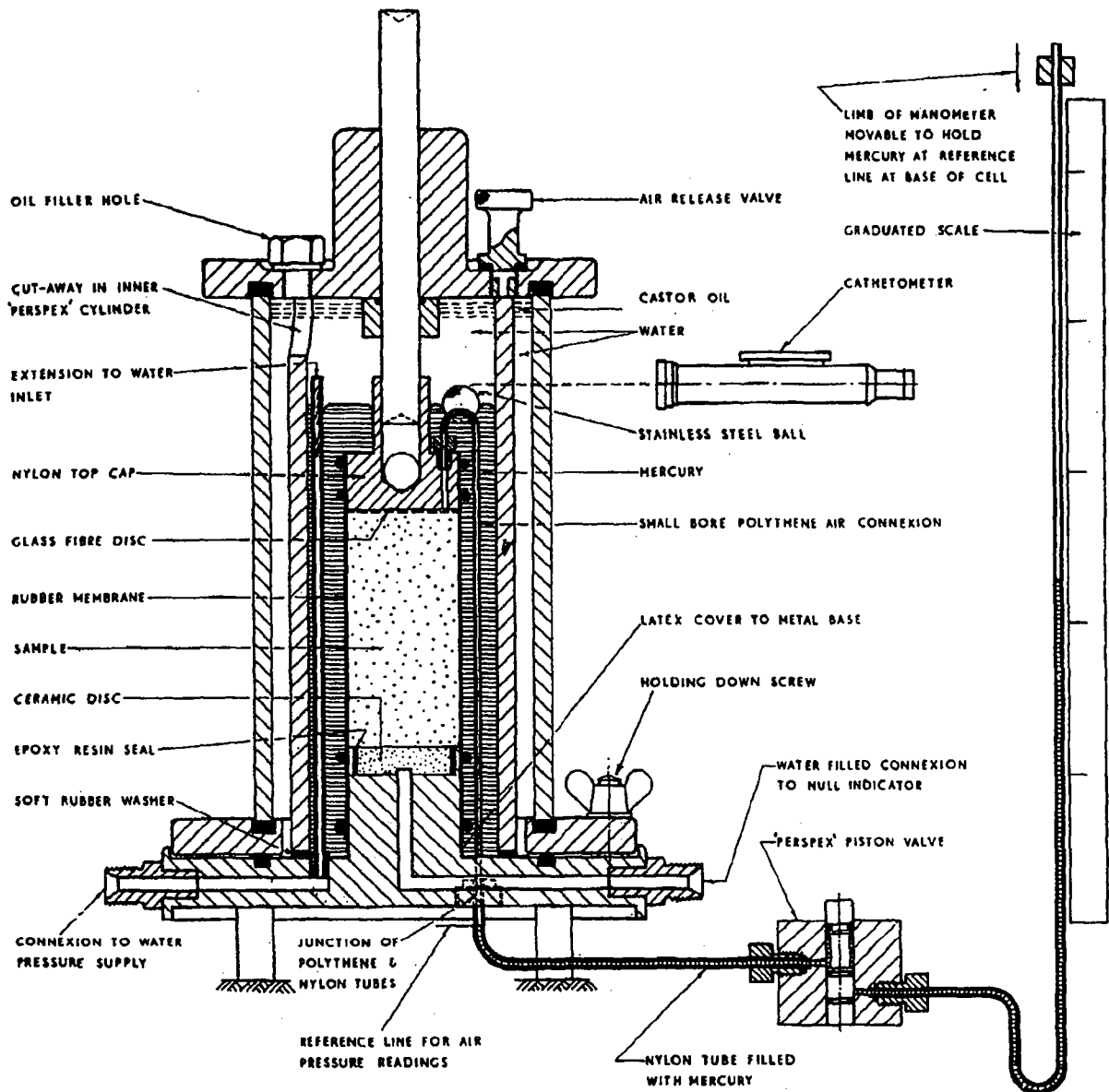


Figure 3-10: Triaxial modifié (Bishop et Donald 1961)

3.1.2.4 Mesure du volume d'air de l'échantillon avec un contrôleur à air.

Nous avons acquis dans notre laboratoire un contrôleur à air, que propose la société GDS pour mesurer le volume d'air dans le cadre d'essais sur sols non saturés (cf. Figure 3-5). La capacité de volume de ce contrôleur est de 1000 cm^3 d'air (Adams *et al.* 1996). Nous avons testé ce matériel dans le cadre de nos essais.

Avantages

- Mesure avec acquisition en continu sur PC
- Mesure directe du volume d'air et possibilité de piloter en pression d'air

Inconvénients

- Volume d'air important, si bien que de légers changements de température et même de pression atmosphérique sont très influents
- Les fuites d'air éventuelles aux jonctions ne sont pas détectables
- Les tubes en Nylon sont légèrement perméables à l'air, ce qui n'est pas négligeable au cours du temps (cf. 3.1.2.1). Une solution serait de recourir à des tubes d'acier pour limiter ce problème (ce ne serait possible qu'à l'extérieur de la cellule).

Estimation des erreurs sur la mesure du volume d'air

- Le volume de l'air varie fortement avec la **température**. Pour les essais un volume initial d'air dans le contrôleur le plus petit possible pendant l'essai sera toujours utilisé. En admettant que l'air suit la loi des gaz parfaits, pour un changement de température de +/- 0.4° à pression constante, pour un volume d'air de 100 cm³ (ce qui correspond au dixième seulement de la capacité volumique totale du contrôleur), la différence de volume calculée est de +/- 0.17 cm³.
- Le volume de l'air varie avec la **pression atmosphérique**. La variabilité du volume est à nouveau estimée avec la loi des gaz parfait. Pour un changement de pression atmosphérique de +/- 2 kPa par rapport à la normale (101.3 kPa), et un volume d'air de 100 cm³, la différence de volume est de +/- 2 cm³.
- Pour les effets de fuites à travers les membranes et les tuyaux, on se référera au chapitre 3.1.1.3.

Ordres de grandeurs

- Volume de la cellule intérieure ≈ 6500 cm³
- Volume moyen d'air dans le contrôleur 150 cm³
- Volume de l'échantillon ≈ 200 cm³
- Somme des erreurs estimées (température, p_{atm}) en conditions normale sans fuites d'air, sur la variation de volume absolue de l'échantillon raisonnablement mesurable +/- 2.2 cm³
- Pourcentage de déformation absolue mesurable (rapport de la variation de volume sur le volume de l'échantillon)(sans fuites d'air) +/- 1.1 %

Néanmoins lors des dessaturations à l'aide de ce système, nous avons observé des erreurs beaucoup plus grandes dues à la somme des fuites d'air. Les pertes d'air variaient systématiquement entre 2 et 3 cm³ par jour. Nous avons gardé ce système dans les cas où les variations de volume d'air étaient importantes (> 2-3 cm³), c'est-à-dire pour les chemins de dessaturation. Les pertes d'air étaient estimées dans ce cas et la mesure de la variation de volume de la cellule (3.1.2.1) en parallèle permettait de valider les résultats.

3.1.2.5 Avec un contrôleur à eau et air.

Suite aux pertes d'air importantes observées avec le système précédent, nous avons mis au point un nouveau dispositif (F. Geiser et G. Gruaz): l'idée consiste à utiliser un contrôleur standard GDS à eau pour imposer la pression d'air (cf. Figure 3-11). Un volume minimum d'air dans les tubes permet d'amener l'air dans l'échantillon. Les erreurs dues aux variations de la température, de la pression atmosphérique et aux fuites par les tuyaux sont réduites. En fait ce dispositif est uniquement utilisé lorsque les changements de volume sont peu importants (cisaillement), le système décrit dans le paragraphe précédent a été maintenu pour contrôler les dessaturations qui impliquent des variations des volumes d'air importantes. La Figure 3-11 montre le dispositif permettant de passer d'un système à l'autre.

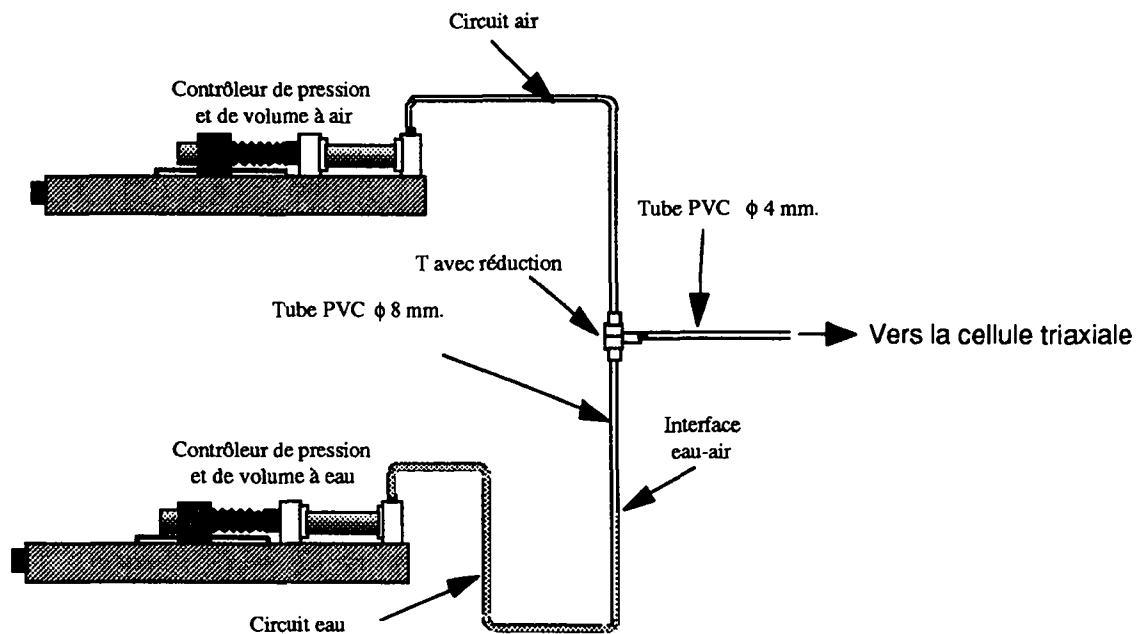


Figure 3-11: Schéma des dispositifs de contrôleur air-eau et air seul pour imposer et mesurer la pression et le volume d'air

Estimation des erreurs sur la mesure du volume d'air

- Effet de la **température**: le volume d'air est d'environ 10 cm^3 . Pour un changement de température de $\pm 0.4^\circ$, à pression constante, la différence de volume est de $\pm 0.02 \text{ cm}^3$.
- Effet de la **pression atmosphérique**: pour un changement de pression atmosphérique de $\pm 2 \text{ kPa}$ par rapport à la normale (101.3 kPa), la différence de volume est de $\pm 0.2 \text{ cm}^3$.

Ordre de grandeurs

- Volume de la cellule intérieure $\approx 6500 \text{ cm}^3$
- Volume moyen d'air dans le contrôleur $\approx 10 \text{ cm}^3$
- Volume de l'échantillon $\approx 200 \text{ cm}^3$
- Somme des erreurs estimées (température, p_{atm}) en conditions normale sans fuites d'air, sur la variation de volume absolue de l'échantillon raisonnablement mesurable 0.22 cm^3
- Pourcentage de déformation mesurable (rapport de la variation de volume sur le volume de l'échantillon)(sans fuites d'air) 0.11%

En plus de ces calculs, l'évolution du volume d'air a été suivie dans un système fermé. Nous avons observé des pertes journalières de l'ordre de 0.20 cm^3 , ce qui correspond pour un essai de 15 jours à environ 2 cm^3 , soit 1% pour la déformation mesurable. Par la suite, nous avons tenu compte de ces pertes pour évaluer les variations de volumes d'air.

3.1.2.6 Capteurs à effet Hall

Cette méthode consiste à coller (ou épingle) des capteurs de déformation directement sur l'échantillon (cf. Figure 3-12) ce qui permet de mesurer aussi bien la déformation axiale que radiale de l'échantillon en cours d'essai. Nous disposons dans notre laboratoire d'un capteur à effet Hall radial et de deux capteurs de type axial qui peuvent être utilisés avec le système GDS (cf. Clayton 1986, GDS Instruments Ltd.).

Le principe du système est le suivant. Un champ magnétique est créé à l'aide d'un aimant, et - après calibration - le déplacement du capteur à effet Hall est mesuré par le suivi de l'évolution des tensions. Pour tester ce système, seul le capteur radial a été monté pour les essais non saturés. En effet le but de nos mesures n'était pas d'étudier le comportement du sol dans le domaine des très petites déformations ($\epsilon < 0.1 \%$) et la mise en place de deux capteurs axiaux n'est pas évidente (manque de place à cause du tube qui amène l'air au-dessus de l'échantillon, nécessité de faire passer plusieurs épingles supplémentaires à travers la membrane ce qui correspond à autant de points "faibles", risque de rigidifier un peu l'échantillon avec l'ensemble de ces dispositifs, etc.).

Avantages

- Lecture en continu des déformations de l'échantillon par acquisition sur PC
- Mesure directe sans correction
- Mesure précise en petites déformations (précision de l'ordre de $10 \mu\text{m}$)

Inconvénients

- Il faut coller ou épinglez les capteurs sur la membrane ce qui est une opération délicate et augmente le risque de fuites pour des essais longs. De plus la mise en place n'est possible que sur un échantillon suffisamment rigide. Dans le cas du limon de Sion, cela sous-entend que l'échantillon est préconsolidé en conditions saturées isotrope à 300 kPa au moins avant la mise en place des capteurs. Si les deux aimants s'éloignent dans le plan perpendiculaire au plan de mesure suite à un léger déplacement (ce phénomène a été observé lors de l'un de nos essais), plus aucune mesure n'est possible.
- Il n'est plus possible de mettre autour de l'échantillon deux membranes avec une couche d'huile siliconée intercalée, le risque serait alors de mesurer le glissement d'une membrane sur l'autre.
- Les capteurs sont prévus pour de petites déformations. Lors du cisaillement, on n'aura plus d'information avec ces capteurs au-delà de $\epsilon \approx 3 \%$.
- L'erreur de mesure devient importante dès que l'échantillon prend une forme en tonneau comme décrit dans l'article de Romero *et al.* (1997)). Dans son expérience sur un chemin d'humidification, dès que des déformations volumiques de l'ordre de 2.5 %, la forme en tonneau devient significative est la mesure du rayon à mi-hauteur se différencie de la mesure moyenne du rayon, si bien que l'estimation de la variation de volume est fautive. Ainsi dans son travail, Romero observe une différence (entre la mesure moyenne et la mesure en milieu d'échantillon) de l'ordre de 20 % dans l'estimation du volume, quand ϵ_v est égal à 4.5%. Ainsi par extrapolation, sur un chemin de cisaillement la mesure du volume est estimée correcte jusqu'à des déformations volumiques de l'ordre de 3 % et des déformations axiales de l'ordre de 1%. Sur des chemins de type isotrope, l'échantillon est censé rester cylindrique et la mesure en milieu d'échantillon devrait refléter assez exactement le comportement de l'ensemble de l'échantillon tant que l'on est dans la gamme de mesure du dispositif.

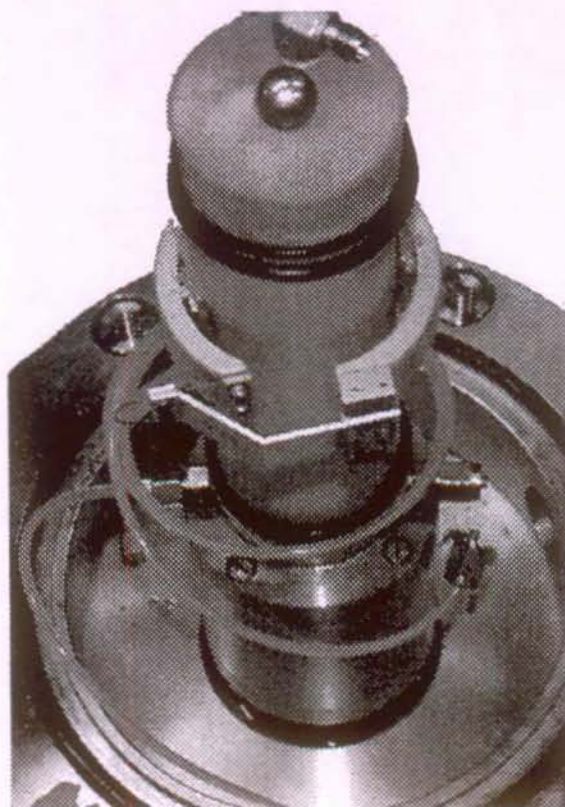


Figure 3-12: Capteur radial à effet Hall, collé sur un échantillon

Ordre de grandeurs

- Volume de l'échantillon $\approx 200 \text{ cm}^3$
- Gamme de mesure possible $\pm 1.5 \text{ mm}$ de changement de diamètre
- Pourcentage d'erreur sur la déformation volumique mesurée estimée

Echantillon en forme de tonneau	?
Echantillon parfaitement cylindrique	? %

Nous ne sommes pas parvenu à estimer l'erreur avec cette méthode: il serait nécessaire de refaire quelques essais pour réévaluer les capacités et limites de cette technique.

3.1.2.7 Mesures au laser

Les **mesures au laser** du volume des échantillons sont utilisées entre autres au laboratoire de l'UPC à Barcelone (Romero *et al.* 1997) et n'ont pas été testées dans notre laboratoire. Ces mesures sont très prometteuses. L'avantage principal est que la mesure se fait sans contact depuis l'extérieur et que la mesure du volume est directe.

Cette méthode nécessite une longue phase de calibrage du système : influence de la paroi en Plexiglas qui se déforme, influence de l'eau sous pression, choix de la membrane. La solution adoptée à Barcelone est d'utiliser une cellule en acier avec quatre fenêtres pour permettre la mesure des volumes au laser. Un balayage au laser sur toute la hauteur permet d'avoir une image plus représentative de l'évolution du volume de l'échantillon que si on mesurait un seul point et permet de détecter une éventuelle non uniformité de l'échantillon. La mesure de la déformation axiale est assurée par deux capteurs de type LVDT (ce qui permet une mesure très précise pour des déformations entre 0.001 % et 10%).

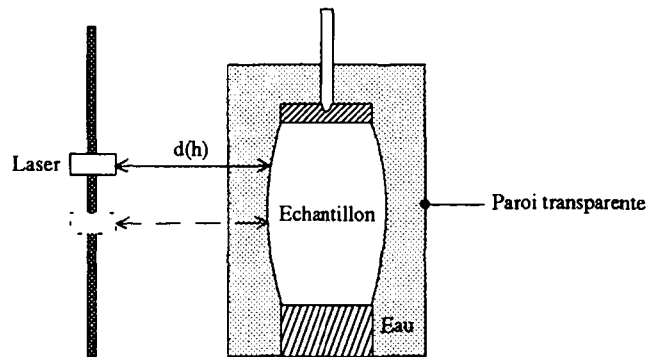


Figure 3-13: Schéma du dispositif de mesure de volume des échantillon par laser

Cette technique n'a pas été utilisée dans le cadre de cette thèse. En effet il faudrait concevoir de nouvelles cellules triaxiales: le développement et les phases de calibrage nécessiteraient environ une année de travail.

Ordre de grandeurs

- Volume de l'échantillon utilisé pour les calibrations : 86 cm^3
- Mesure radiale au laser : résolution de $2 \text{ }\mu\text{m}$, précision pour la déformation radiale $\pm 5 \cdot 10^{-3} \%$
- Mesure axiale au moyen de capteurs LVDT: valable de 0.001% à 10% de déformation axiale
- Différence de déformation volumique théoriquement mesurable:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_1 + 2\Delta\varepsilon_3 = 0.00001 + 2 \cdot 0.00005 = 7 \cdot 10^{-3} \%$$

Pratiquement, la résolution n'est pas tout à fait aussi bonne, puisque si la méthode permet de connaître parfaitement quatre profils, l'hypothèse est faite que ces profils sont continus réguliers là où aucune mesure n'est faite. De plus la hauteur des échantillons est mesurée en deux points et estimée aux autres endroits. Il reste néanmoins que cette méthode est extrêmement précise par rapport aux autres.

3.1.2.8 Analyse d'images

L'analyse d'image permet également de suivre l'évolution des volumes en cours d'essai. Une méthode de ce type a été développée dans notre laboratoire (Gachet *et al.* à publier 1999).

Principe

Une caméra Kodak DVC300 (résolution d'image 640×480 pixels) commandée par un PC via le port USB est utilisée. Un programme pilote permet de contrôler les paramètres d'exposition, de faire la prise de vue et de sauvegarder l'image après l'avoir convertie en niveau de gris. L'avantage de ce type de caméra, outre son prix très accessible, est que le transfert d'images est immédiat et non compressé. Cette caméra est maintenue à une distance constante de l'échantillon par un bras rigide sur lequel sont fixés deux lampes halogènes orientées à 60° environ par rapport à l'axe optique, qui garantissent une luminosité homogène sur l'échantillon quelle que soit la lumière ambiante. La faible distance de l'échantillon à la caméra donne des effets de perspective qu'il convient de prendre en compte et de corriger (cf. annexe C) ; ceci est un choix de commodité, pour pouvoir rendre la caméra solidaire de la cellule, et faciliter ainsi le déplacement de la cellule sur un banc de cisaillement par exemple.

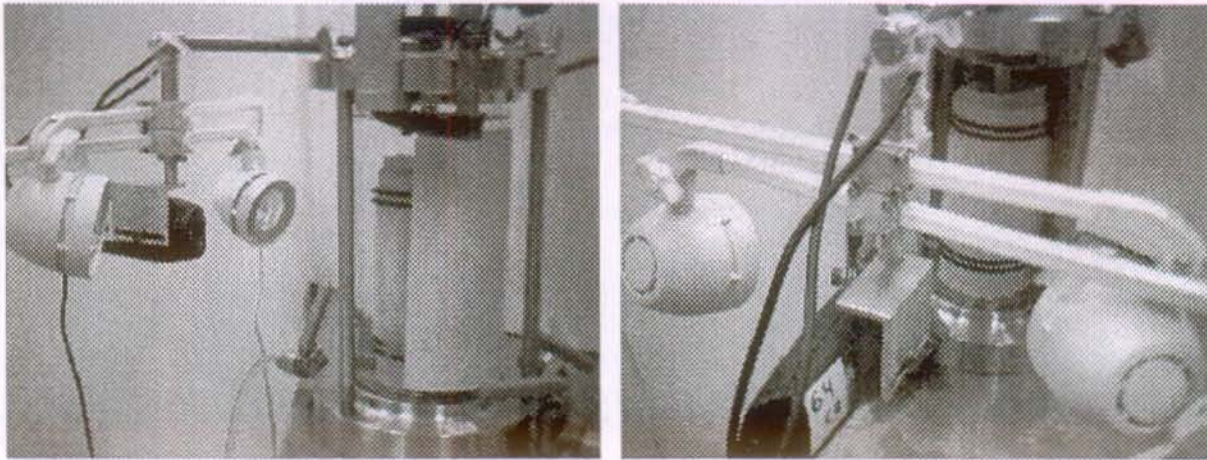


Figure 3-14: Photo du dispositif caméra, halogènes et cellule triaxiale

Une fois la photo prise, l'image est traitée à l'aide d'un programme développé au LMS sous Labview afin d'obtenir une image binaire du profil de l'échantillon blanc sur fond noir (cf. annexe C). L'échantillon est ensuite assimilé à un empilement de disques (lignes) de rayon variable à déterminer et de hauteur de un pixel (= 0.15 mm sans corrections). Pour chacune des lignes les pixels blancs de part et d'autre de l'axe de symétrie sont comptés. La transformation pixel-mm a été déterminée au préalable par calibration sur un échantillon rigide et vérifiée sur des échantillons tests (annexe C). Le rayon R de l'échantillon est ainsi connu en fonction de la hauteur h . Le volume V de l'échantillon est déterminé par sommation discrète des volumes de toutes les lignes:

$$V = \sum \pi R^2(h) \Delta h \quad \text{Eq. 3-9}$$

Discussion

Cette méthode a nécessité une longue phase de calibration. Plusieurs paramètres peuvent influencer la précision de la mesure:

- La déformation due à la lentille optique (aberration sphérique) est supposée négligeable;
- L'algorithme du programme pilote de la caméra n'était pas stable au début et donnait des contrastes différents selon les images, faisant croire à une variation de volume. Ce problème a été partiellement résolu avec une version du programme pilote plus récente et plus stable;
- La température de la caméra a une grande influence sur la mesure. Ainsi si la caméra reste branchée à l'ordinateur entre les photos, le volume de l'échantillon semble augmenter. La variation est de l'ordre de 1800 mm^3 après une heure. Ceci est certainement dû à la dilatation de la lentille de la caméra. Pour éviter ce problème le temps de branchement est de l'ordre de 30 secondes au maximum et le temps minimal entre deux photos successives est de l'ordre de dix minutes;
- L'application de la contrainte de confinement dans la cellule déforme la paroi en Plexiglas et pourrait changer la trajectoire des rayons lumineux: des tests ont montré que ce phénomène était négligeable;
- La déformation de l'échantillon est supposé axisymétrique. C'est une hypothèse très forte pour les cisaillements au-delà de quelques pour-cent de déformation axiale. Une solution serait à l'avenir de mettre deux caméras (disposées à 90° l'une de l'autre) pour déterminer une déformation moyenne de l'échantillon à partir de quatre profils (comme pour la méthode laser) au lieu de deux.

Pour estimer les erreurs trois types de tests de validation ont été effectués (annexe C):

- Détermination de l'erreur sur le volume total absolu au moyen de plusieurs échantillons rigides de différentes formes et dont le volume était connu;
- Détermination de l'erreur sur les changements de volume estimé au moyen d'un échantillon-test rempli d'eau uniquement (ce qui enlève les incertitudes de non saturation complète de l'échantillon) par comparaison à la mesure à la burette;
- Comparaison des changements de volume obtenu en cours d'essais avec d'autres méthodes comme la variation du volume de la cellule.

Ordres de grandeurs

Volume de l'échantillon $\approx 240 \text{ cm}^3$

L'erreur absolue sur la mesure du volume total de l'échantillon est estimée à:

0.2 % sur le rayon, 0.25 % sur la hauteur, donc +/- 0.6 % sur le volume.

L'erreur absolue sur les variations de volume +/- 0.1 %

Conclusions sur cette méthode

Cette méthode donne de très bons résultats et montre la potentialité de l'imagerie numérique dans ce domaine de mesure. Elle permet de déterminer avec une bonne précision les changements de volume en cours d'essai, sous réserve que les hypothèses de départ restent vérifiées (telle que l'axisymétrie des changements de volume de l'échantillon). Nous ne prétendons néanmoins pas avoir avec cette méthode la précision obtenue avec des techniques sophistiquées telles que le laser. Le processus d'analyse des images a été entièrement automatisé, mais la prise de la photo elle-même est encore manuelle. Il est clair qu'une caméra plus performante permettrait d'améliorer encore la détermination du volume de l'échantillon, mais l'intérêt est justement le faible coût des caméras choisies.

3.1.2.9 Conclusion sur les différentes méthodes

Le Tableau 3-2 récapitule les différentes méthodes, leurs avantages et inconvénients ainsi que l'erreur estimée sur la déformation volumique (***) désigne les méthodes testées au LMS).

Tableau 3-2: Tableau récapitulatif des différentes méthodes de mesure de volume

Méthode	Avantages	Inconvénients	Erreur absolue estimée sur ϵ_v (échantillon de 200 à 250 cm ³)
Cellule standard ***	- mesure en continu - pas de nouveau matériel nécessaire	- nombreuses corrections de la mesure nécessaires → calibrations longues	+/- 0.17 % (consolidation) +/- 0.22 % (cisaillement)
Cellule à double paroi	- diminution ou élimination des facteurs modifiant la mesure du volume, par rapport à la cellule standard - diminution du volume intérieur de la cellule - mesure en continu possible	- quelques corrections de la mesure nécessaires	de +/- 0.66 % à +/- 1.13 % suivant la cellule
Cellule à paroi intermédiaire ouverte ***	- diminution ou élimination des facteurs modifiant la mesure du volume, par rapport à la cellule standard - diminution du volume intérieur de la cellule	- pas de mesure en continu possible - quelques corrections de la mesure nécessaires	+/- 0.08 %
Contrôleur à air ***	- mesure en continu possible - mesure directe du volume	- volume d'air dépendant de la température et de la pression atmosphérique - fuites d'air non détectables	+/- 1.1 % auquel s'ajoutent des pertes d'air de 2-3 cm ³ /jour
Contrôleur eau-air ***	- mesure en continu - mesure directe du volume - réduction des erreurs par rapport au contrôleur à air du fait du plus faible volume d'air	- volume d'air dépendant de la température et de la pression atmosphérique - fuites d'air non détectables	+/- 0.11 % auquel s'ajoutent des pertes d'air de 0.20 cm ³ /jour
Capteurs à effets Hall ou LVDT ***	- mesure en continu - mesure directe sur l'échantillon	- conçu pour de petites déformations, n'est plus précis dès que l'échantillon prend une forme de "tonneau" - mesure du rayon seulement à mi-hauteur - mise en place délicate qui nécessite un contact avec l'échantillon	?
Mesure au laser	- mesure directe sur l'échantillon sans contact - possibilité d'automatiser la mesure - mesure du profil sur toute la hauteur - mesure possible sur plusieurs faces si l'échantillon n'est pas axisymétrique	- système encore coûteux et nécessitant une calibration très précise	+/- 0.007 % valeur théorique si le volume est parfaitement régulier
Analyse d'images telle que testée au LMS ***	- mesure directe sur l'échantillon sans contact - mesure du profil sur toute la hauteur	- n'est plus valable si la déformation de l'échantillon n'est plus axisymétrique - prise de la photo non automatisée	+/- 0.1 %

Commentaires

En fait les erreurs sont réellement comparables dans la mesure, où elles ont été quantifiées dans le même laboratoire pour le même type de cellules. En effet pour les deux méthodes non testées à Lausanne (cellule à double paroi et laser), les chercheurs des autres laboratoires ont travaillé avec des cellules, des systèmes d'acquisition de données, des tailles d'échantillons et des conditions de température différentes.

De plus suivant les méthodes, il est relativement difficile d'isoler les différentes sources d'erreurs et de les quantifier (d'autant plus qu'il n'existe pas une méthode exacte de référence pour évaluer les changements de volume). Par exemple Sivakumar a simplement additionné tous les effets dans son estimation de l'erreur. Ainsi la valeur estimée de l'erreur sur la déformation volumique absolue est très élevée par rapport à d'autres méthodes présentées et par rapport à la réalité.

Plusieurs des méthodes présentées permettent d'estimer les déformations volumiques absolues à plus ou moins 0.1 %, ce qui est suffisant pour des essais non saturés effectués en conditions triaxiales, où les déformations volumiques sont de l'ordre de 1 à 6 %.

Recommandations

En conclusion, si l'on choisit de mesurer des changements de volume intérieur de la cellule, la méthode de la double paroi nous paraît la plus fiable.

Les méthodes de mesures directes des volumes d'air sont dépendantes de fuites d'air indécélables. Néanmoins notre proposition de limiter au maximum le volume d'air en jeu donne des résultats satisfaisants.

Les méthodes de mesure interne des volumes sur les échantillons sont très intéressantes, mais il faut privilégier les méthodes sans contact avec l'échantillon (photos ou laser par exemple) pour limiter les manipulations.

Il est bien sûr conseillé d'utiliser simultanément deux méthodes (par exemple mesure du volume de la cellule et photos) pour avoir un double contrôle.

Méthodes utilisées

Dans le cadre de cette thèse, plusieurs méthodes ont été utilisées:

1. Mesure des variations de volume des cellules. Deux types de cellules ont été utilisées dans le cadre de ces essais:
 - les cellules dites "standards", où l'écrasement est piloté sous presse mécanique, la pression de la cellule assurée par un manomètre et la mesure du volume ou de la pression interstitielle est obtenue par un capteur de pression interstitielle.
 - une cellule GDS entièrement automatisée et pilotée par trois contrôleurs à eau (un pour imposer σ_3 , un pour σ_1 et un pour mesurer le volume d'eau qui sort de l'échantillon ou sa pression interstitielle).
2. Mesure des changements de volume d'air à l'aide de contrôleurs eau-air ou air seul.
3. Mesure par analyse d'image.
4. Mesure par capteur à effet Hall.

Parfois plusieurs méthodes ont été utilisées simultanément, ce qui a permis de valider nos mesures ainsi que nos estimations des erreurs (chapitre 5).

3.2 DESCRIPTION DU SOL

Le sol utilisé dans le cadre de ce mémoire est un limon de la région de Sion. Ce choix a été dicté par plusieurs constatations. Un limon est plus perméable qu'une argile, ce qui devrait raccourcir la durée des essais. Les succions à imposer pour dessaturer un limon sont moins fortes que pour des argiles, ce qui correspond mieux aux appareillages de notre laboratoire. De plus quelques essais saturés avaient été effectués au préalable en condition saturée sur ce sol (Botu 1994).

3.2.1 GRANULOMETRIE

Le sol utilisé pour le programme d'essai vient de la gravière de Billieux à Grône dans la région de Sion (Suisse). Il s'agit des boues de lavage de la gravière. Les échantillons ont été prélevés sous forme de boues, puis séchés, écrasés et passés au tamis maille carrée de 0.5 mm de côté. Les tout premiers essais (jusqu'en octobre 1995) ont été effectués avec le sol correspondant à la granulométrie 1 (cf. Figure 3-15) puis, faute de matériau, on a dû rechercher du sol pour le reste des essais. Comme on peut le constater la granulométrie 2 (cf. Figure 3-15) est très proche de la précédente.

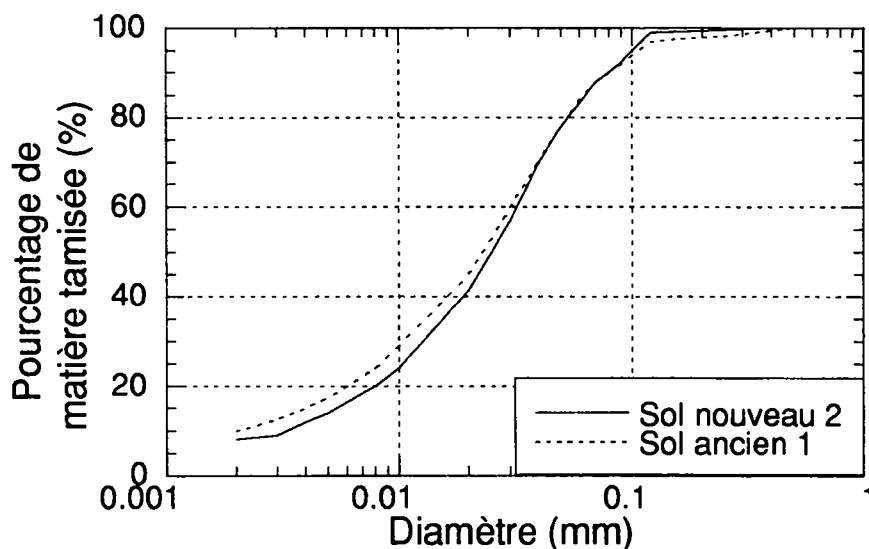


Figure 3-15: Granulométrie du limon de Sion

La distribution des grains montre qu'il y a 72% de limon, 8% d'argile et 20% de sable. Les caractéristiques du sol sont résumées dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3: Caractéristiques du limon de Sion

w_L (%)	w_P (%)	I_P	% < 2 μm	% < 20 μm	% > 60 μm	γ_s (kN/m ³)
25.4	16.7	8.7	8	41	84	27.41

Selon la classification par la méthode USCS, il s'agit d'un CL-ML ou d'un CL, ce qui équivaut à un limon argileux avec sable.

Caractérisation au microscope électronique

Les essais ont été faits avec l'aide des collaborateurs du Centre interdépartemental de microscopie électronique (CIME) à l'EPFL. On fixe l'échantillon sur un support, ensuite on le métallise et on met le tout sous vide pour permettre la propagation des électrons (cf. annexes de Vulliet 1988). Avec cet appareillage, il n'est possible de voir que des échantillons secs et on ne peut donc pas suivre l'évolution de la microstructure au cours des essais.

Deux échantillons ont été analysés : une poudre et l'intérieur d'un échantillon cohérent de boue séché à la marmite puis au dessiccateur (Figure 3-16). On observe dans les deux cas des structures semblables. Les images montrent la présence non négligeable d'une structure en feuillet autour des gros grains. Cela confirme la présence nette d'argile dans ce sol.



(a) 500 x



(b) 1000 x



(a) 5000 x



(b) 1000 x (poudre)

Figure 3-16 :Photos au microscope électronique à balayage: (a-b-c) boue séchée (d) poudre

Caractérisation minéralogique

Une analyse diffractométrique semi-quantitative par rayons X effectué par le Laboratoire de Géologie de l'EPFL (GEOLEP) a permis de déterminer la composition minéralogique du limon de Sion (cf. Tableau 3-4). De plus dans sa thèse, de Los Cobos (1994) a analysé des boues de lavages dont celles de Bilieux.

Tableau 3-4: Analyse minéralogique semi-quantitative (Pourcentage des composants par rapport à la roche totale)

Quartz (% poids)	Plagioclase	K-Feldspath	Calcite	Dolomite	Anhydrite	Indosées, phyllosilicates
37	17	16	6	1	1	22

Dans les parties indosées se trouvent des chlorites, des illites, des hydroxydes de fer et d'aluminium. Le Tableau 3-5 montre la répartition des indosés.

Tableau 3-5: Répartition des phyllosilicates indosés (Analyse semi-quantitative)

	Chlorite	Illite	Kaolinite	Smectite
Par rapport à la roche totale en %	27	60	-	13

Le seul phyllosilicate de type "gonflant" est la smectite qui représente moins de 2% du poids total du limon de Sion ce qui est très faible (Tableau 3-5). Les parties fines de ce sol ne sont donc pas gonflantes.

3.2.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS

Les essais sur sols non saturés peuvent être faits sur trois types d'échantillons : non remanié, compacté ou remanié. La plupart des résultats expérimentaux décrits dans la littérature sur les sols non saturés ont été faits sur des échantillons compactés. Il existe aussi quelques travaux sur des échantillons non remaniés et très peu sur des échantillons remaniés.

Dans le cadre de cette étude, le choix d'un matériau remanié ainsi que la procédure de fabrication ont été mis en place par L. Laloui. La décision d'étudier un sol remanié a été prise pour deux raisons principales :

- pour garantir une bonne reproductibilité des conditions initiales des échantillons;
- pour s'affranchir de l'anisotropie induite par le compactage des échantillons, ainsi que des changements de la microstructure induits par le compactage.

La préparation des échantillons est faite de telle sorte qu'ils soient très proches d'un état mécanique et hydrique vierge. La procédure consiste à mélanger le limon sec avec de l'eau déminéralisée et désaérée dans des proportions déterminées par pesée, afin d'obtenir une teneur en eau égale à 1.5 fois la limite de liquidité. Cette teneur en eau doit garantir un état initial saturé. Pour limiter le nombre de bulles d'air occluses dans la boue, le sol est ensuite vibré.

L'échantillon est ensuite mis pendant 24 h dans une boîte hermétique pour garantir son homogénéité.

Le sol est alors mis dans son état le plus lâche dans les appareils d'essais (oedomètres, marmite de Richards). L'indice des vides initial de cette boue varie entre 0.9 et 1.

Pour les essais triaxiaux (et certains essais oedométriques également), il est nécessaire de donner une forme à l'échantillon avant de le mettre en place dans la cellule. Le sol est d'abord placé sous forme de boue dans un tube de moulage, puis soumis à une faible charge (contrainte d'environ 100 kPa pendant 4 heures en retournant régulièrement le dispositif pour avoir une

consolidation homogène). Cette mise en place correspond à une consolidation K_0 de l'ordre de $p=30$ kPa. Les indices des vides initiaux sont de l'ordre de 0.70 à 0.77. L'élanement initial des échantillons est de deux (diamètre de 50 ou 55 mm et hauteur 100 ou 110 mm).

Quelques statistiques sur les valeurs initiales de 36 échantillons ont été effectuées. Il s'est avéré que malgré cette procédure, en moyenne le degré de saturation initial est de 93 % (écart-type ± 2 %) et non pas de 100 %. Ceci s'explique par l'impossibilité d'enlever toutes les bulles d'air durant le montage de l'échantillon.

3.3 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Dans un premier temps, une caractérisation complète du comportement saturé du limon de Sion est effectuée. Ensuite est étudiée l'influence de la succion sur le même type de chemins de sollicitations.

Ces chemins sont résumés dans la Figure 3-17.

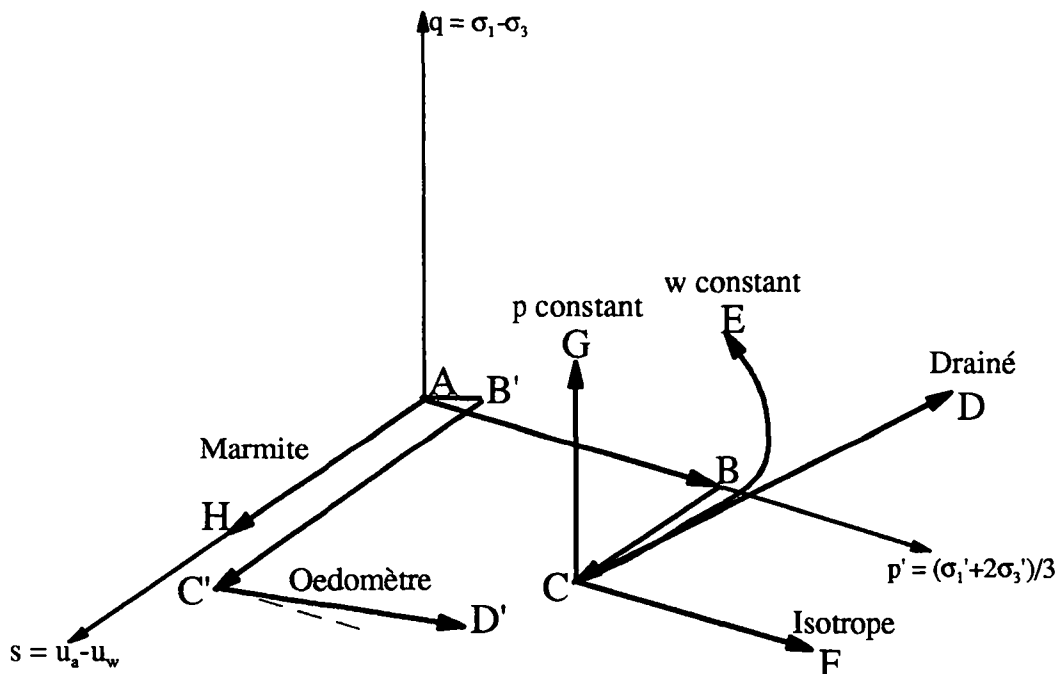


Figure 3-17: Chemins de sollicitations

Description des chemins de sollicitations explorés dans le cadre de cette thèse en fonction des appareillages utilisés:

1. Marmite (chemin A-H)

Chemin purement "hydrique": on augmente ou on diminue la succion imposée à l'échantillon sans contrainte mécanique à la surface de l'échantillon.

2. Oedomètre (chemin A-B'-C'-D')

Après une consolidation saturée en conditions oedométriques (A-B'), on passe à une phase de dessaturation (B'-C') du sol par l'imposition d'une pression d'air. Ensuite on recharge mécaniquement le sol à succion constante (C'-D').

3. Cellule triaxiale (chemins A-B-C-(D / E / F / G))

Après une consolidation saturée en conditions isotropes (A-B), on dessature l'échantillon (B-C). Ensuite plusieurs chargements sont envisageables:

- un cisaillement "conventionnel", c'est-à-dire avec augmentation de σ_1 avec σ_3 constante, en conditions drainées ($u_w=0$) à succion constante (C-D)
- un cisaillement à teneur en eau constante (C-E); l'eau ne peut pas sortir de l'échantillon, ce qui génère des pressions interstitielles mesurées. Parallèlement une pression d'air constante est imposée et la succion est ainsi connue à tout moment durant l'essai
- un chargement ou une décharge mécanique isotrope en conditions drainées à succion constante (C-F). Ce chemin peut être suivi d'un cisaillement.
- un cisaillement à pression moyenne effective constante en conditions drainées à succion constante

Les tableaux récapitulatifs des essais du programme expérimental se trouvent aux sections 4.1.1, 4.1.2, 4.1.3, 5.1.1, 5.2, 5.3, 5.5.1 et 5.5.2.

Niveaux de succions étudiés

Du fait de la durée des essais, il a fallu se limiter à quelques niveaux de succion. En général, on a choisi les succions suivantes pour les essais: $s = 50$ kPa, $s=100$ kPa , $s=200$ kPa et $s=280$ kPa.

3.4 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les particularités des techniques expérimentales et les procédures utilisées dans le cadre de cette thèse: marmite de Richards, oedomètre et cellule triaxiale adaptée à la méthode de surpression d'air.

Un accent particulier a été mis sur la difficulté de la mesure de volume pour un échantillon non saturé. Plusieurs techniques ont été comparées et deux approches ont été développées plus particulièrement dans notre laboratoire: mesure du volume d'air de l'échantillon via un contrôleur eau-air et mesure par imagerie numérique.

Le sol utilisé par la suite a ensuite été caractérisé: il s'agit d'un limon remanié. La technique de préparation des échantillons a été décrite: la mise en place est faite de telle sorte que l'état initial soit aussi proche que possible d'un état vierge hydrique et mécanique.

Finalement le programme expérimental a été décrit.



4. COMPORTEMENT SATURÉ

Pour pouvoir étudier les caractéristiques des sols non saturés, il est nécessaire au préalable de bien connaître leur comportement en conditions saturées (suction nulle). Ce chapitre présente l'ensemble de la caractérisation du comportement saturé du limon de Sion.

Les résultats expérimentaux bruts d'une cinquantaine d'essais triaxiaux et d'une dizaine d'essais oedométriques sont décrits. Une comparaison entre des essais triaxiaux saturés et secs est proposée ensuite. Finalement le fluage du sol est testé.

La suite est consacrée à l'interprétation des résultats expérimentaux: évaluation de la compressibilité du sol, de sa rigidité et de son état critique.

Dans la dernière partie du chapitre, la détermination de la forme de la surface de charge pour ce sol est décrite.

4.1 RESULTATS EXPERIMENTAUX BRUTS

Plusieurs chemins sont investigués : déviatoire, isotrope et oedométrique. Le comportement normalement consolidé et surconsolidé du sol est également étudié.

4.1.1 COMPORTEMENT DEVIATOIRE

La liste des essais déviatoires effectués est donnée dans trois tableaux (Tableau 4-1, Tableau 4-2, Tableau 4-3). Plusieurs types de sollicitations dans le plan p-q sont imposées en condition triaxiales, comme le résume la Figure 4-18: des essais triaxiaux standards ($\Delta q/\Delta p = 3$), des essais à pressions moyenne constante ($\Delta q/\Delta p = \infty$) et des essais sur des chemins particulier à pression moyenne décroissante ($\Delta q/\Delta p < 0$). Les essais effectués sont:

- 15 essais normalement consolidés (NC) drainés (Tableau 4-1)
- 9 essais normalement consolidés non drainés (Tableau 4-2)
- 20 essais surconsolidés (SC) drainés (Tableau 4-3)

Plusieurs essais sont effectués deux fois pour confirmer la reproductibilité des essais.

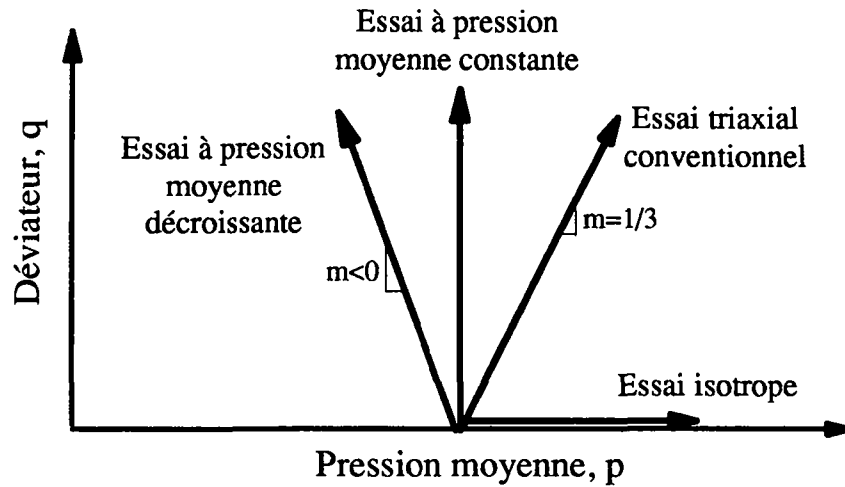


Figure 4-18 : Types de chemins de sollicitations dans le plan p-q

Tableau 4-1 : Liste des essais saturés déviatoires *normalement consolidés drainés*

Nom	Contre- pression (kPa)	Type d'appareil triaxial	e_i (-)	w_i (%)	$\Delta q / \Delta p'$	p_0 (kPa)	e_f (-)	w_f (%)
D1*		Standard	0.73	26.2	3	100	0.665	24
D2*		Standard	0.73	26.3	3	100	0.679	23.3
D3*		Standard	0.755	27	3	200	0.683	22
D4		Standard	0.724	25.9	3	200	0.638	22.6
D5		Standard	0.712	25.5	3	400	0.59	21.1
D6		Standard	0.704	25.2	3	400	0.59	20.9
D7*		Standard	0.724	25.9	3	600	0.62	19.9
D9	100	GDS			3	600		
D10*		GDS	0.715	25.6	∞	600	0.609	22.3
D11*		GDS	0.726	26	∞	600	0.603	
D13		GDS	0.71	25.4	3	400	0.623	22.3
D14a		GDS	0.74	26.4	3	500	0.605	21.6
D14b		GDS	0.73	26.2	3	500	0.62	22.2
D14c	200	GDS	0.72	25.8	3	500	0.618	22.1
D15		GDS			∞	300		

i: initial; f: final

Tableau 4-2 : Liste des essais saturés déviatoires normalement consolidés non drainés

Nom	Contre- pression (kPa)	Type d'appareil triaxial	e_i (-)	w_i (%)	$\Delta q/\Delta p'$	p_0 (kPa)	e_f (-)	w_f (%)
U1*	0	Standard	0.74	26.5	3	200	0.63	23
U2*	0	Standard	0.71	25.5	3	300	0.64	22
U3	0	GDS	0.76	27.3	3	400	0.64	23
U4*	0	Standard	0.77	27.6	3	1000	0.6	22
U5*	0	Standard	0.748	26.8	3	1000	0.57	20.5
U6	200	GDS	0.723	24.8	3	200	0.692	24.8
U7	200	GDS	0.726	26	3	400	0.673	24.05
U8	200	GDS	0.72	25.75	3	600	0.644	23.05
U9	200	GDS	0.71	25.5	3	1000		19.33

Tableau 4-3 : Liste des essais déviatoires saturés surconsolidés drainés

Nom	Type d'appareil triaxial	$\Delta q/\Delta p'$	e_i (-)	w_i (%)	OCR	p_0 (kPa)	e_f (-)	w_f (%)
DO1*	Standard	3	0.715	25.6	4	100	0.626	
DO2*	Standard	3	0.698	25	6	100	0.602	22.3
DO3*	Standard	3	0.714	25.6	8	100		21.9
DO4*	Standard	3	0.715	25.6	8	100	0.652	22.8
DO5	Standard	3	0.724	25.9	8	100	0.623	23
DO6p	GDS	∞	0.718	25.7	2	300		20.4
DO7	GDS	3	0.712	25.5	2	300		22.4
DO8	GDS	3	0.743	26.6	2	200		
DO8bis	GDS	∞			2	200		
DO9	GDS	3	0.726	26	1.33	300		22.2
DO10p	GDS	∞	0.729	26.1	4	100		25.4
DO11p	GDS	∞	0.752	26.9	2	200		
DO12p	GDS	∞	0.760	27.2	1.33	300		
DO13t	GDS	-3	0.738	26.4	2	200		
DO14p	GDS	∞	0.740	26.5	1.33	300		
DO15p	GDS	∞	0.746	26.7	2	200		
DO16	GDS	3	0.726	26	1.33	300		22.9
DO17	GDS	3	0.743	26.6	1.5	400		22.4
DO18p	GDS	∞	0.743	26.6	4	100		
DO19t	GDS	-1	0.704	25.2	2	200		24.4

* essais programmés et effectués par L. Laloui, G. Gruaz, P. Marguet

Cinq figures montrent les résultats saturés les plus représentatifs. Les autres essais sont donnés en annexe D. Les résultats sont chaque fois représentés dans quatre plans parallèles: ε_1 - q , ε_1 - ε_v (ou u_w), p' - q et p' - ε_v (ou u_w). Les définitions de ces différents termes sont données en Annexe A.

Dans certains cas, une rupture de type fragile des échantillons est observée (notée * sur les graphiques). Dans ces cas que l'échantillon n'est plus admis homogène et que sa réponse en résistance et en volume n'est pas considérée au-delà de ce point de rupture.

Reproductibilité des essais

La Figure 4-19 montre **la reproductibilité des essais** effectués (cf. aussi d'autres essais en annexe X) pour un cas normalement consolidé à une pression de confinement de 200 kPa. Les courbes sont très proches aussi bien dans le plan déviatoire que volumique.

Généralement les essais effectués dans les équipements de type GDS (cf. annexe D) présentent pour un même chemin de sollicitation, des résistances de pic et ultimes légèrement inférieures (au maximum 10 % essais à 400 kPa entre l'essai D5 et l'essai D13) à celles obtenues dans les cellules triaxiales standards. Les conditions de frottements en haut des échantillons (cf. 3.1.1.3) ne sont pas tout à fait les mêmes dans les deux systèmes, ce qui pourrait expliquer ces différences.

Essais normalement consolidés en conditions drainées

La Figure 4-20 résume les **essais normalement consolidés en conditions drainées** pour des contraintes de confinement σ_3 variant entre 100 et 600 kPa.

Dans le plan ε_1 - q , le déviateur maximal et la rigidité augmentent régulièrement avec la contrainte de confinement pour les essais standards ($\Delta q/\Delta p=3$). Dans le plan ε_1 - ε_v , la déformation volumique croît globalement avec la pression moyenne des essais. Le comportement global est contractant puis faiblement dilatant pour ce sol.

Discussion sur le comportement observé dans le plan ε_1 - ε_v :

La dilatance observée est plus marquée pour les faibles pressions de confinement (100 kPa et 200 kPa). Toutefois cette dilatance est toujours présente pour les contraintes de confinements nettement plus élevées ($\sigma_3=400$ à 600 kPa): il semble donc que le comportement de ce limon se rapproche de celui d'un **sol non cohésif lâche** (cf. Mohkam 1983).

Pour l'essai D7 ($\sigma_3=600$ kPa), il y a eu rupture aux alentours de 15 % de déformations, mais la tendance à la dilatance était également présente. L'essai à pression moyenne constante (D15, pression moyenne constante de 300 kPa) confirme l'hypothèse d'un sol non cohésif avec une faible dilatance.

Pour l'autre essai à p constant de 600 kPa (D10), il n'y a par contre plus de dilatance.

Remarque concernant l'essai D14b:

Les oscillations continues dans le plan ε_1 - q proviennent de l'utilisation d'une version β du logiciel d'acquisition des données avec le nouveau système GDS du laboratoire. Depuis le logiciel de pilotage a été modifié pour éviter ces petits sauts de contraintes et retrouver des courbes lisses.

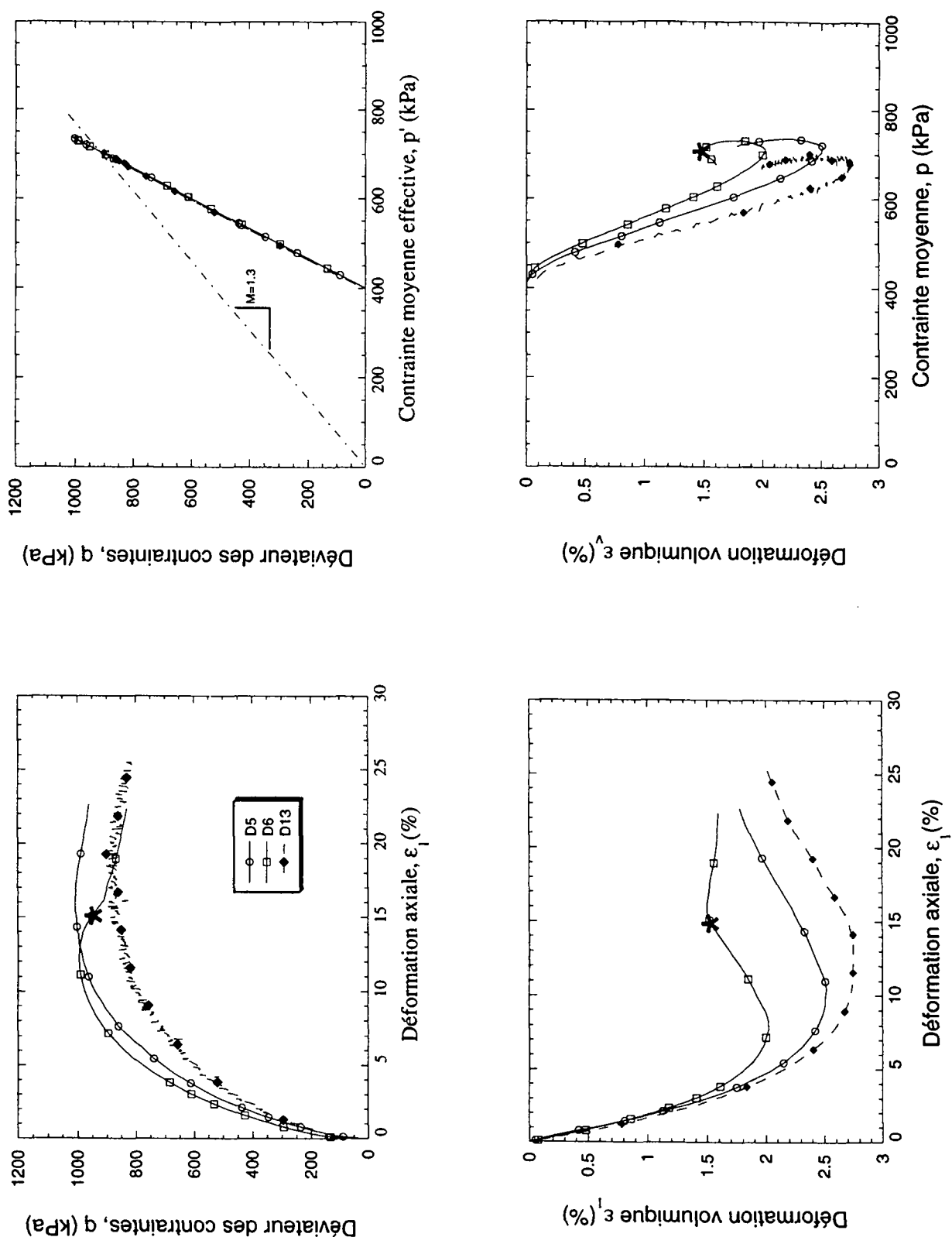


Figure 4-19 : Comparaison de trois essais triaxiaux conventionnels NC: $\sigma_3 = 400$ kPa (D5-D6-D13)

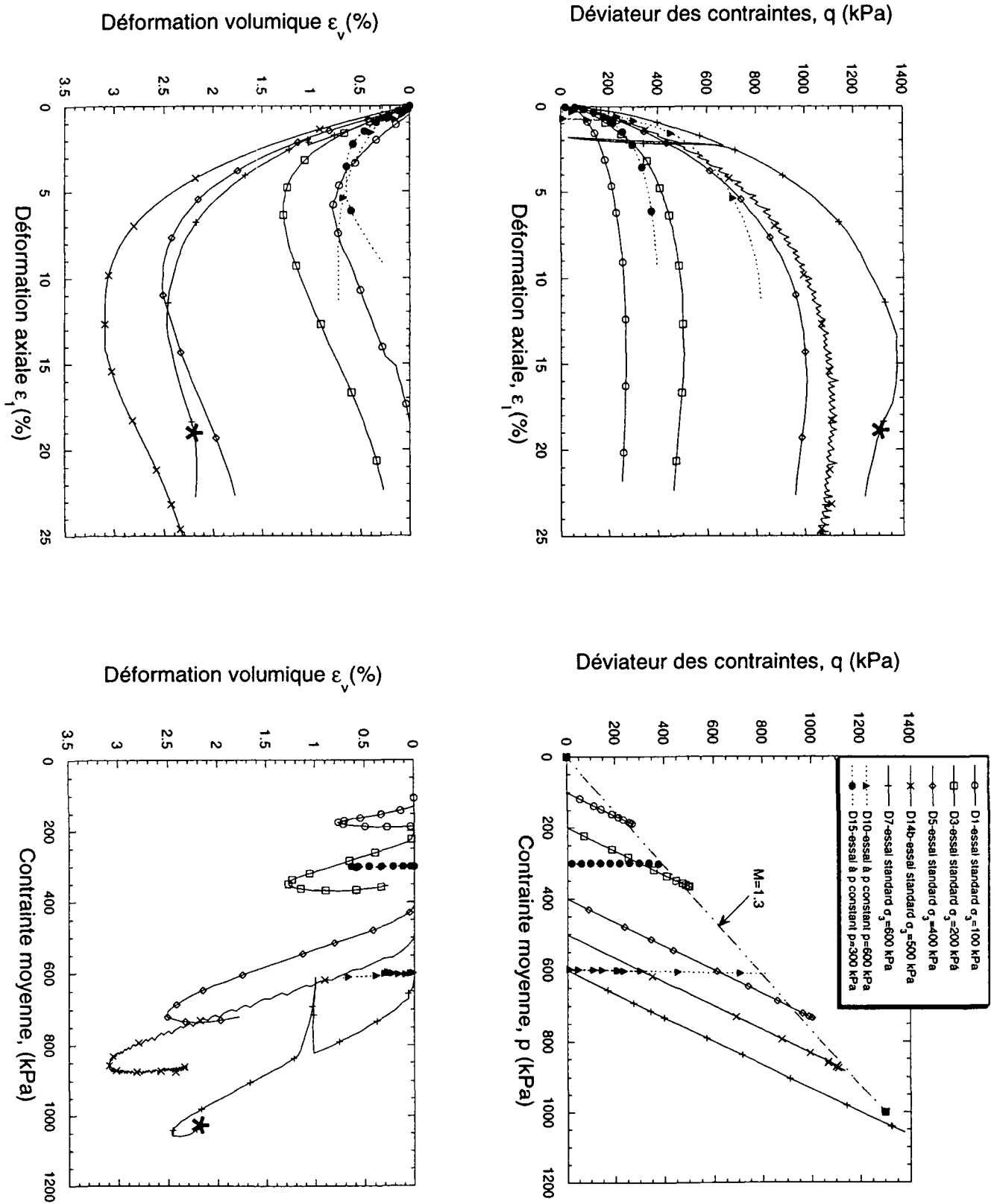


Figure 4-20 : Essais triaxiaux normalement consolidés drainés à différents niveaux de contrainte de confinement

Essais normalement consolidés en conditions non drainées

La Figure 4-21 montre les essais **normalement consolidés non drainés** effectués dans les **cellules triaxiales standards** du laboratoire.

Dans le plan ε_1 - q , la résistance maximale et la rigidité augmentent régulièrement avec la contrainte de confinement. Globalement dans le plan ε_1 - u_w , la génération de pression interstitielle est relativement faible. Le comportement typique des sols non cohésifs observé en condition drainées (augmentation puis diminution de u_w) est à nouveau observé.

Discussion particulière sur certains essais:

Les essais U5 et U6 à $\sigma_3=1000\text{kPa}$ ne sont pas très proches: il y a plus de 10 % de différence sur la valeur de pic. Il faut noter à ce propos que ces essais sont faits au-delà des gammes de pressions habituelles des cellules standards (0 à 800 kPa).

Malheureusement l'évolution de la pression de l'eau pour le cas U4 n'a pas été enregistrée. En effet il est probable que dans le cas U4 la génération de pression interstitielle a été plus forte que pour l'échantillon U5. L'échantillon a ainsi atteint l'état critique plus rapidement. D'ailleurs pour l'essai U5, dans le plan ε_1 - u la pression interstitielle diminue anormalement au-delà de 5% de déformation axiale.

La Figure 4-22 montre les **essais normalement consolidés non drainés avec contre-pression effectués dans les cellules triaxiales de type GDS** du laboratoire.

Ces essais sont effectués avec une contre-pression de 200 kPa, ce qui permet de garantir une meilleure saturation des échantillons. Les résultats sont beaucoup plus réguliers que les précédents. Globalement la génération de pressions interstitielles est deux à trois fois plus grande qu'avec le système standard (Figure 4-21). Ceci est dû en partie à:

- le système entier (connexions, tubes, ...) est mieux saturé que dans les cellules standards;
- les tubes sont plus courts;
- de l'eau désaérée (donc moins compressible) est systématiquement utilisée;
- la contre-pression permet également d'améliorer la saturation de l'échantillon et engendre donc des pressions interstitielles supérieures durant le cisaillement.

Dans les plans ε_1 - q , du fait d'une génération supérieure de pression interstitielle, les échantillons atteignent le même état critique qu'auparavant pour des déviateurs de contraintes beaucoup plus faibles.

Quelques essais complémentaires ont été effectués par G. Gruaz en 1998 pour vérifier si la différence de génération de pressions interstitielles entre les deux systèmes était reproductible. En faisant des essais non drainés sans contre-pression dans les deux systèmes, la génération de pressions interstitielles est encore deux fois plus importantes avec le système GDS.

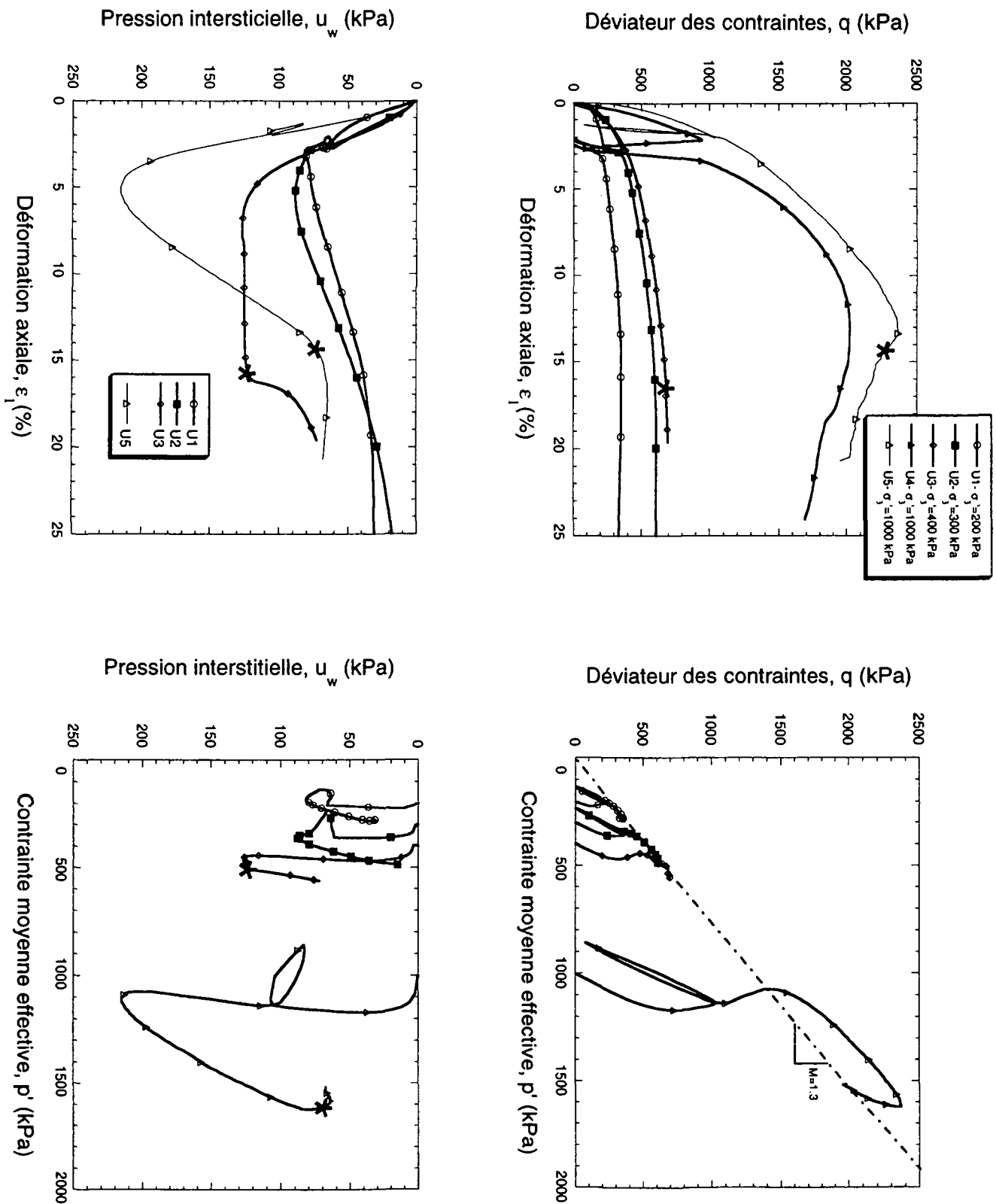


Figure 4-21 : Essais normalement consolidés non drainés à différents niveaux de contrainte de confinement (effectués dans les cellules triaxiales standards)

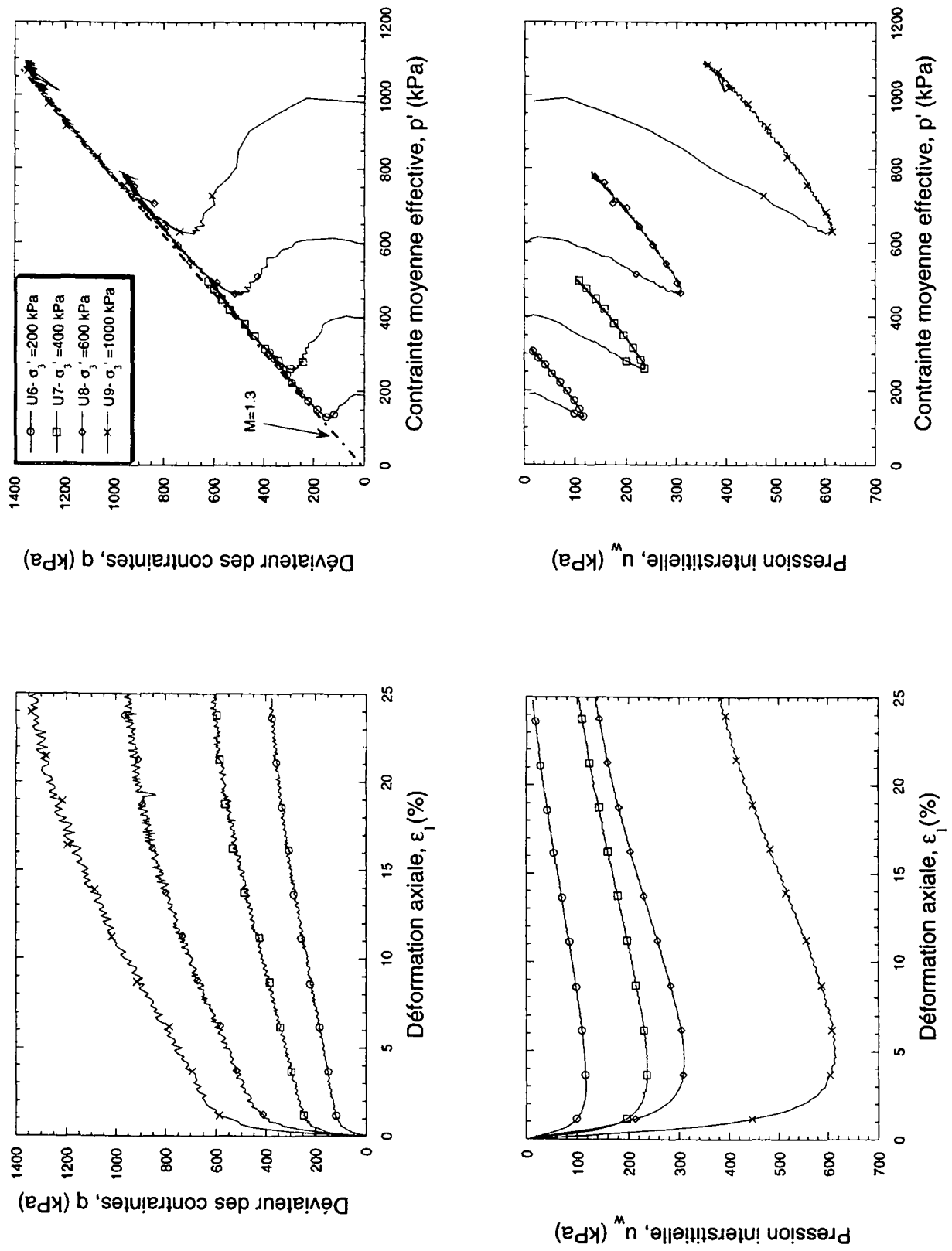


Figure 4-22 : Essais normalement consolidés non drainés effectués à différents niveaux de contraintes avec une contre-pression de 200 kPa (cellule triaxiale GDS)

Essais surconsolidés en conditions drainées

La Figure 4-23 résume les **essais surconsolidés drainés conventionnels** avec une pression radiale de 100 kPa durant l'essai et des degrés de surconsolidation OCR (rapport entre la pression moyenne effective de préconsolidation de l'essai et la pression moyenne effective au début du cisaillement) de 1, 4, 6 et 8.

Les échantillons présentent un comportement typique pour les sols surconsolidés (SC). Ainsi dans le plan ε_1 - q , toutes les courbes des essais atteignent une valeur de pic qui augmente avec OCR, puis tendent vers une valeur résiduelle identique correspondant à l'état critique du sol. Dans le plan ε_1 - ε_v , la contractance est suivie d'une dilatance d'autant plus forte que OCR est élevé.

La Figure 4-24 représente deux essais drainés faits sur des chemins de sollicitations moins usuels: le déviateur q augmente, tandis que la **pression moyenne effective diminue**. Ce type d'essais permettra de définir de façon plus complète la forme de la surface de charge dans le plan p' - q (cf. 4.5).

Dans le plan ε_1 - q , le sol tend vers un état critique après un léger pic. Les déviateurs maximaux atteints sont très faibles (cf. plan p' - q), puisque l'état critique du sol à ces niveaux de pression moyenne du sol est très proche. Le comportement en volume ne présente qu'une dilatance du sol. Ce comportement a également été observé pour les essais SC sur chemins à **pression moyenne constante** (Figure 4-25 et annexes D) et par d'autres auteurs qui effectuent des essais SC de ce type (cf. Hattab et Hicher 1995).

Tous les autres essais surconsolidés sont représentés en annexe D, ils sont utilisés par la suite pour l'interprétation du comportement saturé du limon de Sion.

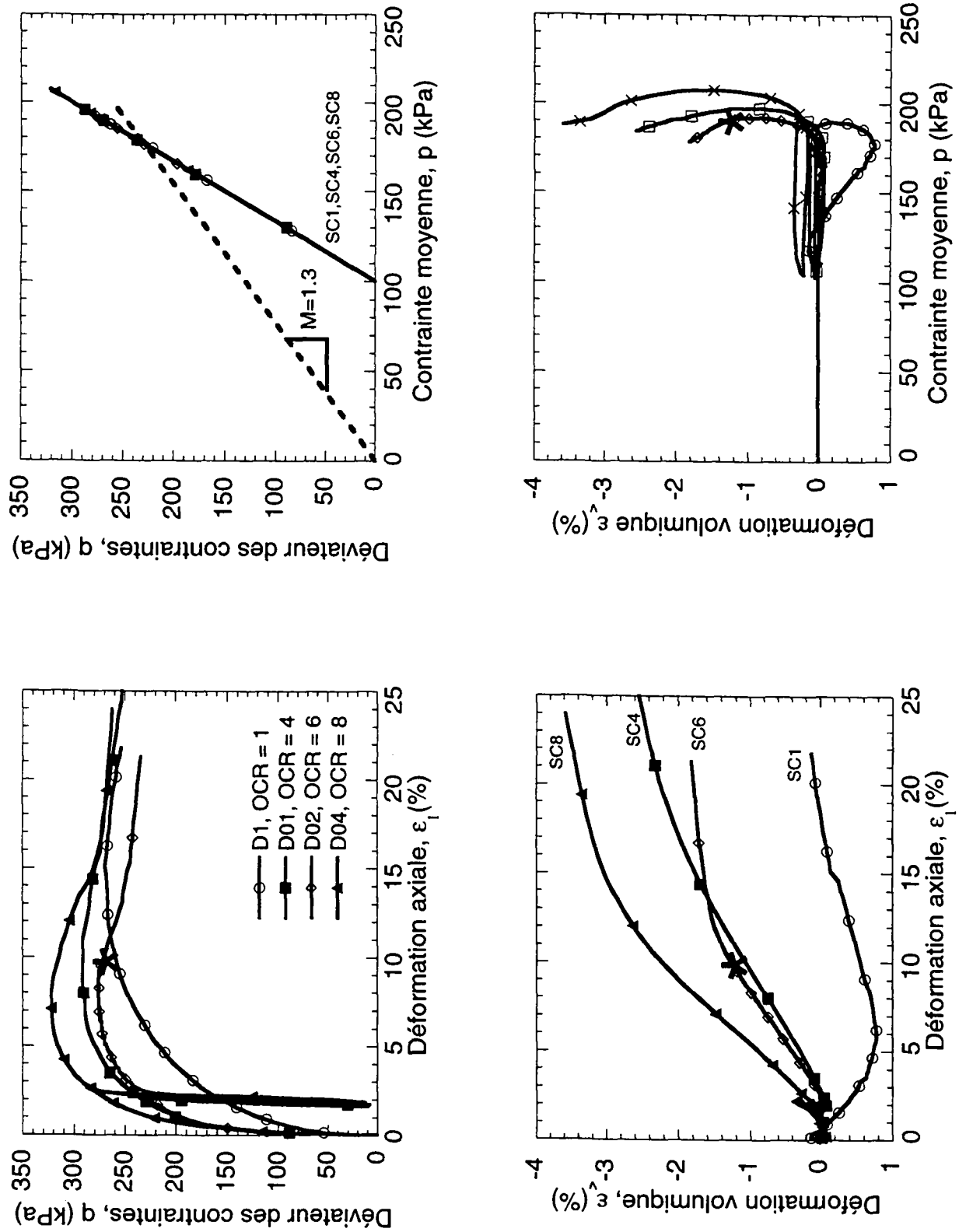


Figure 4-23 : Essais surconsolidés drainés conventionnels à différents niveaux de surconsolidation et à la même contrainte de confinement $\sigma_3=100$ kPa.

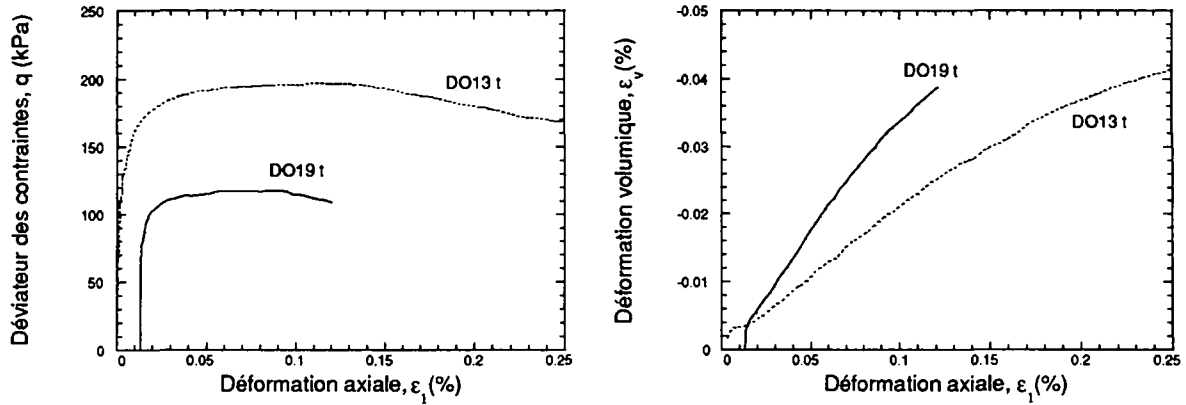


Figure 4-24: Essais surconsolidés à p' décroissante, D013t et D019t

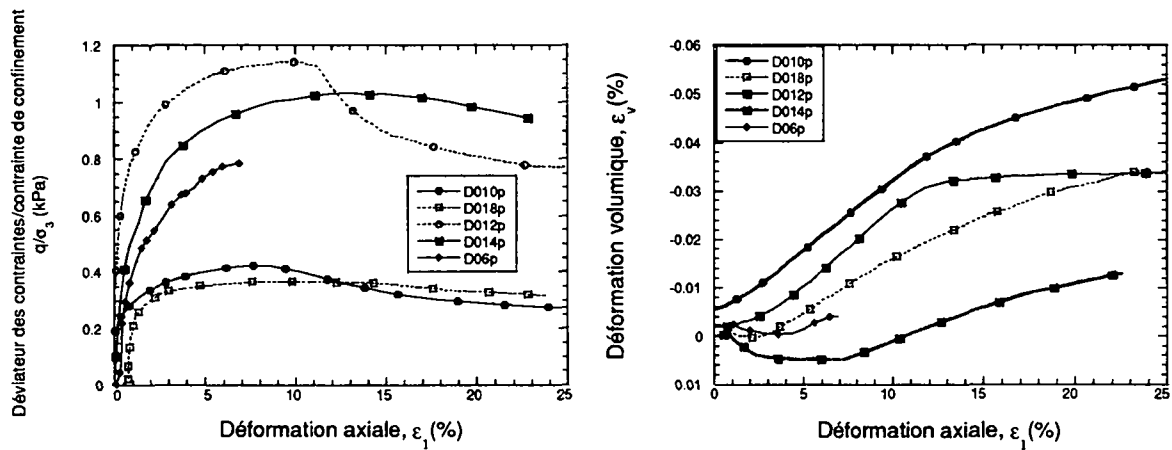


Figure 4-25: Essais surconsolidés, essais à p' constant à différents niveaux de pression

4.1.2 ESSAIS TRIAXIAUX SUR ECHANTILLONS SECS

Le but de ces essais était de comparer les comportements d'échantillons secs et saturés. Selon Terzaghi et Peck (1957), les essais lents conduisent au même résultat pour un sable, qu'il soit saturé ou sec, si la compacité relative reste la même. La seule différence est que l'angle de frottement interne ϕ est généralement plus faible de 1-2 ° pour le sable saturé. Trois échantillons de limon (cf.

Tableau 4-4) sont mis en place à sec dans des cellules triaxiales. La procédure consiste à monter l'échantillon dans la membrane tenue dans un moule en compactant légèrement la poudre sèche par étapes à l'aide d'une dame. L'indice des vides obtenu par cette méthode de montage est supérieur à celui obtenu pour tous les autres essais triaxiaux. Le dernier essai (Saturé) est monté de la même manière, puis humidifié pour le saturer avant de la cisailier.

Tableau 4-4 : Liste des essais triaxiaux déviatoires sur échantillons secs

Nom	Type d'appareil triaxial	ρ_d init(-)	$\Delta q/\Delta p$	p_0 (kPa)
Sec2	Standard	13.3	3	400
Sec3	Standard	13.2	3	400
Sec4	Standard	12.4	3	400
Saturé1	Standard(avec contrôleur GDS)	12.2	3	400

La Figure 4-26 montre les résultats de ces différents essais. Pour les trois essais sur échantillons secs, le déviateur maximal augmente avec la densité initiale. En comparant l'essai Sec4 et l'essai Saturé1 (même densité initiale), on voit que l'échantillon saturé résiste moins bien que le sec (15 % de différence). En comparant les angles de frottement à l'état critique (définition cf. annexe A), on observe que:

- Essai Sec 4 Pente d'état critique $M=1.36$ $\phi_{pp}=33.7^\circ$;
- Essai Saturé 1 Pente d'état critique $M=1.24$ $\phi_{pp}=31.0^\circ$.

Comme Terzaghi l'observait, l'angle de frottement interne ϕ est plus faible pour le sol saturé. La différence est ici de 2.7° , ce qui est un peu plus important que ce qu'obtient Terzaghi. Ceci pourrait être dû à une saturation incomplète du sol lors de son humidification. Ces essais ne nous permettent pas de montrer pour ce sol que son comportement en conditions saturées est identique à celui en conditions sèches.

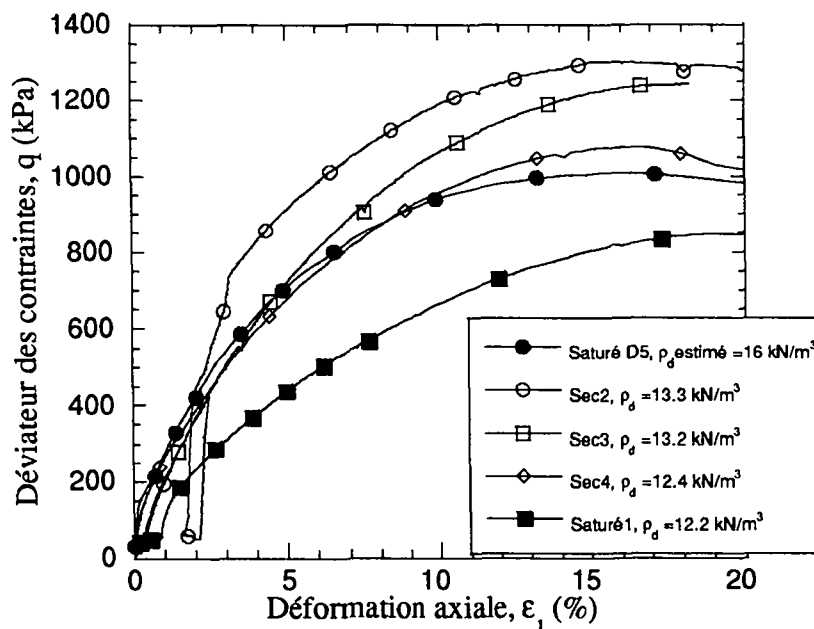


Figure 4-26: Comparaison du comportement d'essais sur échantillons secs et saturés

4.1.3 COMPORTEMENT ISOTROPE ET OEDOMETRIQUE

Trois essais saturés isotropes et huit essais oedométriques à différents états initiaux de densité ont été effectués. La liste en est donnée dans le Tableau 4-5.

Tableau 4-5 : Liste des essais isotropes et oedométriques

Nom	Type d'appareil	Etat de précons. initial	e_i (-)	w_i (%)	Chemin suivi	σ_3 imposé (kPa)	σ_1 imposé (kPa)	e_f (-)	w_f (%)
HC1	Triax. Standard	~30 kPa		25.8	isotrope	1.1-200			
HC2	Triax. Standard	~30 kPa	0.715	25.6	isotrope	1.1-800		0.55	
HC3	Triax. Standard	~30 kPa			isotrope	200-800			
Oe1	Oed.	boue	0.973	37.5	Ko		1.1-1000	0.729	
Oe2	Oed.	boue	0.949	37.5	Ko		1.1-1000	0.721	
Oe3	Oed.	-10 kPa	0.764	25.8	Ko		1.1-1000	0.665	
Oe4	Oed.	-10 kPa	0.761	26.1	Ko		1.1-1000	0.621	
Oe5	Oed.	-10 kPa	0.691	23.8	Ko		1.1-1000	0.598	
Oe6	Oed. modifié pour air	-10 kPa	0.721	25.8	Ko		61-1000	0.617	22?
Oe7	Oed.	-10 kPa	0.762	27.3	Ko		1.1-1000	0.648*	26?
Oemax	Oed.	boue	0.955	37.5	Ko		1.1-2984	0.614*	

La Figure 4-27 montre les résultats principaux. Les autres résultats sont quasiment confondus et font l'objet de l'annexe D.

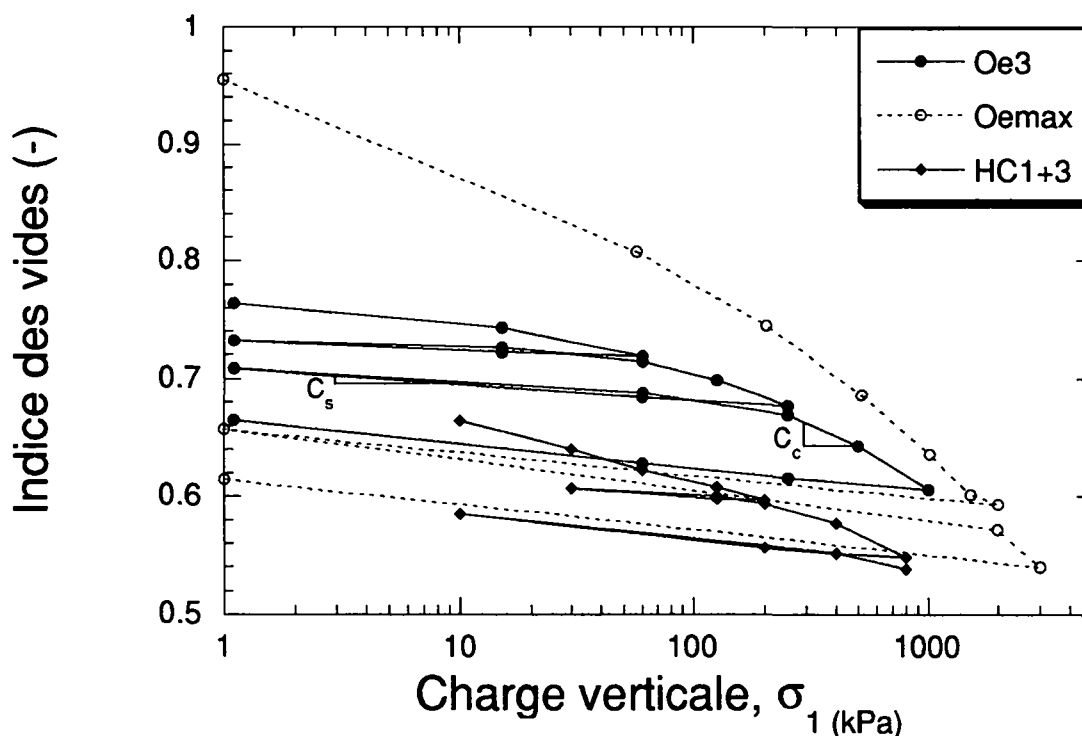


Figure 4-27 Essais isotropes et oedométriques saturés

La **compressibilité mécanique** du sol est déterminée à partir de tous les essais du Tableau 4-5. Les valeurs des pentes élasto-plastiques C_c dans le plan e -log p' pour tous les essais oedométriques sont:

$$C_c = 0.12 \text{ à } 0.15 \text{ (moyenne } 0.135, \text{ écart-type } 0.015),$$

ce qui correspond à des modules de compressibilité λ

$$\lambda = C_c/2.3 = \mathbf{0.052 \text{ à } 0.067}.$$

L'essai Oe6 fait exception, puisque sa pente C_c est plus faible: $C_c = 0.09$.

Pour les essais **isotropes**, les compressibilités sont moins fortes:

$$C_c = 0.081 \text{ et } 0.099,$$

ce qui correspond à des modules de compressibilité λ :

$$\lambda \text{ de } \mathbf{0.035 \text{ à } 0.045}.$$

Evolution de la pente élasto-plastique avec la pression moyenne:

Au vu des essais isotropes, il semble que la pente C_c augmente quand la pression moyenne augmente (cf. pente de l'essai HC3 entre $p'=400$ kPa et $p'=800$ kPa), ce qui n'est pas logique puisque le sol doit tendre asymptotiquement vers son indice des vides minimal. Pour vérifier si la pente a tendance à augmenter ou non, nous avons exécuté un essai jusqu'à une contrainte verticale de 3000 kPa en conditions oedométriques (essai Oemax de la Figure 4-27). Cet essai n'a montré aucune augmentation de la pente plastique avec la pression moyenne dans le plan semi-logarithmique. La pente n'a donc pas tendance à augmenter avec la pression moyenne.

Ensuite la pente de **compressibilité à la décharge** (pente théoriquement élastique) du limon de Sion est a été déterminée. Les valeurs de C_s (pente de décharge dans le plan e -log p') obtenues pour tous les essais sont:

$$C_s = 0.007 \text{ à } 0.025 \text{ avec un moyenne de } 0.016.$$

Cela correspond à des valeurs de κ ($\kappa = C_s/2.3$):

$$\kappa = 0.003 \text{ et } 0.011 \text{ (moyenne } \mathbf{0.007}).$$

4.2 COMPORTEMENT AU FLUAGE

Deux essais supplémentaires ont été effectués en conditions oedométriques pour déterminer si le limon de Sion avait tendance à fluer avec le temps.

Deux échantillons ont été carottés dans un cylindre de sol préalablement consolidé, puis mis dans les oedomètres. Ensuite des paliers de charges standards (60, 125, 250, 500 kPa) ont été imposés jusqu'à une contrainte verticale de 500 kPa. La Figure 4-28 montre les courbes de tassement obtenues pour une mise en charge de 500 kPa durant un mois et demi.

Le fluage est négligeable. En 20 jours, les échantillons tassent d'environ 10 μ , ce qui correspond à une déformation verticale de 0.05 %. Il n'y aura donc pas besoin de se préoccuper du fluage pour les essais en conditions non saturées qui durent souvent entre deux et quatre mois.

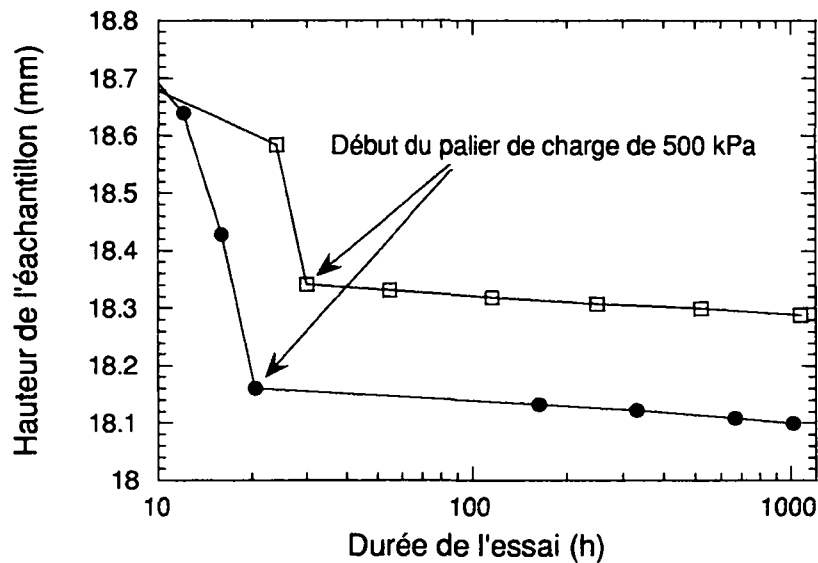


Figure 4-28: Essais oedométriques de fluage

4.3 EVALUATION DES PARAMETRES ELASTIQUES

Les paramètres élastiques du limon de Sion ont été évalués à partir des essais triaxiaux saturés à différents niveaux de contrainte moyenne.

Le module de Young E est déterminé sur la base du graphe ε_1 - q . Quand une décharge a été effectuée, le module moyen de toute la décharge est quantifié. Le module en début de décharge qui est en principe plus significatif de la pente dite "élastique" que le module moyen est également déterminé. La Figure 4-29 montre l'accroissement de E avec la pression moyenne. En moyenne le **module de Young** varie entre

$$E = 50 \text{ à } 200 \text{ MPa, pour des } p' \text{ allant de } 100 \text{ à } 1100 \text{ kPa}$$

mais la dispersion des points est relativement importante.

Comme il est relativement difficile de déterminer le module de Young initial tangent pour les essais, nous avons choisi de déterminer E pour une déformation axiale de 0.1 %, en admettant que le comportement est purement élastique jusqu'à ce seuil. Un tel critère permet de mieux suivre l'évolution de E avec la succion. La droite de régression en puissance (puissance 0.4) proposée pour ces points est satisfaisante. En cela on rejoint les lois d'évolution en puissance proposées par Homsî (1986).

Le deuxième paramètre élastique: le coefficient de Poisson ν est également déterminé à la décharge ou en début d'un essai drainé dans le plan ε_1 - ε_ν :

$$\nu = 0.35 \text{ et } 0.4.$$

Remarque: Ce ne sont pas de véritables paramètres élastiques qui ont été déterminés, mais des paramètres pseudo-élastiques, puisqu'une part d'irréversibilité est observée dans la décharge.

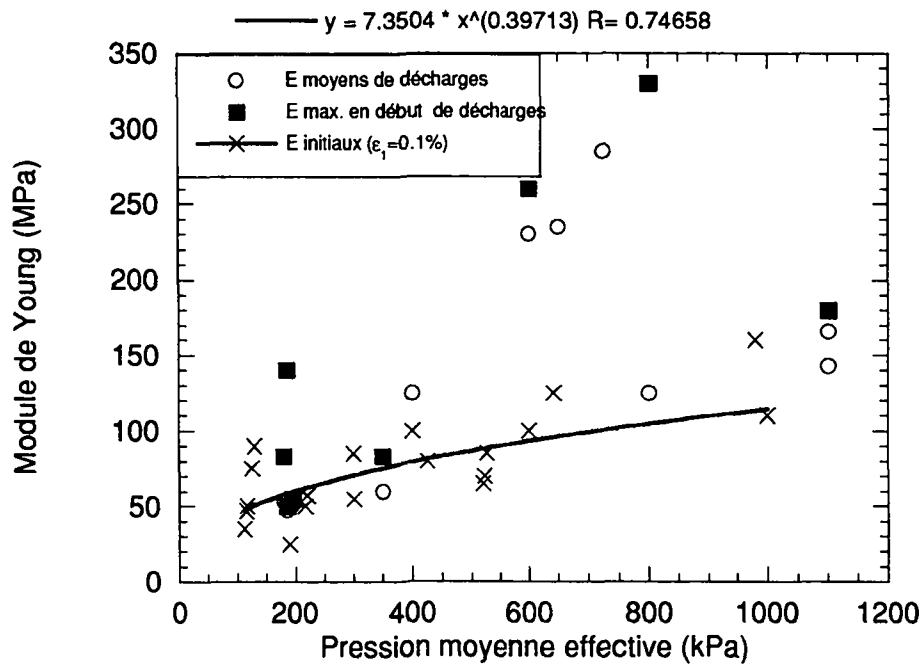


Figure 4-29: Evolution du module de Young avec la pression moyenne effective

4.4 ETAT CRITIQUE

4.4.1 COMPORTEMENT DEVIATOIRE

La droite d'état critique (CSL) est déterminée dans le plan déviatoire pour ce sol. Elle est définie par un paramètre intrinsèque au sol: la pente $M(=q/p'$ à l'état critique). Les définitions de ces termes sont données en annexe A. La Figure 4-30 montre les points obtenus pour tous les essais saturés.

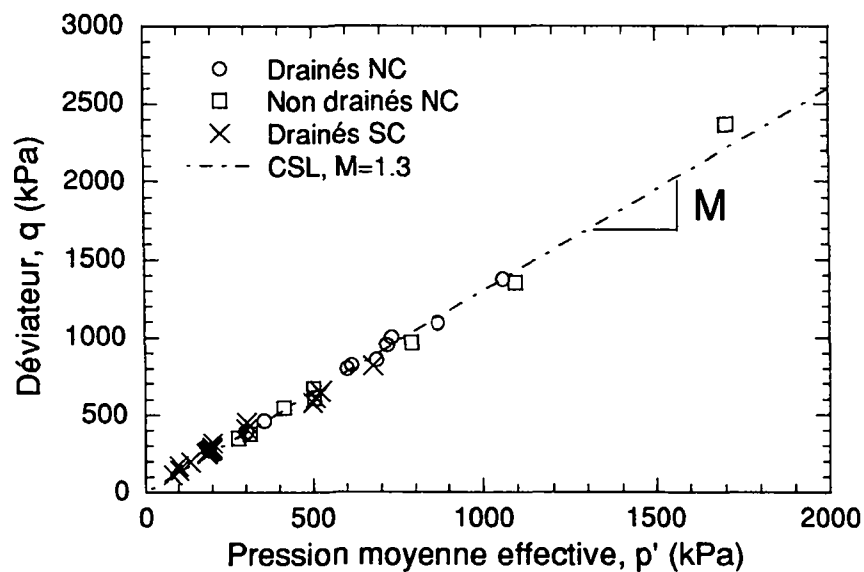


Figure 4-30: Etat critique saturé

La pente d'état critique est de:

$$M = 1.30,$$

ce qui est équivalent à un angle de frottement critique

$$\phi_{pp} = 32.5^\circ.$$

Tous les points s'alignent parfaitement sur la droite d'état critique: le coefficient de corrélation est de 0.99.

4.4.2 COMPORTEMENT VOLUMIQUE

Dans le plan ε_1 - ε_v (ou e), il a été relativement difficile d'établir la CSL. En effet théoriquement, pour un sol remanié, l'ensemble des indices des vides à l'état de plasticité parfaite devrait définir une droite de même pente que la droite isotrope (Biarez 1994). Or la variation absolue de l'indice des vides est faible pour ce limon, si bien qu'il est difficile de dessiner ces droites.

La première étape consiste à définir la droite NC du sol à partir de l'ensemble des essais déviatoires. Comme les échantillons sont préparés de la même façon pour les essais déviatoires que pour les essais isotropes, les points finaux de consolidation de tous ces essais devraient coïncider. La Figure 4-31 résume la situation. Sont représentés:

- l'essai isotrope
- les points de consolidations des triaxiaux avant le cisaillement (état normalement consolidé)

Le calcul de l'indice des vides initial e_0 se fait par la relation suivante:

$$e_0 = \frac{(M_0 - M_s)\gamma_s}{M_s\gamma_w} \quad \text{Eq. 4-1}$$

où M_0 et M_s sont respectivement les masses initiales humides et sèches de l'échantillon.

La valeur de l'indice des vides à la fin de la consolidation $e_{cons.}$ est déterminée ainsi:

$$e_{cons} = e_0 - \Delta\varepsilon_{v(cons)}(1 + e_0) \quad \text{Eq. 4-2}$$

où $\Delta\varepsilon_{v(cons)}$ représente la déformation volumique due à la consolidation du sol.

La Figure 4-31 montre une dispersion importante des indices des vides. Sur la figure, sont représentées les limites supérieures et inférieures: ces limites correspondent à la dispersion observée sur les indices des vides initiaux des échantillons après leur fabrication (cf. 3.2.2). Inévitablement cette dispersion est répercutée sur la suite de l'essai. La plupart des points se retrouvent dans la fourchette d'indices de vides proposée. Néanmoins une série de points (provenant essentiellement d'essais effectués dans le GDS) sont situés au-dessous de la limite inférieure.

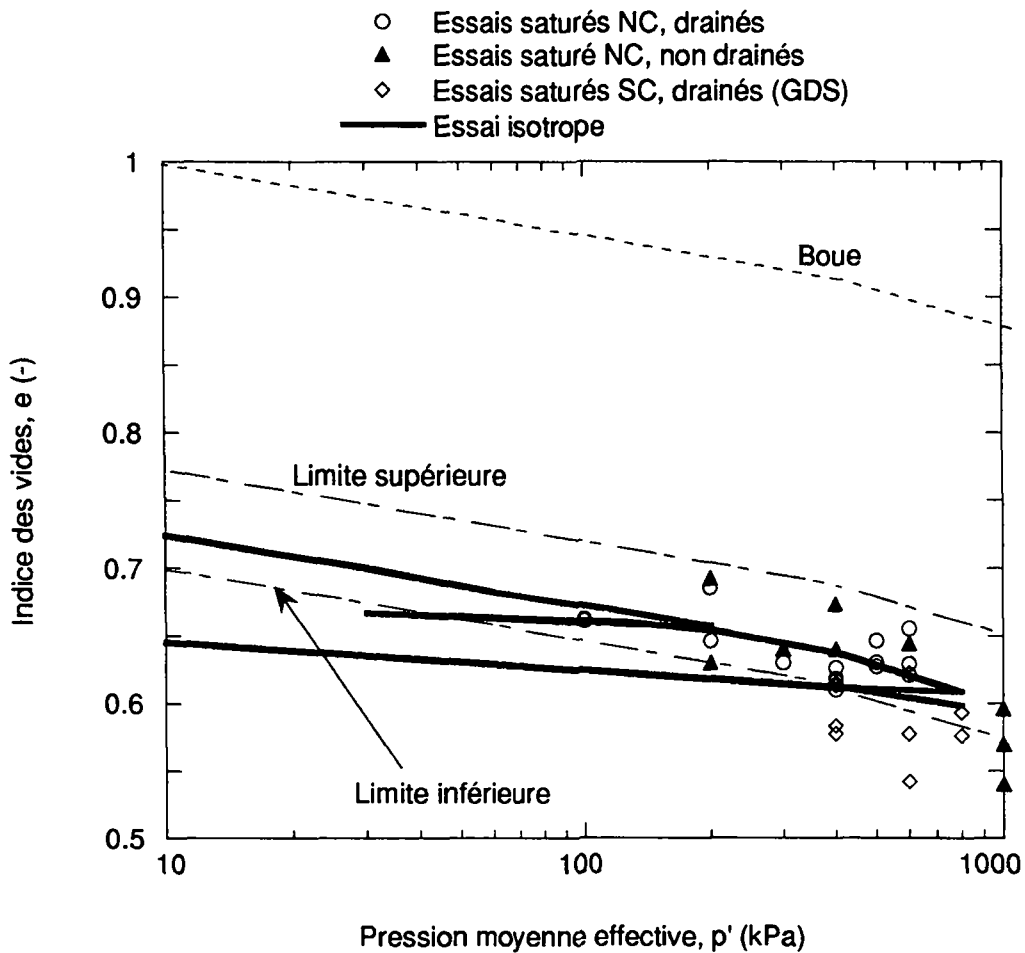


Figure 4-31: Comparaison des points de consolidation des essais déviatoires et de l'essai isotrope

Ensuite pour ces mêmes essais, sont représentés les indices des vides correspondant à l'état critique e_{pp} . Pour éviter de répercuter la dispersion des points de consolidation, nous avons admis pour chaque essai qu'à la fin de la consolidation drainée les points de consolidation se trouvaient sur la droite de l'essai isotrope. Ensuite l'indice des vides à l'état critique a été déterminé par une relation semblable à celle de l'Eq. 4-2.

$$e_{pp} = e_{cons} - \Delta \epsilon_{v(cisaill.)} (1 + e_{cons}) \tag{Eq. 4-3}$$

où $\Delta \epsilon_{v(cisaill.)}$ représente la déformation volumique due au cisaillement du sol.

La Figure 4-32 montre les e_{pp} obtenus et la CSL estimée à partir de ces points. La pente C_c est de 0.105 ($\lambda = 0.046$). Cette valeur correspond à la limite supérieure de λ observée pour les essais isotropes: la droite CSL est donc bien parallèle à la droite NC dans le plan $\log p'$ - e .

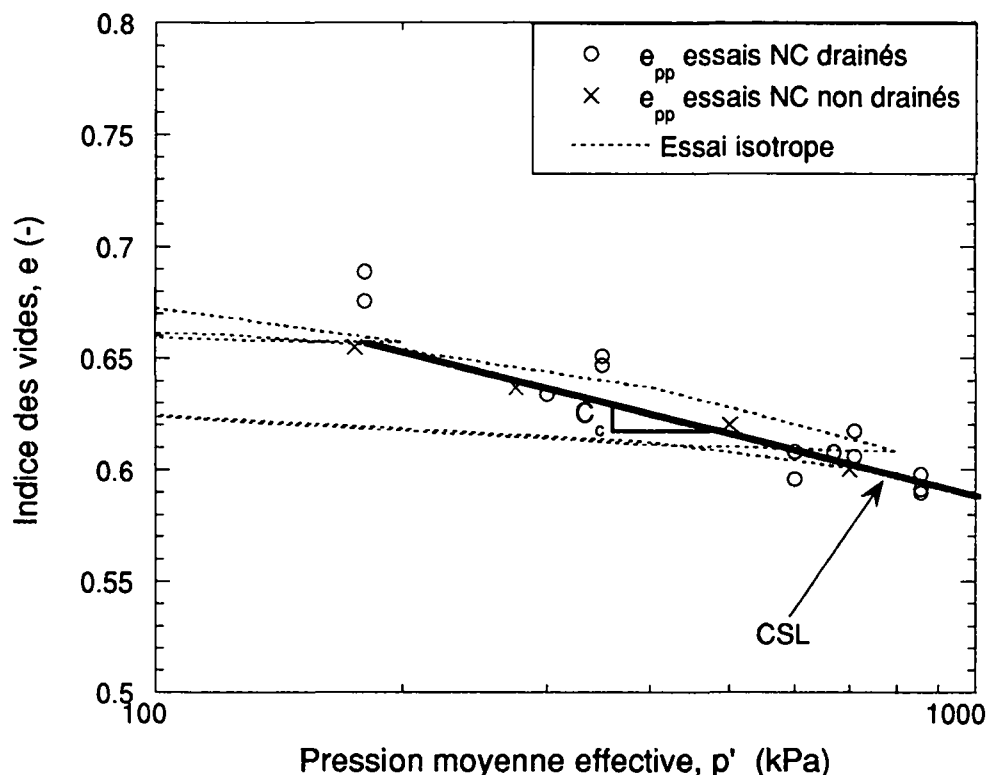


Figure 4-32: Etat critique dans le plan $e\text{-}\log p'$

4.5 SURFACE DE CHARGE

Dans ce chapitre sont déterminées la forme de la surface de charge du limon de Sion et la direction des incréments de déformations plastiques en conditions saturées.

Un vingtaine d'essais surconsolidés ont été effectués sur différents chemins en conditions drainées : essais de cisaillement standards ($\sigma_3 = \text{constante}$), essais à p constant et essais à pression moyenne décroissante (cf. Tableau 4-2). Quinze de ces essais permettent de représenter les surfaces de charges pour deux pressions de préconsolidation p_c : 400 et 600 kPa.

4.5.1 PROCEDURE DE DETERMINATION DE LA SURFACE DE CHARGE

Plusieurs procédures de détermination des points des surfaces de charges (limite pseudo-élastique) ont été testées (cf. Geiser *et al.* 1998). Toutes consistent à déterminer un changement de pente dans l'un des sept plans suivants :

- (1) $\varepsilon_1 - q$, (2) $p - \varepsilon_v$ or $\log(p) - \varepsilon_v$, (3) $q/p - W$, (4) $q/p - W^p$, (5) $q - \varepsilon_v$ or $\log(q) - \varepsilon_v$, (6) $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$, (7) $\varepsilon_1^p - q$

où ε_1^p représente la part plastique de la déformation axiale;

$$W \text{ le travail} \quad W = p\varepsilon_v + q\varepsilon_q;$$

$$W^p \text{ le travail plastique } W^p = p\varepsilon_v^p + q\varepsilon_q^p.$$

Remarque : Pour quantifier la part plastique de la déformation ε^p , la part élastique ε^e est calculée avec le module de Young estimé pour chacun des essais. ($\varepsilon_1^p = \varepsilon_1 - \varepsilon_1^e = \varepsilon_1 - \frac{\Delta\sigma_1}{E}$, puisque $\Delta\sigma_3 = 0$).

Pour les essais triaxiaux standards, les "meilleures représentations" sont faites dans les plans $\log(p)$ - ε_v , q/p - W où q/p - W^p et ε_1 - q (cf. Figure 4-33).

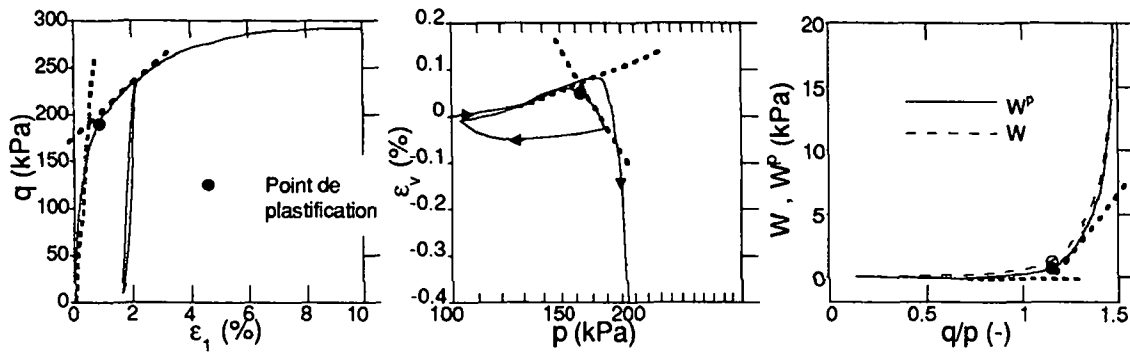


Figure 4-33 : Identification du point de plastification dans le cas d'un essai triaxial standard (D01, $\sigma_3=100$ kPa, OCR= 4)

Pour les essais à p constant, les "meilleures représentations" sont faites dans les plans q - ε_v , q/p - W où q/p - W^p et ε_1 - q (cf. Figure 4-34).

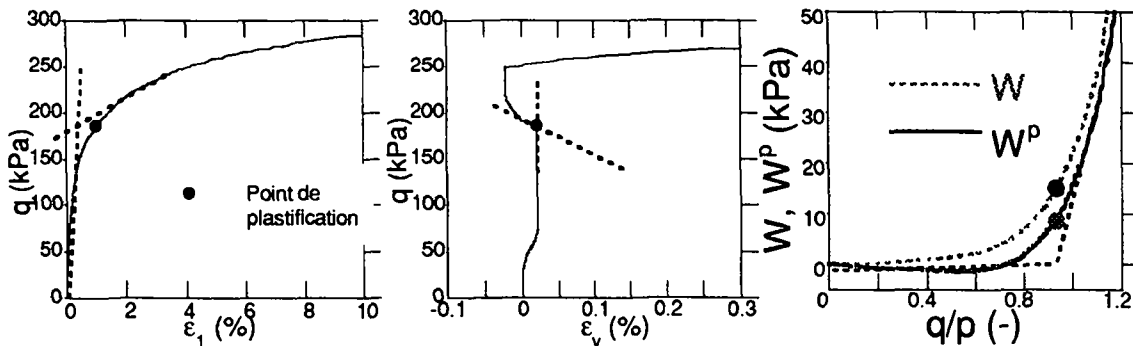


Figure 4-34 Identification du point de plastification dans le cas d'un essai triaxial à p constant (D08bis, $p=200$ kPa, OCR= 2)

Les autres représentations se trouvent en annexe pour ces deux essais types.

Dans le plan W - q/p et W^p - q/p , les courbes sont quasiment confondues. Ainsi la détermination peut être simplifiée en ne calculant pas les déformations plastiques.

4.5.2 DETERMINATION DE LA SURFACE DE CHARGE

La Figure 4-35 résume les points de plastification obtenus ainsi que la direction des incréments de déformation plastique. Pour certains essais la détermination du point par cette méthode « visuelle » était incertaine, si bien que nous avons représenté un intervalle d'incertitude.

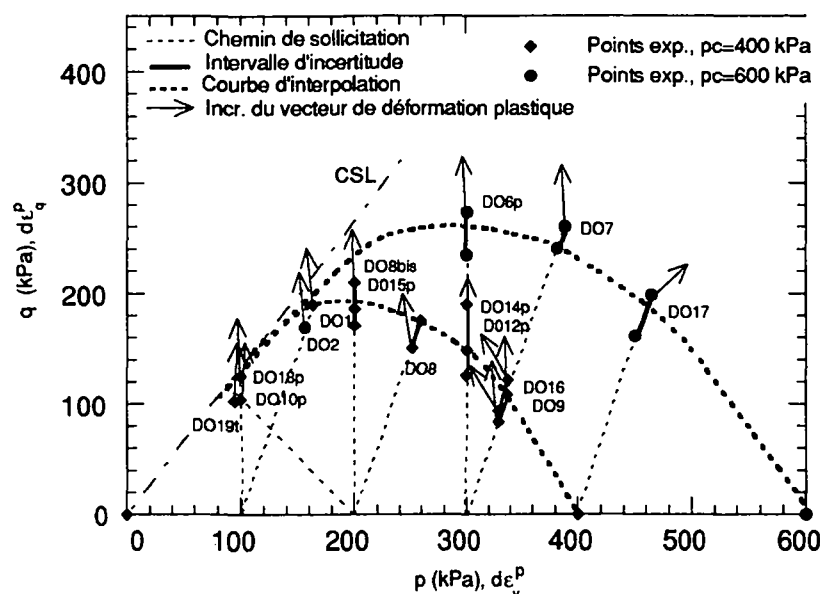


Figure 4-35 Chemins de contrainte, point de plastification et incréments des déformation plastiques en conditions saturées.

La forme de la surface obtenue est proche de celle d'un Cam-Clay original. Sur la gauche du graphique, la surface est confondue avec la ligne d'état critique. Les incréments des déformations suggèrent clairement un comportement non associatif du sol. Globalement pour la plupart des essais, la direction est proche d'une verticale. Cela rend difficile la détermination de la forme d'un potentiel plastique.

4.5.3 COMPARAISON DE LA FORME DE LA SURFACE DE CHARGE AVEC DES FORMULATIONS CLASSIQUES

Les points expérimentaux sont comparés aux surfaces de charges « classiques » F (Figure 4-36):

$$(1a) \text{ Cam-Clay original} \quad F = q - Mp \left[1 - \ln\left(\frac{p}{p_c}\right) \right]$$

$$(1b) \text{ Cam-Clay modifié} \quad F = M^2 p^2 - M^2 p_c p + q^2$$

$$(2) \text{ HISS (cf. chapitre 6)} \quad F = \frac{q^2}{p_a^3} - \left[-\alpha \left(\frac{3p}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{3p}{p_a} \right)^2 \right] F_s$$

Pour la famille des Cam-Clay les deux paramètres nécessaires - la pente de la droite d'état critique M et la pression de préconsolidation p_c - sont bien connus (cf. 4.4). Pour les deux modèles, les paramètres nécessaires ont été déterminés avec les essais normalement consolidés (chapitre 6). D'autres essais ont été utilisés pour obtenir les points de plastification (essais surconsolidés): il s'agit donc sur la figure d'une prédiction de la forme de F et non pas d'un calage des paramètres pour se retrouver aussi près que possible des points expérimentaux.

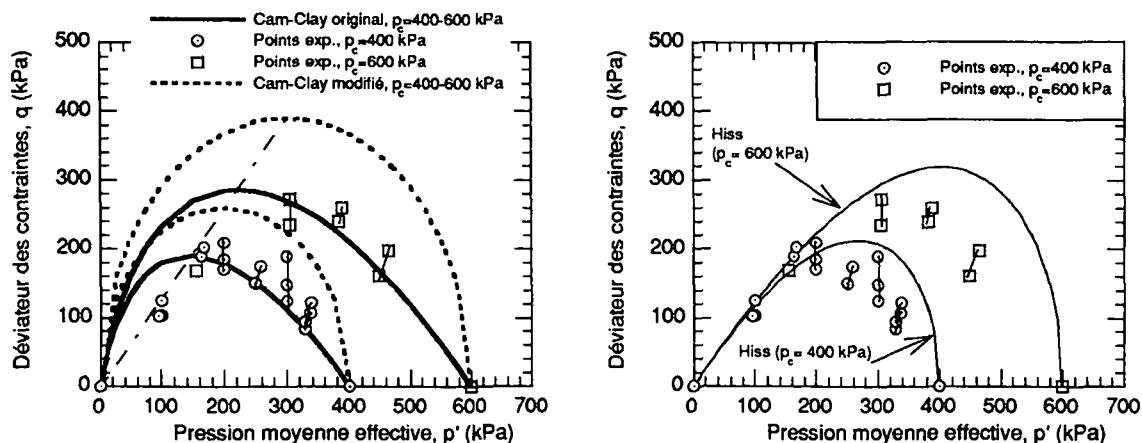


Figure 4-36 Comparaison des points expérimentaux avec (a) Cam-Clay, (b) HISS

Le Cam-Clay original coupé par la droite d'état critique (CSL) et le modèle HISS sont proches des points expérimentaux. Par contre le Cam-Clay modifié donne des résultats moyens.

4.6 CONCLUSION

Les caractéristiques saturées du limon de Sion ont été définies par une série d'essais triaxiaux et oedométriques. Nous avons observé que ce sol s'apparentait de par son comportement plutôt à un sol non cohésif.

Les essais isotropes et oedométriques ont permis de définir les compressibilités mécaniques élastiques et élasto-plastiques du sol.

Deux essais de fluage ont montré que ce sol présentait une consolidation secondaire négligeable.

Les essais triaxiaux de cisaillement ont permis de confirmer les interprétations faites sur la base des essais isotropes et oedométrique et de déterminer les autres paramètres du sol. Les paramètres élastiques et les paramètres d'état critique ont été établis sur la base de nombreux essais avec une bonne corrélation. La forme de la surface de charge de ce sol a été établie sur la base de ces mêmes essais. Elle s'approche de la forme d'un Cam-Clay original coupé par la droite d'état critique. Il a également été établi que le comportement du limon de Sion est clairement non associatif.

5. COMPORTEMENT NON SATURÉ

Ce chapitre décrit le comportement mécanique du limon de Sion en conditions non saturées. Les chemins de sollicitations sont résumés au chapitre 3.3.

La première partie est consacrée à la caractérisation du comportement hydrique du limon.

Les résultats sur chemins "mécaniques" isotropes et oedométriques sont ensuite décrits.

Finalement le comportement du sol sur des chemins triaxiaux déviatoires en conditions drainé et non drainé est testé.

La fin du chapitre est consacrée à l'interprétation de ces essais non saturés, en particulier à la comparaison des compressibilités "hydrique" et mécanique saturée du limon, à l'évolution des paramètres élastiques et des paramètres de résistance avec la succion, au concept d'état critique et enfin à l'évolution des surfaces de charges sous l'effet d'une dessaturation.

5.1 COMPORTEMENT ISOTROPE EN SOLLICITATION HYDRIQUE

5.1.1 "MARMITE" OU PLAQUE TENSIOMETRIQUE

La procédure des essais à la marmite est décrite à la section 3.1.1.1. Tous ces essais sont effectués sous contrainte mécanique extérieure nulle (le poids propre de l'échantillon est considéré comme négligeable). Le Tableau 5-1 rassemble les essais effectués sur le limon de Sion; au total 94 échantillons ont été utilisés. Trois états initiaux ont été testés:

- boue saturée ($w = 1.5w_L$);
- échantillon mis en place sous forme de boue, puis séché au four (105°), avant de commencer une humidification;
- échantillon mis en place sous forme de boue, puis dessaturé jusqu'à une succion de 300 kPa dans la marmite, avant d'être humidifié.

Tableau 5-1 : Liste des essais effectués à la marmite (limon de Sion)

<i>Nbre échantillons (Nbre éch. utilisés pour la mesure de volume)</i>	<i>Teneur en eau initial</i>	<i>Succion imposée (kPa)</i>	<i>Technique de mesure du volume</i>	<i>Remarque</i>
	1.5w _L	0	mesure directe	oedomètre
4 (2)	1.5w _L	10	pétrole	
5 (4)	1.5w _L	30	pétrole	
8 (6)	1.5w _L	50	pétrole	2 essais diff.
8 (4)	1.5w _L	100	pétrole	2 essais diff.
6 (4)	1.5w _L	200	pétrole/billes	
6 (3)	1.5w _L	250	pétrole	
6 (4)	1.5w _L	300	pétrole	2 essais diff.
6 (4)	1.5w _L	400	pétrole	
6 (4)	1.5w _L	800	pétrole	
9 (9)	séché four	"∞"	billes/ comparateur/ pétrole/ paraffine	
6 (4)	séché four	100	pétrole	
6 (3)	séché four	250	pétrole	
4 (3)	1.5w _L , (s=300 kPa)	200	pétrole	
4 (3)	1.5w _L , (s=300 kPa)	100	pétrole	
5 (4)	1.5w _L , (s=300 kPa)	50	pétrole	

La Figure 5-1 montre l'évolution typique du poids de quelques échantillons au cours du temps sous l'effet d'une dessaturation. Les essais ont été poursuivis jusqu'à ce que l'équilibre hydrique des échantillons soit atteint. Les critères choisis pour définir cet équilibre sont:

- observation visuelle d'une stabilisation du poids de l'échantillon (poids de l'échantillon = échantillon de sol + bague + papier filtre + colle) dans le plan (\sqrt{t} - Poids);
- teneur en eau stable entre les deux derniers points: on admet qu'il y a stabilisation si la variation absolue de la teneur en eau de l'échantillon est inférieure à +/- 0.5 %.

La durée des dessaturations varie entre 200 et 1000 heures.

La Figure 5-2 montre l'évolution typique du poids de quelques échantillons au cours du temps sous l'effet d'une humidification. Les temps de stabilisation observés sur ces chemins sont un peu plus importants que pour les chemins de séchage (plus de 1000 heures)

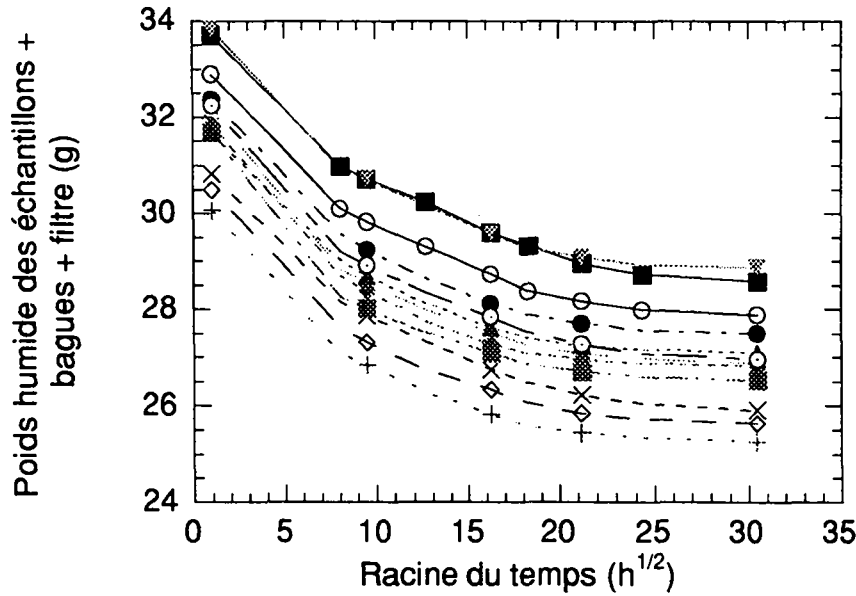


Figure 5-1: Dessaturation typique de 12 échantillons dans la marmite de $s=0$ kPa à $s=300$ kPa

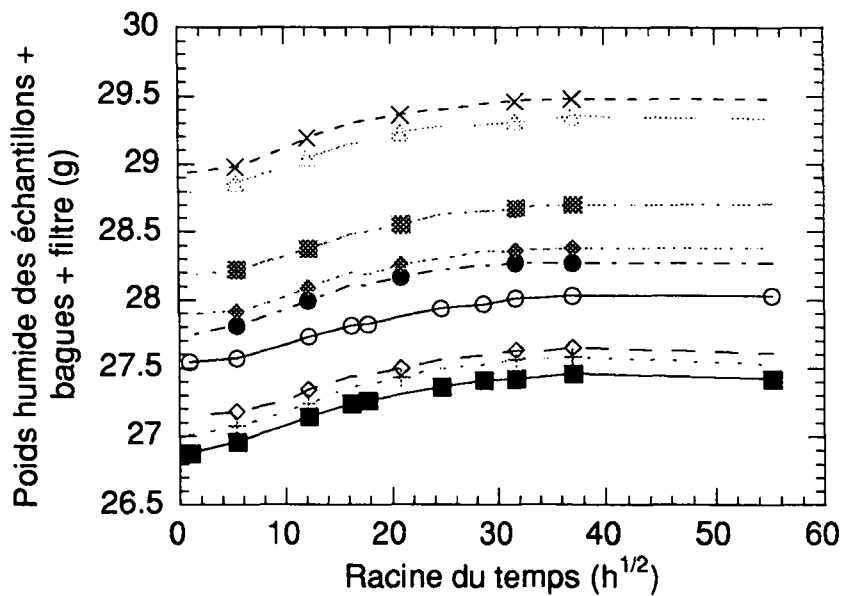


Figure 5-2: Humidification typique de neuf échantillons dans la marmite de $s(\text{initial}) = 200$ kPa à $s(\text{final}) = 100$ kPa

La Figure 5-3 représente à titre indicatif les temps caractéristiques de dessaturation en heure dans la marmite. Les résultats sont relativement dispersés, puisque tous les essais n'ont pas été faits avec la même pierre céramique et que la succion finale dans l'échantillon était parfois atteinte par paliers successifs de dessaturation et parfois directement. Néanmoins plus la succion est élevée, plus l'équilibre hydrique est long à atteindre. Cette constatation est à lier au fait que la perméabilité à l'eau de l'échantillon décroît fortement avec la succion (cf. Figure 2-5).

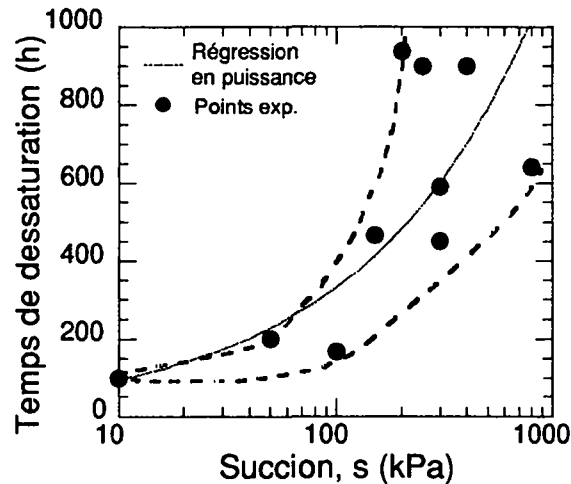


Figure 5-3: Temps caractéristiques de dessaturation dans la marmite

Les résultats de tous les essais effectués dans la marmite sont résumés dans les tableaux de l'annexe D:

Tableau 1 (chemin de dessaturation, $w_{\text{initial}}=1.5 w_L$);

Tableau 2 (chemin d'humidification, $w_{\text{initial}}=0$);

Tableau 3 (chemin d'humidification, $w_{\text{initial}}=1.5 w_L$ puis séchage à une succion de 300 kPa).

Tous les résultats sont représentés dans la Figure 5-4 dans cinq plans:

- (a) w - e , courbe de retrait usuelle;
- (b) $\log(s)$ - e , courbe de compressibilité;
- (c) w - S_r ;
- (d) $\log(s)$ - S_r ;
- (e) $\log(s)$ - w , courbe de rétention usuelle.

Sur le graphe, trois types de points sont représentés:

- les points correspondant à la dessaturation des échantillons en partant d'une boue (ronds); les ronds pleins correspondent à des essais effectués antérieurement par N. Botu et L. Laloui;
- les points correspondant à l'humidification des échantillons, après une dessaturation jusqu'à 300 kPa (triangles noirs);
- les points correspondant à l'humidification des échantillons, après séchage au four (croix).

(a) Plan $w - e$

L'indice des vides diminue quand la teneur en eau baisse. Sur la Figure 5-4a, la première pente en pointillé correspond à la droite d'équation $e = w \cdot \gamma_s / \gamma_w$. C'est la droite théorique que suit l'indice des vides tant que l'échantillon est saturé.

Au vu du graphique (c), le sol est saturé jusqu'à des teneurs en eau de l'ordre de 23%. Il y a malheureusement peu de points expérimentaux entre $w=35\%$ et $w=23\%$. En effet pour ces valeurs de w , le sol est proche d'une boue, si bien qu'il est difficile de déterminer avec exactitude le volume. Pour les teneurs en eau inférieures à 23 %, les valeurs des indices des vides ne changent plus significativement. Cette teneur en eau, qui marque la fin des

changements significatifs de volume, est légèrement inférieure à la limite de liquidité du sol ($w_L=25.4\%$), ce qui correspond aux observations faites par Zerhouni (1991) pour d'autres sols.

On constate une assez grande dispersion des points expérimentaux. En effet une erreur de 2 % sur la mesure du volume (ce qui est raisonnable étant donnée la technique de mesure, cf. chap. 3.1.1.1) implique une erreur de +/- 5 % sur l'indice des vides, ce qui correspond au demi-intervalle observé sur la figure.

Sur la figure, les points qui correspondent à la réhumidification du sol sont proches des points sur chemins de séchage. Cela confirme les résultats d'autres auteurs qui montrent que ce plan n'est pas affecté par la succion et que la relation $w - e$ est définie de façon univoque pour un sol (cf. 2.2.3) à contrainte mécanique nulle.

(b) Plan $\log(s) - e$

La courbe de compressibilité (Figure 5-4b) montre l'évolution de l'indice des vides sous l'effet d'une dessaturation. Le sol se rigidifie avec la succion. On peut observer une première zone à forte compressibilité, puis une relative stabilisation de l'indice des vides. Cela correspond à l'observation faite par de nombreux auteurs (cf. chapitre 2.2.2) d'un comportement irréversible, suivi d'un comportement réversible pour des essais hydriques effectués à contrainte mécanique nulle, sans préconsolidation préalable.

Etant donnée la dispersion des valeurs des indices des vides, il est difficile de déterminer de façon claire à quelle succion la pente de compressibilité diminue plus nettement, ce qui correspondrait au début du palier réversible (de pente κ_s). Il semble que cette limite s_{SL} soit autour de:

$$s_{SL} = 50-100 \text{ kPa.}$$

Les points obtenus par humidification permettent de confirmer l'existence d'une zone réversible dès que le sol a dépassé une valeur de succion de l'ordre de 50-100 kPa.

Il est difficile de déterminer la valeur de la compressibilité hydrique plastique λ_s (pente définie dans le plan $\ln(s)-e$, cf. Annexe A). La pente de la droite moyenne représentée en pointillé peut être évaluée à:

$$\lambda_s = 0.043 \text{ à } 0.07.$$

La compressibilité élastique hydrique κ_s est estimée à:

$$\kappa_s = 0.011 \text{ à } 0.013.$$

(c) Plan $w - S_r$

Comme pour le plan $w - e$, ce plan n'est pas affecté par la succion (cf. 2.2.3) et ne présente pas d'hystérèse. Il montre le domaine où le sol est encore saturé et permet de définir le point d'entrée d'air du limon de Sion. Sur la figure, ce point se trouve à une teneur en eau d'environ 23 %, ce qui correspond, si on se reporte au graphe (b) en passant par (a), à une succion d'entrée d'air d'environ 50 kPa. La pente de la droite est estimée à:

$$\Delta S_r / \Delta w = 4.35.$$

(d) Plan $\log(s) - S_r$

La Figure 5-4d affine l'estimation d'une **succion d'entrée d'air s_e entre 50 et 80 kPa** pour le limon de Sion. Dans ce plan $s-S_r$, l'hystérèse lors de la réhumidification après séchage à 300 kPa est nette. Sur le chemin de séchage, on observe après la phase saturée, une diminution très forte de S_r suivie d'une pente plus faible, qui correspond à la zone où l'indice des vides ne diminue plus vraiment dans le plan (b) et où la phase d'eau devient discontinue dans le sol.

(e) Plan $\ln(s) - w$

Ce dernier plan correspond à la courbe usuelle de rétention, qui montre l'évolution de la teneur en eau avec la succion. Ce plan est quantitativement le plus "exact"; en effet il n'implique aucune mesure du volume de l'échantillon et l'erreur sur la mesure de la teneur en eau est très faible. Dans ce plan l'hystérèse hydrique du limon est également observée.

En conclusion, on observe essentiellement sur ces chemins hydriques: un domaine réversible dans le plan $s - e$, dès que la succion dépasse un certain seuil, et lors du passage d'un cycle de séchage à une humidification une hystérèse dans tous les plans fonction de la succion. La succion d'entrée d'air et la succion de retrait se situent entre 50 -80 kPa. La succion d'entrée d'air est bien sûr inférieure à la succion de retrait (cf. 2.2.2), puisque la succion d'entrée d'air correspond au point où la phase d'air devient continue dans le sol et que la succion de retrait est proche du point où la phase d'eau devient discontinue et n'est plus que présente sous forme de ménisques autour des grains. Il est relativement difficile de déterminer un point exact pour le début du palier de retrait à partir de nos résultats.

Par comparaison pour d'autres types de limons, les valeurs des succions d'entrée d'air sont:

Limon de Sterrebeek (Zerhouni 1991)	$s_e=26$ kPa
Limon de Jossigny (Indarto 1991)	$s_e=1000$ kPa
Sol limoneux (Fredlund 1985 cité par Zerhouni 1991)	$s_e=800$ kPa

Selon Zerhouni (1991), la dispersion importante d'un sol à l'autre peut être corrélée avec la variabilité des limites de liquidité et des indices de plasticité des différents limons. D'ailleurs le seul limon qui se rapproche de nos observations expérimentales (limon de Sterrebeek) a un indice de plasticité I_p de 7 (alors que pour le limon de Sion $I_p = 8$) et une limite de liquidité w_L d'environ 27% ($w_L = 25.4$ % pour le limon de Sion).

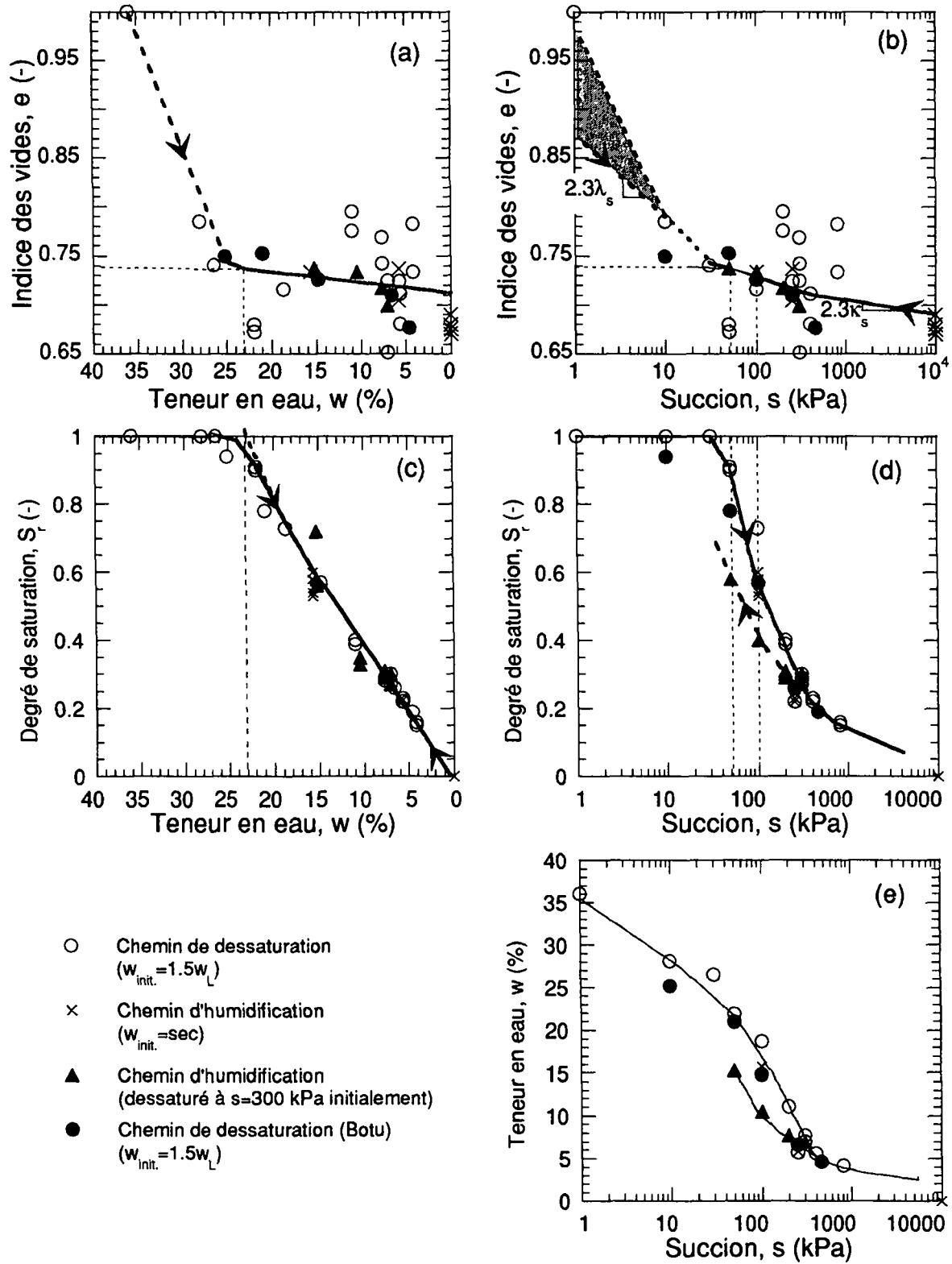


Figure 5-4: Comportement sur chemin de séchage et d'humidification du limon de Sion, sous contrainte mécanique nulle

5.1.2 CHEMINS HYDRIQUES(DESSATURATIONS) LIES AUX ESSAIS TRIAXIAUX

D'autres points expérimentaux ont été obtenus sur des chemins hydriques lors de la réalisation des essais triaxiaux qui seront présentés aux chapitres 5.2-5.5. En effet pour tous ces essais, l'échantillon a été initialement saturé puis soumis à une succion constante en conditions drainées pour se dessaturer.

Evolution de la phase eau pendant la phase de dessaturation:

La Figure 5-5 montre des courbes-typiques de séchage obtenues.

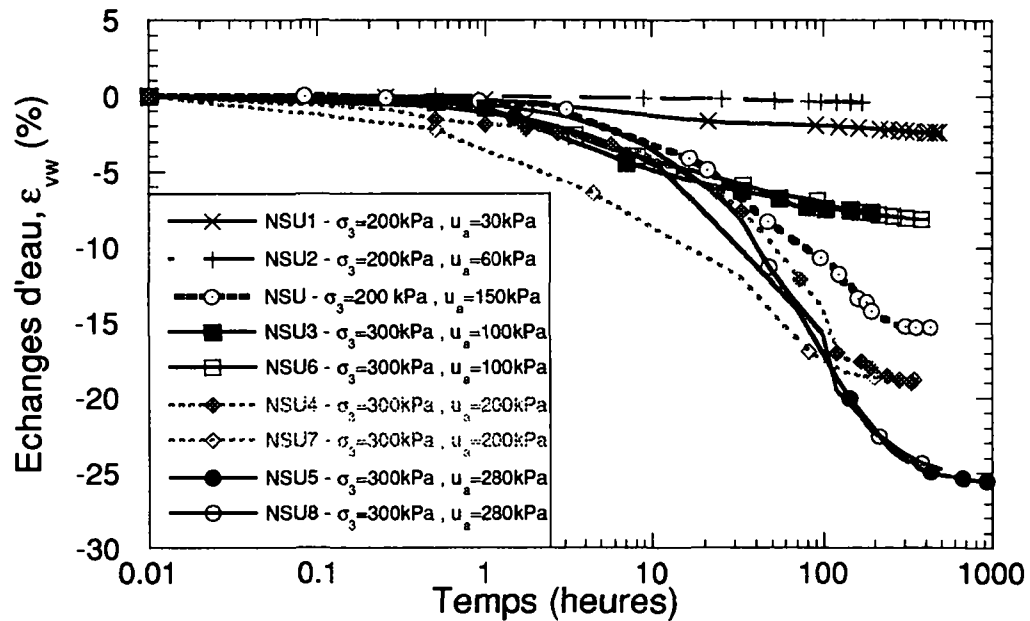


Figure 5-5: Courbes de dessaturation de plusieurs essais triaxiaux non saturés

Ces courbes représentent l'évolution des échanges d'eau par rapport au volume de l'échantillon ($\Delta V_w/V$) au cours du temps à différents niveaux de contrainte radiale et de pression d'air ($u_a = s$; conditions drainées pendant cette phase).

Les échanges d'eau ε_{vw} sont définis comme la déformation volumique déduite de la quantité d'eau échangée (expulsée dans la plupart des cas) par l'échantillon. Cela équivaut au volume d'eau ΔV_w sur le volume total V de l'échantillon:

$$\varepsilon_{vw} = \Delta V_w/V$$

Cette déformation est différente de la déformation volumique totale de l'échantillon ε_v :

$$\varepsilon_v = \Delta V/V.$$

Dans le cas particulier d'un sol saturé, ces deux quantités sont équivalentes: $\varepsilon_v = \varepsilon_{vw}$.

Les courbes de la Figure 5-6 montrent le caractère reproductible des chemins de dessaturation et des temps de consolidation. Excepté pour les deux essais à faibles succions ($u_a=30$ et 60 kPa), les expulsions d'eau augmentent logiquement avec la succion. Toutes les autres courbes de dessaturation des essais triaxiaux sont en annexe D.

Globalement les temps de stabilisation hydrique augmentent avec la succion, comme déjà constaté pour les essais à la marmite. Ces temps de dessaturation (ainsi que ceux de la

marmite) sont résumés sur la Figure 5-6: le temps évolue quasiment suivant une loi de type puissance (abscisse à l'échelle logarithmique) avec la succion. Les durées sont sensiblement semblables à celles observées sur les échantillons pourtant beaucoup plus petits utilisés dans la marmite. Il semblerait donc que c'est essentiellement la perméabilité de la pierre céramique qui influence les temps des dessaturations et humidifications.

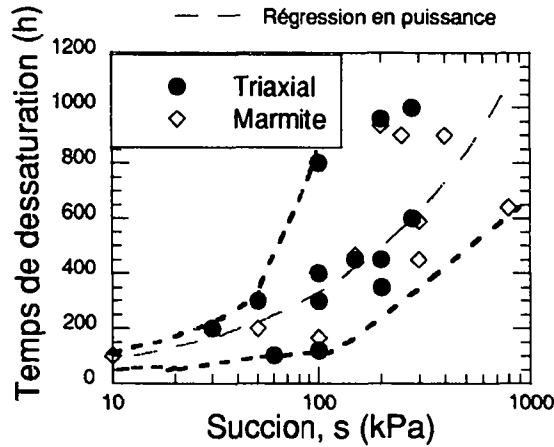


Figure 5-6: Temps de dessaturation des essais à la marmite et des essais triaxiaux

La Figure 5-7 permet de comparer l'ensemble (marmite - triaxial) des points finaux des dessaturations. Pour les essais triaxiaux, les quantités d'eau expulsées sont relativement faibles dans une première phase (jusqu'à environ 70 kPa). Ensuite quand la succion se rapproche de s_e , l'air remplace l'eau du sol et les volumes d'eau expulsés deviennent très importants. Selon la figure, l'ensemble des essais triaxiaux, quelque soit la contrainte de confinement lors de la dessaturation, s'alignent sur deux droites. Pour les essais à la marmite, les déformations sont plus importantes: ceci est dû à l'état initial de boue des échantillons, contrairement aux essais triaxiaux qui perdent déjà de l'eau lors du montage et lors de la consolidation saturée préalable à la dessaturation. Néanmoins la pente de dessaturation observée dans ce plan est parallèle à celle des essais triaxiaux à partir du point d'entrée d'air.

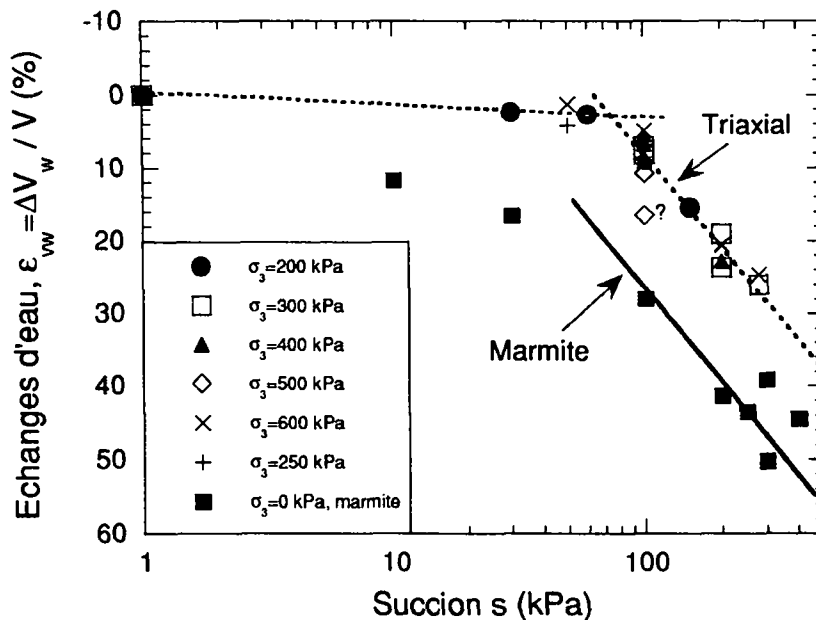


Figure 5-7: Comparaison des échanges d'eau avec (triaxial) ou sans (marmite) contraintes mécaniques

Evolution de la déformation volumique totale pendant la phase de dessaturation:

Pendant la phase de dessaturation, l'air remplace partiellement l'eau drainée en bas de l'échantillon. Une dizaine d'essais triaxiaux fournissent des informations concernant l'évolution du volume total lors de l'imposition d'une succion. Le Tableau 5-2 résume les différentes caractéristiques observées en fin de dessaturation. Pour ce qui est de l'évolution du volume total au cours du temps, les courbes sont du même type que pour la phase eau (Figure 5-5).

Tableau 5-2: Evolution du volume total pendant la phase de dessaturation dans les cellules triaxiales sous contrainte mécanique constante.

<i>Essai</i>	σ_3 (kPa)	s (kPa)	Type de mesure de volume	ϵ_v (%)	ϵ_{vw} (%)	e (-)	w (%)	S_r (-)
NSD7	400	0 - 100	ΔV cellule	0.5	5.6	0.7	19.9	0.78
NSD9	600	0 - 100	ΔV cellule	(3)	8	0.66	17.1	0.73
NSD10	400	0 - 200	ΔV cellule	1.1	22.8	0.78!	11.2	0.40
			Photo	-0.9	22.8	0.76!	11.2	0.41
NSD11	600	0 - 50	Photo	0.1	1.3	0.67	22.0	0.91
NSD12	400	0 - 100	ΔV cellule	0.5	9.2	0.68	17.2	0.71
			Photo	0.2	9.2	0.69	17.2	0.70
	600	100-200	ΔV cellule	0	11.5	0.67	10.1	0.42
			Photo	-0.3	11.5	0.66	10.1	0.43
	600	200-280	ΔV cellule	0	4.0	0.67	7.8	0.33
			Photo	0.2	4.0	0.64	7.8	0.33
NSD13	600	0 - 100	ΔV cellule	(2.5)	7.9	0.66	16.6	0.70
HCNS10	400	0 - 100	ΔV cellule	0.5	8.7	0.64	17.6	0.70
HCNS13	600	0 - 100	ΔV cellule	0	7.9	0.63	17.6	0.72
HCNS14	600	0 - 200	ΔV cellule	0.1	20.5	0.62	10	0.46

Ce tableau permet d'observer l'effet de la préconsolidation mécanique des échantillons sur les courbes hydriques. En comparant les valeurs obtenues avec celles des courbes hydriques de la Figure 5-4, on remarque que:

- les teneurs en eau à l'équilibre pour différentes succions coïncident avec le graphe s - w obtenu avec la marmite (Figure 5-4e)
- les degrés de saturation correspondant à ces teneurs en eau sont proches de ceux obtenus dans la marmite (cf. Figure 5-4c)
- les indices des vides sont en moyenne plus faibles que ceux obtenus pour les courbes purement "hydriques". Ceci est logique puisque pour les essais triaxiaux les échantillons sont soumis préalablement à des contraintes mécaniques de confinement.
- les déformations volumiques totales dues à la phase de dessaturation dans les cellules triaxiales sont faibles (entre -1 et 1 %), ce qui correspond à l'observation faite pour les essais purement hydriques de faibles changements de volume dès que la succion dépasse la succion d'entrée d'air (cf. Figure 5-4b).

Evolution des déformations pendant la phase d'humidification:

En conditions triaxiales, seul l'essai NSD10 (cf. 5.5.1) a été réhumidifié, après avoir été dessaturé jusqu'à une succion de 200 kPa.

Le chemin suivi par cet échantillon avant son cisaillement est représenté à la Figure 5-8. Le chemin d'humidification se fait à $p'=400$ kPa et à partir d'une succion de 200 kPa (chemin FG).

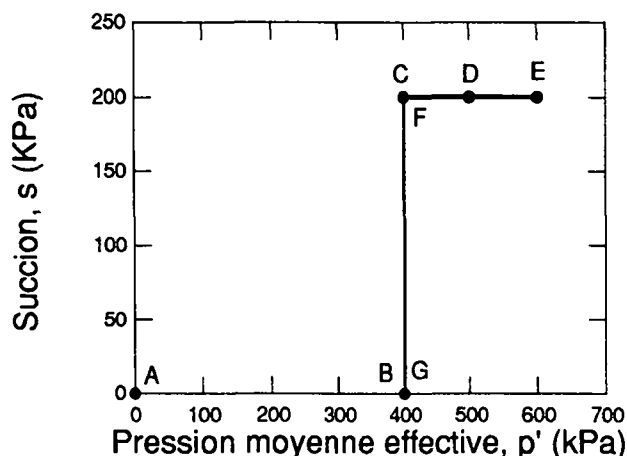


Figure 5-8: Chemin de sollicitation suivi pour l'essai NSD10 dans le plan p' - s

Pendant cette phase, l'échantillon a repris la quasi totalité de l'eau perdue pendant la phase de dessaturation (dessaturation (BC) $\varepsilon_{vw} = 22.8 \%$ et humidification (FG) $\varepsilon_{vw} = -19.5 \%$).

Par contre, aucun changement de volume significatif n'a été observé. Ceci correspond également à l'observation faite pour les essais purement hydriques de faibles changements de volume sur les chemins d'humidification après dessaturation pour un sol remanié.

Aucun effondrement n'est observé pour cette humidification. En effet l'humidification s'est faite à $p'=400$ kPa, alors que le sol avait déjà été soumis au préalable à une pression plus forte de $p'=600$ kPa. Ceci confirme les observations faites par d'autres auteurs (cf. 2.2.6), que sous pression de confinement moyenne, le phénomène d'effondrement n'apparaît pas. Par contre les faibles variations de volumes observées ne nous permettent pas d'affirmer que l'échantillon a gonflé pendant cette phase, comme le montrent plusieurs auteurs sur ce type de chemins (par ex. Matyas et Radhakrishna 1968).

5.2 COMPORTEMENT ISOTROPE EN SOLLICITATION MECANIQUE

Huit essais sur chemins isotropes à différents niveaux de succion constante ont été effectués dans les cellules triaxiales standards en conditions drainées (cf. Tableau 5-3). La succion ($s = u_a$; $u_w = 0$) est toujours maintenue constante dans ce type d'essais. Pour les trois premiers, seuls les échanges d'eau ε_{vw} ont été mesurés et pour les autres l'évolution du volume total de l'échantillon a été suivie grâce à la mesure des variations de volume de la cellule triaxiale.

Tableau 5-3: Liste des essais non saturés isotropes drainés à succion constante.

Nom	Pression de	Gammas de σ_3 (kPa)	s (kPa) constante	Commentaires
	préconsolidation saturée			
HCNS1**	300	300-1000	100	
HCNS2**	300	300-1000	200	
HCNS3**	300	300-1000	280	
HCNS10	400	400-700	100	
HCNS13	600	600-900	100	
HCNS14	600	600-700	200	pas stable
NDS10	400	400-600	200	
NDS12	400	400-600	100	

** essais antérieurs (L. Laloui, G. Gruaz et P. Marguet), cf. (Laloui *et al.* 1995)

Evolution du volume d'eau pendant les phases de consolidation:

La Figure 5-9 montre l'évolution des échanges volumiques d'eau ε_{vw} sous chargements isotropes par paliers successifs.

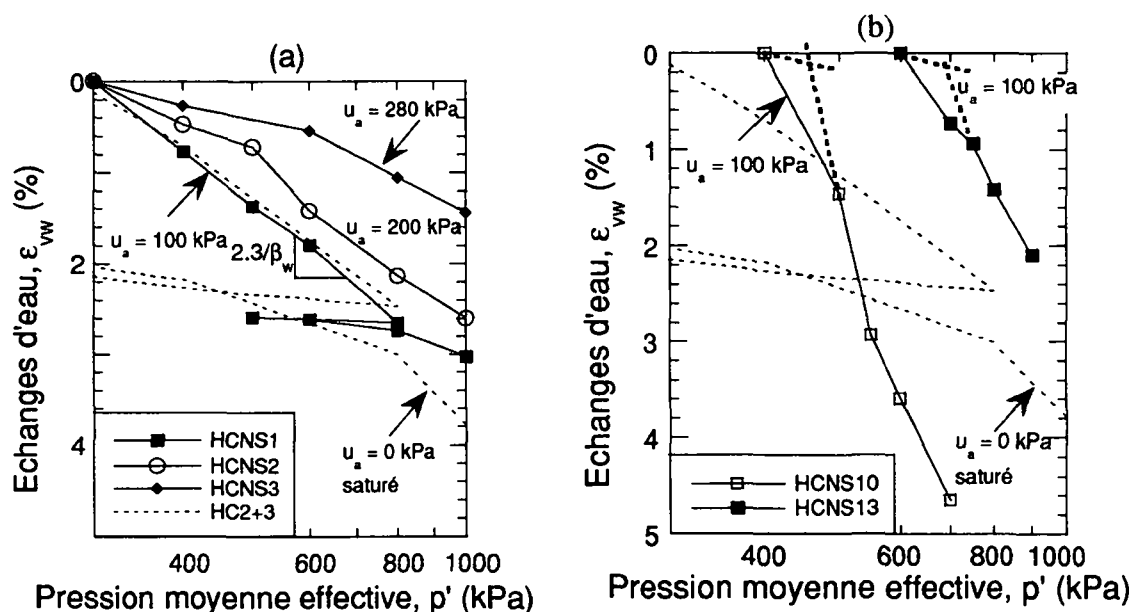


Figure 5-9: Essais isotropes non saturés: plan $\log(p')$ - ε_{vw}
 (a) essais HCNS1-2-3 (b) essais HCNS 10-13

La contrainte de préconsolidation a l'air d'augmenter globalement sous l'effet de la succion dans le plan $p' - \varepsilon_{vw}$ (cf. 2.2.5) pour les essais HCNS1-2-3 (Figure 5-9a).

Pour l'essai HCNS1 ($s = 100$ kPa), le comportement semble être immédiatement plastique et aucune limite pseudo-élastique ne peut être détectée. Cette limite paraît être inférieure à $p' \leq 500$ kPa pour l'essai HCNS2 ($s = 200$ kPa) et à $p' \leq 600$ kPa pour l'essai HCNS3 ($s = 280$ kPa).

La compressibilité "mécanique" (dans le plan $\ln(p')$ - ε_{vw} : $1/\beta_w$) diminue globalement avec la

succion, sauf entre le cas saturé et le cas où s équivaut à 100 kPa, où la pente aurait plutôt tendance à augmenter (cf. Figure 5-10).

Pour les autres essais isotropes (Figure 5-9b), il est encore plus difficile de détecter une cassure montrant le passage d'un comportement pseudo-élastique à un comportement plastique. Néanmoins pour l'essai HCNS10, la pression de préconsolidation estimée est d'environ $p' = 470$ kPa et pour l'essai HCNS13 de $p' = 690$ kPa. La Figure 5-9-b montre une augmentation forte de la compressibilité mécanique du sol entre le cas saturé et le cas où $s = 100$ kPa.

La Figure 5-10 décrit l'évolution de β_w (inverse de la pente de compressibilité $1/\beta_w$) avec la succion pour tous ces essais. Les pentes correspondant aux paliers isotropes de deux essais de cisaillement (NSD10 et NSD12, cf. 5.5.1) sont également représentées. Entre les trois premiers essais (HCNS1-2-3) et les suivants, les pentes évoluent différemment. En effet en moyenne pour les essais HCNS1-2-3, nous avons admis que la stabilisation était atteinte en quatre jours (au maximum huit jours). Pour tous les autres essais, les échantillons ont pu se drainer entre deux et quatre semaines. Nous avons effectivement constaté sur les courbes de dessaturation de ces derniers essais un léger ralentissement du drainage après quatre à cinq jours, suivi d'une nouvelle accélération pour finalement stabiliser en environ un mois. Comme les essais de fluage sur ce sol ont montré qu'il n'y avait pas de consolidation secondaire (cf. 4.2), nous en déduisons que les premiers essais n'étaient que partiellement drainés. Cette stabilisation à 4-5 jours pourrait correspondre à un problème de chaînage dans l'eau en début d'essai: une fois que l'eau est parvenue à recréer un chemin continu dans l'échantillon, le processus de drainage pourrait reprendre.

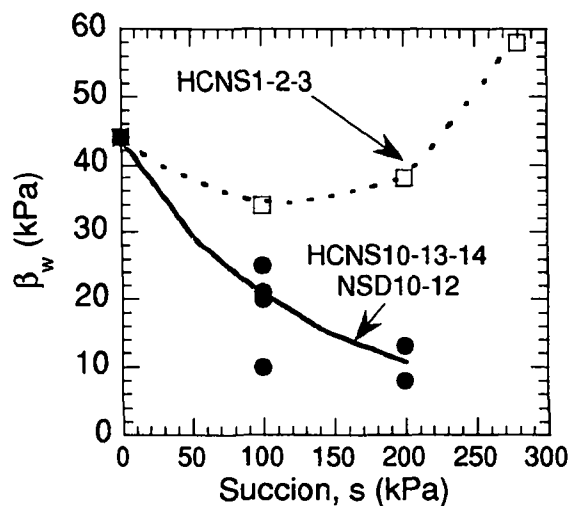


Figure 5-10: Evolution de β_w (inverse de la compressibilité mécanique) avec la succion

Sivakumar (1993) fait des constatations similaires (dans le plan $\log p^*-e$), en comparant d'une part les compressibilités obtenus par paliers successifs de consolidation et d'autre part celles obtenues par chargement continu où le drainage n'était pas total.

Evolution du volume total pendant les phases de consolidation des essais isotropes:

L'évolution du volume "total" (déformation volumique de l'ensemble de l'échantillon et non plus l'évolution des échanges d'eau par rapport au volume de l'échantillon) des échantillons et

les compressibilités mécaniques correspondantes sont déterminées.

Les déformations volumiques totales des essais HCNS1-2-3 ne sont pas représentées pour deux raisons:

- seuls les échanges d'eau ont été mesurés pour ces essais; de plus ces essais ont été utilisés pour des cisaillement par la suite, si bien qu'il n'y a aucune information tel que le degré de saturation final pour permettre l'estimation des changements de volumes;
- comme mentionné auparavant, ces essais n'étaient pas complètement stables à la fin de chaque palier, si bien que toute conclusion sur l'évolution de la compressibilité serait partiellement erronée.

La Figure 5-11 montre les essais HCNS10, HCNS13 et les paliers isotropes de l'essai NSD10 (cf. aussi 5.5.1).

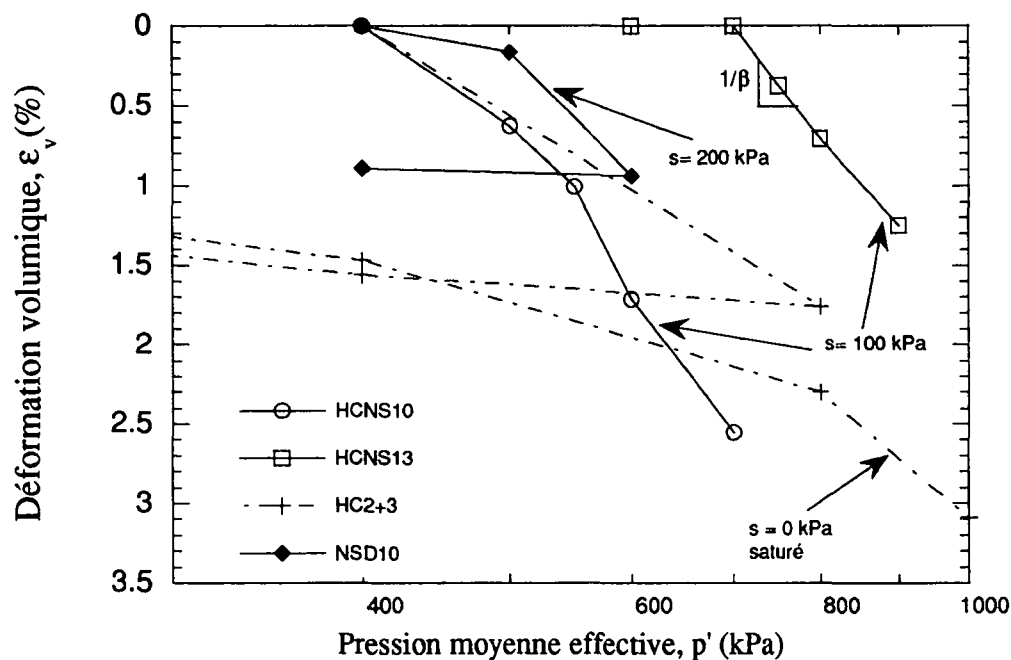


Figure 5-11 Essais isotropes non saturés: plan $\log(p')-\epsilon_v$; essais HCNS 10-13-14 et NSD10

Tableau 5-4: Résumé des caractéristiques des essais isotropes

Caractéristiques	HC saturé	HCNS13	HCNS10	NSD10
	$s = 0 \text{ kPa}$	$s = 100 \text{ kPa}$	$s = 100 \text{ kPa}$	$s = 200 \text{ kPa}$
p_c^{ns} (p_c saturé)	400 (400)	700(600)	475 (400)	> 500 (400)
$1/\beta$	0.065	0.113	0.140	≈ 0.095
$1/\beta_w$	0.023	0.047	0.010	0.076-0.0125
$\kappa(s)$	0.004-0.011	-	-	0.003
$\lambda(s)$ (plan p')	0.035-0.045	0.079	0.098	0.067
$\lambda^*(s)$ (plan p^*)	0.035-0.045	0.069	0.083	0.047

Le Tableau 5-4 montre les pressions de préconsolidation et les pentes de compressibilité des différents essais de la Figure 5-11. Les constatations suivantes peuvent être faites:

- La limite pseudo-élastique (p_c^{ns}) augmente avec la succion comme le montrent les trois essais préconsolidés en conditions saturées à $\sigma_3 = 400$ kPa.
- Dans le plan p' - e , la pente de compressibilité λ augmente entre 0 et 100 kPa pour ensuite diminuer à nouveau pour l'essai NSD10 ($s=200$ kPa).
- Dans le plan p^* - e , l'évolution de la pente de compressibilité λ^* est semblable à celle de λ .
- Le sol semble être légèrement plus rigide dans le domaine élastique en conditions non saturées ($\kappa = 0.003$ au lieu de $\kappa = 0.004-0.011$), mais il faudrait plus d'essais pour conclure sur ce point.

En conclusion, les données peu nombreuses du fait de la durée de tels essais ne nous permettent pas encore de dégager une tendance d'évolution de la compressibilité plastique avec la succion; les essais effectués en conditions oedométriques compléteront ce point (5.3).

Il est probable que l'évolution de la compressibilité ne soit pas constamment croissante ou décroissante comme le montre Sivakumar pour une argile. Il est possible que deux phénomènes contradictoires expliquent une augmentation puis une diminution de $\lambda(s)$ avec la succion:

- la rigidité du sol augmente avec la succion (ou à l'inverse une diminution de la compressibilité avec la succion);
- quand la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air, le degré de saturation est élevé et la phase d'air est composée de bulles d'air occluses, ce qui pourrait entraîner une compression des bulles d'air plutôt qu'une dissipation de l'air.

La section 5.4 reviendra sur l'évolution des pressions de préconsolidation, des compressibilités mécaniques et leur interprétation dans les plans p' et p^* .

Proposition pour la suite:

Il serait souhaitable de refaire une série d'essais isotropes à différents niveaux de succion pour compléter les données actuelles sur le limon de Sion. Pour raccourcir la durée des essais à venir, nous proposons d'utiliser des pierres céramiques moins perméables (pierres 2 bars au lieu des 3 et 5 bars utilisées actuellement) et de suivre la variation de volume simplement avec un comparateur lié à un cadre externe permettant de mesurer la déformation axiale, admise égale à la déformation radiale.

5.3 ESSAIS OEDOMETRIQUES

Un essai oedométrique non saturé a été effectué avec le système de surpression d'air. Le chemin de sollicitations suivi est représenté dans la Figure 5-12. Des essais complémentaires ont également été réalisés dans le cadre d'une collaboration avec l'Université de Liège (Charlier *et al.* 1997, Laloui *et al.* 1997).

Pour cet essai OEDNS10, après consolidation en conditions saturées jusqu'à 200 kPa, l'échantillon est dessaturé sous contrainte verticale nette constante ($\sigma_v - u_a$) de 200 kPa, puis reconsolidé mécaniquement sous succion constante de 150 kPa.

Ces essais sont effectués en chambre climatique maintenue à une température de 21° et une humidité relative de 90%. La durée totale de ces essais est d'environ six mois, puisqu'il faut à chaque palier entre deux et trois semaines pour atteindre la stabilisation hydrique.

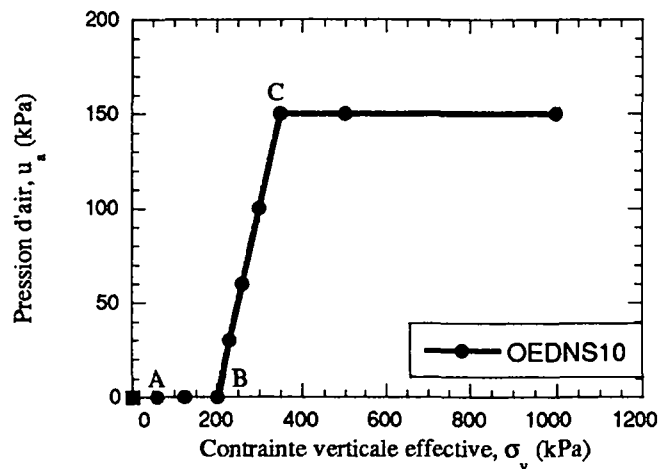


Figure 5-12: Chemins de sollicitations des essais oedométriques non saturés

La Figure 5-13 montre l'évolution des déformations volumiques au cours de l'essai. Du point A à B, l'échantillon est saturé et les déformations volumiques déduites de la quantité d'eau expulsée ϵ_{vw} et les déformations volumiques totales ϵ_v devraient être égales; néanmoins ϵ_{vw} ne vaut que les 2/3 de ϵ_v en B. Le décalage des deux courbes s'explique par la présence dans les circuits de l'oedomètre de quelques bulles d'air, si bien que le drainage de l'eau est sous-estimé. Le système a été purgé dès le premier palier à 60 kPa. A partir de ce moment les déformations sont parfaitement parallèles. Entre B et C, le sol est dessaturé sous contrainte verticale nette constante: le drainage d'eau est très important, tandis que le volume total varie peu. A partir du point C le sol est soumis à une contrainte mécanique croissante sous une succion de 150 kPa. Un très léger changement de pente est observable vers $\sigma_v=500$ kPa: cela confirme l'hypothèse d'une augmentation de la pression de préconsolidation sous l'effet de la succion.

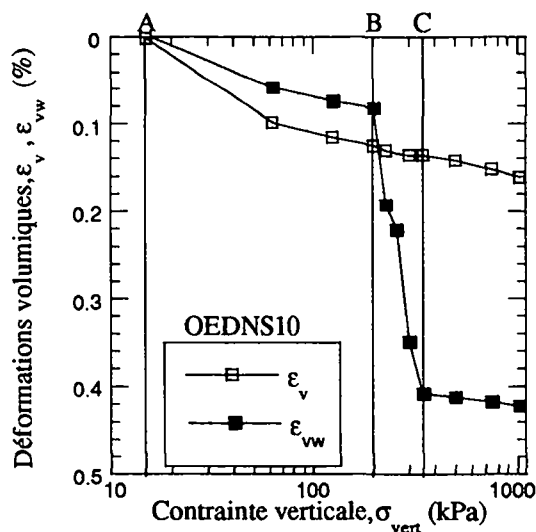


Figure 5-13: Evolution des déformations sous sollicitations oedométriques

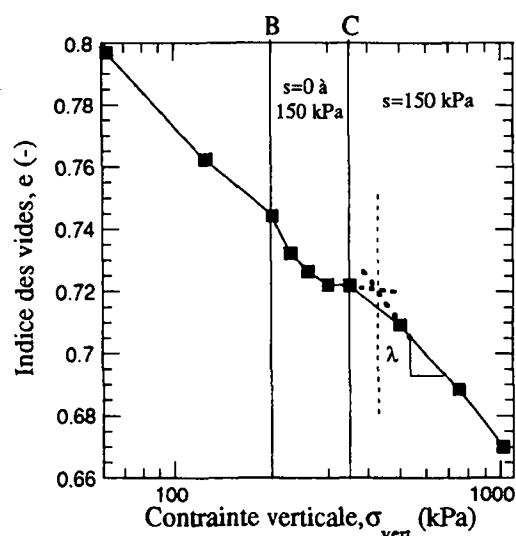


Figure 5-14: Evolution des indices des vides sous sollicitations oedométriques

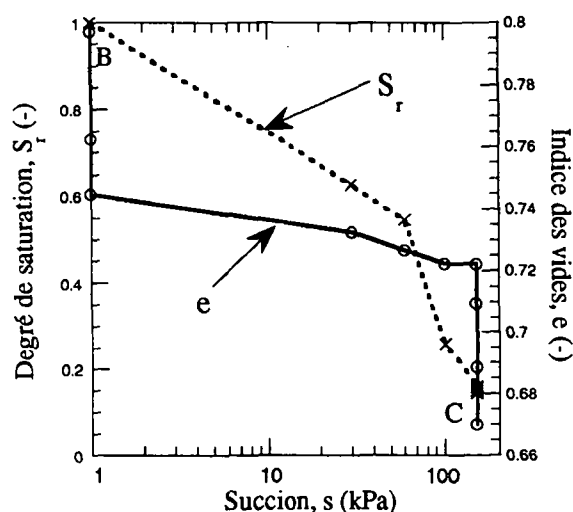


Figure 5-15: Evolution de S_r et e en fonction de la succion sous sollicitations oedométriques

La Figure 5-14 représente le même comportement en fonction de l'indice des vides. Il n'est pas évident de se prononcer sur le passage d'un domaine réversible à un domaine plastique. Soit on estime que le comportement est plastique dès le début, soit que la limite pseudo-élastique estimée (représentée en pointillé) est à $\sigma_v \approx 440$ kPa. Un point expérimental intermédiaire aurait été nécessaire pour se prononcer de façon définitive.

Entre les points B et C, la succion a été augmentée simultanément avec la contrainte verticale, afin de maintenir une contrainte verticale nette constante. Bien que le nombre de points expérimentaux soit restreint, il est intéressant de noter que l'indice des vides diminue plus fortement au début (jusqu'à une contrainte verticale de $p=300$ kPa et une succion de 100 kPa), puis ne varie presque plus. Ce comportement pourrait se rapprocher de celui observé dans les essais à la marmite. Jusqu'à $s = 100$ kPa, le comportement hydrique est irréversible. Une fois le palier de retrait atteint ($s_{SL} \approx 100$ kPa), le comportement devient élastique et l'indice des vides ne varie presque plus.

La Figure 5-15 montre l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation essentiellement durant la phase de dessaturation. Même si le nombre de points est restreint, ces représentations tendent à confirmer les observations faites pour la figure précédente. A partir d'une succion d'environ 60 kPa, le degré de saturation diminue plus fortement, ce qui montrerait que le point d'entrée d'air est dépassé. Or nous avons montré dans les essais à la marmite, que la succion d'entrée d'air de ce sol se situait aux alentours de 50-80 kPa pour le limon de Sion (cf. 5.1.1), ce qui correspond bien. Ensuite entre 100 et 200 kPa de succion, le degré de saturation diminue de nouveau plus faiblement, ce qui est également observé pour les essais hydriques quand la succion de retrait (aux alentours de 100 kPa pour ce sol) est atteinte.

Ces résultats permettent de déterminer quelques paramètres complémentaires pour la caractérisation du limon de Sion. La **compressibilité mécanique** (dans le plan $\log(p')-e$) à $s=150$ kPa en condition oedométriques est de $\lambda = 0.058$, alors que les compressibilités saturées λ variaient entre 0.052 et 0.067. La fourchette de valeur est la même et il n'est pas possible de faire de conclusions quant à l'évolution de λ avec la succion. La **compressibilité hydrique** λ_s ne peut pas être déterminée quantitativement sur la base de cet essai, puisque la charge mécanique évolue pendant la dessaturation.

La Figure 5-16 compare les essais oedométriques à $s=0$ kPa et $s=150$ kPa dans le plan des contraintes effectives (a) des contraintes nettes (b). Quelle que soit la représentation, l'essai non saturé semble moins compressible, néanmoins la différence de pente est moins marquée dans la représentation en contrainte effective qui est celle choisie pour les figures précédentes. Nous reviendrons sur ce point au chapitre 5.4.

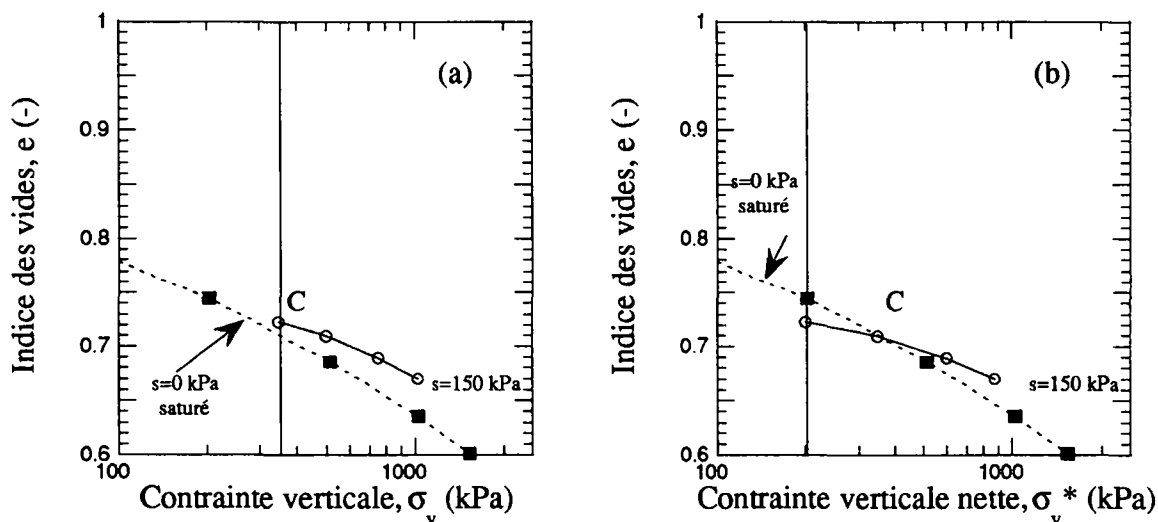


Figure 5-16: Comparaison des essais oedométriques à plusieurs niveaux de succions
(a) plan σ_v' (b) plan σ_v^*

Essais effectués en collaboration avec l'Université de Liège

D'autres essais oedométriques ont été effectués sur le limon de Sion dans le cadre d'une collaboration avec l'Université de Liège (Charlier *et al.* 1997, Laloui *et al.* 1997). Le laboratoire de mécanique des sols de cette université est équipé d'un oedomètre osmométrique (cf. chapitre 2.5.2). La liste des essais effectués à Liège est donnée dans le Tableau 5-5.

Tableau 5-5: Liste des essais oedométriques effectués à Liège

Nom de l'essai	e_i (-)	w_i (%)	s (kPa)	e_f (-)	w_f (%)	S_{rf} (-)
Li-ONS1	0.614	22.4	100	0.568	17.8	87.1
Li-ONS2	0.688	25.1	100			
Li-ONS3	0.625	22.8	200	0.582	16.3	76.4
Li-ONS4	0.641	23.4	200	0.604	17.3	78.5
Li-ONS5	0.602	22.6	300	0.542	11.8	59.4

Six essais à différents niveaux de succion constante sont représentés sur la Figure 5-17. Les compressibilités mécaniques λ et κ de tous les essais sont très proches. Sur la figure de droite, l'évolution de la compressibilité avec la succion est dessinée, en rajoutant les points expérimentaux obtenus à Lausanne ($s = 0$ et 150 kPa, points ronds) en conditions oedométriques. Tous les essais de Liège sont nettement plus rigides. L'explication possible de cette différence est que les temps de stabilisation étaient plus faibles à Liège (entre deux et cinq jours en moyenne au lieu de 15 jours) et que le drainage n'était sans doute pas terminé. Ces résultats ne sont ainsi pas tout à fait comparables et il n'est pas possible de conclure concernant l'évolution réelle de la compressibilité avec la succion. Néanmoins la tendance de la compressibilité à diminuer (pour les succions au-delà de 100 kPa) donne une bonne indication. En effet comme le même critère de stabilisation a été choisi pour tous les essais, les valeurs des compressibilités devraient varier proportionnellement de la même façon que si la consolidation avait été terminée.

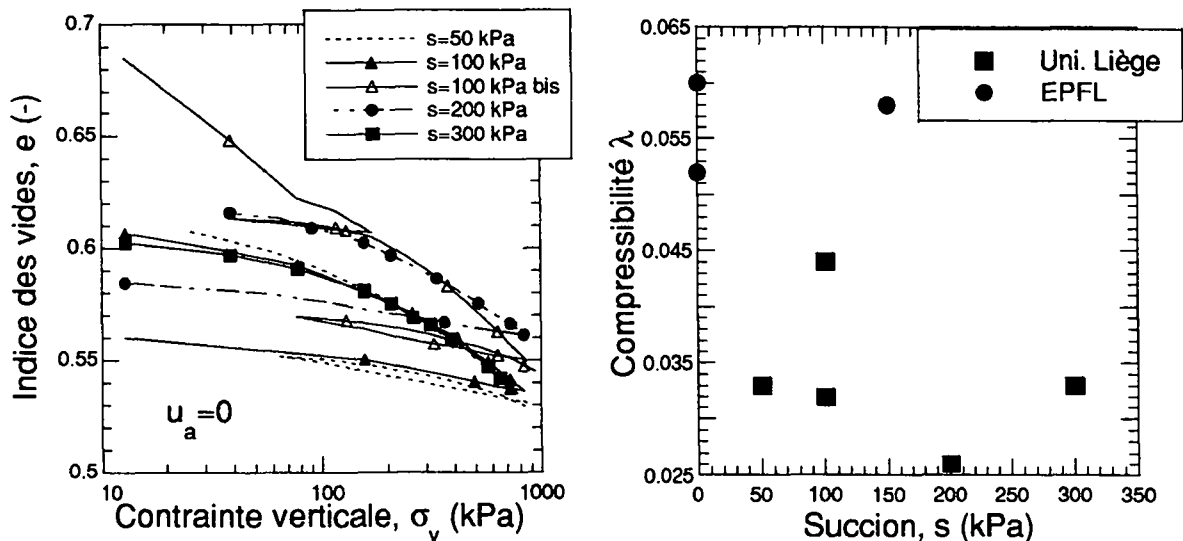


Figure 5-17: Comportement oedométriques à différents niveaux de succion (essais de Liège) et évolution des compressibilités λ^*

Conclusions sur les essais oedométriques

Les essais oedométriques semblent confirmer les résultats obtenus sur les chemins isotropes. Jusqu'à des succions proches de la succion d'entrée d'air, la compressibilité ne diminue pas (voir augmente), puis au-delà une tendance à la diminution est observée.

5.4 EVOLUTION DES COMPRESSIBILITES ET DES PRESSIONS DE PRECONSOLIDATION AVEC LA SUCCION

Comme discuté en 2.2.4, les auteurs pensent que la compressibilité mécanique diminue globalement avec la suction. Il s'agit néanmoins de définir quelle compressibilité et dans quel plan de représentation. Sur la Figure 5-18, nous avons représenté l'évolution des compressibilités λ avec la suction déterminées dans le plan $\ln(p^*)-e$ pour plusieurs sols, puis recalculé les compressibilités correspondantes dans le plan $\ln(p')-e$. Suivant que l'évolution des pentes est interprétée dans le plan des contraintes nettes (a) ou effectives (b) les tendances peuvent être fondamentalement différentes. Par exemple chez Sivakumar (1993) et Maâtouk (1993), on observe globalement une diminution de la compressibilité dans le plan $\ln(p^*)-e$ et une augmentation dans le plan $\ln(p')-e$. Par contre si on représente les résultats de Matyas et Radakrishna (1968) et ceux effectués sur le limon de Sion, une tendance à la diminution de la pente est observée dans les deux plans. Ces différences s'expliquent essentiellement par le choix d'une définition de la compressibilité λ dans un plan semi-logarithmique. En effet si on représentait tous les résultats dans des plans linéaires, pour la plupart des essais de la littérature effectués en conditions isotropes ou oedométriques, les déformations volumiques et le coefficient de compressibilité a_v (définition en annexe A) diminueraient globalement avec la suction.

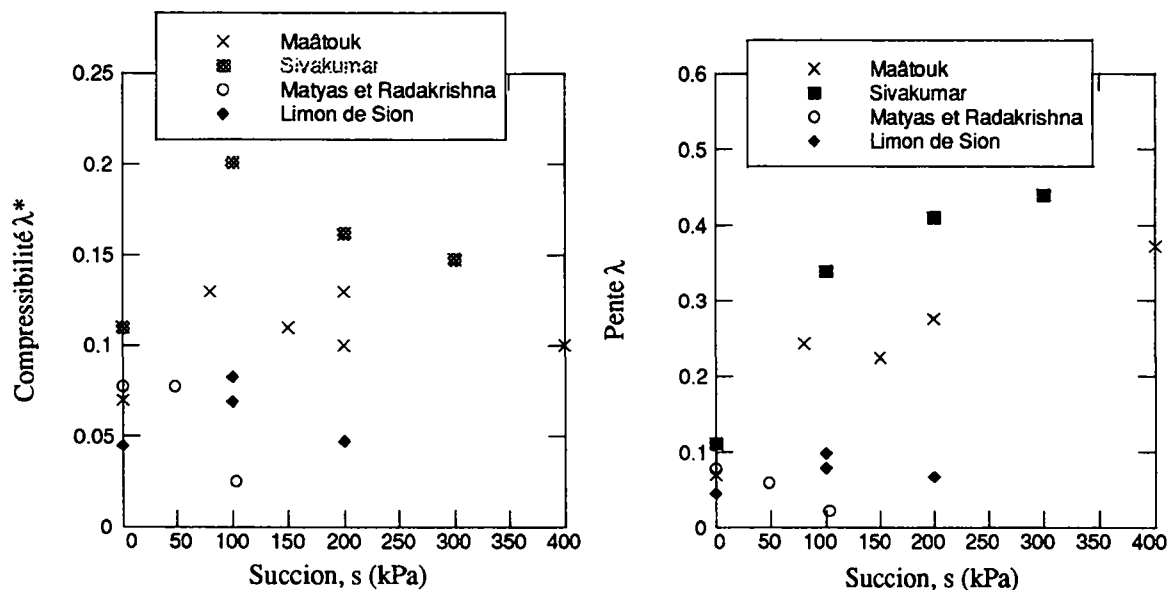


Figure 5-18: Evolution des pentes de compressibilité découlant d'une représentation semi-logarithmique, (a) interprété dans le plan des contraintes nettes et (b) des contraintes effectives (Matyas et Radhakrishna 1968, Cui 1993, Sivakumar 1993, Maâtouk 1993)

De même la forme de la trace de limite élastique (notée LC pour loading-collapse curve) diffère suivant le plan de représentation. La Figure 5-19 montre l'évolution de la pression de préconsolidation avec la suction pour les essais de Sivakumar (a) et ceux effectués sur le limon de Sion (b). De façon général l'expansion de la limite pseudo-élastique est nettement plus faible dans la représentation en p^* qu'en p' .

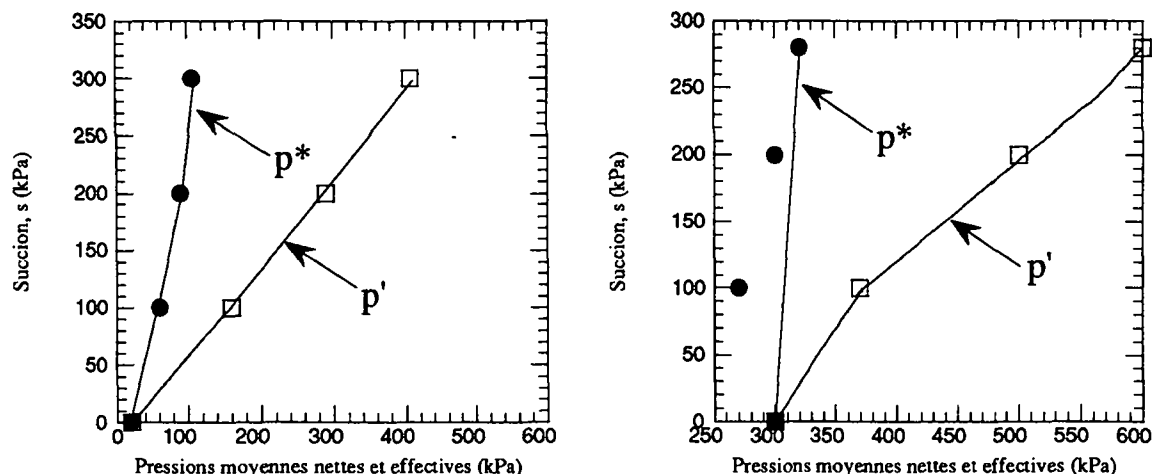


Figure 5-19: Forme de la courbe LC dans le plan p^* et dans le plan p' : (a) Sivakumar 1993, (b) limon de Sion

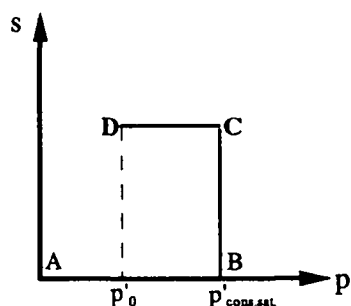
En conclusion ces quelques considérations montrent l'importance du choix du plan de représentation des essais pour l'interprétation de l'évolution des paramètres du sol.

5.5 COMPORTEMENT DEVIATOIRE (APPAREIL TRIAXIAL)

Ce chapitre montre successivement les résultats d'essais de cisaillement drainés à différents niveaux de succions constantes, puis des essais de cisaillement à teneur en eau et pression d'air constante.

5.5.1 ESSAIS DRAINÉS

Une quinzaine d'essais drainés ont été effectués. Le type de chemins suivis est décrit au 3.3. Le Tableau 5-6 résume pour les essais utilisés par la suite, les conditions initiales et finales ainsi que les contraintes de sollicitations. La plupart des essais étaient normalement consolidés, mais six d'entre eux ont été surconsolidés à différents OCR. En conditions non saturées, sont considérés comme surconsolidé (SC) les essais dont la pression de confinement effective de cisaillement (p'_0) est inférieure à celle connue dans son histoire (p'_{cons}). Le degré de surconsolidation OCR est défini comme le rapport entre la pression effective de consolidation (p'_{cons}) sur la pression effective en début de cisaillement (p'_0) durant le cisaillement (cf. schéma).



La durée des essais varie entre un et demi et deux mois: soit un jour pour la consolidation saturés (A-B), deux à trois semaines pour la dessaturation (BC, u_a constant), deux à trois semaines pour l'éventuelle "déconsolidation" mécanique (CD, u_a constant) à succion constante (u_a constant) qui suit et deux semaines pour le cisaillement (q/p'). Vu la durée des essais, plusieurs essais ont dus être abandonnés pour cause de fuites à travers les membranes. Les vitesses de cisaillement choisies pour l'ensemble de ces essais varient entre 1 et 1.8 $\mu\text{m}/\text{min}$ (cf. 3.1.1.3). Durant le cisaillement, pour la plupart des essais un cycle de décharge a été effectué à 2 % de déformation axiale, pour pouvoir étudier l'évolution de la rigidité avec la succion.

Tableau 5-6: Liste des essais de cisaillement non saturés drainés à succion constante ($u_w=0$ kPa)

Nom	e_i (-)	w_i (%)	σ_3' (kPa) <i>cons. sat.</i>	u_a (kPa) <i>dessat.</i>	p_0' (kPa) <i>cisail.</i>	q/p' <i>cisail.</i>	u_a (kPa) <i>cisail.</i>	e_f (-)	w_f (%)	S_{rf} (-)	
NS-D1	0.802	28.7	400	100	400	3	100	0.66	15.6	66	NC
NS-D2	0.721	25.8	250	50	450	3	50	0.64	19.5	85	NC
NS-D3*	0.712	25.5	300	100	500	3	100	-	15	-	NC
NS-D3ter			500	100	500	3	100				
NS-D4	0.788	28.2	600	100	600	3	100	0.64	16.8	83	NC
NS-D5	0.7	25.1	300	200	600	3	200	0.65	7.7	33	NC
NS-D6	0.70	25.1	500	100	500	3	100	0.66	11.4	48°	NC
NS-D7	0.724	25.9	400	100	300	3	100	-	-	-	SC
(NS-D8**)	0.726	26	400	100	300	∞	100				SC
NS-D9	0.74	26.4	600	100	400	∞	100	***		-	SC
NS-D10	0.73	26.2	600	200	400	3	0	0.68	19.7	81	SC
NS-D11	0.755	27	600	50	600	3	50	0.62	20.4	91.1	NC
NS-D12	0.712	25.5	600	280	600	3	280	0.67	6.6	27.5	NC
NS-D13	0.712	25.5	600	100	500	3	100	0.63	14.1	62.5	SC

* cisaillement a divergé

** fichiers finaux détruits lors du passage à l'horaire d'été!

*** fuites dans les deux dernières heures de l'essai, pas de valeurs finales

Le chapitre 5.5.1 est décomposé en deux parties:

- 5.5.1.1 Chaque essai drainé est décrit dans ce chapitre, avec une évaluation des méthodes de mesure de volume et des principaux comportements des sols non saturés sur ce type de chemin;
- 5.5.1.2 Une analyse comparative de l'ensemble des résultats des essais drainés non saturés et de l'évolution du comportement avec la succion est effectuée.

5.5.1.1 Résultats expérimentaux bruts

Essais drainés non saturés NC; dont les déformations volumiques totales ont été estimées (NSD1, NSD2, NSD4) à partir des échanges d'eau en cours d'essai.

La Figure 5-20 montre les essais triaxiaux déviatoires conventionnels ($q/p'=3$) NSD1 ($\sigma_3 = 400$ kPa, $s = 100$ kPa), NSD2 ($\sigma_3 = 450$ kPa, $s = 50$ kPa) et NSD4 ($\sigma_3 = 600$ kPa, $s = 100$ kPa).

Ces trois essais ont été effectués dans des cellules triaxiales standards avec mesure des changements de volume d'eau uniquement. Nous avons évalué les changements de volume totaux correspondants en faisant certaines hypothèses. La première idée était d'estimer ce volume en considérant un degré de saturation S_r constant durant tout l'essai et déduit par exemple de la courbe hydrique $s-S_r$. La variation de volume totale s'écrit alors $\Delta V = \Delta V_w / S_r$,; comme S_r est toujours inférieur à un, elle est systématiquement supérieure à la variation de volume déduite de l'eau expulsée ϵ_{vw} . Or ce n'est pas ce qui est généralement observé dans la littérature, ni dans les essais où il y a eu mesure du volume total. Il est donc nécessaire de tenir compte de l'évolution du degré de saturation pendant le cisaillement.

Au début du cisaillement (= fin de la dessaturation), la teneur en eau de l'échantillon est connu et S_r est déduit via les courbes hydriques $w-S_r$ (cf. 5.1.2, c'est une bonne hypothèse). A la fin du cisaillement cette hypothèse n'est plus correcte, puisque les effets mécaniques sont importants, mais $S_{r\text{final}}$ est connu par mesure (détermination du volume final par immersion de l'échantillon dans de la paraffine) pour les essais NSD1 et NSD4.

Deux courbes sont représentées sur les figures:

- une où l'hypothèse est faite que S_r varie linéairement au cours de l'essai de $S_{r\text{initial}}$ à $S_{r\text{final}}$;
- une zone hachurée plus probable où S_r varie moins au début de l'essai.

Plan déviatoire ϵ_1 - q

Le comportement de ces trois essais est semblable à celui observé pour des sols saturés. La succion induit un comportement de type légèrement surconsolidé (c'est-à-dire existence d'un léger pic puis d'une diminution du déviateur des contraintes vers une valeur ultime inférieure). Cela est plus net pour les essais à succion de 100 kPa et en particulier pour l'essai NSD4. Pour l'essai NSD2, effectué à une succion inférieure à la succion d'entrée d'air, le comportement s'apparente à celui d'un sol normalement consolidé sans valeur de pic.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ϵ_{vw}

Pour les essais à $s=100$ kPa (NSD1 et NSD4), il n'y a pas de stabilisation des échanges d'eau observables durant les essais. Ce comportement a également été observé par d'autres auteurs lors de cisaillements drainés en conditions non saturées (par ex. Wheeler et Sivakumar 1995). Une explication simple serait que les essais ont été effectués trop rapidement et que la pression d'eau n'a pas pu se stabiliser en cours d'essai, ce qui nous semble peu probable (cf. choix de la vitesse de cisaillement au chapitre 3.1.1.3). Il se pourrait également que le drainage de l'eau n'ait pas été terminé à la fin du palier de dessaturation et au début du cisaillement. Les courbes de dessaturations (cf. 5.1.2) montre que cette hypothèse peut être rejetée. La dernière explication que suggèrent Wheeler et Sivakumar serait que cette non-stabilisation des volumes d'eau en fin d'essai (alors que l'état critique semble être presque atteint au vu de l'évolution des déviateurs et des déformations volumiques), a uniquement une composante plastique, puisque par définition quand l'état critique est atteint, aucune déformation élastique n'est plus possible.

Pour l'essai NSD2 ($s=50$ kPa), ce drainage non stabilisé d'eau n'est pas observé. D'une part, le comportement de cet échantillon partiellement saturé ($s < s_e$, l'air se trouve encore sous forme de bulles dans le sol et n'est pas continue) semble s'apparenter plus à celui d'un sol saturé. D'autre part, dans le plan ε_1 - ε_{vw} , une cassure soudaine de la courbe est observable, si bien que l'échantillon n'a pas atteint l'état critique. D'ailleurs la photo prise à la fin de l'essai montre une nette bande de cisaillement en fin d'essai, qui confirme une rupture cinématique de l'échantillon vers 10 % de déformation axiale. Étonnamment dans la plan déviatoire ε_1 - q , la courbe ne présente aucune discontinuité pour cette même déformation axiale $\varepsilon_1 = 10$ %.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques ε_v

Comme mentionné auparavant, l'hypothèse d'une variation linéaire du S_r en cours d'essai n'est pas toujours réaliste. En effet pour l'essai NSD1, la variation linéaire de S_r implique un comportement dilatant puis contractant ce qui est fort peu probable. La variation réelle estimée du volume doit se trouver dans la zone hachurée (évaluation avec S_r variant moins au début de l'essai). Cela se rapproche du type de comportement observé sur ce limon en conditions saturées et correspond aux résultats de la littérature en conditions non saturées, qui montrent dans ce plan soit un comportement uniquement contractant, soit un comportement contractant puis dilatant pour ce type d'essais (Blight 1966).

Pour ce qui est de la variation du volume total de l'échantillon NSD4, le comportement est uniquement contractant (que S_r varie linéairement ou non) sans net palier d'état critique en fin d'essai. Cette absence de palier de stabilisation clair en fin d'essai est difficilement explicable, néanmoins ce comportement se retrouve parfois dans la littérature pour d'autres sols, comme pour le limon de Jossigny par exemple (Cui 1993).

Pour l'échantillon NSD2, le degré de saturation final a également dû être estimé sur la base de la courbe hydrique et de l'évolution des S_r des autres essais, faute de mesure finale de l'échantillon. Le comportement observé est globalement proche de celui observé en conditions saturées pour ce limon, avec une contractance suivi d'une faible dilatance.

Homogénéité des échantillons en fin d'essai

A la fin de l'essai les teneurs en eau à trois niveaux différents de l'échantillon donnent du haut vers le bas :

$w=16.4, 15.5, 15.7$ % NSD1

$w=16.1, 16.1$ et 17.9 % NSD4

Ces valeurs proches confirment l'hypothèse de non-hétérogénéité de ces deux échantillons en fin d'essai. Les valeurs finales ne sont pas connues pour l'essai NSD2; au vu de la cassure observée dans le plan ε_1 - ε_{vw} , il est probable que cet échantillon n'était plus homogène au-delà de 10 % de déformation axiale.

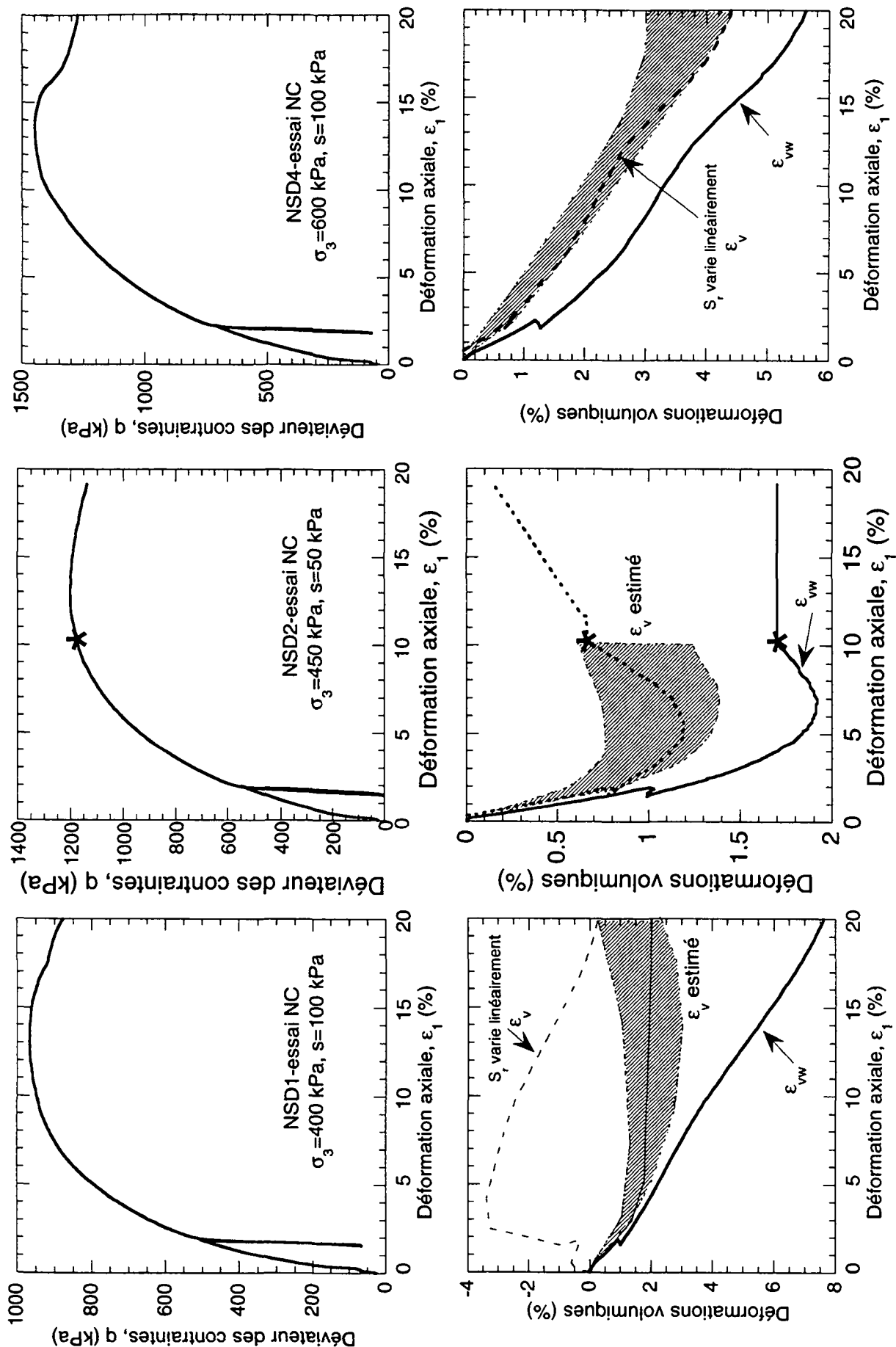


Figure 5-20: Essais triaxiaux drainés NSD1, NSD2, NSD4

Vérification de la reproductibilité des essais drainés non saturés NC avec trois essais (NSD3, NSD3ter, NSD6: $\sigma_3=500$ kPa, $s=100$ kPa) dont les déformations volumiques totales ont été estimées à partir des échanges d'eau en cours d'essai

La Figure 5-21 permet de vérifier la reproductibilité des essais triaxiaux drainés normalement consolidés en conditions non saturées. Trois essais identiques NSD3, NSD3ter, NSD6 ($\sigma_3=500$ kPa, $s=100$ kPa) ont été effectués dans les cellules standards. Malheureusement pour deux des essais (NSD3 et NSD6), le comportement déviatoire a été perturbé.

Plan déviatoire ε_1 -q

Dans le plan ε_1 -q, les mesures de déviateur de l'essai NSD3 divergent vers 6% de déformation axiale si bien qu'elles ne seront pas considérées au-delà de ce seuil. L'essai NSD6 présente également une discontinuité anormale aux alentours de $\varepsilon_1=9\%$. Il est donc difficile sur cette base de confirmer la reproductibilité des essais non saturés. L'essai NSD3ter qui présente un comportement continu sera retenu pour la suite.

Si on compare les rigidités initiales des échantillons et les pentes des décharges, les rigidités sont comparables. Néanmoins pour l'essai NSD6, la rigidité globale est nettement plus faible. Il semble que cet échantillon était différent dès le début du cisaillement. Cet essai ne sera par retenu pour la suite.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ε_{vw}

Les échanges d'eau sont parfaitement reproductibles d'un essai à l'autre. Aucune discontinuité n'est observée dans les échanges d'eau malgré toute les observations faites dans le plan de résistance déviatoire. Une hypothèse explicative serait que les échantillons étant dessaturés, la perméabilité à l'eau du sol est plus faible et qu'en conséquence les changements de volume d'eau à la sortie présentent un certain décalage dans le temps et que la cassure n'est pas visible. Comme pour les essais précédents, les échanges d'eau ne se stabilisent pas en fin d'essais.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques ε_v

Les variations de volumes ont été estimées pour ces essais NSD3ter et NSD6, dont les $S_{r\text{final}}$ sont connus. Dans la fourchette des valeurs estimées, le comportement des échantillons est globalement contractant.

Homogénéité des échantillons en cours de cisaillement

L'échantillon NSD3 présente une discontinuité au cours de l'essai: d'ailleurs les teneurs en eau à différents niveaux de l'échantillon varient de plusieurs pour-cents (du haut vers le bas $w = 18.1 - 16.2 - 13.7 - 15.0 \%$). Cet échantillon n'est pas homogène.

Quant à l'essai NSD6, les teneurs en eau des échantillons évoluent du haut vers le bas comme suit: $w = 12.2 - 11.5 - 10.4 \%$. Ces valeurs sont proches. De plus la photo de fin d'échantillon montre qu'à son état final l'échantillon a une forme légère de tonneau sans apparition de bandes de cisaillement, ce qui confirme l'hypothèse de l'homogénéité durant tout l'essai. Néanmoins du fait de son comportement particulier, il n'a pas été retenu.

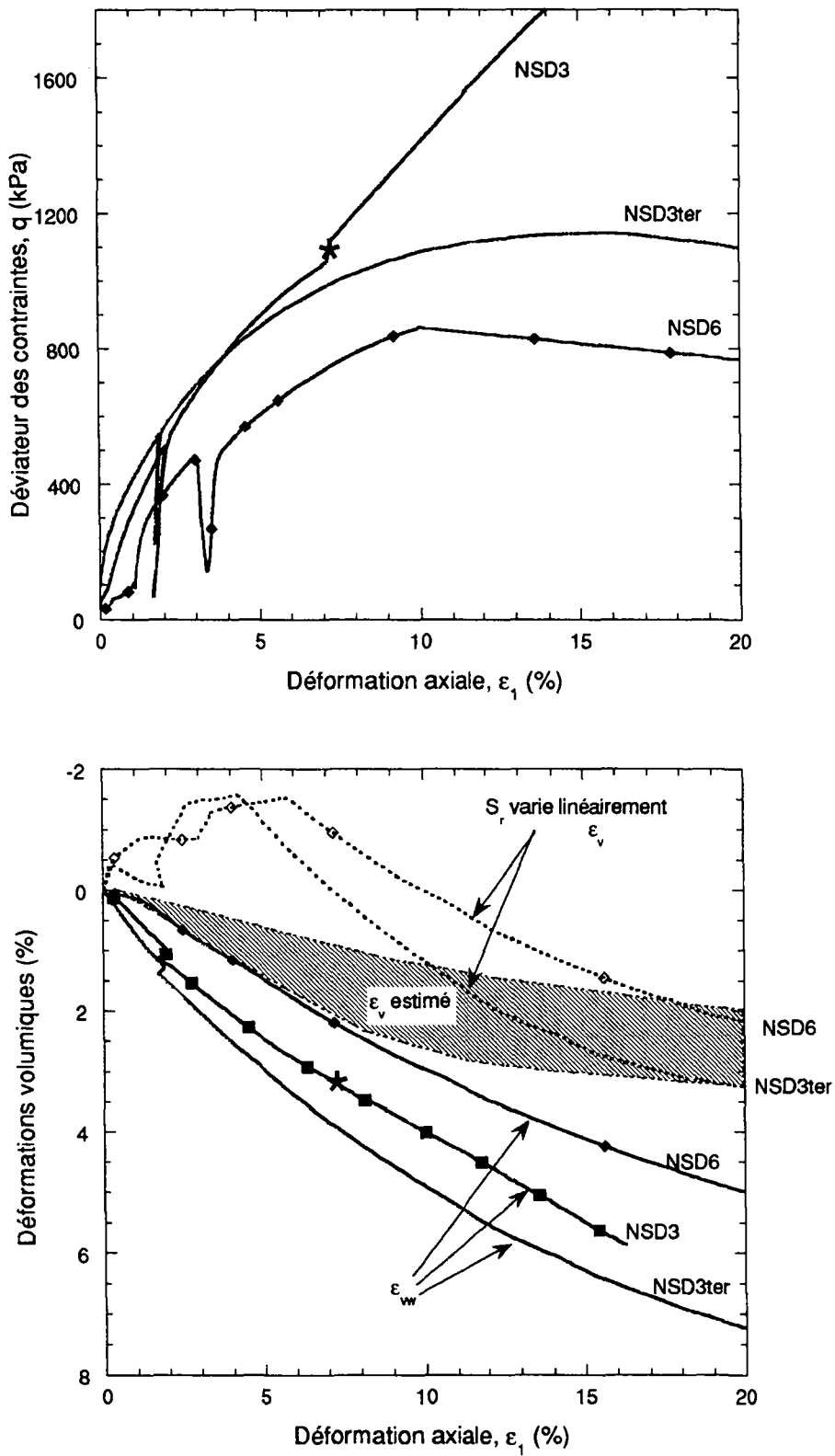


Figure 5-21: Essais triaxiaux drainés NSD3, NSD3ter, NSD6 ($\sigma_3=500$ kPa, $s=100$ kPa)

Essais drainés NC (NSD5, NSD11, NSD12) à même pression effective de confinement (600 kPa) et à trois niveaux de suctions constantes ($s=50, 200$ et 280 kPa)

La Figure 5-24 montre les essais triaxiaux drainés NSD5 ($s=200$ kPa), NSD11 ($s=50$ kPa), NSD12 ($s=280$ kPa). Tous ces essais sont effectués dans des cellules standards avec mesure du volume d'eau. Pour l'essai NSD5, la variation de volume de l'échantillon est estimée comme auparavant. Pour l'essai NSD11 et NSD12, des mesures de la variation de volume des cellules (3.1.2.1) et des photos (3.1.2.8) permettent d'évaluer l'évolution de la déformation volumique totale au cours du cisaillement.

Plan déviatoire ϵ_1 - q

Dans le plan ϵ_1 - q , le comportement déviatoire varie suivant le niveau de succion:

- pour $s=50$ kPa ($s < s_e$), le comportement est semblable à celui d'un échantillon saturé normalement consolidé;
- pour $s=200$ kPa, une résistance de pic (de 1500 kPa) est observée, suivie d'une "brusque" perte de résistance (comportement fragile);
- pour $s=280$ kPa, le déviateur maximal atteint n'est plus que de 1140 kPa, comme si le comportement fragile avait commencé encore plus tôt et avait empêché l'échantillon d'atteindre une résistance supérieure.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ϵ_{vw}

Comme déjà observé pour les essais précédents, pour une succion faible ($s=50$ kPa), les pertes d'eau se stabilisent en fin d'essai à l'état critique. Par contre pour de plus fortes suctions (et plus particulièrement pour l'essai NSD12), il n'y a pas de stabilisation des échanges d'eau en fin d'essai.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques ϵ_v

Pour l'essai NSD5, nous avons procédé à une estimation des variations de volume, comme pour les essais précédents. Les variations de volume totales montrent un comportement de type contractant puis dilatant. Bien que ces volumes soient estimés, il semble que le changement de phase se fasse pour les valeurs de déformations axiales correspondant à peu près à la valeur de pic. Ceci montrerait un comportement identique sous l'effet de la succion à l'effet d'une surconsolidation pour les essais saturés. Sur la photo de fin d'essai une bande de cisaillement explique le palier observé en fin d'essai.

Pour les deux autres essais, l'évolution du volume total de l'échantillon a été mesurée de deux façons:

- par imagerie
- par acquisition des données de changement de volume de la cellule.

Les deux techniques donnent des réponses très semblables, ce qui permet de confirmer la fiabilité de ces systèmes de mesure. L'écart maximum absolu entre les deux courbes sur la déformation volumique est de l'ordre de 0.3 %. Pour l'essai à $s=50$ kPa, la variation de volume total est très proche de celle du volume d'eau sur le volume total. Ceci montre un comportement très proche d'un sol saturé pour cette succion. Pour l'essai à forte succion ($s=280$ kPa), le comportement est contractant puis dilatant, comme pour l'essai à $s=200$ kPa. Une cassure nette est observée par imagerie dès que la déformation axiale est supérieure à 12 %. Les déformations volumiques ne sont plus considérées au-delà de cette valeur. Cela

correspond d'ailleurs au moment où nous avons observé l'apparition d'une bande de cisaillement sur l'échantillon. En effet comme expliqué dans le chapitre 3.1.2.8, la mesure de volume par photo telle qu'elle est faite au LMS n'est valable que tant que la déformation est quasi axisymétrique.

Homogénéité des échantillons en cours de cisaillement

A la fin de l'essai les teneurs en eau à trois niveaux différents de l'échantillon donnent du haut vers le bas :

NSD11 ($s=50$ kPa) $w=20 - 20.5 - 20.7$ %. L'échantillon est homogène en fin d'essai. La Figure 5-22 montre les photos de l'évolution de l'échantillon en cours d'essai. La déformation se fait en forme de tonneau, sans apparition de bandes de cisaillement.

NSD5 pas de mesures

NSD12 ($s=280$ kPa) $w = 6.7 - 6.2 - 6.8$ % Ceci confirmerait que cet échantillon n'est pas hétérogène en fin d'essai, malgré l'apparition d'une bande de cisaillement, observable sur la Figure 5-23.

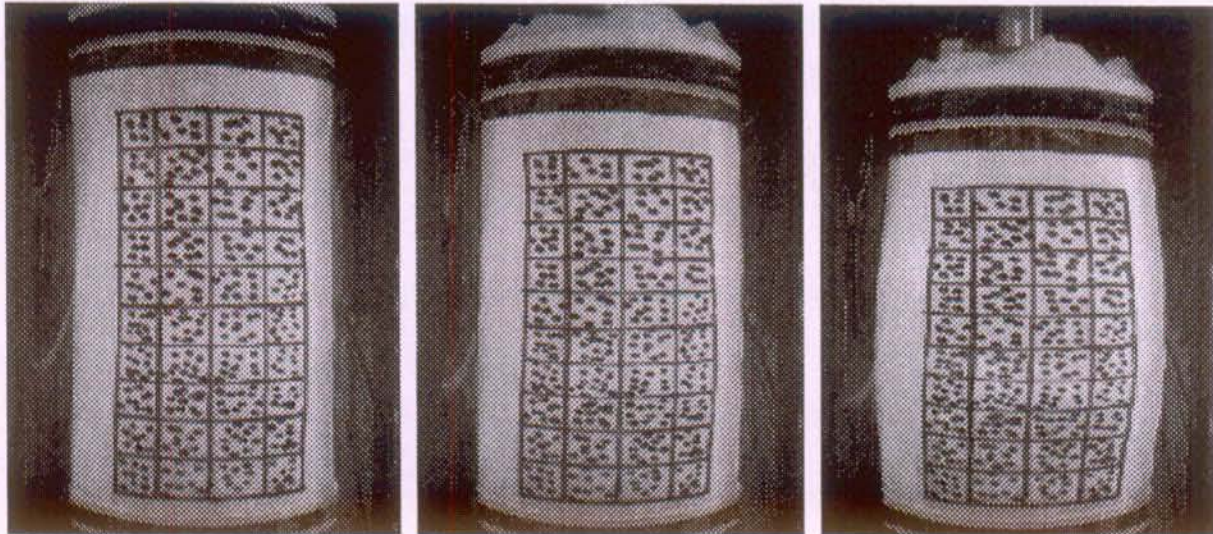


Figure 5-22: Essai NSD11 ($s=50$ kPa) à $\epsilon_1 = 0, 5.6$ et 16.0 %

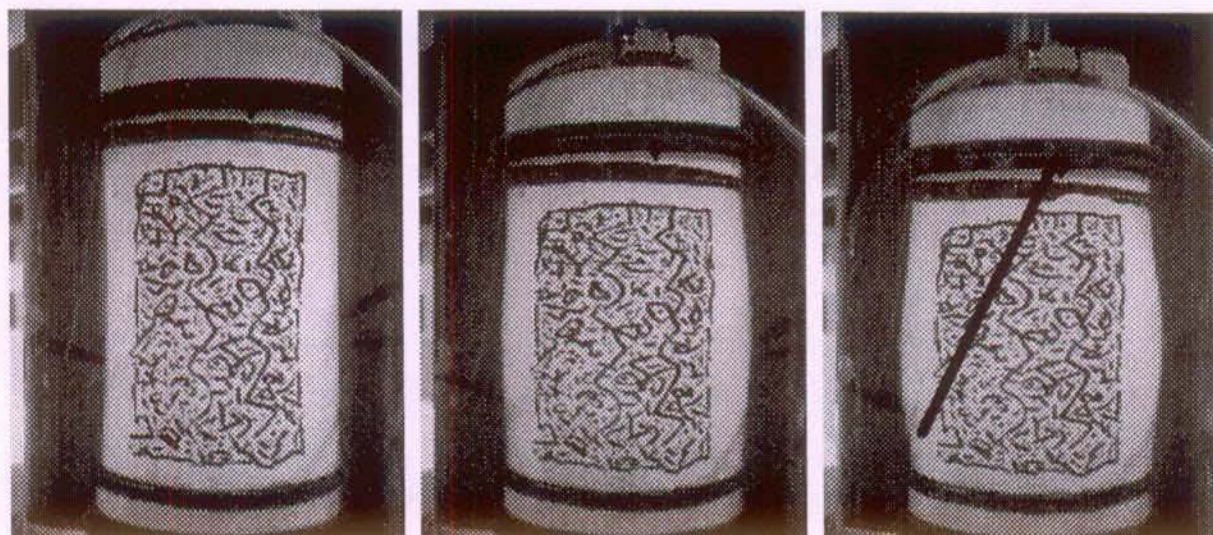


Figure 5-23: Essai NSD12 ($s=280$ kPa) à $\epsilon_1 = 0, 5.9$ et 13.8 %

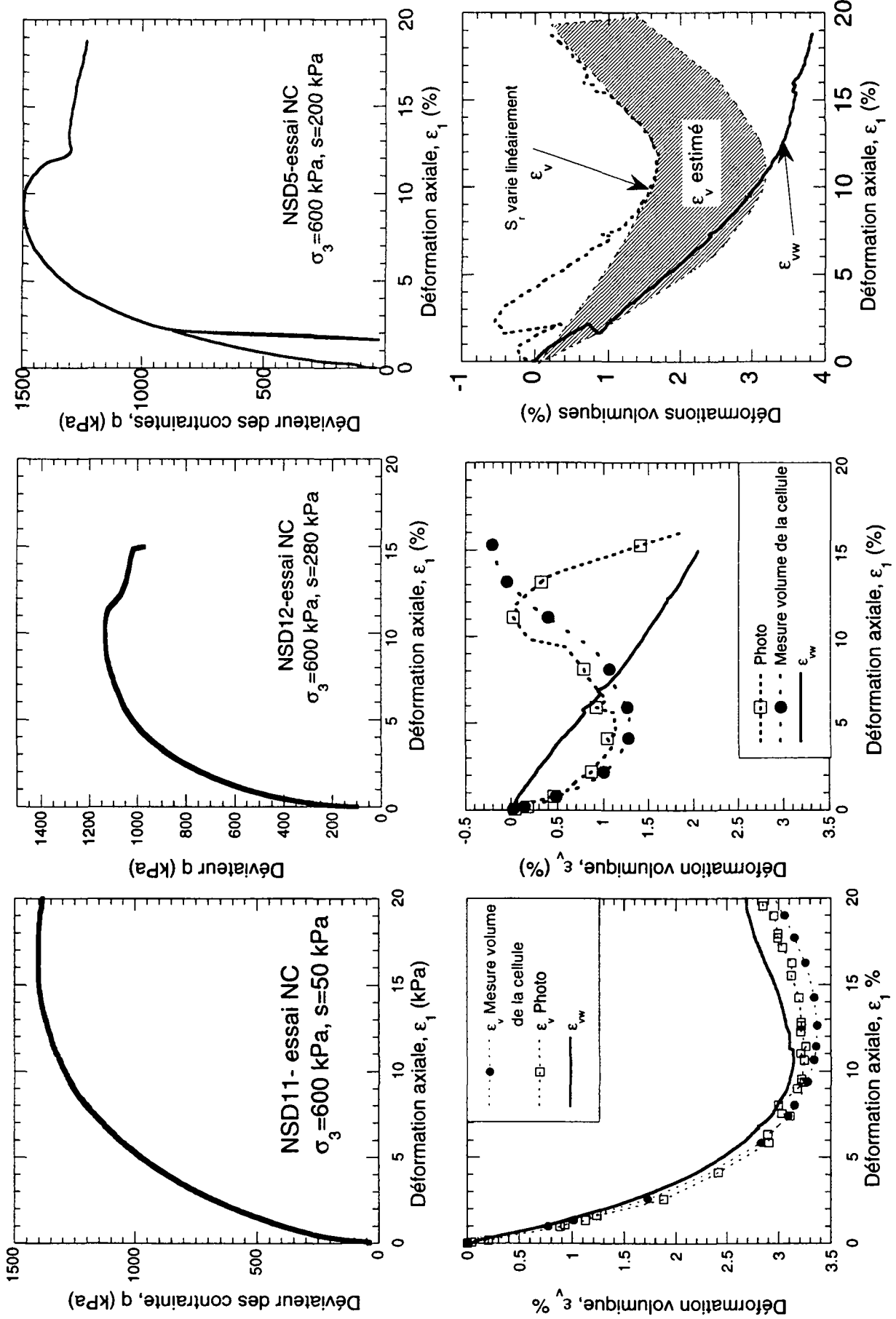


Figure 5-24: Essais triaxiaux drainés NSD5, NSD11, NSD12

Essais drainés SC (NSD7, NSD9 et NSD13) à succion constante de 100 kPa avec mesure des variations de volume avec un contrôleur eau-air et mesure des changements de volumes des cellules

Trois essais de cisaillements ont été effectués dans le système GDS (cf. Figure 3.5) avec mesure des variations de volume par un contrôleur mixte eau-air (cf. 3.1.2.5). Ces essais sont tous surconsolidés, c'est-à-dire qu'après le phase de dessaturation, les échantillons ont été déchargés mécaniquement à une pression de confinement inférieure à la pression de consolidation initiale. Ces essais étant très différents, ils seront commentés séparément, sauf pour l'évaluation des méthodes de mesure de volume.

Evaluation des méthodes de mesure de volume (essais NSD7, NSD9 et NSD13)

Pour chacun des essais, les variations de volume totales sont estimées sur la base de la mesure de la variation du volume d'air dans l'échantillon et à partir des mesures l'évolution du volume de la cellule GDS. La comparaison des deux méthodes donne des résultats satisfaisants:

- pour l'essai NSD9, les différences absolues dans l'estimation des déformations sont inférieures à 0.3 %;
- pour l'essai NSD13 par contre, elles sont de l'ordre de 0.5 %.

La différence entre les deux méthodes est donc plus importante que ce qui avait été observé lors de la comparaison entre la méthode par imagerie et la mesure des variations de volume des cellules (au maximum 0.3 %).

Recommandations

Au vu de ces résultats comparatifs, il nous semble qu'il serait intéressant de réévaluer durant une période de deux à trois semaines les pertes d'air du système à contrôleur mixte eau-air, puisque c'est sur ces estimations qu'il y a le plus d'incertitudes.

Pour l'essai NSD7, la mesure des changements de volume la cellule n'a pas été retenue suite à des fuites d'eau sur l'un des contrôleur, ce qui rendait l'évaluation des déformations de l'échantillon impossible.

Pour l'essai NSD9, une troisième méthode a été utilisée: mesure par capteur à effet Hall (cf. 3.1.2.6). Cette méthode n'a pas donné de résultats concluants. Il serait nécessaire de poursuivre les tests pour valider cette méthode et parvenir à des résultats plus concluants. Une explication possible à la mauvais évaluation des changements de volume avec cette méthode est que le contact au niveau du capteur radial n'était pas bon durant l'essai. En outre, l'utilisation simultanée de la méthode de la mesure des changements de volume d'air et des capteurs à effet Hall ne nous paraît pas indiquée; en effet il n'est pas possible de mettre deux membranes autour de l'échantillon pour limiter les pertes d'air et le capteur de déformations radiales est épinglé sur la membrane (avec de la colle autour pour éviter les fuites). Cela crée un point faible sur la membrane. Nous avons d'ailleurs observé dans la dernière heure de cet essai une soudaine humidification provenant sans doute d'une fuite au niveau de la membrane.

Essai NSD7: $\sigma_3=300$ kPa, OCR=1.33, $s=100$ kPa

La Figure 5-25a montre l'essai triaxial conventionnel ($q/p=3$) drainé surconsolidé à $\sigma_3=300$ kPa (OCR=1.33, $s=100$ kPa). Des fuites au niveau du contrôleur σ_1 n'ont pas permis de terminer cet essai. Il sera néanmoins utilisé par la suite pour l'interprétation des essais non saturés. On peut juste noter que cet essai surconsolidé est uniquement dilatant dans le plan ε_1-

ϵ_v . A nouveau ce comportement est typique d'un sol fortement surconsolidé: il résulte sans doute de l'effet cumulatif de la surconsolidation mécanique et de l'effet de la succion.

Essai NSD9: $p=400$ kPa, $OCR=1.5$, $s=100$ kPa

La Figure 5-25b montre l'essai triaxial drainé SC à pression moyenne p' constante NSD9 ($OCR=1.5$, $s=100$ kPa).

Le comportement est similaire à celui observé en conditions saturés (Figure 4.25) dans les mêmes conditions, c'est-à-dire:

- l'état critique est atteint plus rapidement sur des chemins à pression moyenne constante (déformations axiales de l'ordre de 5 %, alors que pour des essais conventionnels il faut aller au-delà de 10 % de déformation)
- dans le plan volumique ($\epsilon_1-\epsilon_v$), le comportement est uniquement dilatant.

Comme pour les essais triaxiaux conventionnels non saturés, les pertes d'eau ne se stabilisent pas en fin d'essai.

Les résultats des mesures de volume par les deux méthodes (mesure du volume d'air et mesure de la variation de volume de la cellule) donnent des courbes très similaires, même si on observe un décalage temporel en début d'essai et quelques oscillations inexplicables.

Essai NSD13: $\sigma_3=500$ kPa, $OCR=1.2$, $s=100$ kPa

La Figure 5-25c montre l'essai triaxial conventionnel drainé surconsolidé NSD13 $\sigma_3=500$ kPa ($OCR=1.2$, $s=100$ kPa). Dans le plan déviatoire, le sol atteint un déviateur maximal de l'ordre de 1100 kPa, puis perd sa résistance pour atteindre une valeur résiduelle de l'ordre de 950 kPa. Il s'agit dans ce cas d'une rupture de type fragile. Une bande de cisaillement nette était visible en fin d'essai. En fin d'essai les teneurs en eau variaient du haut vers le bas de 14.0, 16.7 et 14.2 %. Ces variations sont importantes, si bien qu'il n'est pas certain que l'échantillon était tout à fait homogène en fin d'essai.

Pour ce qui est des variations de volumes, elles sont faibles en cours de cisaillement. Bien que les deux méthodes ne montrent pas tout à fait le même type de comportement, on peut observer, comme pour l'essai NSD7, un comportement typique d'un essai fortement consolidé avec une faible dilatation de l'échantillon sans phase contractante nette.

Comme pour la plupart des essais précédents, les échanges d'eau ne sont pas clairement stabilisés en fin d'essai.

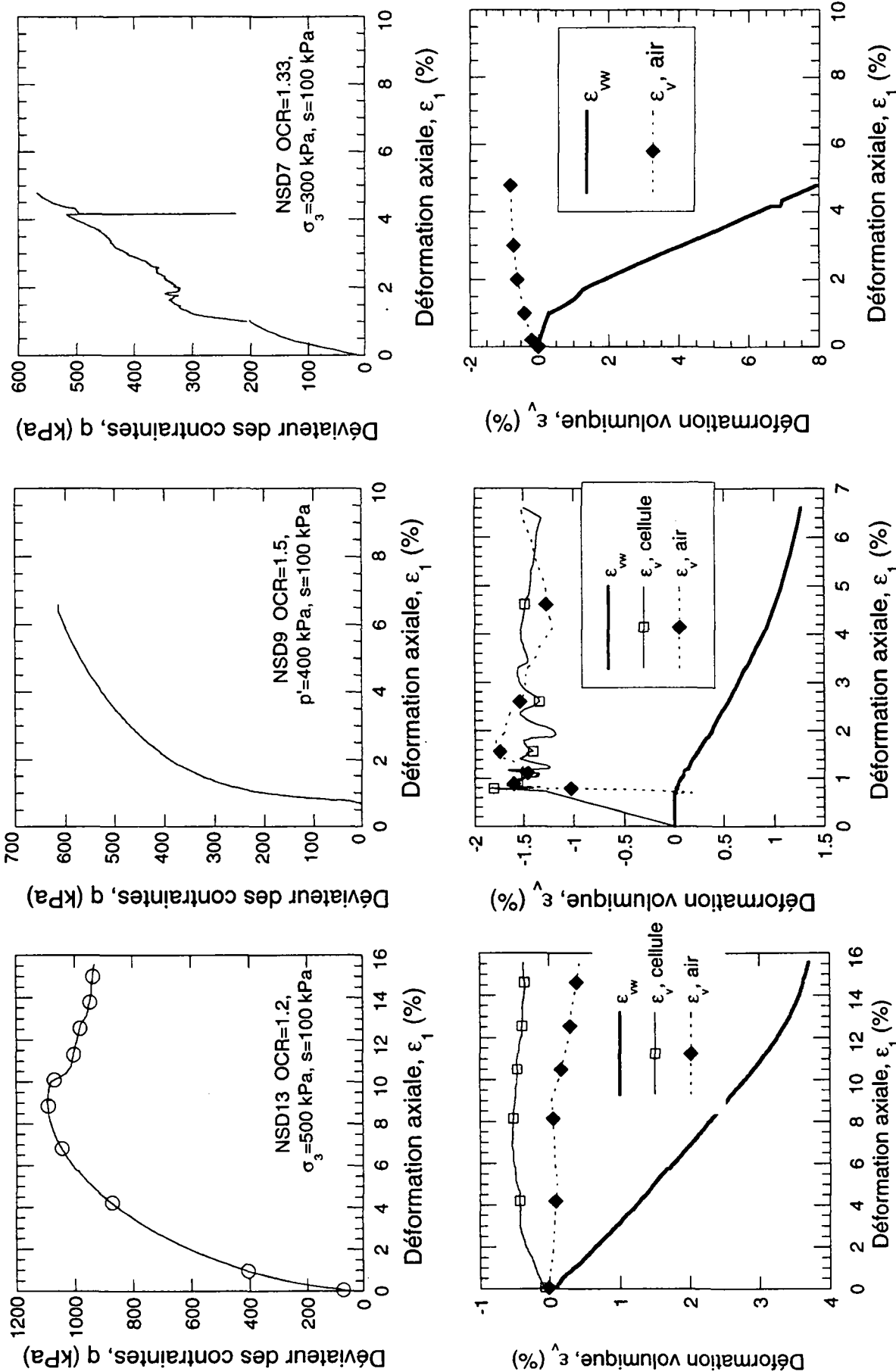


Figure 5-25: Essais triaxiaux drainés surconsolidés (NSD7, NSD9 et NSD13), $s=100 \text{ kPa}$

Cellule: signifie que la mesure de volume a été faite par mesure du volume de la cellule
 Air: signifie que la mesure de volume a été faite par mesure du volume d'air au moyen d'un contrôleur mixte eau-air

Essai drainé SC (NSD10) à succion nulle, pour un échantillon ayant été dessaturé préalablement

La Figure 5-26 montre l'essai triaxial surconsolidé (OCR=1.5) drainé NSD10. Le chemin de sollicitation est particulier. En effet après une phase de dessaturation de l'échantillon jusqu'à une succion de 200 kPa ($\sigma_3=600$ kPa), une décharge mécanique ($\sigma_3=400$ kPa et $s=200$ kPa), l'échantillon a été réhumidifié (cf. 5.1.2) à succion nulle. Le but d'un tel essai est de voir l'influence de l'histoire hydrique sur le comportement mécanique du sol et d'étudier la réversibilité hydrique. C'est pourquoi l'essai saturé effectué à la même contrainte de confinement et au même OCR (D017) est également représenté pour pouvoir comparer les réponses des échantillons.

Plan déviatoire:

L'échantillon NSD10 qui a été dessaturé puis réhumidifié est un peu plus rigide que l'essai saturé. Cela pourrait sous-entendre que la zone pseudo-élastique est plus importante et que la surface de charge a été écrouie sous l'effet de la dessaturation (cf. 5.6.6). Une autre explication plus probable est que l'échantillon n'était pas totalement réhumidifié, ce que confirme de la mesure du degré de saturation final qui est de 81 %.

L'état critique est le même pour les deux échantillons.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques totales ϵ_v

Deux méthodes de mesure de volume ont été utilisées pour cet essai: l'imagerie numérique et le suivi des changements de volume de la cellule. Comme déjà observé pour d'autres essais (Figure 5-24), les deux méthodes donnent des résultats fiables et très proches. Dès l'apparition d'une bande de cisaillement ($\epsilon_1 \approx 8\%$), la mesure par imagerie dévie et n'a plus de sens. La seule solution serait d'avoir deux caméras dès ce moment (cf. 3.1.2.8). La Figure 5-27 montre d'ailleurs les photos en cours d'essai: la bande de cisaillement s'est formée dans le plan perpendiculaire à celui observé et sur la photo elle est invisible, si bien qu'on surestime fortement les déformations volumiques.

Par rapport aux essais saturés effectués à la même contrainte de confinement les déformations volumiques sont très proches. La petite différence s'explique par la non-saturation totale de l'échantillon NSD10.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ϵ_{vw}

Bien que l'échantillon ait été saturé avant le cisaillement, les échanges d'eau et les déformations ne coïncident pas (théoriquement $\epsilon_v = \epsilon_{vw}$ si le sol est saturé). Il semble que l'humidification n'avait pas permis une saturation complète. Ceci explique la différence entre les deux mesures.

Homogénéité de l'échantillon en cours de cisaillement

A la fin de l'essai les teneurs en eau à trois niveaux différents de l'échantillon donnent du haut vers le bas :

$$w=19.9 - 19.1 - 20 \%$$

Ces valeurs proches confirment l'hypothèse que cet échantillon n'est pas hétérogène en fin d'essai, malgré l'observation d'une bande de cisaillement.

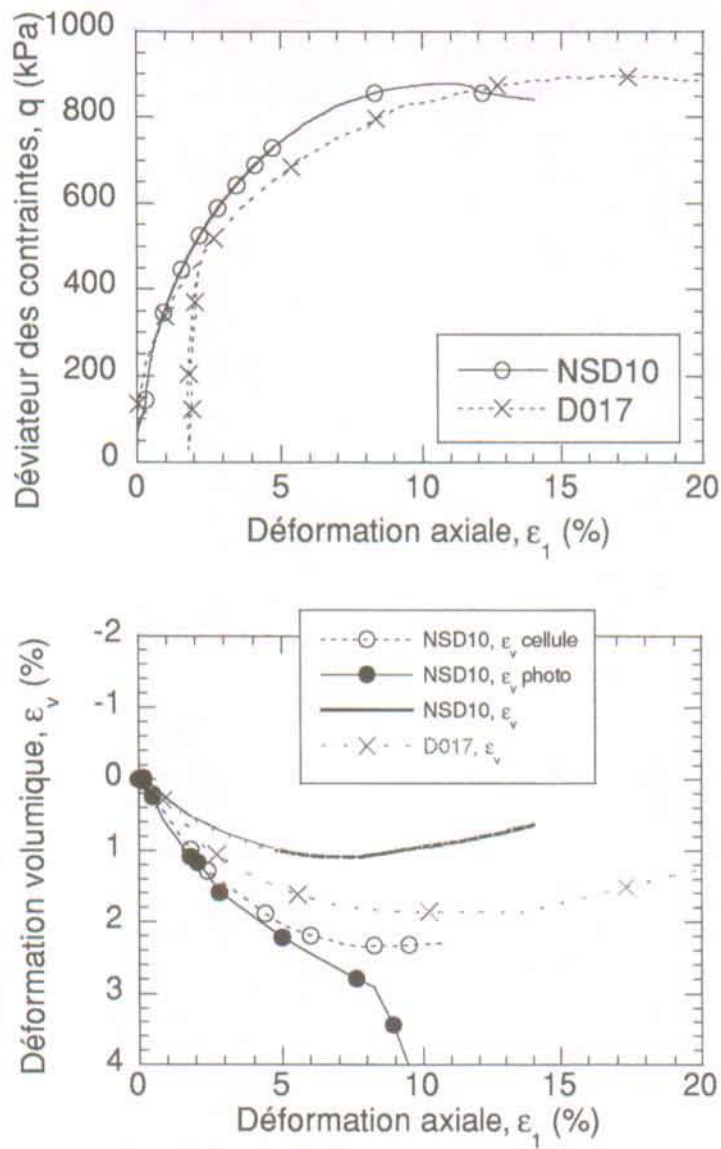


Figure 5-26: Essai NSD10 effectué à succion nulle

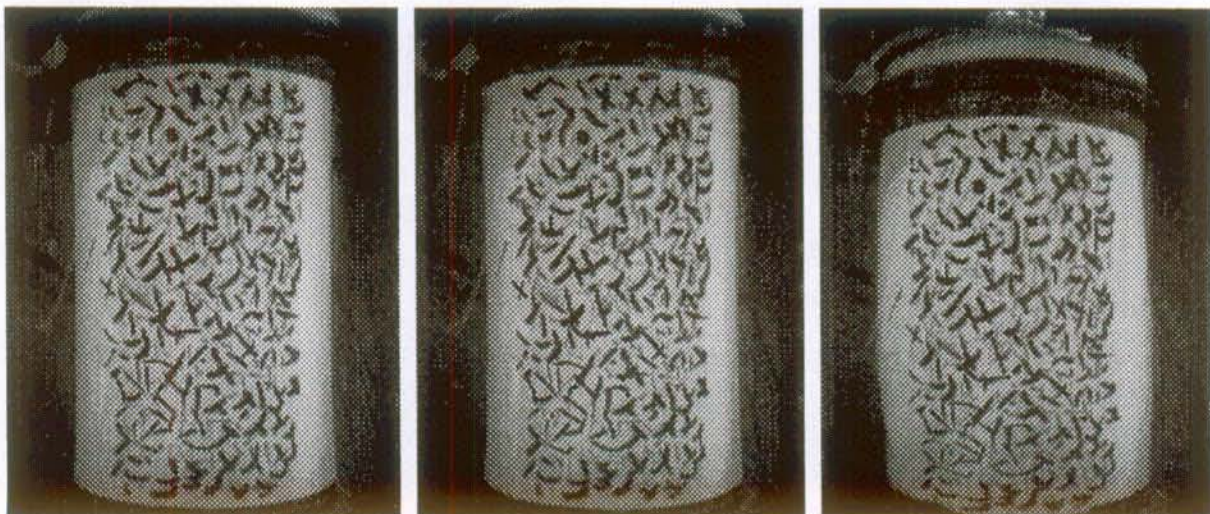


Figure 5-27: Essai NSD10 ($s=0$ kPa), $\epsilon_1=0, 5, 10$ %

Discussion finale concernant l'évaluation des volumes:

Toutes les réflexions faites sur l'estimation des volumes à partir des volumes d'eau expulsés ont montré que le comportement en volume est très sensible au degré de saturation ainsi qu'à ses variations. Il nous semble donc que la tendance actuelle de certains auteurs (par ex. équipe de Fredlund, cf. Proceedings de la Conférence UNSAT 2, 1998) à vouloir tout baser sur les relations hydriques du sol (en particulier la courbe hydrique vierge $s-S_r$) pour prédire le comportement des sols non saturés est trop simple. En effet comme on l'a montré précédemment l'indice des vides est fortement lié à l'état mécanique du sol. L'évolution des volumes ne peut donc pas être prédit sans tenir compte d'un couplage hydromécanique.

5.5.1.2 Analyse du comportement non saturé drainé

Les essais en conditions drainées non saturées sont regroupés pour analyser l'influence de la succion sur le comportement mécanique.

Les courbes sont analysées dans différents plans: pression moyenne effective ($\sigma' = \sigma - u_w$) constante ou pression nette ($p^* = p - u_a$) constante. La plupart des auteurs représentent leurs résultats uniquement dans le plan des contraintes nettes. Ce choix est sans doute en partie influencé par les représentations en p^* utilisées pour les modèles les plus courants (par exemple Alonso *et al.* 1990). Néanmoins il n'est pas évident de dire quel est le plan le plus représentatif pour décrire le comportement des sols non saturés. L'un de buts est de voir si l'un ou l'autre plan permet d'analyser de façon plus simple les résultats. Une autre conséquence est que ces représentations pourront être utilisées pour développer un modèle soit en contrainte nette, soit en contrainte effective par la suite.

Quatre graphiques sont à chaque fois représentés:

- l'évolution de la contrainte déviatoire en fonction de la déformation axiale - q . Ce graphique est représenté deux fois, dont une fois uniquement jusqu'à $\varepsilon_1 = 2.5\%$ pour mieux voir l'évolution de la rigidité en début d'essai avec la succion,
- l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$
- l'évolution des échanges d'eau en fonction de la déformation axiale $\varepsilon_1 - \varepsilon_{vw}$.

Essais triaxiaux drainés NC effectués à la même contrainte effective de confinement ($\sigma_3' = 600$ kPa) et à différents niveaux de succion.

La Figure 5-30 montre l'évolution du comportement pour une même contrainte de confinement σ_3' ($\sigma_3' = \sigma_3 - u_w$) de 600 kPa à différents niveaux de succion (0 - 50- 100 - 200 et 280 kPa).

Evolution de la résistance avec la succion

La résistance maximale augmente globalement avec la succion. Par contre, en fin d'essai toutes les courbes semblent rejoindre un palier proche du palier saturé. On pourrait en conclure qu'à même contrainte radiale effective, tous les essais quel que soit leur niveau de dessaturation tendent vers un même état critique. Ce type de comportement s'apparente à ce qui est observé pour des essais saturés surconsolidés (cf. Figure 5-28) à même pression effective et à différents niveaux de surconsolidation: ainsi la succion aurait une influence semblable au "degré de surconsolidation" sur le comportement des sols.

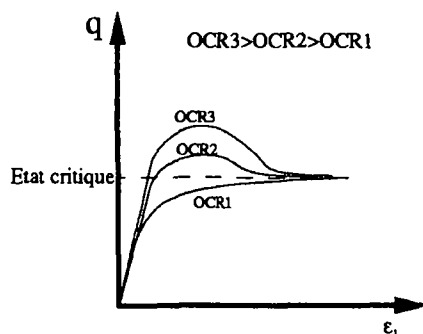


Figure 5-28: Schéma du comportement déviatoire d'un sol saturé à pression effective constante et à différents niveaux de surconsolidation.

Toutefois la perte de résistance observée à la fin de l'essai saturé (cf. Figure 4.20) était particulière et démontrait une cassure de l'essai (notée par *); le palier ultime de cet essai ne devrait pas être considéré. Avec cette interprétation, on observe que la résistance à l'état critique vers laquelle tendent les essais non saturés diminue légèrement avec la succion. Ces observations pourraient confirmer l'existence d'une contrainte effective unique de type, $\sigma_{ij\text{eff}}' = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + f(u_a - u_w) \delta_{ij}$.

Entre le cas saturé et le partiellement saturé ($s=50 \text{ kPa} < s_e$), le comportement en résistance est similaire et typique d'un échantillon NC saturé.

Quand le niveau de dessaturation augmente ($s=100 \text{ kPa}$ et $s=200 \text{ kPa}$), la succion a un effet semblable à une surconsolidation mécanique (cf. Figure 5-28). L'échantillon atteint d'abord une résistance de pic puis tend vers une résistance ultime inférieure. La perte de résistance juste après le pic est plus brutale pour des succions plus fortes; cela démontre un comportement fragile, qui s'accroît avec la succion. Plus l'échantillon est dessaturé, plus le pic se produit tôt (c'est-à-dire à des déformations axiales plus faibles) ($s=100 \text{ kPa}$, pic pour $\epsilon_1 \approx 14 \%$, $s=200 \text{ kPa}$ pour $\epsilon_1 \approx 10 \%$) et plus l'aspect fragile est prépondérant.

Ainsi dans le cas où la succion était de 280 kPa , le comportement fragile a commencé très tôt et a empêché l'échantillon d'atteindre la résistance de pic. La résistance ultime atteinte par cet échantillon est également beaucoup plus faible (environ 1000 kPa au lieu de 1250 kPa). Ceci montre que la fragilisation de l'échantillon a modifié sa structure interne et sans doute détruit partiellement sous l'effet du cisaillement les ménisques entre les grains (à ce niveau de succion, pour ce limon, la phase d'eau n'est plus continue et est formée uniquement de ménisques), qui induisaient une forte cohésion dans le sol.

Evolution de la rigidité

L'agrandissement du graphe précédent permet d'observer l'évolution du déviateur des contraintes en début d'essai avec la succion.

Il est difficile d'observer l'évolution de la rigidité initiale (module d'élasticité tangent initial), en effet tous les essais ne semblent pas avoir démarré immédiatement dès le début de l'essai. Ceci peut s'expliquer par de légers frottements du piston (cellules standards) ou de l'embase (cellule GDS) en début d'essai. Néanmoins globalement dans le premier pour-cent de déformations axiales, les résistances sont supérieures pour des succions plus importantes. Ceci semble montrer une augmentation de la rigidité avec la succion. Cette conclusion peut être confirmée en observant le cycle décharge-charge effectué pour trois niveaux de succion ($s=0, 100$ et 200

kPa). Le module sécant augmente faiblement avec la succion à p' constant. La quantification de ces modules sera faite au point 5.6.3.

Entre le cas saturé et partiellement saturé ($s=50$ kPa), les différences de comportement initiales sont minimes et globalement la résistance est inférieure pour le sol partiellement saturé.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques totales ϵ_v

Sur ce graphique sont représentées uniquement les valeurs moyennes des déformations basées sur les fourchettes de valeurs estimées et présentées à la section 5.5.1.1.

Globalement les déformations volumiques sont proches et elles diminuent légèrement avec la succion. Le comportement est uniquement contractant pour les succions plus faibles, puis dilatant et contractant pour les succions plus fortes. A nouveau comme dans le plan déviatoire, le parallèle peut être fait entre l'effet de la succion et l'effet d'une surconsolidation mécanique (cf. Figure 5-29) à contrainte mécanique effective constante.

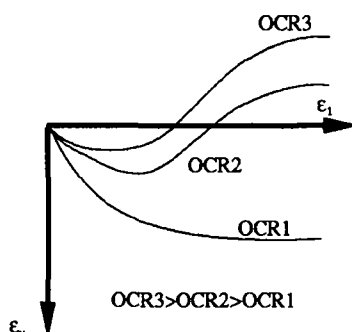


Figure 5-29: Schéma du comportement volumique d'un sol saturé à pression effective constante et à différents niveaux de surconsolidation.

La logique de diminution des déformations volumiques n'est pas respectée entre le cas saturé et partiellement saturé ($s=50$ kPa). Ceci peut s'expliquer: en effet dans le cas saturé les déformations volumiques observées à $\sigma_3=600$ kPa étaient "trop" faibles par rapports aux autres essais saturés NC à d'autres contraintes de confinement (cf. Figure 4.20). Ainsi théoriquement la déformation saturée devrait être quasiment confondue avec celle observée pour le cas partiellement saturé et non pas inférieure.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ϵ_{vw}

Les échanges d'eau augmentent globalement avec la dessaturation (sauf entre le cas à $s=100$ et celui à $s=200$ kPa) Pour les succions les plus fortes, aucune stabilisation des pertes d'eau n'est observée en fin d'essai. Par contre pour les échantillons plus proches de la saturation ($s=0$ et 50 kPa), les pertes d'eau se stabilisent (explications cf. Figure 5-20).

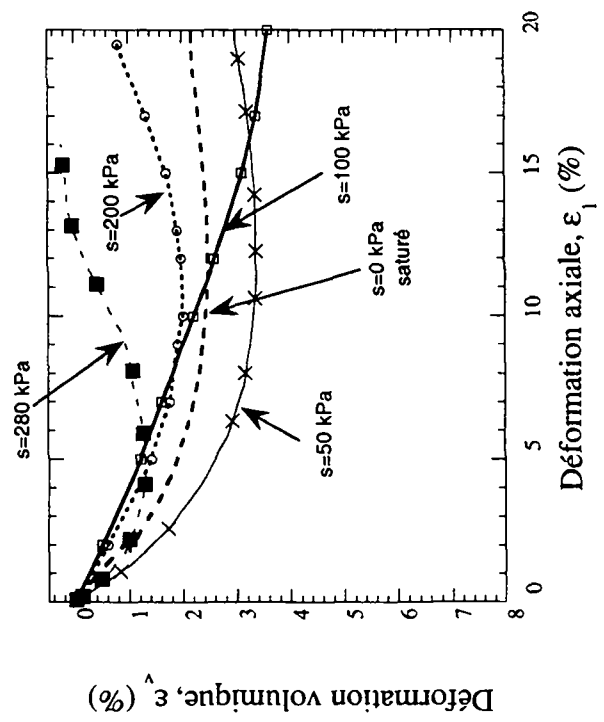
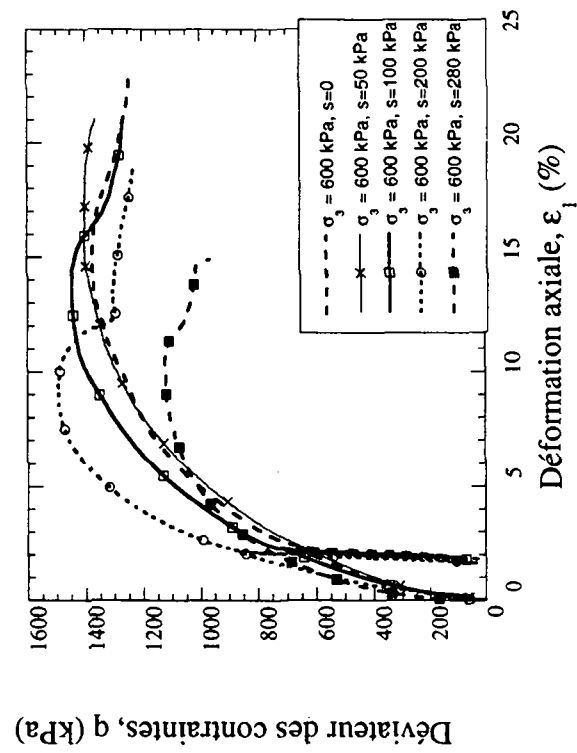
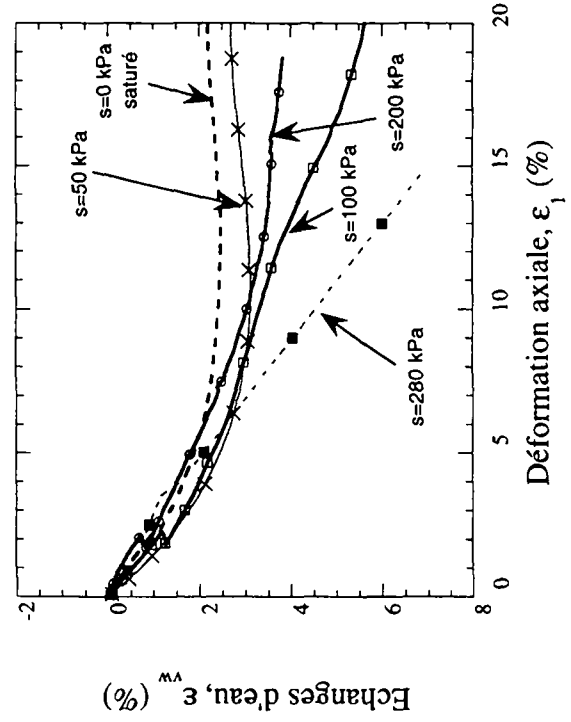
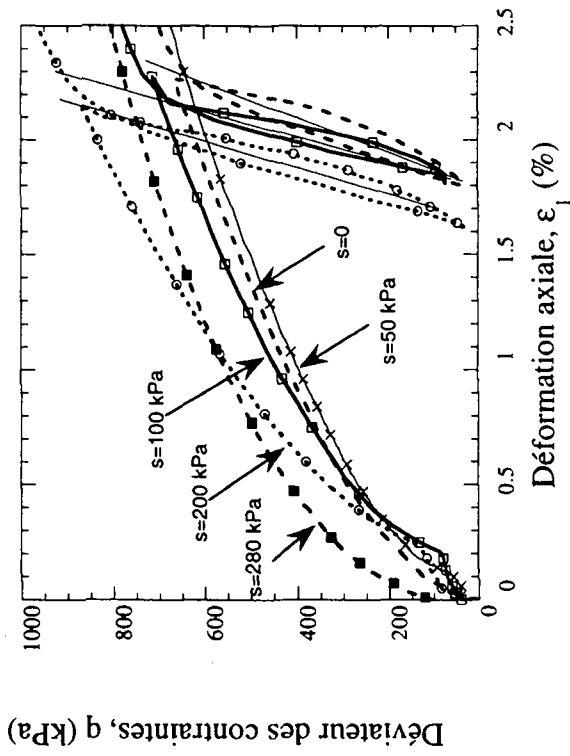


Figure 5-30: Essais triaxiaux drainés à même contrainte effective: $\sigma_3' = 600$ kPa à différents niveaux de s

Comparaison de six essais triaxiaux drainés NC à trois niveaux de contrainte effective ($\sigma_3' = 400, 500$ et 600 kPa) différents et à deux niveaux de succion ($s = 0$ et 100 kPa)

La Figure 5-31 montre la réponse du sol pour trois contraintes moyennes effectives ($p' = 400-500$ et 600 kPa) et deux niveaux de succion ($s = 0$ et 100 kPa).

Evolution de la résistance avec la succion

La résistance de pic augmente globalement avec la succion. En fin d'essai toutes les courbes rejoignent un palier proche du palier saturé. Il serait à nouveau possible d'en conclure qu'à même pression effective, tous les essais quel que soit leur niveau de dessaturation tendent vers un même état critique. Néanmoins comme précédemment, la résistance à l'état critique vers laquelle tendent les courbes des essais non saturés est toujours légèrement inférieure par rapport au cas saturé.

Evolution de la rigidité

L'agrandissement du graphe précédent permet d'observer l'évolution du déviateur des contraintes en début d'essai avec la succion.

Toutes les courbes non saturées sont au-dessus des courbes correspondantes saturées et leurs pentes initiales sont plus fortes. Ceci montre bien qu'à même contrainte effective la rigidité augmente avec la succion. Cette conclusion peut être confirmée en observant le cycle décharge-charge effectué pour l'essai à $\sigma_3' = 600$ kPa.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques totales ϵ_v

Sur ce graphique sont représentées uniquement les valeurs moyennes des déformations basées sur les fourchettes de valeurs présentées et estimées à la section 5.5.1.1.

Globalement les déformations volumiques sont très proches pour différentes contraintes effectives. Les déformations volumiques sont plus faibles dans le cas non saturé que saturé. En fin d'essai, les déformations volumiques sont ordonnées logiquement, avec une déformation d'autant plus grande que la contrainte de confinement est grande, comme on l'observe pour les sols saturés à pression moyenne effective croissante. Néanmoins comme les déformations ont été obtenues pour ces essais par estimation sur la base des échanges d'eau, il n'est pas possible de se prononcer de façon définitive sur ce point.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ϵ_{vw}

L'évolution des échanges d'eau est similaire pour tous les essais non saturés. Les drainages sont plus importants quand la contrainte effective diminue: les échantillons consolidés aux contraintes les plus fortes sont plus denses et perdent en conséquence moins d'eau lors du cisaillement.

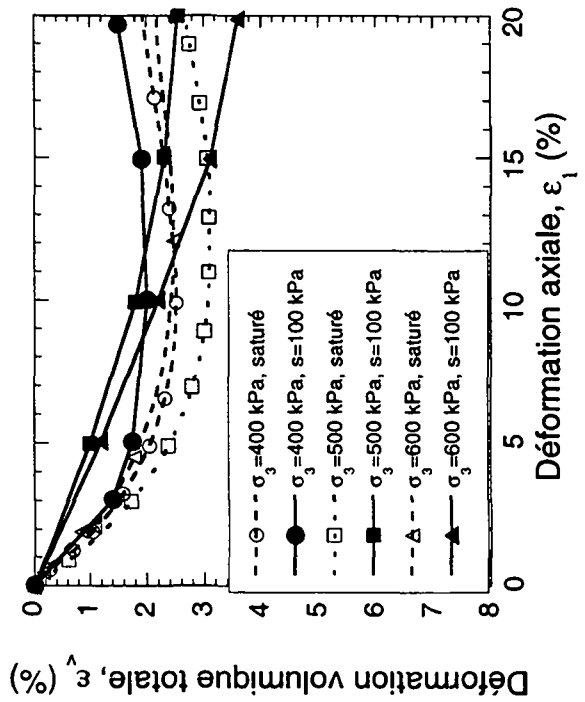
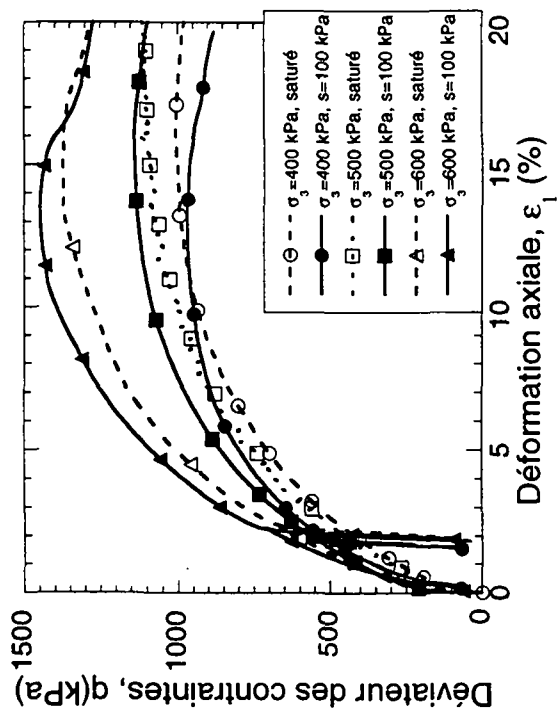
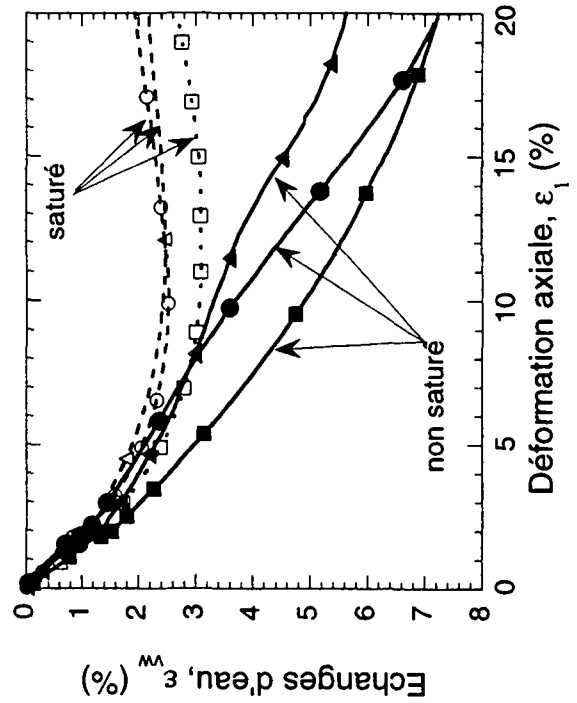
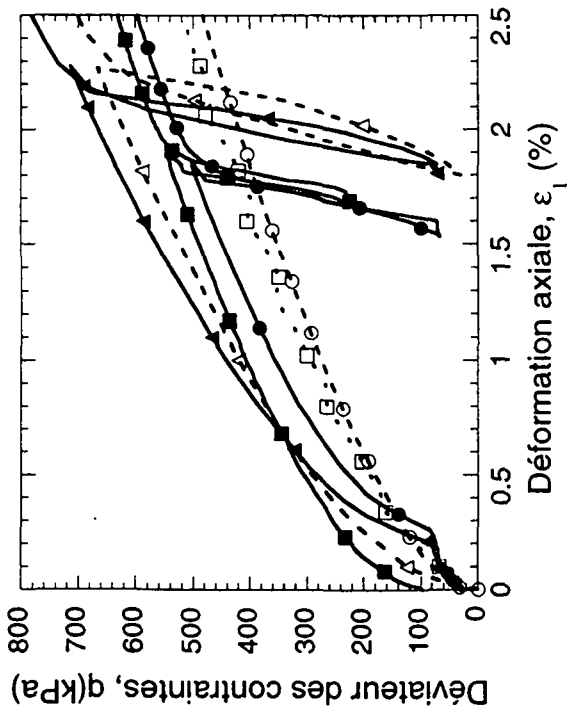


Figure 5-31: Essais triaxiaux drainés à succion nulle et $s=100$ kPa, pour différents σ_3

Essais triaxiaux drainés NC effectués à la même contrainte nette de confinement ($\sigma_3^* = 400$ kPa) et à différents niveaux de succion.

La Figure 5-35 regroupe les essais effectués à une même contrainte radiale nette $\sigma_3^* = \sigma_3 - u_a = 400$ kPa à différents niveaux de succion ($s=0 - 50 - 100$ et 200 kPa).

Evolution de la résistance avec la succion

La résistance maximale augmente globalement avec la succion à même pression moyenne nette. Ce comportement s'apparente à ce qui est observé pour des essais saturés effectués à des niveaux de confinement croissants (cf. Figure 5-32).

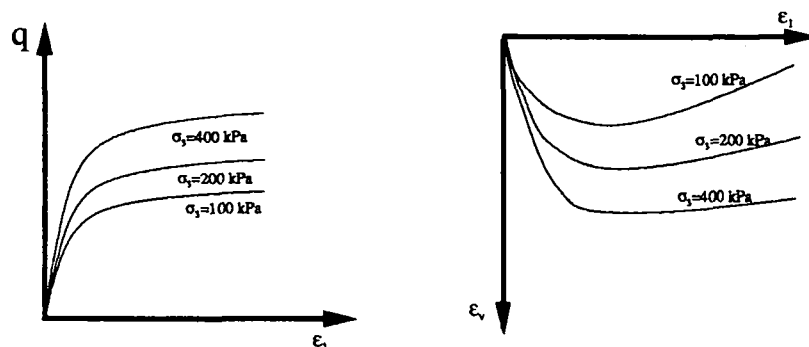


Figure 5-32: Schéma du comportement déviatoire et volumique du limon saturé NC à pression effective croissante

En fin d'essai tous les points ultimes sont proches de la droite d'état critique saturée dans le plan p' - q (Figure 5-33). Dans une représentation en contrainte nette par contre (Figure 5-34), tous les points expérimentaux ne s'alignent plus sur la droite d'état critique saturée.

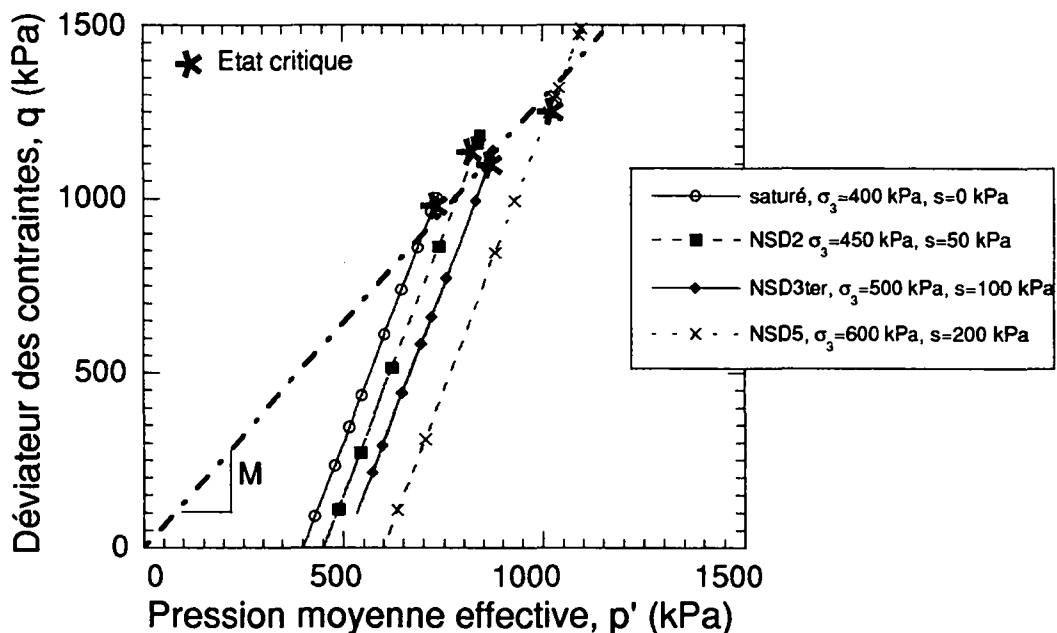


Figure 5-33: Représentation des résistances atteintes à l'état critique dans le plan p' - q

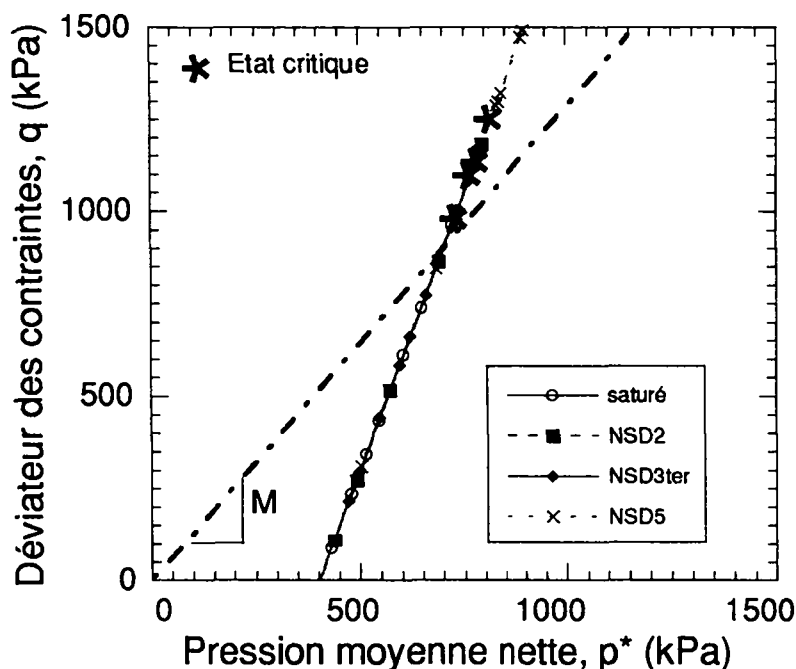


Figure 5-34: Représentation des résistances atteintes à l'état critique dans le plan p^*-q

Pour la succion la plus forte ($s=200$ kPa), l'échantillon atteint d'abord une résistance de pic, puis tend vers une résistance ultime plus faible que s'il avait rejoint l'état critique d'un sol intact. Ainsi cette perte de résistance brutale juste après le pic démontre un comportement fragile. Pour les autres essais aucun pic net n'est observé.

L'essai NSD2 à $\sigma_3 = 450$ kPa et $s=50$ kPa, ne s'inscrit pas dans la logique des autres essais, puisque sa résistance est toujours supérieure à celle de l'essai à $\sigma_3=500$ kPa et $s=100$ kPa. Cet essai sera analysé par la suite, pour voir si ce résultat expérimental est expliqué par l'évolution des paramètres avec la succion ou s'il s'agit simplement d'une exception.

Evolution de la rigidité

L'agrandissement du graphe précédent permet d'observer l'évolution du déviateur des contraintes en début d'essai avec la succion.

Il est à nouveau difficile d'observer l'évolution de la rigidité initiale (module d'élasticité tangent initial). Néanmoins globalement dans le premier pour cent de déformations axiales, les résistances sont supérieures pour des succions plus importantes. Ceci semble montrer une augmentation de la rigidité avec la succion à même contrainte moyenne nette. Cette conclusion se confirme en observant le cycle décharge-charge effectué pour trois niveaux de succion ($s=50, 100$ et 200 kPa). Le module sécant augmente avec la succion à même contrainte nette.

Plan volumique: évolution des déformations volumiques totales ϵ_v

Sur ce graphique sont représentées uniquement les valeurs moyennes des déformations basées sur les fourchettes de valeurs estimées et présentées à la section 5.5.1.1.

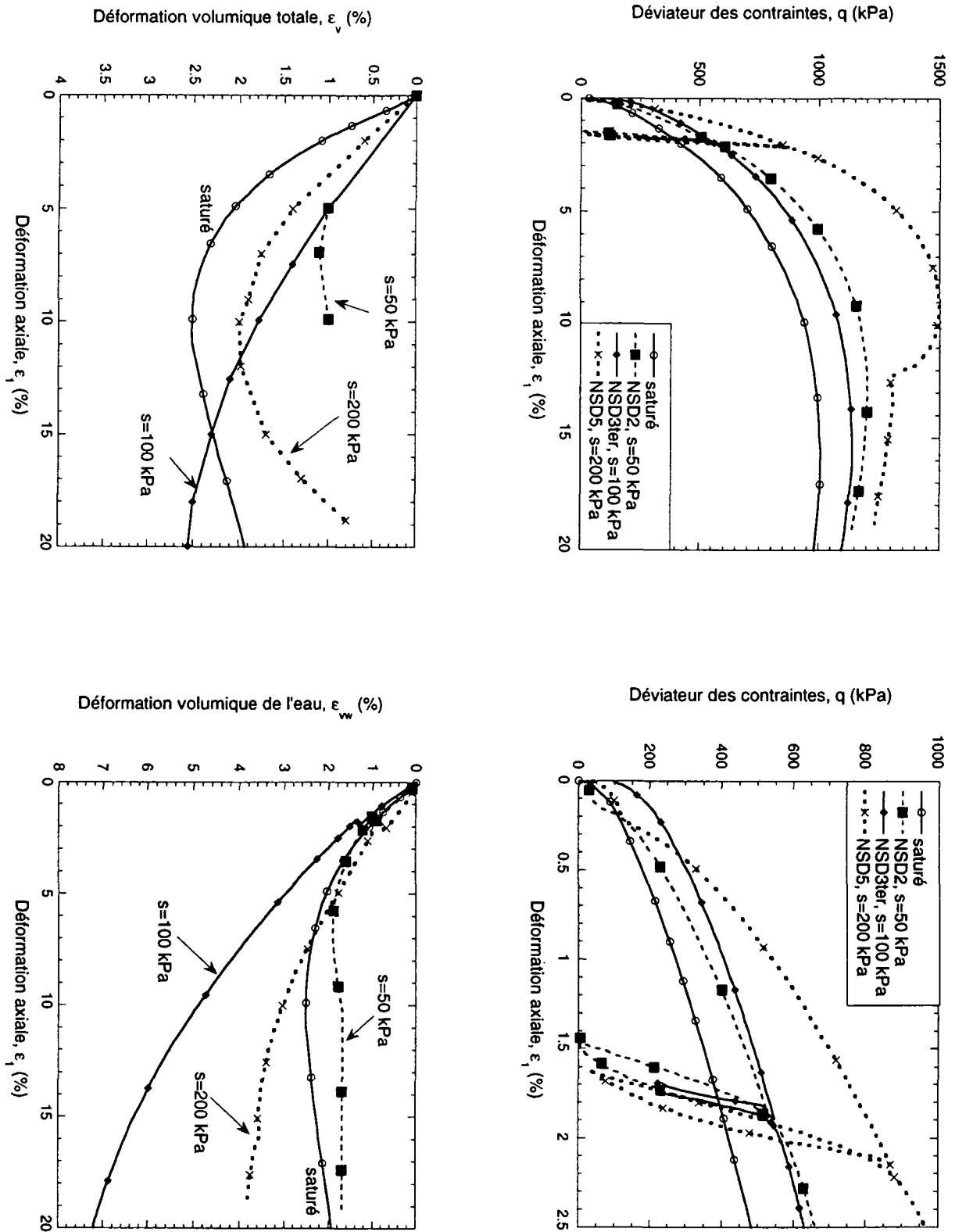


Figure 5-35: Essais triaxiaux drainés à même pression moyenne nette $p^*=400$ kPa

Dans le plan ε_1 - ε_v , les déformations volumiques sont toutes du même ordre de grandeur. Par contre il n'est pas évident de déceler une logique d'évolution des déformations avec la succion. La seule chose qui semble claire est que les déformations sont toutes plus faibles pour les essais non saturés que pour le cas saturé.

Les déformations volumiques n'augmentent pas pour des contraintes de confinement effectives plus importantes, comme observé en conditions saturées (Figure 5-32). L'effet de la succion est donc plus important que l'effet mécanique pur dans ce plan.

Le comportement est toujours globalement contractant, sauf pour la succion la plus forte ($s=200$ kPa) ou une dilatation plus nette apparaît. Ceci est à mettre en parallèle avec le comportement observé dans le plan déviatoire de cet essai qui est de type surconsolidé.

Plan volumique: évolution des échanges d'eau ε_{vw}

Si on considère les échanges d'eau dans le plan ε_1 - ε_{vw} , il ne se dégage aucune logique. Pour les succions les plus fortes (en particulier pour l'essai NSD5, $s=200$ kPa), aucune stabilisation nette des pertes d'eau n'est observée en fin d'essai. Par contre pour les échantillons plus proches de la saturation ($s=0$ et 50 kPa), les pertes d'eau se stabilisent.

Deux phénomènes contradictoires peuvent expliquer l'apparente non logique de l'ordonnement des courbes:

- Plus la succion est forte, plus les volumes expulsés sont importants. Ceci a également été observé par d'autres auteurs (par ex. Cui 1993).
- Plus la contrainte de confinement effective est grande, plus les échantillons sont denses et moins il y a d'eau expulsée. Ceci a été observé dans la figure précédente (Figure 5-31).

Conclusions sur l'analyse des essais drainés non saturés

Interprétation en contrainte effective

A contrainte effective constante et succion croissante, les sols se comportent de façon semblable à ce qui est observé en conditions saturées à p' constante et niveaux de surconsolidation croissants.

- Quelle que soit la succion, les échantillons tendent globalement vers un même état critique. Si on représente les points expérimentaux à l'état critique dans le plan p' - q , ces derniers sont très proches de la CSL obtenue avec les essais saturés. On peut éventuellement observer une légère diminution du palier d'état critique sous l'effet de la succion dans le plan p' - q .
- Le déviateur de pic des contraintes augmente avec la succion.
- Dans le plan volumique, plus la succion augmente, plus le comportement du sol s'apparente à celui d'un sol saturé surconsolidé avec apparition d'une zone contractante puis dilatante. Les déformations volumiques générées dans le domaine contractant sont moins importantes, quand la succion augmente.
- Globalement à p' constante, les échanges d'eau augmentent avec la succion et il n'y a pas de stabilisation pour les succions plus fortes.

A cela s'ajoute trois observations:

- La rigidité des sols augmente avec la succion à p' constante (dès que la succion est supérieure à s_e).

- Le comportement des échantillons à des succions inférieures au point d'entrée d'air est quasiment confondu avec le cas saturé (résistance, rigidité et comportement volumique semblables).
- Pour les essais effectués à des succions très fortes, apparaissent des phénomènes de fragilité. La fragilité est initiée pour des déformations axiales d'autant plus faibles que les échantillon sont davantage dessaturés.

La comparaison de plusieurs essais à deux niveaux de succion et trois niveaux de contrainte effective a permis de compléter ces observations. A un même niveau de succion, si la contrainte effective augmente, les déviateurs maximaux augmentent comme dans le cas saturé. Quant aux pertes d'eau, elles diminuent, quand la contrainte effective de confinement augmente.

Interprétation en contraintes nettes

A contrainte nette constante et succion croissante, les comportements suivants sont observés:

- La résistance de pic augmente avec la succion à p^* constante.
- Si on représente les points expérimentaux à l'état critique dans le plan p^*-q , ils sont tous en dessus de la CSL obtenue avec les essais saturés.
- Les déformations volumiques sont plus faibles dans le cas non saturé pour des essais effectués à même pression nette. Il n'est pas évident de distinguer une tendance logique d'évolution des déformations volumiques sur la base de nos essais. Néanmoins globalement à pression nette constante, les déformations volumiques restent proches d'une succion à l'autre.
- La rigidité augmente avec la succion.
- Comme à p' constant, il n'y a pas de stabilisation des échanges d'eau pour les succions plus fortes. Les échanges d'eau sont plus importants pour les sols plus fortement dessaturés, mais la logique n'est pas toujours respectée. En fait les pertes d'eau dépendent du rapport entre la contrainte mécanique et la succion.

Discussion

Ces deux types d'interprétations ont permis de montrer que la représentation des essais dans le plan p' au lieu du plan "standard" p^* permet également d'observer des tendances logiques d'évolution avec la succion et n'est pas sans intérêt.

Dans notre cas, l'interprétation des essais paraît même plus simple dans ce plan avec des effets de la succion qui s'apparentent fortement à un comportement de type surconsolidé.

5.5.2 ESSAIS A TENEUR EN EAU CONSTANTE

Une série de neuf essais à teneur en eau constante a été effectuée (cf. Tableau 5-7).

Tableau 5-7 : Liste des essais de cisaillement non saturés à teneur en eau constante effectués dans les cellules triaxiales standards modifiées

Nom	e_i (-)	w_i (%)	σ_3' (kPa) <i>cons. sat</i>	u_a (kPa) <i>dessat.</i>	p_0 (kPa) <i>cisail.</i>	q/p <i>cisail.</i>	u_a (kPa) <i>cisail.</i>	u_w (kPa) <i>dessat.</i>	w_f (%)
NS-U1 **	0.735	26.3	200	30	200	3	30	var.	21.1
NS-U2 **	0.71	25.4	200	60	200	3	60	var.	20.8
NS-U3 **	0.718	25.7	300	100	300	3	100	var.	18.6
NS-U4 **	0.738	26.4	300	200	300	3	200	var.	10.6
NS-U5 **	0.712	25.5	300	280	300	3	280	var.	8.2
NS-U6 *	0.712	25.5	300	100	1000	3	100	var.	17.6
NS-U7 *	0.743	26.6	300	200	1000	3	200	var.	9.3
NS-U8 *	0.712	25.5	300	280	1000	3	280	var.	7.6

** essais antérieurs (L. Laloui, G. Gruaz et P.Marguet)
 * essais commencés avant la thèse (L. Laloui, G. Gruaz et P.Marguet)

Le chemin suivi pour ces essais est décrit à la section 3.3 et représenté schématiquement sur la Figure 5-36. Les échantillons sont consolidés en conditions saturées (AB), puis dessaturés en conditions drainées à pression d'air u_a constante (BC). Finalement ils sont cisailés à une vitesse de l'ordre de 0.06 mm/min (sauf pour l'essai NS-U8 $v=0.003$ mm/min), à une pression d'air constante; le drainage de l'eau en bas de l'échantillon est empêché, si bien que des pressions interstitielles u_w sont générées (CE). La succion n'est donc pas constante. Les changements de volume des échantillons n'ont pas été mesurés pour ces essais.

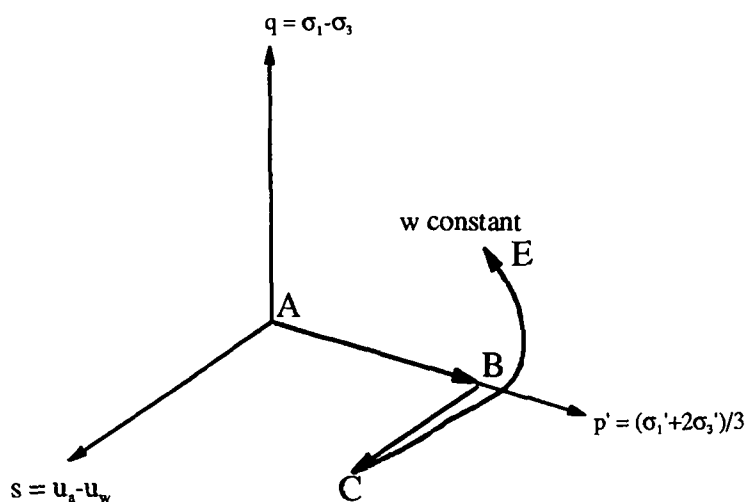


Figure 5-36: Schéma du chemin de sollicitations suivi pour les essais non saturés effectués à teneur en eau constante et pression d'air constante

L'avantage de ces essais à teneur en eau constante par rapport aux essais drainés de la section précédente, est que la durée du cisaillement peut être réduite, puisqu'il n'y a plus besoin d'attendre le drainage des échantillons. Le but de ces essais était donc de compléter la caractérisation du comportement des sols non saturés à l'aide d'essais plus "rapides".

Trois niveaux de contraintes effectives ont été étudiés: $\sigma' = 200, 300$ et 1000 kPa. Le but était de voir l'évolution du comportement à pression moyenne effective constante et suctions variables. Il s'agissait également de voir l'influence de la pression nette sur le comportement:

- pour les essais effectués à $\sigma' = 200$ kPa, le rapport de la contrainte totale sur la contrainte nette p/p^* est moyen (il varie entre 1.17 et 1.42);
- pour les essais effectués à $\sigma' = 300$ kPa, le rapport de la contrainte totale sur la contrainte nette p/p^* est moyen (il varie entre 1.2 et 1.5);
- pour les essais effectués à $\sigma' = 1000$ kPa, le rapport de la contrainte totale sur la contrainte nette p/p^* est à nouveau moyen (il varie entre 1.11 et 1.38), mais la contrainte totale absolue est très élevée (1000 kPa au lieu de 200 kPa)

Essais triaxiaux NC consolidés cisailés à une faible pression de confinement totale ($\sigma_3 = 200$ kPa)

La Figure 5-38 montre les essais préalablement consolidés en conditions saturées à une pression moyenne effective de 200 kPa et ensuite dessaturés à différentes pressions d'air $u_a = 0, 30, 60$ kPa avant d'être cisailés. L'étoile * sur l'essai NSU1 montre l'endroit où l'analyse s'arrête pour cet essai pour cause de rupture cinématique.

Evolution de la résistance avec la succion

La résistance à pression totale équivalente augmente avec la pression d'air et la succion. On retrouve ainsi l'accroissement de la résistance observé pour les essais saturés NC effectués à différents niveaux de contraintes totales croissantes (cf. Figure 5-37).

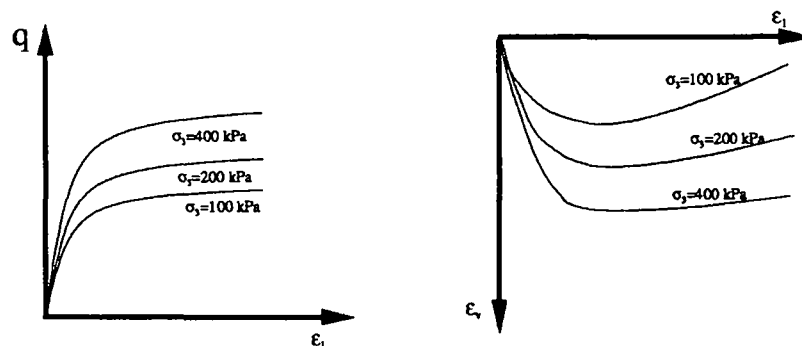


Figure 5-37: Schéma du comportement observé en conditions saturées drainées pour le limon de Sion, à différents niveaux de contrainte totale (=effective)

Tandis que la pression d'air augmente et que la contrainte totale est constante:

- la pression effective générée diminue (cf. plan $\epsilon_1 - u_w$);
- la pression nette diminue.

L'augmentation de résistance ne peut donc être expliquée que par l'augmentation de la succion dans le sol.

Le plan p' - q montre que toutes les courbes tendent vers un état proche de l'état critique saturé en fin d'essai. Cette constatation confirme ce qui a été observé en conditions drainées auparavant.

Evolution de la rigidité

L'agrandissement du graphe précédent permet d'observer l'évolution du déviateur des contraintes en début d'essai avec la succion. Pour chacun des essais, un cycle de décharge a été effectué. Une légère augmentation de la pente sécante de décharge est observée pour les cas non saturés par rapport au cas saturé. Ceci s'explique en partie par le fait que la décharge a été faite à une déformation axiale plus forte pour l'essai saturé et qu'à ce moment la pression effective moyenne était plus faible que pour les deux autres essais. Ainsi ce résultat n'est pas en contradiction avec ce qui a été observé en conditions drainées: la rigidité n'est pas influencée par la succion à pression moyenne effective constante, tant que la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air ($s_e \approx 80$ kPa pour le limon de Sion).

Evolution des pressions interstitielles et des succions avec la déformation axiale

Sur l'un des graphiques de la figure est représentée l'évolution des pressions interstitielles et des succions en cours d'essai. La génération de u_w diminue, quand la pression d'air augmente (c'est-à-dire dans ce cas, quand la pression nette et la pression effective diminuent). Contrairement à ce qui était observé dans le plan déviatoire, ceci est semblable au comportement saturé NC à différents niveaux de contraintes effectives et totales décroissants (Figure 5-37): plus la succion augmente, moins la génération de pression interstitielle est importante. En effet la phase fluide du sol est composée d'un mélange d'eau et d'air beaucoup plus compressible que dans le cas saturé en eau. Ainsi, il n'y a pas seulement génération d'une pression interstitielle durant l'essai, mais également une variation du volume de l'échantillon, ce qui n'est pas le cas pour les essais saturés. Plus l'échantillon est dessaturé, plus la phase air est importante dans le sol et moins il y a de génération de pressions interstitielles.

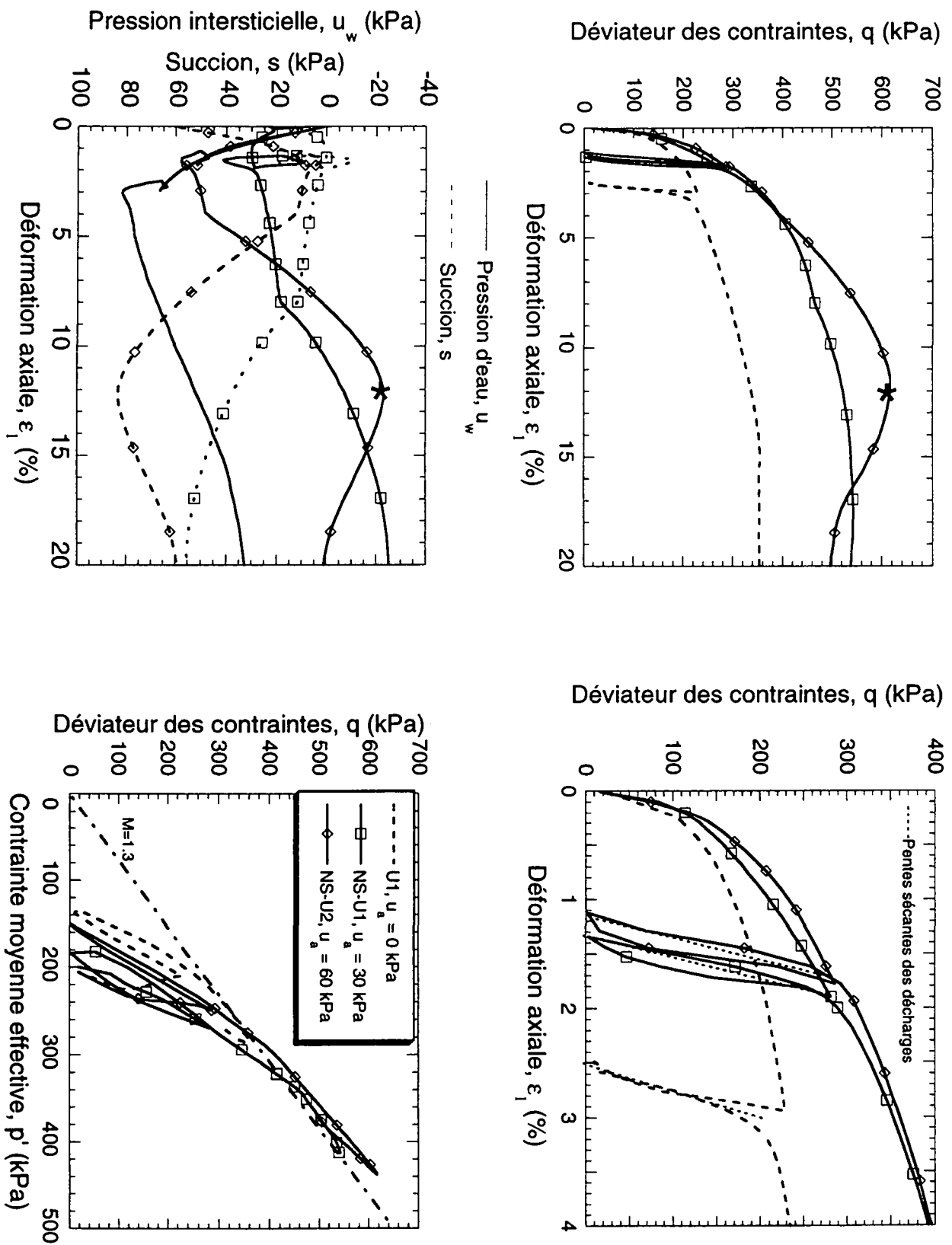


Figure 5-38: Essais triaxiaux à teneur en eau constante et pression d'air constante: $p'_{init} = 200$ kPa et $u_a = 0, 30, 60$ kPa

Essais triaxiaux NC consolidés cisailés à une pression de confinement totale moyenne ($\sigma_3=300$ kPa)

La Figure 5-39 montre les essais préalablement consolidés en conditions saturées à une pression moyenne effective de 300 kPa et dessaturés ensuite à différentes pressions d'air $u_a=0, 100, 200$ et 280 kPa avant d'être cisailés. L'étoile * sur les essais montre l'endroit où l'analyse s'arrête pour ces essais pour cause de localisation.

Evolution de la résistance avec la succion

Entre l'essai saturé et l'essai à $s=100$ kPa la résistance à pression totale équivalente augmente avec la pression d'air et la succion, comme déjà observé pour les essais précédents.

Ensuite un phénomène de fragilisation prend le dessus et les échantillons n'atteignent plus les déviateurs attendus. Les points de rupture estimés ont été notés sur les graphes (*), mais il semble que le phénomène de fragilisation commence avant ces points, puisque les résistances maximales sont inférieures à la résistance saturée. La fragilisation est d'autant plus marquée que la pression d'air régnant dans l'échantillon est importante par rapport à la pression de confinement extérieure de la cellule. Ainsi pour l'essai NS-U4, le rapport entre ces deux pressions (u_a/p) est de 2/3 et pour l'essai NS-U5, il est de 0.93. La pression nette est ainsi très faible pour ce dernier essai ($p-u_a=20$ kPa). Nous en concluons que le phénomène de fragilisation est dépendant du rapport entre la pression d'air et la pression totale. Si ce rapport est supérieur à 0.5 (pour ce sol), des phénomènes de fragilisation apparaissent et empêchent le sol d'atteindre la résistance maximum. Ce résultat est confirmé par les essais drainés non saturés (cf. Figure 5-22), pour l'essai NSD11 ($\sigma_3=600$ kPa, $u_a=280$ kPa), le même type de comportement était observé et le rapporte u_a/p était alors de 0.47

Le plan p' - q montre que les courbes (U2, NS-U4) tendent vers un état proche de l'état critique saturé en fin d'essai. Pour l'essai NSU-3, l'état critique observé est supérieur (point final de l'essai $p'=490, q=690$ kPa) au cas saturé. Cette constatation est contraire à ce qui a été observé jusqu'ici pour tous les autres essais. Quant à l'essai NS-U5, son comportement fragile quasi immédiat l'a empêché d'atteindre l'état critique.

Evolution de la rigidité

L'agrandissement du graphe précédent permet d'observer l'évolution du déviateur des contraintes en début d'essai avec la succion. Pour chacun des essais, un cycle de décharge a été effectué. Les contraintes de chacun des essais sont les suivantes au moment de la décharge:

$u_a=0$ kPa	$s=0$ kPa	$p^*=300$ kPa	$p'\approx 235$ kPa	pour l'essai U2;
$u_a=100$ kPa	$s\approx 40$ kPa	$p^*=200$ kPa	$p'\approx 260$ kPa	pour l'essai NS-U3;
$u_a=200$ kPa	$s\approx 180$ kPa	$p^*=100$ kPa	$p'\approx 220$ kPa	pour l'essai NS-U4;
$u_a=280$ kPa	$s\approx 275$ kPa	$p^*=20$ kPa	$p'\approx 295$ kPa	pour l'essai NS-U5.

Entre l'essai saturé et l'essai à $u_a=100$ kPa, une augmentation de la rigidité est observée. Elle s'explique surtout par une augmentation de p' . Ensuite les rigidités sont très proches pour l'essai NS-U3 et l'essai NS-U4, cela peut s'expliquer par deux phénomènes contradictoires: p' diminue ce qui entraîne une diminution de la rigidité, tandis que la succion augmente ce qui implique une augmentation de cette dernière.

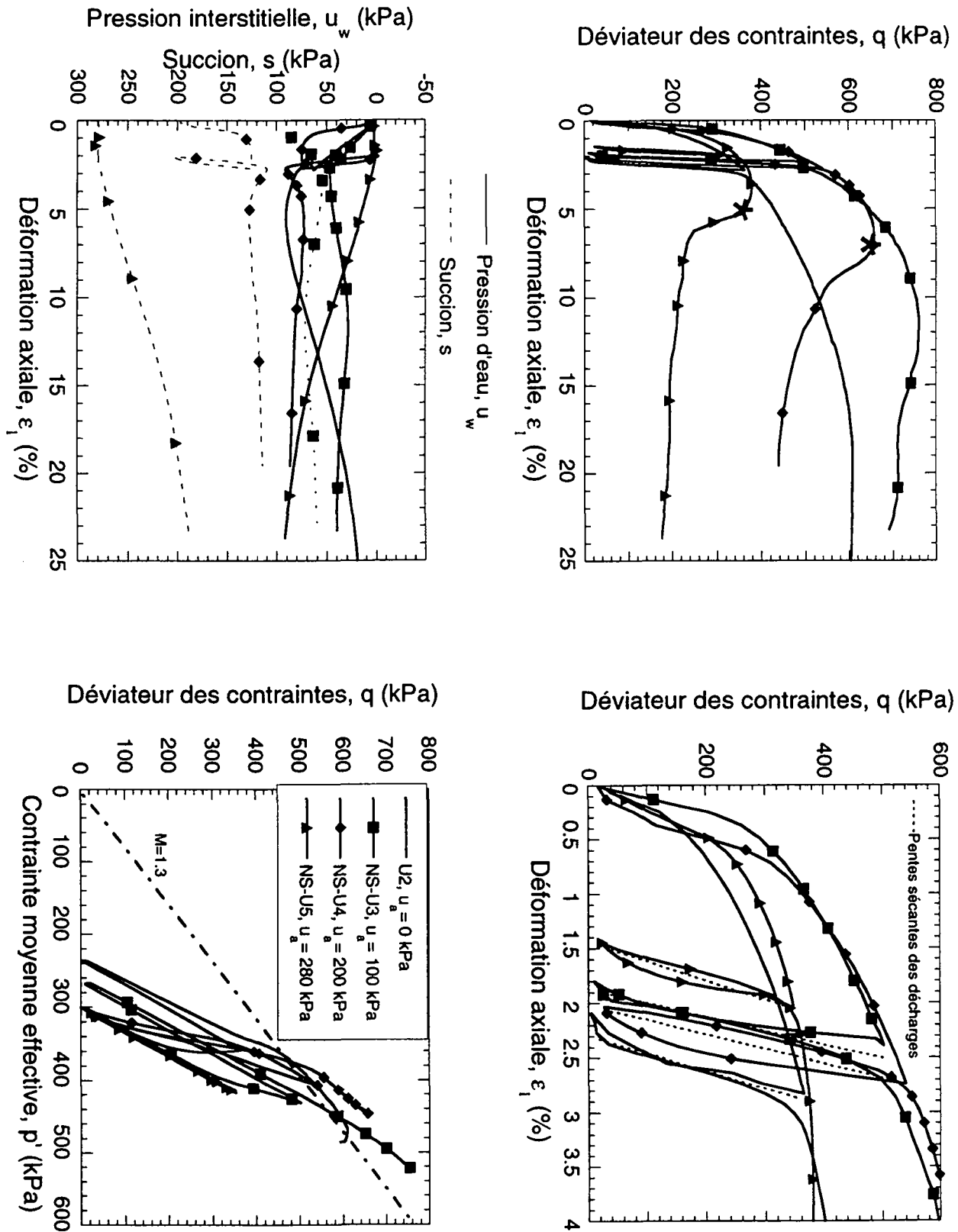


Figure 5-39 Essais triaxiaux à teneur en eau constante et pression d'air constante: $p'_{init} = 300$ kPa et $u_a = 0, 100, 200, 280$ kPa

Par contre, pour le dernier essai ($s \approx 275$ kPa), la pente de décharge sécante observée est plus faible que pour le cas saturé. Il est possible qu'au moment de la décharge le processus de fragilisation était déjà initialisé et qu'en conséquence la structure interne du sol était perturbée, ce qui a entraîné une diminution de la rigidité malgré une augmentation de p' et de s .

Evolution des pressions interstitielles et des suctions avec la déformation axiale

L'évolution des pressions interstitielles et des suctions est difficile à interpréter. Entre le cas saturé et le cas où la succion est faible ($u_a = 100$ kPa et $s_{\text{final}} \approx 40$ kPa), la génération de u_w diminue faiblement.

L'évolution des suctions est plus simple: d'abord la succion est égale à la pression d'air, puis elle diminue sous l'effet d'une génération de u_w .

Essais triaxiaux NC consolidés cisailés à une grande pression de confinement totale ($\sigma_3 = 1000$ kPa)

La Figure 5-40 montre les essais préalablement consolidés en conditions saturées à une pression moyenne effective de 1000 kPa et dessaturés ensuite à différentes pressions d'air $u_a = 0, 100, 200$ et 280 kPa avant d'être cisailés.

Evolution de la résistance avec la succion

Cette fois l'effet de la succion sur le comportement déviatoire n'est pas nette. Quelles que soient les suctions, les courbes dans le plan déviatoire sont quasiment confondues. On n'observe plus de ruptures prématurées fragiles, même si aux alentours de 12 % de déformation axiale les courbes atteignent un pic de résistance. Ensuite toutes les courbes semblent tendre vers un même palier final. Pour les essais NS-U8 et NS-U9, les photos finales des essais montrent des bandes de cisaillement en fin d'essai.

Le rapport entre les pressions de l'air et de la pression totale (u_a/p) est de 0.1 et pour l'essai NS-U7, 0.2 pour l'essai NS-U8 et de 0.28 pour l'essai NS-U9. Ces valeurs sont faibles par rapport à ce qui a été observé pour les essais précédents. Aucune fragilisation prématurée des échantillons n'est d'ailleurs observé dans ce cas. Ceci confirme notre hypothèse d'une valeur limite du rapport u_a/p aux alentours de 0.45, au-dessus de laquelle le comportement est fragile.

Evolution de la rigidité

Les décharges sont toutes faites pour des contraintes effectives de l'ordre de 950 kPa. Les pentes de décharges sont toutes semblables et aucune augmentation de la rigidité n'est plus observée pour ces contraintes mécaniques plus importantes. Ceci montre que la succion n'a plus d'effet sur la rigidité du sol pour des niveaux de contraintes mécanique forts par rapport à la pression d'air (ou la succion).

Evolution des pressions interstitielles et des suctions avec la déformation axiale

Dans le plan $\epsilon_1 - u_w$, on note une nette différence de génération de pressions interstitielles entre les essais saturés et les essais non saturés. Tous les essais non saturés rejoignent un palier vers $u_w = 100$ kPa très rapidement et simultanément les suctions des différents essais se stabilisent puisque la pression d'air imposée est constante. Cette génération plus faible de pression interstitielle a déjà été montrée et expliquée pour tous les autres essais non saturés à teneur en eau constante.

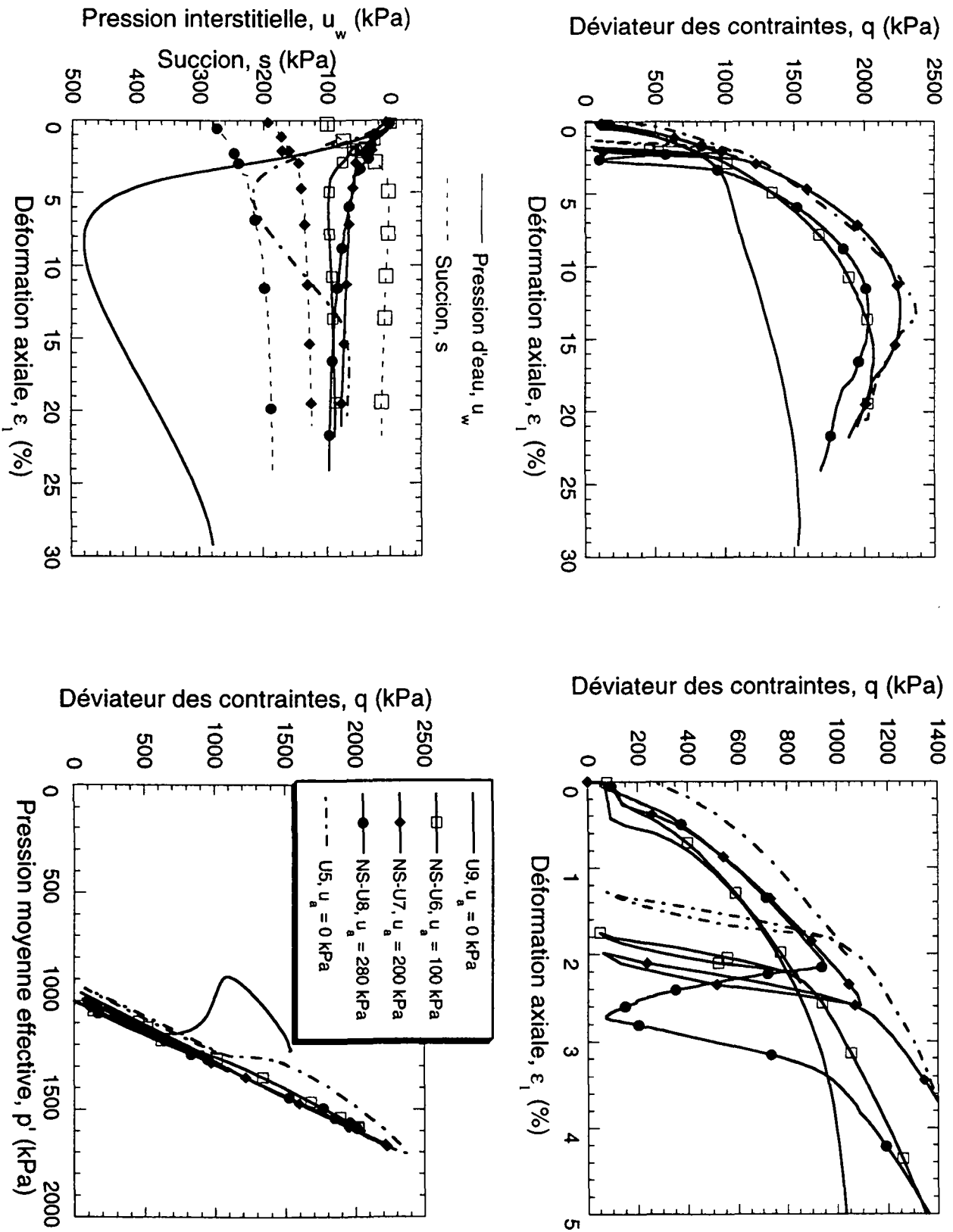


Figure 5-40: Essais triaxiaux à teneur en eau constante et pression d'air constante: $p'_{init} = 1000$ kPa et $u_a = 0, 100, 200, 280$ kPa

Conclusions sur les essais à teneur en eau constante

Evolution de la résistance avec la succion

- Le déviateur des contraintes maximum de pic augmente avec la succion à σ' constant.
- Les essais non saturés tendent vers un état critique très proche de droite d'état critique saturé dans le plan p' - q .
- Quand la contrainte mécanique est forte par rapport à la pression d'air (pour le limon de Sion $\sigma_3 \approx 1000$ kPa et $u_a(\max)=280$ kPa), la succion n'a plus aucune influence sur la réponse du sol dans le plan déviatoire ε_1 - q . Dans ce cas les effets hydriques (cohésion d'origine capillaire) deviennent négligeables, par rapport à la densification d'origine mécanique du sol.

Evolution de la rigidité avec la succion

- La rigidité augmente avec la succion, dès que la succion est supérieure à la succion d'entrée d'air.
- Quand la contrainte mécanique est forte, l'influence de la succion devient négligeable et la rigidité n'évolue plus avec la succion.

Fragilité du sol

- La fragilité apparaît quand le rapport (u_a/p) ou (s/p) devient importante. Pour le limon de Sion quand le rapport (u_a/p) est au-dessus de 0.45, l'échantillon n'atteint plus la résistance de pic attendue. Quand le rapport est plus faible, une rupture de type fragile peut apparaître mais après le pic.

Pressions interstitielles

- La génération des pressions interstitielles est plus faible pour les essais effectués en conditions non saturées. En effet dans ce cas le fluide n'est plus composé d'eau seule, mais d'un mélange eau-air beaucoup plus compressible.

5.6 INTERPRETATION COMPLEMENTAIRE DES ESSAIS

Dans ce chapitre, sera interprété et comparé l'ensemble des essais pour apporter quelques informations complémentaires sur:

- influence des contraintes mécaniques sur le comportement hydrique
- comparaison des compressibilités mécanique saturée et hydrique
- évolution des paramètres élastiques avec la succion
- évolution de l'état de pic avec la succion
- évolution de l'état critique avec la succion
- évolution de la surface de charge avec la succion

5.6.1 INFLUENCE DES CONTRAINTES MECANIQUES SUR LES COURBES HYDRIQUE

Afin de montrer l'influence des contraintes mécaniques sur les relations hydriques, les points finaux des essais triaxiaux sont ajoutés sur les courbes "purement hydriques" établies à l'aide d'essai dans la marmite (cf. Figure 5.4). La Figure 5-41 montre cinq plans: (a) w - e , courbe de retrait usuelle; (b) $\log(s)$ - e , courbe de compressibilité; (c) w - S_r ; (d) $\log(s)$ - S_r ; (e) $\log(s)$ - w , courbe de rétention usuelle.

Les indices des vides sont bien sûr inférieurs du fait de la consolidation des échantillons en conditions triaxiales (plans a et b).

Sur la Figure 5-41c, tous les points finaux des essais triaxiaux sont légèrement à droite de la courbe hydrique vierge. En conséquence, du fait de la densification mécanique des échantillons, le point d'entrée d'air est légèrement repoussé et la succion d'entrée d'air augmente.

La Figure 5-41d montre le plan $s - S_r$. Il faut noter à ce propos que la mesure du degré de saturation est délicate et précise à plus ou moins trois pour cent de la valeur absolue pour les échantillons triaxiaux. De plus la plupart des essais triaxiaux ont été effectués dans la zone où S_r varie fortement avec la succion, ce qui explique la variabilité des résultats. Les points finaux obtenus dans les cellules triaxiales sont néanmoins pour la plupart à droite de la courbe hydrique. Ceci confirme que la densification des essais peut entraîner une augmentation légère de la succion d'entrée d'air. Zerhouni (1991) a trouvé le même type de résultats pour une argile.

La Figure 5-41e montre que toutes les teneurs en eau finales des essais triaxiaux sont inférieures à celles obtenues dans la marmite. Ceci est parfaitement logique, puisque les échantillons perdent de l'eau non seulement lors de leurs dessaturation, mais encore sous l'effet de la consolidation mécanique.

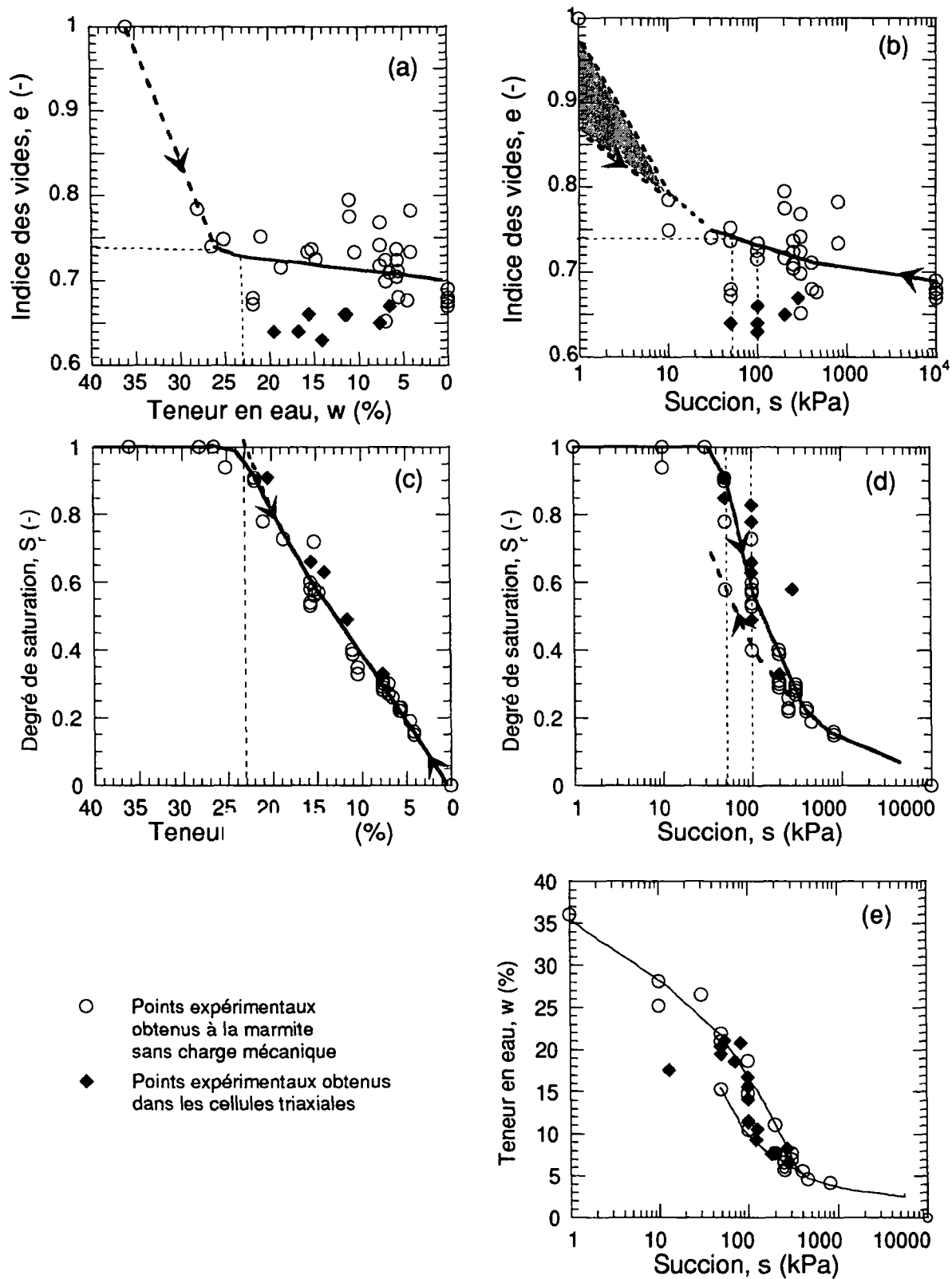


Figure 5-41: Influence des contraintes mécaniques sur les chemins hydriques

5.6.2 COMPARAISON DES COMPRESSIBILITES MECANIQUE SATUREE ET HYDRIQUE

La Figure 5-42 permet de comparer pour le limon de Sion les compressibilités obtenues à partir d'un essai de consolidation mécanique isotrope en état saturé et à partir des essais de consolidation isotropes hydriques effectuées dans la marmite.

Les indices des vides initiaux de l'essai isotrope sont inférieurs du fait d'une mise en place différente des échantillons. Comme déjà mentionné, il est difficile de mesurer l'indice des vides des échantillons pour les succions inférieures à 10 kPa et donc de déterminer la compressibilité hydrique. Par contre si on compare les pentes "plastiques" de l'essai isotrope $\lambda(0)$ et de la marmite λ_s (entre 10 et 50 kPa), on a:

- compressibilité mécanique variant $\lambda(0)$ entre 0.35 et 0.45;
- compressibilité hydrique $\lambda_s > 0.43$.

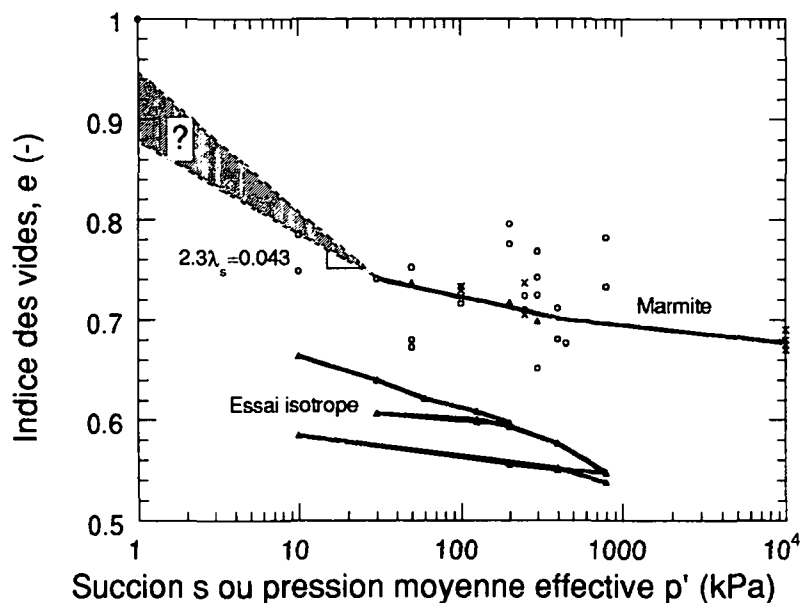


Figure 5-42: Compressibilité mécanique et hydrique: plan $\log(p' \text{ ou } s) - e$

Ce résultat n'est pas en contradiction avec ce qu'observent plusieurs auteurs, qui montrent que les pentes hydriques et mécaniques vierges sont identiques (par ex. Zerhouni 1991 et Taibi 1992).

5.6.3 EVOLUTION DES PARAMETRES ELASTIQUES AVEC LA SUCCION

Comme pour le cas saturé (4.3), nous avons déterminé les modules de Young pour tous les essais en fonction de la succion et de la pression effective ou nette.

La Figure 5-43 montre l'évolution du module de Young à p' constante puisque de 600 kPa sous l'effet de la succion. D'une part l'évolution du module moyen de décharge est représenté, quand il y a un cycle de charge décharge sur l'échantillon, d'autre part un module sécant initial est défini comme le rapport entre le déviateur à 0.5% de déformation axiale et cette déformation. Comme observé auparavant, pour les deux types de représentations, la rigidité augmente avec la succion à pression moyenne effective constante.

En fait, p' n'est pas tout à fait constant entre chacun des essais, puisque les pressions moyennes effectives au moment de la décharge vers 2% de déformation axiale varient d'un essai à l'autre. Cette variation n'est néanmoins pas importante. Si on se réfère aux évolutions du module de Young avec p' dans le cas saturé (4.3), ces variations entraîneraient des changements maximaux de E de l'ordre de 5 MPa.

Comme dans le cas saturé ce ne sont pas de réels modules d'élasticité, mais des modules pseudo-élastiques, puisqu'à 0.5 % de déformation axiale, le comportement du sol est déjà élastoplastique et n'est plus complètement réversible.

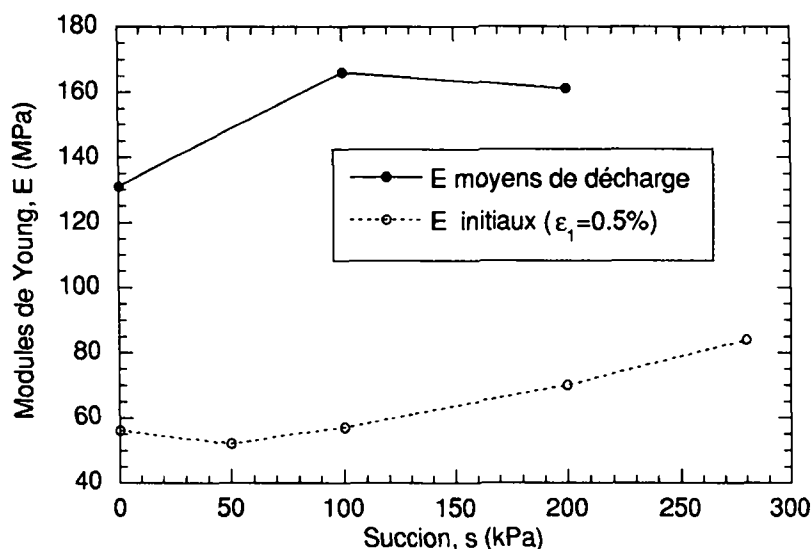


Figure 5-43 Evolution du module de Young à p' constante de 600 kPa sous l'effet de la succion

La Figure 5-44 montre la même représentation à trois niveaux de p' constante (400- 500 et 600 kPa) sous l'effet de la succion. Deux observations sont faites pour les deux modules représentés sur la figure:

- la rigidité augmente avec la succion à pression moyenne effective constante donnée;
- la rigidité augmente avec la pression moyenne effective à succion constante.

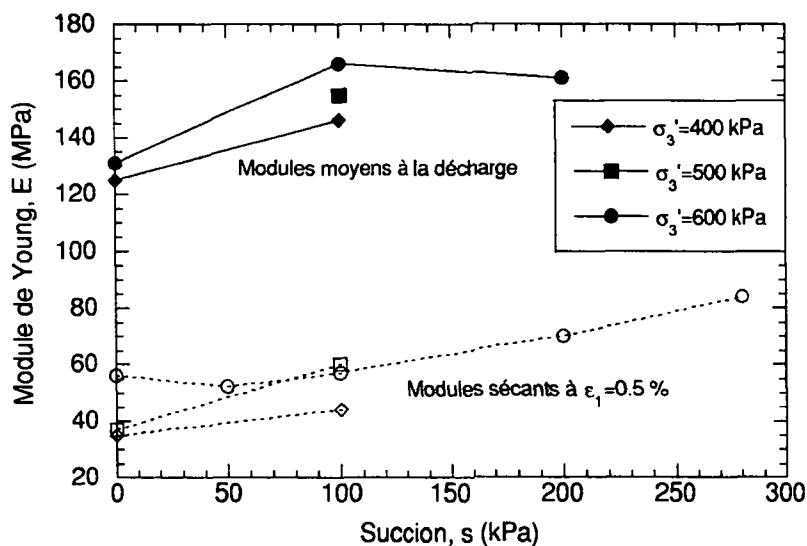


Figure 5-44 Evolution du module de Young à trois niveaux de p' constante (400- 500 et 600 kPa) sous l'effet de la succion

La Figure 5-45 montre l'évolution du module de Young à **pression moyenne nette constante** de 400 kPa sous l'effet de la succion. La aussi, la rigidité augmente avec la succion.

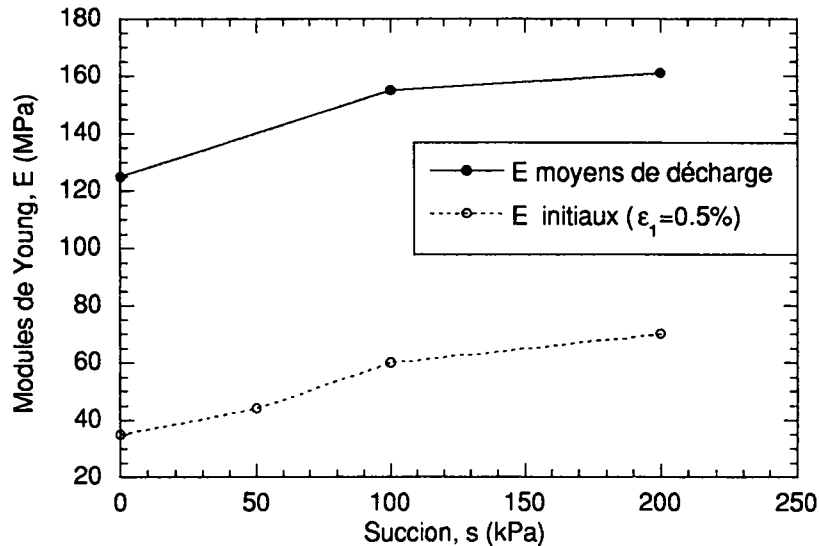


Figure 5-45: Evolution du module de Young à p^* constante de 400 kPa sous l'effet de la succion

En conclusion quel que soit le plan de représentation (p^* ou p'), la rigidité du sol augmente sous l'effet de la succion. Cette observation permet de confirmer les résultats obtenus concernant l'évolution des pentes de décharges élastiques des essais isotropes avec la succion (cf. 5.2).

Cette observation est limitée, quand les contraintes mécaniques sont beaucoup plus grandes que la succion. Ainsi dans le cas des essais à teneur en eau constante, à contrainte mécanique forte ($\sigma_3=1000$ kPa, cf. Figure 5-40), la succion n'a plus d'influence et la rigidité n'est plus fonction de la succion.

5.6.4 EVOLUTION DE L'ETAT DE PIC AVEC LA SUCCION

Interprétation dans le plan p^*-q

L'évolution de la résistance de pic a d'abord été étudiée dans le plan le plus couramment utilisé: pression moyenne nette p^* - déviateur.

La Figure 5-46 présente l'ensemble des points venant des essais triaxiaux non saturés normalement consolidés, ainsi que la droite d'état critique déterminée pour le cas saturé (dans le cas d'un essai NC saturé l'état de pic et l'état critique sont théoriquement confondus). Sur cette courbe ont été représentés les points correspondant à l'état de pic dans le plan ϵ_1-q .

Globalement la résistance de pic augmente avec la succion: tous les points se trouvent au-dessus de la droite à l'état saturé. Les points des résistances de pic déterminés aux mêmes niveaux de succions sont reliés entre eux sur la figure par des droites de pente η_{pic} .

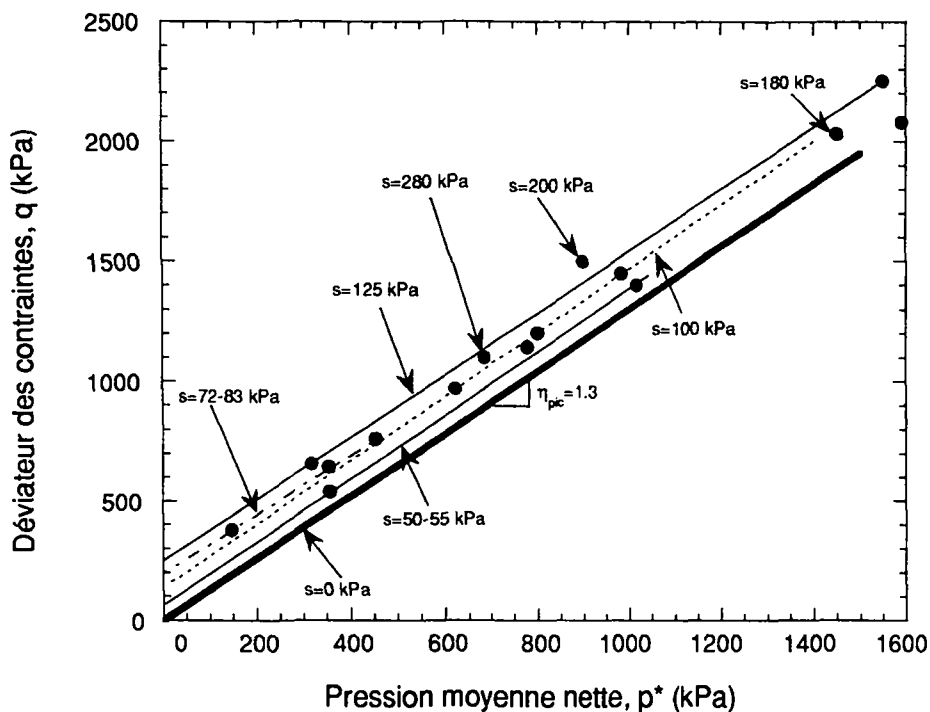


Figure 5-46: Evolution de la résistance de pic avec la succion dans le plan p^*-q

L'essai NSD12 ($s=280$ kPa) a également été représenté sur la Figure 5-46, bien qu'il ait présenté un comportement de type fragile. Deux interprétations sont possibles:

- la structure interne du sol a été modifiée de par sa fragilisation et l'échantillon n'a pas atteint la résistance de pic "qu'il aurait atteint sans rupture" pour ce niveau de succion;
- bien que la structure du sol ait été modifiée par sa fragilisation, l'échantillon est considéré comme intact. A partir d'un certain niveau de succion, la résistance de pic du sol diminue. Ceci signifie soit que la cohésion du sol diminue, soit que l'angle de frottement interne diminue avec la succion au-delà d'une valeur donnée.

Nous n'avons pas retenu cette dernière interprétation, qui n'est confirmée par aucun de nos essais.

On constate sur la Figure 5-46 que la cohésion augmente avec la succion. Pour ce qui est de l'angle de frottement de pic, il est difficile de se prononcer de façon définitive. Globalement la pente η_{pic} (et donc l'angle de frottement) varie peu et pourrait être considérée comme constante dans un premier temps. Il semble, en tous les cas, au vu des points expérimentaux, que cet angle n'augmente pas avec la succion.

En se basant sur ces résultats, nous avons représenté sur la Figure 5-47, l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement du limon de Sion avec la succion (valeurs de pic). Le point à $s=200$ kPa est représenté deux fois, en effet il n'était pas possible de relier des points à ce niveau de succion. Deux interprétations étaient donc plausibles:

- la pente η_{pic} maximale est la pente saturée;
- la pente diminue légèrement avec la succion; cette interprétation est basée sur l'observation du point à $s=200$ kPa et de celui à 180 kPa (cas dessiné avec un rond plein sur la figure).

Néanmoins même en admettant que la pente diminue avec la succion, les variations sont faibles. L'écart entre la pente la plus forte ($\eta_{pic} = 1.3$) et la plus faible ($\eta_{pic} \approx 1.2$) correspond à une variation de l'angle de frottement de 1° , ce qui du même ordre de grandeur que l'est l'incertitude expérimentale.

La cohésion est néanmoins influencée par ce choix. Dans le deuxième cas (pente qui diminue légèrement), la cohésion continue d'augmenter de façon quasi-linéaire et dans le premier cas (pente constante), un début de "stabilisation" est observé.

Nous constatons donc à nouveau que ces deux paramètres sont intrinsèquement liés et que l'interprétation des essais influence les conclusions faites sur l'évolution de ces paramètres avec la succion.

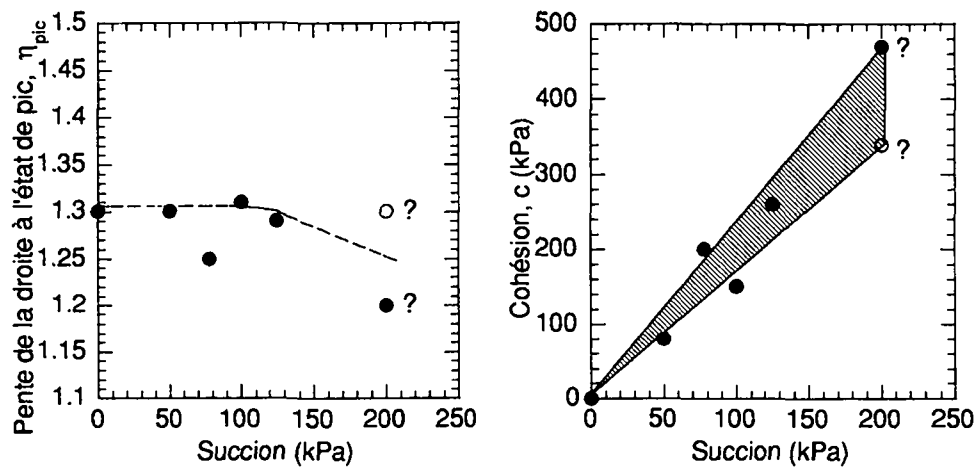


Figure 5-47: Evolution de la cohésion et de la pente η_{pic} avec la succion pour le limon de Sion (état de pic, représentation en contraintes nettes)

Comparaison avec les essais de la littérature

Nous avons repris les essais de la littérature (cf. figure 2.14), pour situer les résultats expérimentaux obtenus avec le limon de Sion. Par rapport aux autres sols étudiés, l'angle de frottement de pic peut être considéré comme constant pour le limon de Sion. Par contre la cohésion augmente plus fortement que pour les autres sols. Ce résultat n'est néanmoins pas en désaccord avec le fait que cette cohésion ne peut augmenter indéfiniment avec la succion et qu'elle doit pour des succions plus grandes tendre vers une valeur asymptotique, comme on le voit clairement pour le sable de Madrid et l'argile d'Al Agoza (pour les références cf. 2.2.8).

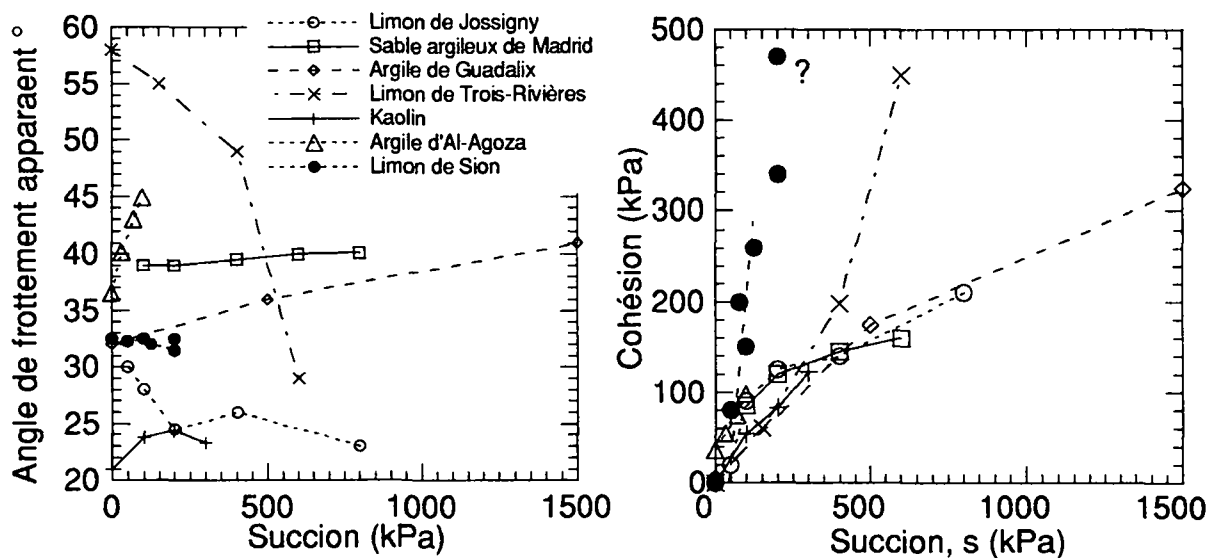


Figure 5-48: Evolution de l'angle de frottement de pic et de la cohésion avec la succion pour différents sols (cf. 2.2.8), comparaison avec le limon de Sion.

Interprétation dans le plan p'-q

Ces mêmes résultats obtenus pour le limon de Sion sont ensuite représentés dans le plan pression moyenne effective p'- déviateur q (Figure 5-49). Les succions correspondantes sont notées sur chacun des points expérimentaux .

Dans ce plan également, la résistance de pic augmente globalement avec la succion et tous les points sont au-dessus de la droite saturée. Les seuls points qui font exception sont ceux qui ont présenté un comportement fragile "prématuré" net (s=280 kPa, essai NSD12 et s=178 kPa, essai NSU7). La fragilisation de ces échantillons a entraîné un changement de la structure interne du sol, si bien que le limon intact n'atteint pas la résistance de pic qu'il aurait eu sans fragilisation.

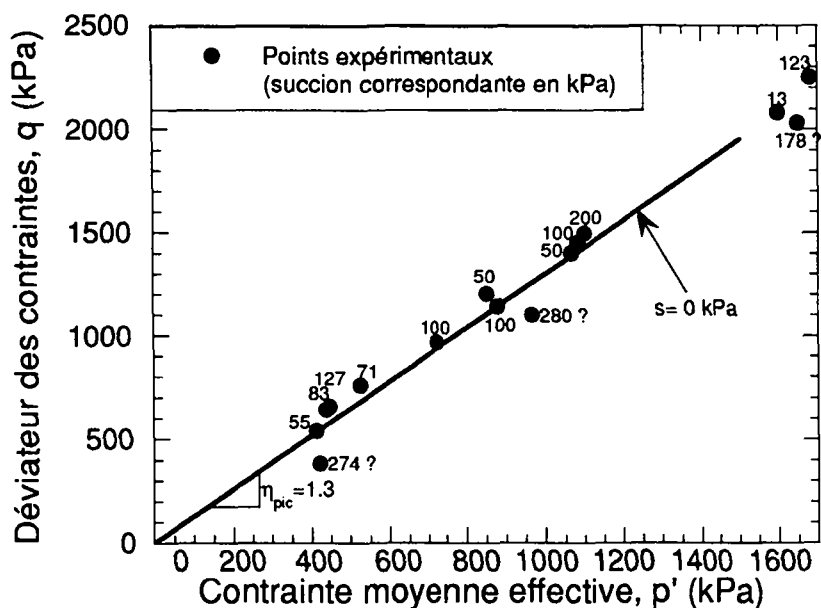


Figure 5-49: Evolution de la résistance de pic avec la succion dans le plan p'-q

L'évolution des paramètres de résistance de pic est moins marquée dans ce plan p'-q. Au vu des résultats relativement dispersés, nous avons admis que dans ce plan l'angle de frottement interne était constant et que seul la cohésion évoluait avec la succion. L'évolution de la cohésion (si $\eta_{pic} = \text{constante} = 1.3$) dans le plan p'-q est montrée dans la Figure 5-50.

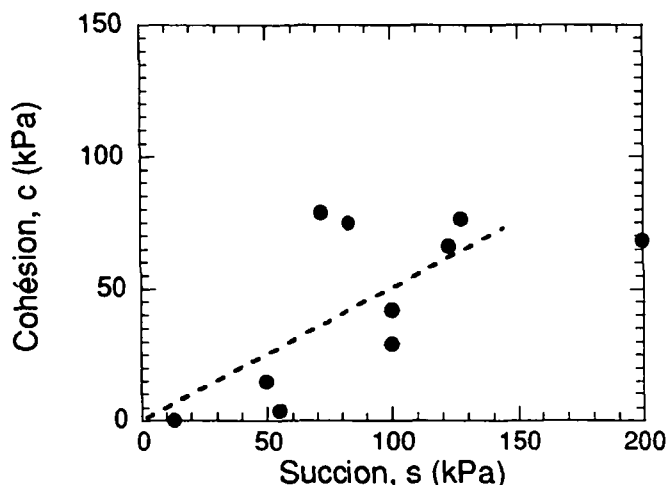


Figure 5-50: Evolution de la cohésion avec la succion dans le plan p'-q

L'évolution n'est pas aussi nette que dans le plan p^*-q , en effet les valeurs de cohésion sont nettement plus faibles (toutes < 100 kPa). Globalement la cohésion augmente avec la succion et il est possible qu'il y ait un début de stabilisation aux alentours de 150-200 kPa.

Nous proposons une loi d'évolution linéaire pour l'évolution de la cohésion avec la succion de ce type:

$$c = 0.5s \text{ et } \phi_{pic} = const. = 1.3$$

Ce type de loi peut directement être utilisée pour des aspects de la pratique, dans les cas simples et dans une gamme de succions limitées. Il ne faut néanmoins pas perdre de vue que cette cohésion ne peut augmenter indéfiniment avec la succion.

5.6.5 EVOLUTION DE L'ETAT CRITIQUE AVEC LA SUCCION

L'existence d'un état critique fonction de la succion a été discutée au chapitre 2.2.11 (Etat des connaissances). Nous essayons dans ce chapitre de montrer comment l'état critique évolue avec la succion pour le limon de Sion.

La définition de l'état critique faite pour les sols saturés a également été retenue (cf. Annexe A). Néanmoins comme les changements de volume totaux et les changements de volume de l'eau sont parfois en augmentation croissante avec la déformation axiale (même pour des déformations axiales très fortes), les points supposés représenter l'état critique ont essentiellement été définis comme le lieu où un changement de déformation déviatoire n'implique plus de changements des contraintes (\equiv stabilisation du déviateur des contraintes).

Plan déviatoire (p^ et p')- q*

L'évolution de la droite d'état critique a d'abord été étudiée dans le plan déviatoire. La Figure 5-51 montre l'état des contraintes de tous les points expérimentaux dans le plan $p'-q$ à l'état critique. La succion correspondant à chacun des essais est notée à côté des points (en kPa). Les points finaux des essais qui ont montré des ruptures de type fragile sont également représentés (c'est-à-dire les essais NSD5, NSD11, NSD13, NSU4). Le but était de voir si après la rupture fragile, ces échantillons tendaient vers le même état critique que les autres essais. Comme ce n'est pas le cas, nous n'en tiendrons plus compte pour la suite de l'interprétation.

Globalement tous les essais tendent vers un **état critique unique quel que soit le niveau de succion**. La dispersion des points expérimentaux est du même ordre de grandeur que celle observée dans le cas saturé (cf. Figure 4.30). Des résultats semblables sont trouvés par Taibi (1992) pour des sols partiellement saturés. On note également que pour les contraintes plus fortes ($p' \approx 1500$ kPa) les échantillons tendent vers un état critique inférieur en termes de résistance au cas saturé. Le même type de comportement est observable chez Taibi.

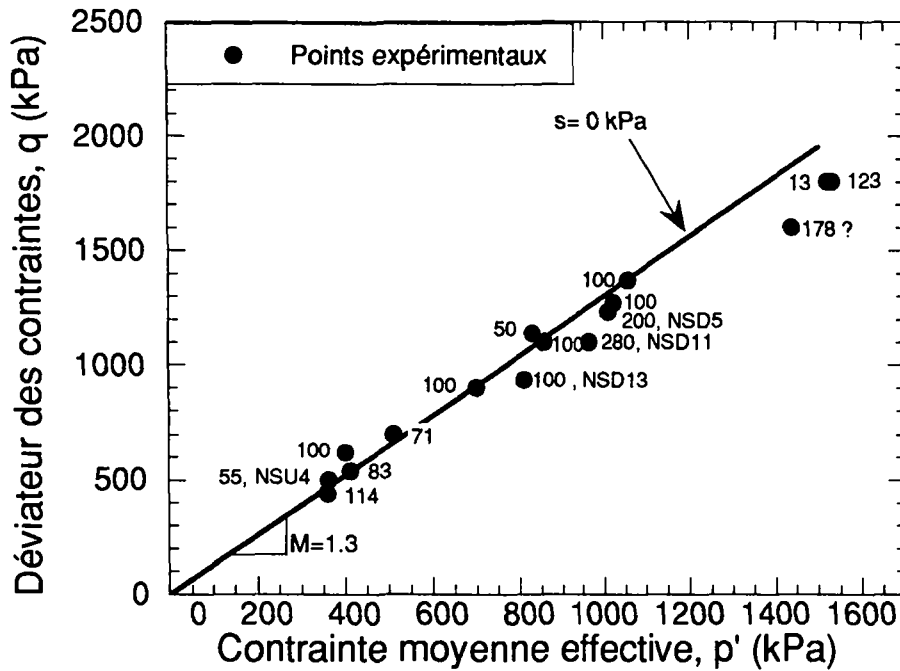


Figure 5-51: Evolution de l'état critique dans le plan p'-q

La Figure 5-52 montre également tous les points des essais triaxiaux non saturés à l'état critique, mais cette fois dans le **plan des contraintes nettes**. Avec ce type de représentation tous les points sont décalés vers la gauche dans notre cas (puisque la succion est imposée via une pression d'air u_a positive). Il n'y a plus de droite d'état critique unique quel que soit le niveau de succion dans ce plan p^*-q . Tous les points sont en-dessus de la droite saturée ce qui implique une augmentation de la cohésion avec la succion. Comme il a été montré dans le plan $p'-q$ qu'il existe bien un état critique pour les essais non saturés, on pourrait pour chaque niveau de succion écrire une relation du type (cf. 2.2.11):

$$q = M(s)p^* + c(s)$$

où la pente de la droite d'état critique et la cohésion évoluent avec la succion.

Les points étant relativement dispersés, nous n'avons pas dessiné ce type de droite. Néanmoins en observant les points aux mêmes niveaux de succion, il semble que ces résultats se rapprochent de ceux obtenus par Maâtouk (1993). Nos résultats semblent confirmer dans ce plan, que l'évolution de l'état critique est telle que (Figure 5-53):

- la cohésion augmente avec la succion;
- il se forme une sorte de point de rotation pour les fortes contraintes mécaniques ($p' \approx 1500$ kPa dans notre cas) où la succion n'influence plus les résultats dans le plan déviatoire;
- en conséquence, la pente d'état critique diminue avec la succion.

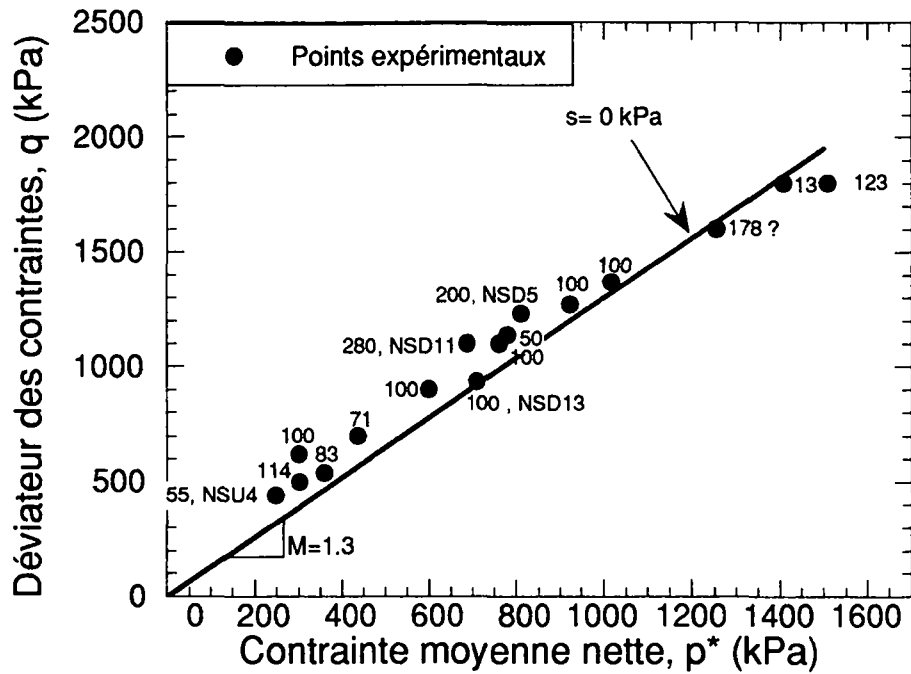


Figure 5-52: Evolution de l'état critique dans le plan p^*-q

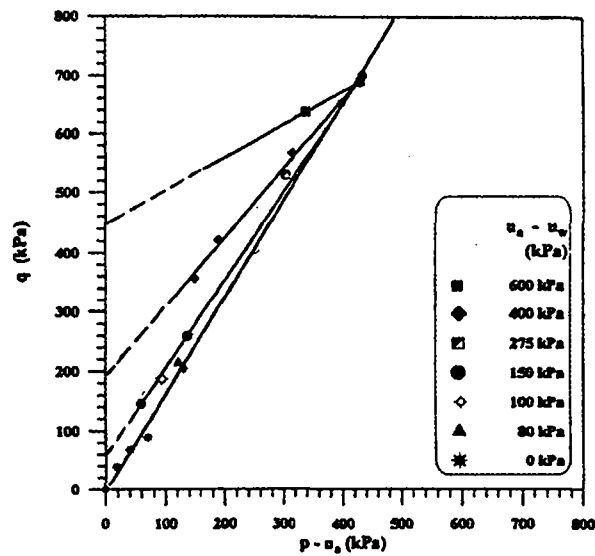


Figure 5-53: Evolution de l'état critique d'un limon avec la succion (Maâtouk 1993)

En conclusion pour la gamme des pressions et des succions étudiées, on peut dire qu'en termes de résistance la variable σ' est descriptive de l'état critique, ce qui n'est pas le cas de la contrainte nette σ^* .

Plan $p^*(\text{ou } p')-e$

L'évolution de l'état critique a ensuite été étudiée dans le plan volumique. La Figure 5-54 montre la droite d'état critique et les points expérimentaux obtenus à l'état critique en conditions non saturées dans le plan $p'-e$ et p^*-e . Les essais qui ne présentaient manifestement

pas de stabilisation en fin d'essai dans le plan volumique n'ont pas été retenus. Dans les deux plans, on observe que:

- Les points des essais non saturés sont au-dessus de la droite d'état critique saturée. Ceci a été observé par d'autres auteurs dans le plan p^*-e (par ex. Maâtouk 1993, Sivakumar 1993)
- Il n'y a pas de droite d'état critique unique commune aux échantillons saturés et non saturés. Ceci est en contradiction avec ce qu'observait Fleureau (1992) à propos des essais d'Indarto (1991) pour un sol partiellement saturé. Il faut remarquer à ce propos que les échantillons sont ici pour la plupart non saturés et non pas partiellement saturés.

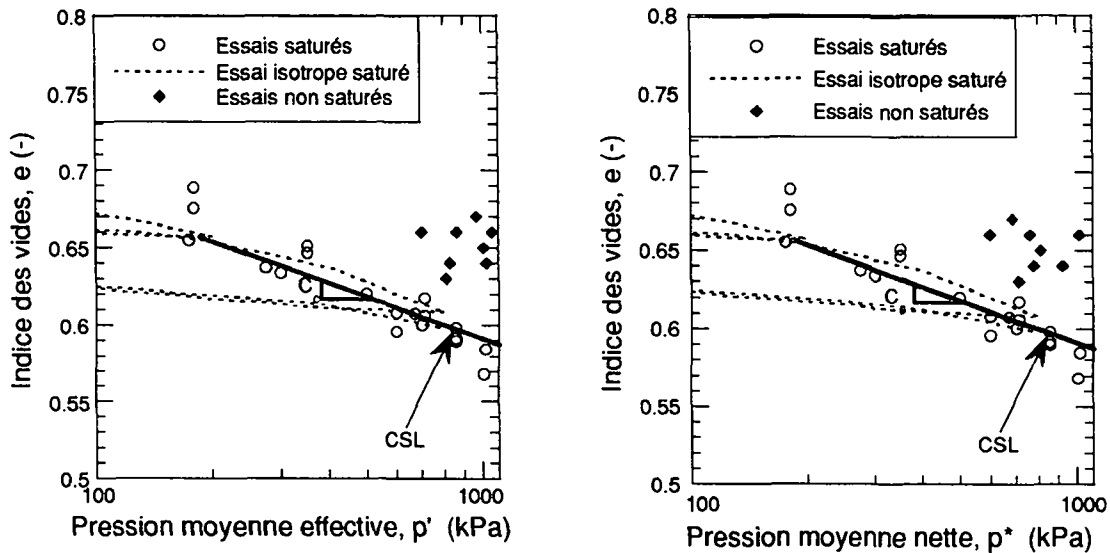


Figure 5-54: Evolution de l'état critique avec la succion dans les plans $p'-e$ et p^*-e

Là encore, étant donné la dispersion des points, nous n'avons pas tenté de dessiner des droites d'état critique qui évoluent avec la succion de ce type (cf. 2.2.11):

$$e = N(s) - \psi(s) \ln(p^*/p_a)$$

En effet tous les points des essais non saturés sont proches: $e = 0.645 \pm 0.015$. Or nous avons montré dans le cas saturé, la difficulté de déterminer l'état critique avec ce sol, où l'indice des vides varie peu et où la variabilité absolue initiale de l'indice des vides des échantillons est déjà de l'ordre de ± 0.02 .

Nos résultats expérimentaux ne permettent pas de déterminer l'évolution de l'état critique dans les plans $p'-e$ ou p^*-e . Néanmoins ils sont en accord avec les observations faites par d'autres auteurs et ne contredisent pas l'existence d'un état critique évoluant avec la non-saturation.

Plan $p^*(ou p')-w$

Nous avons ensuite essayé de déterminer s'il existait une sorte d'état critique dans le plan $p'-w$ ou p^*-w , comme le montrent Wheeler et Sivakumar (1995): dans leur cas ils représentent les résultats dans le plan p^*-v_w , où $v_w = 1 + w \gamma_s$, ce qui équivaut à représenter la teneur en eau seule. L'évolution des teneurs en eau avec la pression moyenne effective et nette est montrée sur la Figure 5-55 et respectivement Figure 5-56 (les succions correspondants aux points expérimentaux sont notées à côté en kPa).

Il ne s'agit en fait pas d'un véritable état critique, puisque les échantillons continuent de perdre de l'eau en fin de cisaillement, mais des teneurs en eau observées quand l'état critique est atteint dans les autres plans (résistance et volume). Nous avons également tenté de relier les points à succions égales. Globalement on observe dans les deux plans que les teneurs en eau diminuent avec la succion. Ces résultats sont proches de ceux de Wheeler et Sivakumar (1995) et montrent qu'il existe un "état critique" de teneur en eau vers lequel tendent les essais en conditions non saturées (cf. 2.2.11).

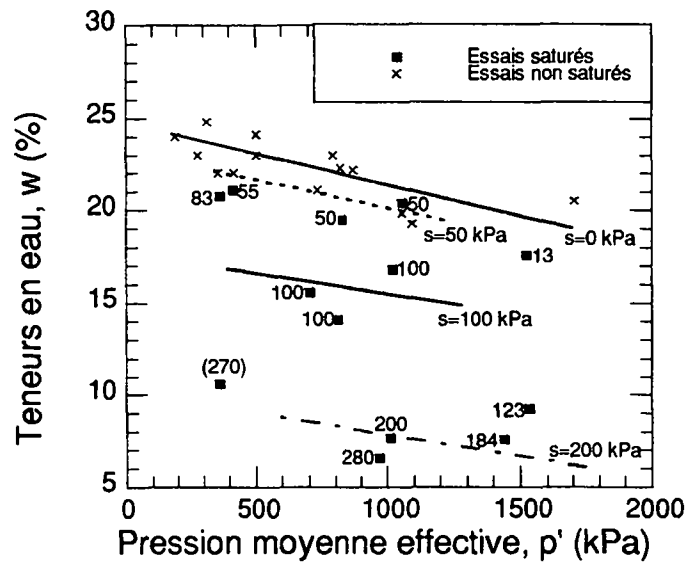


Figure 5-55: Evolution de l'"état critique" avec la succion dans les plans $p'-w$

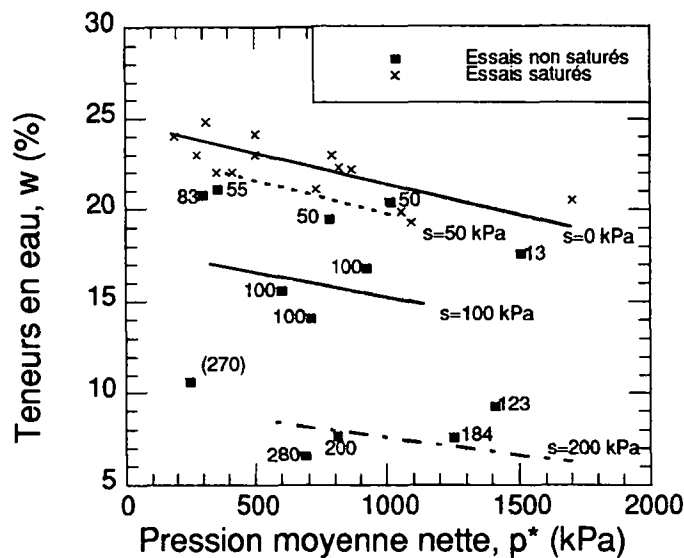


Figure 5-56: Evolution de l'"état critique" avec la succion dans les plans p^*-w

5.6.6 EVOLUTION DE LA SURFACE DE CHARGE AVEC LA SUCCION

Il existe très peu de travaux traitant de l'évolution de la surface de charge sous l'effet de la dessaturation. Ce n'est pas étonnant vu la complexité des essais. De plus la surface de charge doit être déterminée dans trois dimensions (p' ou p^* , s et q) et non plus deux ($p'-q$) comme pour le cas saturé: ceci implique de nombreux essais pour déterminer la forme de la limite pseudo-élastique dans l'espace $p-q-s$.

La détermination des points de plastification et de la direction des incréments de déformation plastique est faite de la même façon que dans le cas saturé (4.5). Néanmoins comme les informations sur l'évolution des volumes n'étaient pas toujours suffisante, nous avons également représenté le plan $\log(p') - \epsilon_{vw}$ pour parvenir à déterminer la limite pseudo-élastique. Les points de plastification correspondant aux 13 essais non saturés drainés sont représentés sur les Figure 5-57 et Figure 5-58 avec les surfaces de charges saturées correspondantes (déterminées au chap. 4.5). La Figure 5-57 montre les points de plastification et direction des incréments de déformation plastique à différents niveaux de consolidation saturée dans le plan $p^* - q$ et la Figure 5-58 dans le plan $p'-q$.

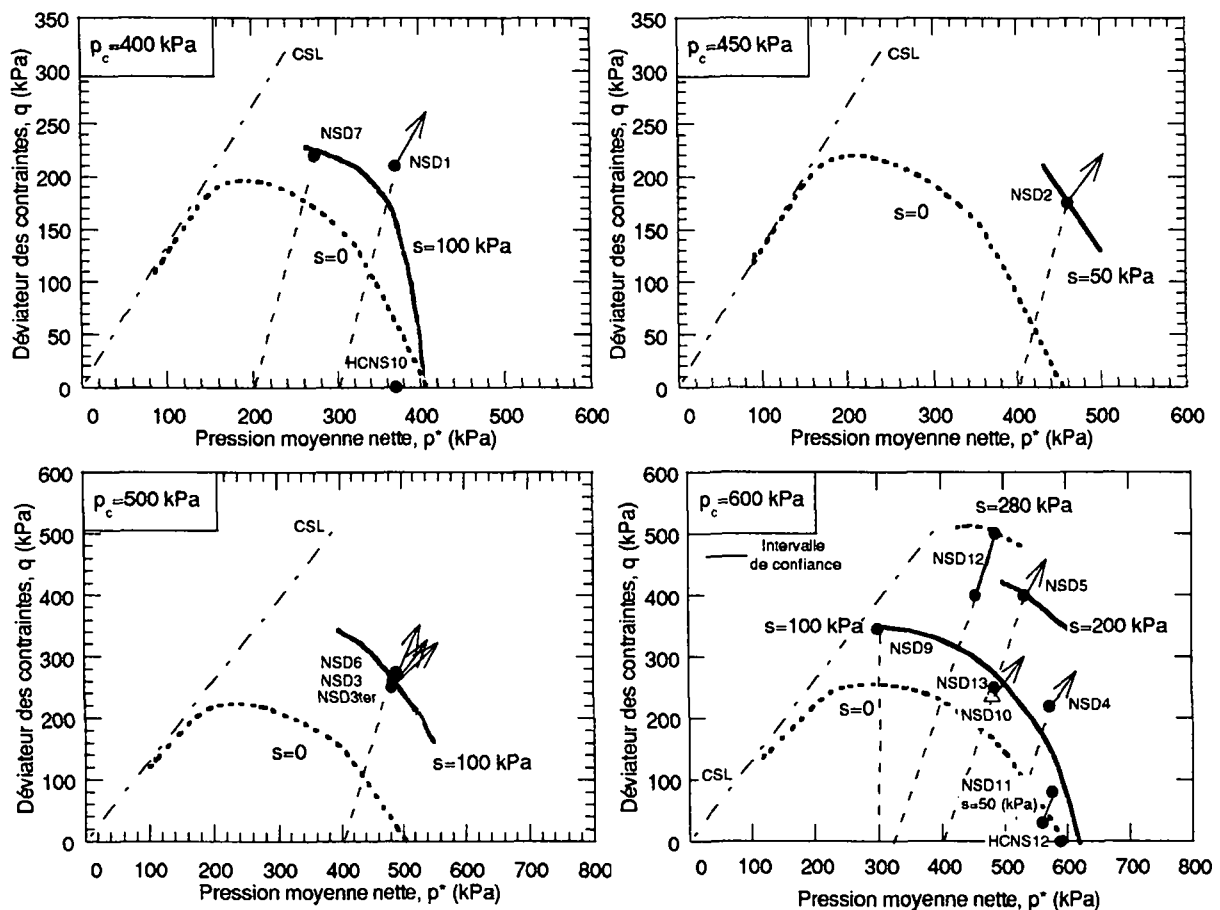


Figure 5-57: Points de plastification et direction des incréments de déformation plastique à différents niveaux de consolidation saturée dans le plan $p^* - q$

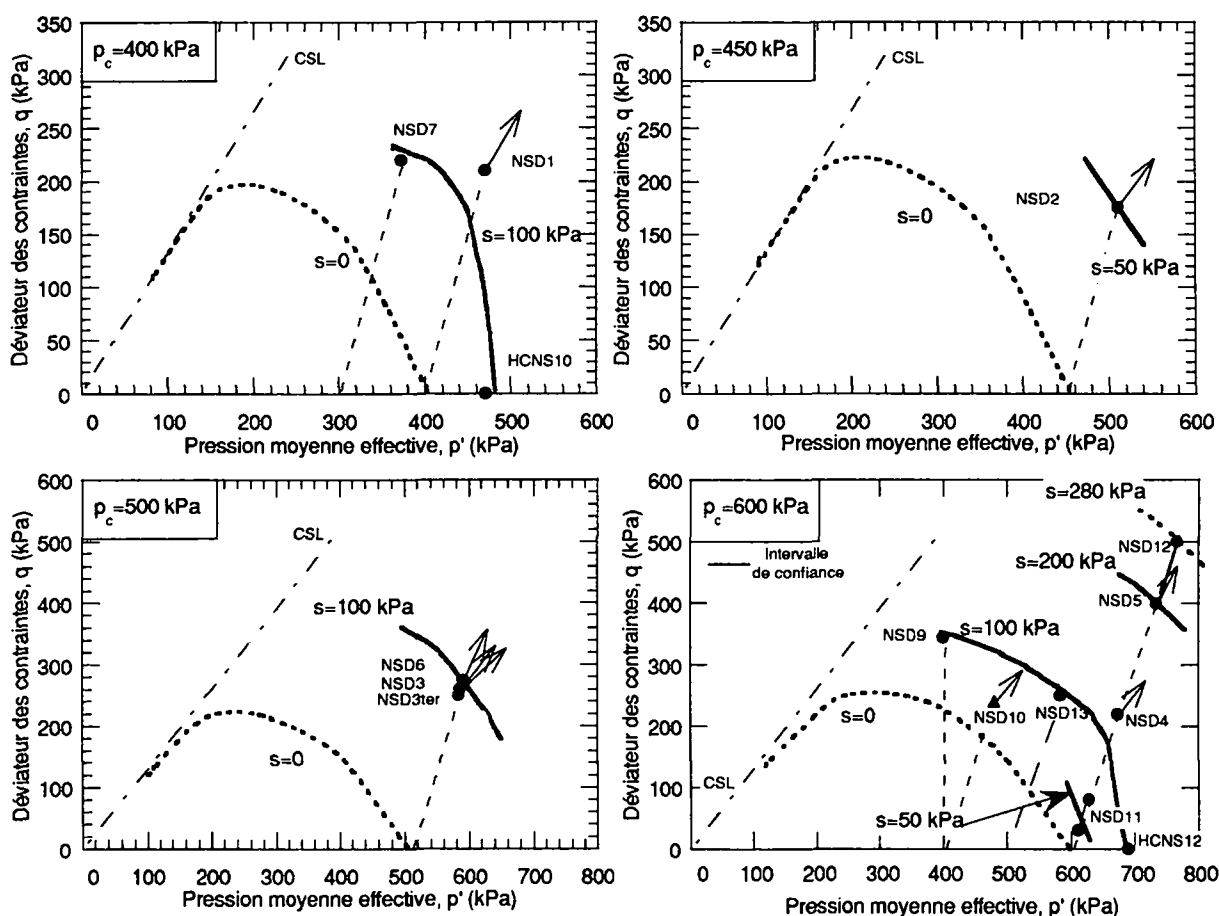


Figure 5-58: Points de plastification et direction des incréments de déformation plastique à différents niveaux de consolidation saturée dans le plan $p' - q$

Bien qu'une détermination complète des surfaces de charge ne puisse être faite sur la base d'aussi peu de points, la tendance générale à un agrandissement de la surface de charge appelée F sous l'effet de la succion est clairement visible dans les deux plans. Cet effet est à relier à l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la dessaturation observée pour les essais triaxiaux isotropes et les oedomètres. Des résultats semblables ont été obtenus pour des sols compactés (Zakaria 1995, Cui et Delage 1996).

L'augmentation de la surface de charge est plus marquée dans la représentation en contraintes effectives que nettes.

Dans le plan p^*-q , on observe que sur les chemins isotropes la pression de préconsolidation augmente peu ou pas avec la succion (cf. 5.4). Ainsi il semblerait que dans ce plan la forme de la surface de charge évolue avec la succion. Ce phénomène est nettement moins marqué dans le plan des contraintes effectives.

Pour les succions faibles ($s=50$ kPa), deux comportements relativement différents sont observés: à $p_c=450$ kPa, on observe une nette augmentation de la limite pseudo-élastique, tandis qu'à $p_c=600$ kPa, il a été difficile de déterminer un point de plastification nette. Il semble que l'essai NSD2 ait eu un comportement particulier en termes de résistance, si bien qu'il n'est sans doute pas représentatif. Pour ce qui est de l'essai à $p_c=600$ kPa, il permettrait de montrer que l'extension de la limite pseudo-élastique est très faible voir inexistante pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air, quand la contrainte de consolidation mécanique est proportionnellement forte par rapport à s . Des essais supplémentaires seraient bien sûr nécessaires pour valider cette hypothèse.

Les points expérimentaux obtenus avec le limon de Sion ne nous permettent pas de nous prononcer sur l'évolution de la surface de charge pour de très fortes suctions. Il semble pourtant qu'elle ne peut logiquement pas croître indéfiniment puisque les cas saturé et sec sont admis confondus (cf. 4.1.2). Il semble qu'effectivement sur le graphique à $p_c=600$ kPa, l'augmentation de la limite pseudo-élastique est moins importante entre $s=200$ et $s=280$ kPa que pour les suctions plus faibles (entre $s=100$ et 200 kPa par exemple). On retrouve un comportement semblable chez Zakaria *et al.* (1995).

La non-associativité est confirmée par la représentation des vecteurs des déformations plastiques. Nous manquons de données, mais rien n'indique que la direction des vecteurs de déformations plastiques ne dépend pas de la succion. Il est probable au vu de ces quelques résultats, que la fonction potentielle varie également avec la succion.

Cas particulier: essai NSD10

L'essai NSD10 a suivi une trajectoire particulière, puisque c'est le seul qui a subi une phase de réhumidification ($s = 0$ kPa) après avoir été dessaturé jusqu'à 200 kPa. Il semble montrer que l'augmentation de F due à la succion est partiellement irréversible. Il y aurait donc une part d'écrouissage du matériau sous l'effet de l'augmentation de la succion.

Ainsi lors de la dessaturation des échantillons, il y a peut-être eu une génération de déformations plastiques. Ceci est à mettre en parallèle avec le comportement hydrique (sans contrainte mécanique) du limon qui montre lors de la dessaturation une première phase irréversible suivie au-delà de la succion d'entrée d'air (entre 50 et 100 kPa) d'un comportement élastique. D'ailleurs l'échantillon NSD10 se retrouve aux alentours des surface de charges entre $s=50$ et $s=100$ kPa, ce qui confirmerait notre hypothèse.

Il est clair que si l'échantillon est consolidé mécaniquement à des pressions très fortes (par exemple par compactage), cet écrouissage n'existera plus. Ainsi on observe dans les courbes hydriques que pour les échantillons soumis à de fortes contraintes mécaniques, il n'y plus de génération de déformations plastiques lors de la dessaturation (cf. 2.2.2).

D'ailleurs une deuxième hypothèse explicative de l'augmentation de la zone élastique pour cet essai, est que l'échantillon n'était pas tout à fait ressaturé avant le cisaillement. Cette explication paraît être la plus probable.

Comparaison des surfaces avec les surfaces de modèles non saturés

Les points expérimentaux sont comparés avec les surfaces de charges de deux modèles constitutifs (Figure 5-59):

(1) le modèle de Barcelone (Alonso *et al.* 1990) qui est couramment utilisé dans la littérature (cf. annexe B et chapitre 6);

(2) le modèle HISS δ_1 -unsat développé dans le cadre de cette thèse (chapitre 6)

La détermination des paramètres et les équations des surfaces de charge de ces deux modèles seront décrits par la suite dans le chapitre 6.

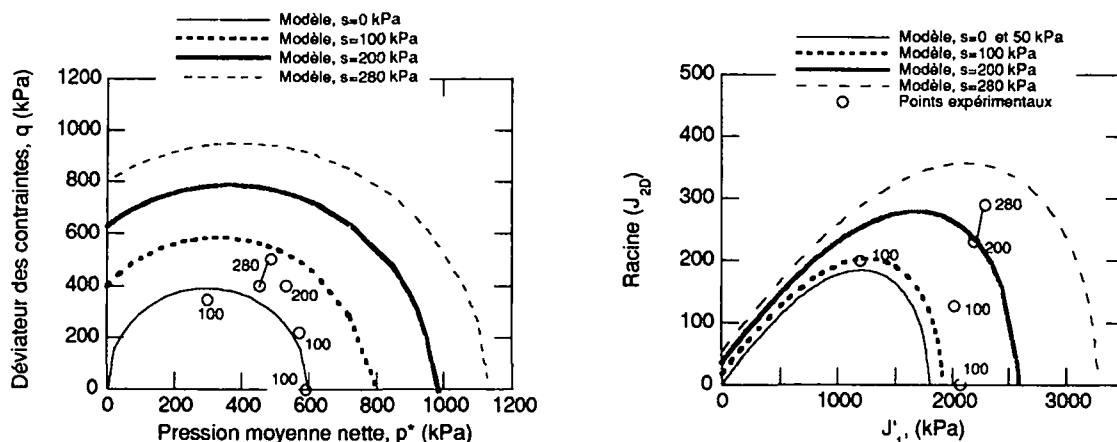


Figure 5-59: Comparaison des points expérimentaux avec (a) modèle de Barcelone dans le plan p^*-q , (b) modèle HISS δ_1 -unsat dans le plan $J'_1 - \sqrt{J_{2D}}$

Le modèle de Barcelone (Alonso *et al.* 1990) surestime largement les surfaces de charge par rapport à la réalité. Ce modèle est basé sur un Cam-Clay modifié. Or déjà en conditions saturées (4.5.3), les surfaces de charges étaient surestimées par rapport aux points expérimentaux avec un Cam-Clay de ce type. De même l'augmentation des surfaces de charges avec la succion est de type elliptique dans le modèle de Barcelone, si bien que les points expérimentaux sont très éloignés de la surface prédite par le modèle.

Le modèle HISS δ_1 -unsat donne des résultats plus proches des points expérimentaux. Ce modèle est écrit en contrainte effective p' , ce qui explique peut-être partiellement la meilleure concordance avec les points expérimentaux. Par contre dans la version actuelle du modèle HISS δ_1 -unsat, aucun paramètre n'a été rajouté pour permettre de diminuer l'augmentation de F quand les succions deviennent grandes ($p_c=600$ kPa, s allant de 200 à 280 kPa). Cette possibilité existe dans le modèle de Barcelone (cf. annexe B, paramètre r et β). Néanmoins dans la gamme de pression et de succions étudiées, le modèle HISS δ_1 -unsat donne une meilleure prédiction de la zone élastique. Or en mécanique des sols, cette zone ne peut être négligée: tous les problèmes de tassements se basent sur ce domaine.

5.7 CONCLUSIONS SUR LES ESSAIS NON SATURES

L'ensemble des essais effectués sur le limon de Sion remanié non saturé a été décrit dans ce chapitre pour des gammes de contraintes variant entre 0 et 1200 kPa et des gammes de succions entre 0 et 400 kPa.

La caractérisation hydrique a montré que:

- Il existe une hystérèse hydrique sur les cycles humidification-dessaturation. Cette hystérèse est particulièrement nette dans le plan $s-w$. Ceci est en accord avec les travaux de nombreux auteurs (par ex. Zerhouni 1991).
- Une succion d'entrée d'air s_e variant entre 50 et 100 kPa a été observée. Un résultat semblable est obtenu pour un limon ayant des limites de consistances proches du notre par Zerhouni 1991

- Une zone de déformations volumiques irréversibles jusqu'à s_e , puis réversible sur des chemins de dessaturation. Nos résultats n'ont pas permis de prouver que lors de l'humidification le comportement était totalement réversible, mais ils ne contredisent pas ce point.
- La contrainte mécanique influence l'indice des vides et la succion d'entrée d'air (couplage hydro-mécanique). Ceci confirme les résultats de Zerhouni (1991) sur des sols remaniés;
- Les temps de dessaturation augmentent avec une loi de puissance avec la succion. Il semblerait que ce n'est pas tant la taille des échantillons qui augmente la durée des essais, mais la perméabilité de la pierre céramique utilisée pour permettre le drainage de l'eau sous l'échantillon.

La caractérisation du comportement mécanique isotrope a montré que:

- La pression de préconsolidation augmente sous l'effet de la succion dans le plan $\log p'-e$. Par contre, il a été montré qu'elle n'augmentait que faiblement dans le plan des contraintes nettes. D'autres auteurs observent également des augmentations faibles dans le plan $\log(p^*)-e$. (Sivakumar 1993, Maâtouk 1993), mais le phénomène est plus marqué chez eux.
- La compressibilité augmente avec la succion dans le plan $\log p'-e_{vw}$;
- L'évolution de la compressibilité mécanique (plan $\log p'-e$), n'a pu être déterminée de façon certaine. Il semble néanmoins que le comportement change suivant qu'on se trouve à des succions inférieures (augmentation ou stabilité de la compressibilité) à s_e ou supérieures (sans doute diminution de la compressibilité). Sivakumar (1993) observe le même phénomène pour une argile compactée.

Les essais déviatoires ont montré que:

- La rigidité (module de Young) augmente avec la succion à pression moyenne effective ou nette constante. Ceci a également été observé par exemple par Cui (1993) et Lagny (1995) pour d'autres sols.
- La résistance de pic augmente faiblement avec la succion. Ceci entraîne une augmentation de la cohésion de pic (aussi bien avec une interprétation en contrainte effective que nette). Par rapport à d'autres sols, on peut considérer que l'angle de frottement au pic est constant avec la succion.
- Un comportement volumique contractant puis éventuellement dilatant a été observé pour les essais normalement consolidés. Ceci est également observé par la plupart des auteurs (par ex. Blight 1966). La succion semble avoir un effet similaire à une surconsolidation mécanique, quand on représente les résultats dans le plan des contraintes effectives.
- Globalement la déformation volumique diminue avec la succion. Ceci confirmerait les résultats de Cui (1993) et ne correspond pas à ce qui a été observé par Maâtouk (1993) et Sivakumar (1993).
- Les ruptures de types fragiles apparaissent pour les domaines de succions fortes ou quand la pression moyenne nette devient faible. Ce phénomène a été observé par de nombreux auteurs en particulier lors d'essais non drainés. Quand le rapport u_a/p' est supérieur à environ 0.45, ces ruptures apparaissent avant que l'échantillon est atteint l'état de pic.
- Des échanges d'eau ne se stabilisent pas en fin d'essai, alors que l'état critique est atteint dans les autres plans. Ceci est également observé par exemple par Wheeler et Sivakumar (1995)

La comparaison des compressibilités mécanique isotrope saturé et hydrique du limon de Sion n'a pas permis de montrer que ces pentes étaient forcément les mêmes. Néanmoins nos résultats ne sont pas en contradiction avec ce qu'observent plusieurs auteurs, qui montrent que les pentes hydriques et mécaniques vierges sont identiques.

L'évolution de l'état critique a été interprétée dans deux plans:

- Dans le plan $p' - q$, la droite d'état critique peut être considérée comme unique quel que soit le niveau de succion. Un résultat du même type a été observé par Taibi (1992) pour des sols partiellement saturés. Si le sol subit une rupture de type fragile, il atteint une résistance ultime inférieure à la résistance d'état critique.
- Dans le plan $p^* - q$, la cohésion (c_{pp}) et la pente de la droite d'état critique M évoluent avec la succion (cf. Maâtouk 1993 et Sivakumar 1993).
- Dans le plan $\log(p')-e$ et $\log(p^*)-e$, il n'existe pas de droite d'état critique unique. Globalement à l'état critique les points se retrouvent en-dessus de la droite d'état critique saturée. Ces résultats confirment ce qui est observée par Maâtouk (1993) et Sivakumar (1993).
- Comme le prétendent Wheeler et Sivakumar (1995), on peut définir une sorte d'état critique qui évolue avec la succion dans les plans $p'-w$ et p^*-w .

Les surfaces de charges F s'accroissent sous l'effet de la succion aussi bien dans le plan $p' - q$ que $p^* - q$. Une part de cet accroissement peut ne pas être réversible (\rightarrow écrouissage de F). Le comportement reste comme dans le cas saturé de type non associé. Le modèle HISS δ_1 -unsat donne une bonne prédiction de la forme de F , ce qui n'est pas le cas pour le modèle de Barcelone (Alonso *et al.* 1990).

L'interprétation des essais a également permis de montrer qu'il n'était pas justifié de tout représenter dans le plan des contraintes nettes comme le veut la tendance actuelle. La représentation dans le plan des contraintes effectives a parfois donné pour nos essais des résultats intéressants et plus facilement exploitables (en particulier par l'existence d'une droite d'état critique unique dans le plan $p'-q$).

Ces essais forment une base de données qui nous a permis de définir les caractéristiques essentielles du comportement des sols non saturés que doit reproduire un modèle constitutif.

6. MODELISATION

Après un bref rappel des caractéristiques rhéologiques des sols non saturés que doit pouvoir reproduire un modèle constitutif, nous proposons de développer un nouveau modèle élastoplastique: δ_1 -unsat.

Une partie de nos résultats expérimentaux est d'abord simulée à l'aide du modèle de Barcelone (Alonso *et al* 1990), qui est le modèle le plus couramment utilisé dans la littérature. On teste ainsi les capacités d'un modèle élasto-plastique existant. Ensuite, nous développons le nouveau modèle δ_1 -unsat. Ce dernier se base sur le modèle saturé HISS- δ_1 (Desai et Watughala 1987, Desai *et al.* 1991, Desai et Watughala 1990), qui est étendu à la prise en compte du comportement des sols dans un état non saturé.

Par la suite un concept d'endommagement (disturbed state concept) est introduit pour la simulation des aspects de rupture fragile observés pour de fortes succion.

6.1 PRINCIPALES CARACTERISTIQUES RHEOLOGIQUES DES SOLS NON SATURES

Au vu des résultats expérimentaux sur le limon de Sion (chapitre 5) et de ceux de la littérature, les principales caractéristiques des sols non saturés (chapitre 2.2) que doit reproduire un modèle sont présentées par ordre d'importance décroissante (échelle subjective)

- *** très important
- ** important
- * moyennement important (par exemple phénomènes spécifiques à certains sols, phénomènes influant faiblement sur le comportement)

Deux types de chemins sont définis (Figure 6-1):

- les chemins dits "hydriques" (droite AB), où la contrainte mécanique est constante
- les chemins dits "mécaniques" (droite BC), où la succion est constante

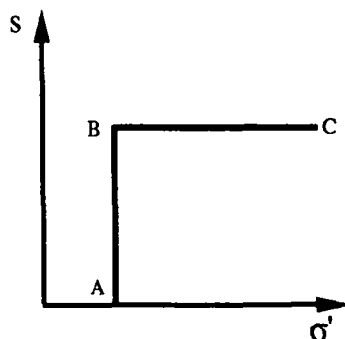


Figure 6-1: Schéma des types de chemins de sollicitation

A. Comportement hydrique

- A1 *** Existence d'un domaine saturé à pression interstitielle négative.
- A2 *** Déformations irréversibles dans le domaine saturé et réversibles au-delà du point d'entrée d'air sur un chemin de dessaturation.
- A3 ** Sur les chemins d'humidification, phénomène d'effondrement (et au contraire de gonflement sous faible confinement).
- A4 * Hystérèse hydrique dans le plan s - e , s - w et s - S_r .
- A5 * Influence de la contrainte mécanique sur le comportement hydrique (diminution de la génération de déformations irréversibles quand la pression de consolidation mécanique augmente et légère augmentation de la succion d'entrée d'air).

B. Comportement mécanique isotrope et oedométrique à succion constante

- B1 *** Augmentation de la pression de préconsolidation (limite pseudo-élastique) avec la succion dans les plans p' - q et p^* - q .
- B2 ** Diminution globale de la compressibilité mécanique avec la succion.

C. Comportement mécanique déviatoire

- C1 *** Augmentation de la résistance de pic avec la succion et existence d'une cohésion dans le plan p' - q et p^* - q .
- C2 * Comportement volumique : pour ce point particulier les avis ne convergent pas tous; globalement à p^* constant, les changements de volume varient très peu d'un niveau de succion à l'autre.
- C3 ** Fragilisation du sol avec l'augmentation de la succion (ou plutôt du rapport s/p^* ou s/p').
- C4 * Augmentation de la rigidité avec la succion.
- C5 * Existence d'un état critique à succion constante défini différemment suivant les variables de contraintes choisies.

6.2 MODELE δ_1 -unsat

6.2.1 INTRODUCTION

La première phase de la modélisation constitutive à consister à tester les capacités et limites d'un modèle élastoplastique existant: le modèle de Barcelone proposé en 1990 par Alonso *et al.* Le but est d'analyser les capacités d'un modèle de référence.

Ensuite les capacités du modèle saturé HISS- δ_1 sur lequel se base le modèle δ_1 -unsat sont testées. Certaines modifications sont proposées pour améliorer les prédictions du modèle.

La section 6.2.5 est consacrée à la description du modèle δ_1 -unsat ainsi qu'à sa validation. Une extension du modèle, afin de simuler le comportement des sols non saturés en conditions non drainées, est finalement proposée.

6.2.2 MODELE DE BARCELONE

Notre choix s'est porté sur le modèle de Barcelone (Alonso *et al.* 1990) pour deux raisons: c'est le modèle le plus couramment utilisé et cité dans la littérature et ce programme a été mis à notre disposition par le Prof. Alonso et ses collaborateurs de l'Université de Catalogne.

Ce modèle est basé sur un Cam-Clay modifié (Britto et Gunn 1987). Il est développé avec deux contraintes indépendantes: la pression moyenne nette p^* et la succion s . Il permet de reproduire les principales caractéristiques des sols non saturés: augmentation de la limite pseudo-élastique, augmentation de la cohésion du sol (augmentation de la résistance à l'état critique), diminution de la compressibilité avec la succion, effondrement. La façon dont chacune des caractéristiques est prise en compte est décrite de façon détaillée en annexe B. La Figure 6-2 montre les surfaces de charge dans l'espace p^* - q - s .

La première surface de charge (ou limite pseudo-élastique) f_1 s'écrit:

$$f_1(p^*, q, s, p_c^{ns}) \equiv q^2 - M^2(p^* + p_s)(p_c^{ns} - p^*) = 0 \tag{Eq. 6-1}$$

La deuxième surface de charge f_2 s'écrit:

$$f_2(s, s_y) = s - s_y = 0 \tag{Eq. 6-2}$$

où $\frac{p_c^{ns}}{p^c} = \left(\frac{p_c}{p^c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]-[\lambda(s)-\kappa]}$ et $p_s = ks$. Les constantes des matériaux et les variables internes dans ces expressions sont définies plus loin.

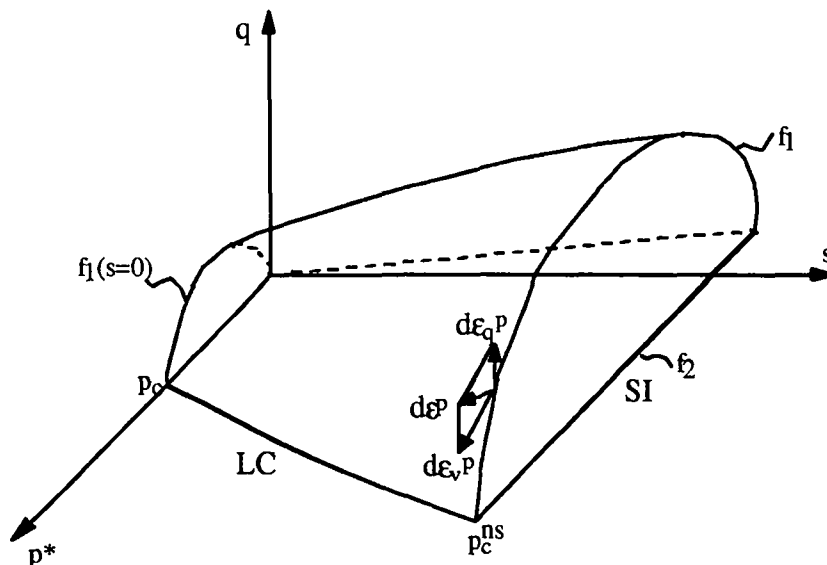


Figure 6-2: Evolution des surfaces de charges avec la succion (modèle de Barcelone)

6.2.2.1 Description des paramètres du modèle

Les différents paramètres du modèle de Barcelone sont définis dans ce chapitre (cf. aussi Geiser *et al.* 1997). La plupart des paramètres sont adimensionnels, sauf mention contraire. En tout le modèle comprend dix paramètres (quatre pour l'état saturé de base et six supplémentaires pour décrire le comportement non saturé).

Paramètres associés au comportement isotrope (droite LC)

- $\lambda(0)$ coefficient de compressibilité pour l'état saturé le long de la droite de chargement vierge
- κ coefficient de compressibilité "élastique" (décharge)

Si le sol est non saturé, deux paramètres sont nécessaires pour décrire l'évolution de la compressibilité du sol avec la succion

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \exp(-\beta s) + r \right]$$

- r établit la valeur minimale de la compressibilité pour de fortes valeurs de succion
- β contrôle la vitesse de croissance de la rigidité avec la succion (kPa^{-1})
- p^c une pression de référence (kPa) (propre au modèle: attention $p^c \neq p_c$)

Paramètres associés aux chemins hydriques

- λ_s coefficient de compressibilité pour des incréments de succion au-delà de l'état vierge
- κ_s coefficient de compressibilité pour des changement de succion dans le domaine élastique

Paramètres associés aux changements de résistance et de contrainte de cisaillement

- ν coefficient de Poisson
- M pente de la droite d'état critique constante avec la succion
- k paramètre contrôlant l'augmentation de cohésion avec la succion

6.2.2.2 Détermination des paramètres pour le limon de Sion:

Paramètres associés au comportement isotrope (droite LC)

Les paramètres $\lambda(0)$ et κ sont déduits de l'essai isotrope saturé (cf. 4.1.3) et ils valent $\lambda(0)=0.035$ et $\kappa=0.07$.

Les paramètres r et β sont déduits des essais oedométriques non saturés effectués sur le limon de Sion (cf. 5.3). La Figure 6-3 montre les points expérimentaux et la courbe de calage des matériau avec comme paramètres $r=0.78$ et $\beta=0.003$.

La pression de référence p^c est choisie sur la base de ces mêmes essais et vaut 20 kPa.

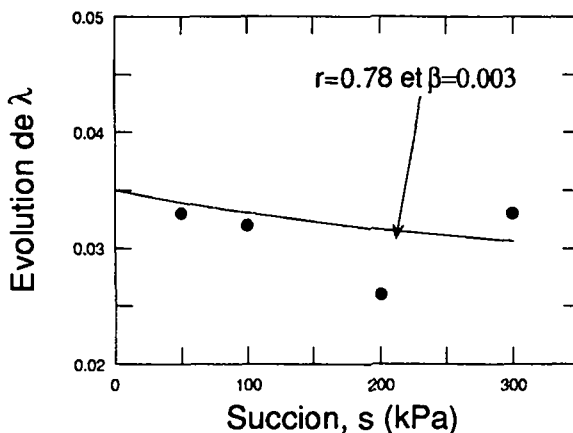


Figure 6-3: Evolution de la compressibilité avec la succion, détermination des paramètres r et β sur la base des essais oedométriques

Paramètres associés au comportement hydrique:

Les paramètres λ_s et κ_s sont déduits des dessaturations effectuées dans la marmite de Richards (cf. 5.1.2) et valent $\lambda_s = 0.055$ et $\kappa_s = 0.012$.

Paramètres associés aux changements de résistance et de contrainte de cisaillement

Le coefficient de Poisson ν et la pente d'état critique M ont déjà été déterminés au chapitre 4 sur la base des essais triaxiaux déviatoires saturés. ν vaut 0.35 et M 1.3.

Le modèle de Barcelone fait l'hypothèse que la pente d'état critique M reste constante avec la succion et que seule la cohésion c_{pp} du sol augmente avec la succion dans le plan p^*-q .

Pour déterminer le paramètre k du modèle qui gère l'évolution de la cohésion avec la succion, nous avons calculé la cohésion c_{pp} pour chaque point expérimental à l'état critique avec la pente de la droite d'état critique M : $c_{pp} = q - Mp^*$.

Le paramètre k devient, $k = c_{pp}/(Ms) = 1.2$. La Figure 6-4 montre les points expérimentaux et les cohésions calculées avec $k=1.2$.

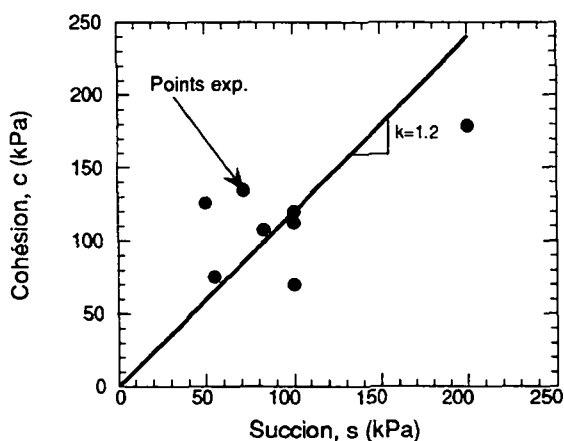


Figure 6-4: Evaluation de l'évolution de la cohésion avec le modèle de Barcelone

Les paramètres utilisés sont résumés dans le Tableau 6-1.

Tableau 6-1: Jeu de paramètres utilisés pour le limon de Sion (modèle de Barcelone)

Paramètre	Valeur du paramètre
$\lambda(0)$	0.035
κ	0.07
r	0.78
β	0.003 kPa ⁻¹
p^c	20 kPa
λ_s	0.055
κ_s	0.012
ν	0.35
M	1.3
k	1.2

6.2.2.3 Prédications du modèle de Barcelone pour le limon de Sion

Chemins hydriques

Ces chemins n'ont pas été étudiés avec ce modèle conçu d'abord pour des sols compactés. Le comportement hydrique est dans ce cas la plupart du temps purement élastique tout le long des essais, puisque la succion maximale est atteinte avant l'essai lors du compactage. De plus comme expliqué à la section 2.2.2, le comportement hydrique proposé avec un seuil de plastification ne correspond pas à nos observations faites sur le limon de Sion (cf. 5.1.2). Il n'est donc pas possible de les simuler.

Chemins mécaniques isotropes

La Figure 6-5 montre le résultat des simulations sur les chemins mécaniques isotropes. La simulation de l'essai saturé est satisfaisante. Par contre, les limites pseudo-élastiques sont surestimées avec ce jeu de paramètres déterminé sur la base des essais oedométriques (effectués dans l'oedomètre osmotique). Cette surévaluation du domaine élastique avait également été observée lors de la représentation de l'évolution de la surface de charges à la section 5.6.6. En conséquence les déformations volumiques sont globalement sous-estimées. Néanmoins qualitativement le modèle se comporte comme attendu, avec un accroissement de la pression de préconsolidation avec la succion et une diminution de la compressibilité mécanique.

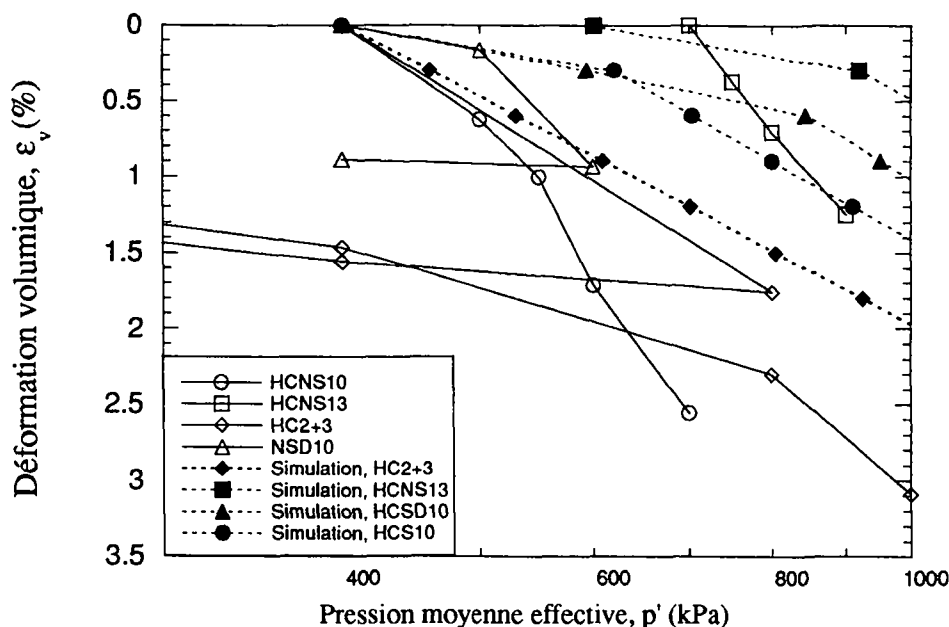


Figure 6-5: Simulations de quatre essais isotropes (HC2+3, HCNS10, HCNS13, NSDS10) sur limon de Sion à l'aide du modèle de Barcelone

Chemins déviatoires

La trois figures suivantes (Figure 6-6, Figure 6-7 et Figure 6-8) montrent les simulations des essais drainés non saturés sur le limon de Sion. Les résultats sont globalement satisfaisants. Quelques constatations peuvent être faites:

- Avec ce modèle les déformations volumiques diminuent avec la succion à p' et p^* constant, ce qui correspond globalement aux essais effectués sur le limon de Sion. A p' constant (Figure 6-7) ou s constant (Figure 6-8), les déformations volumiques évoluent peu avec la succion. Ceci est également conforme à de nombreux résultats de la littérature (cf. 2.2.10).
- Ce modèle ne peut prédire dans le plan volumique que des comportements de type contractant.
- Le modèle ne peut bien sûr pas prédire le comportement fragile post-pic observé pour les succions plus fortes.

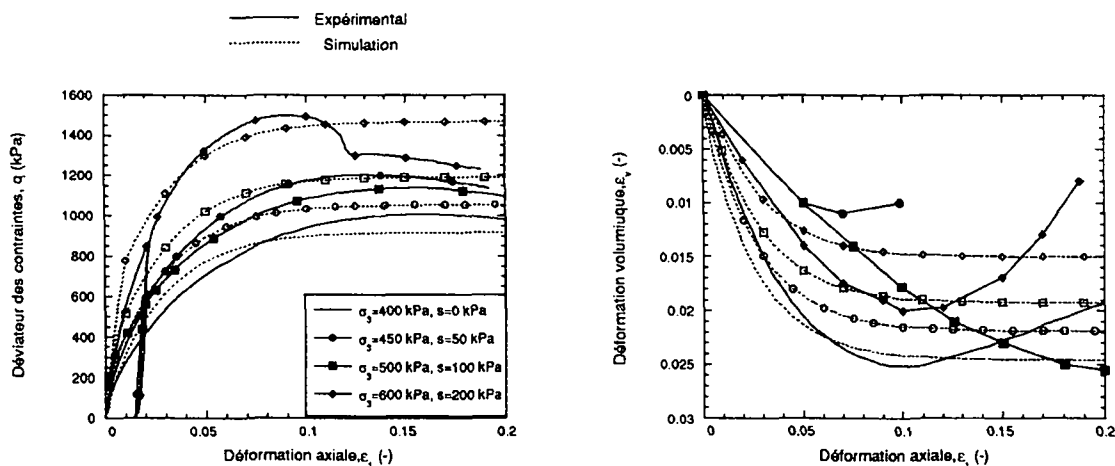


Figure 6-6: Simulations des essais drainés effectués à $p^*=400$ kPa et s variable.

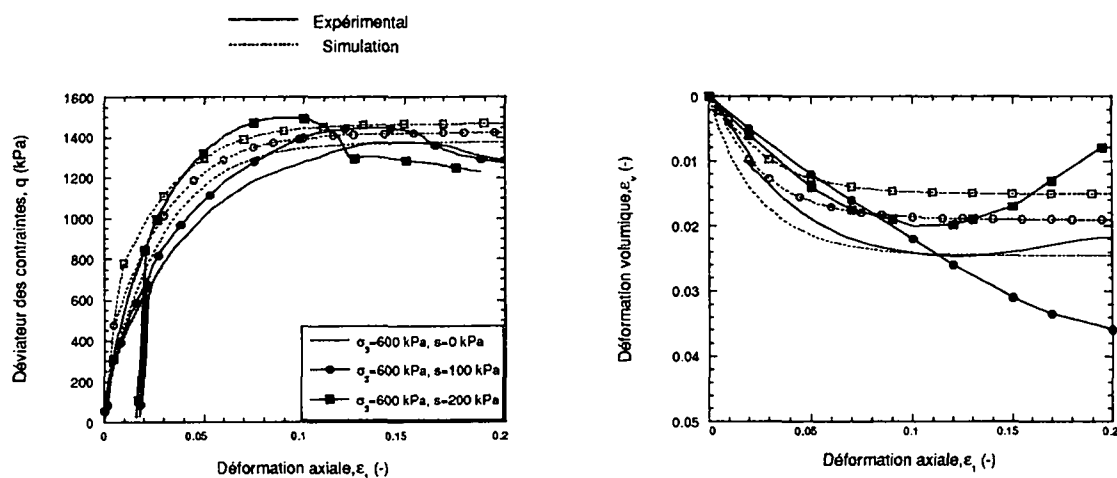


Figure 6-7: Simulations des essais drainés effectués à $p'=600$ kPa et s variable.

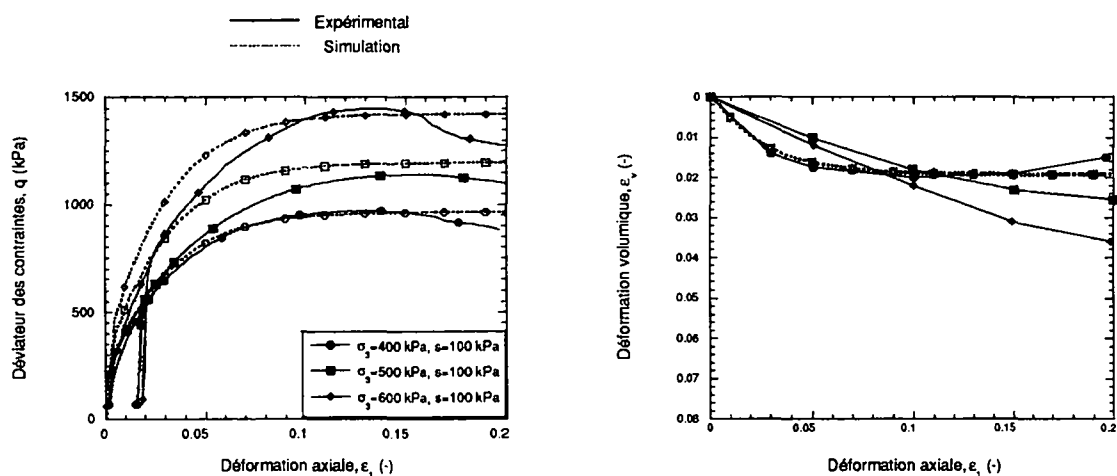


Figure 6-8: Simulation des essais triaxiaux drainés sur limon de Sion à l'aide du modèle de Barcelone à une succion de 100 kPa et à différents niveaux de contraintes de confinement.

La Figure 6-9 montre les résultats de la simulation d'un essai surconsolidé non saturé (NSD13, OCR=1.2, cf. 5.5.1) avec le modèle de Barcelone. Comme déjà mentionné, ce modèle ne peut prédire ni le comportement post-pic, ni un comportement dilatant. Il faut néanmoins noter que le comportement uniquement dilatant de cet essai était particulier.

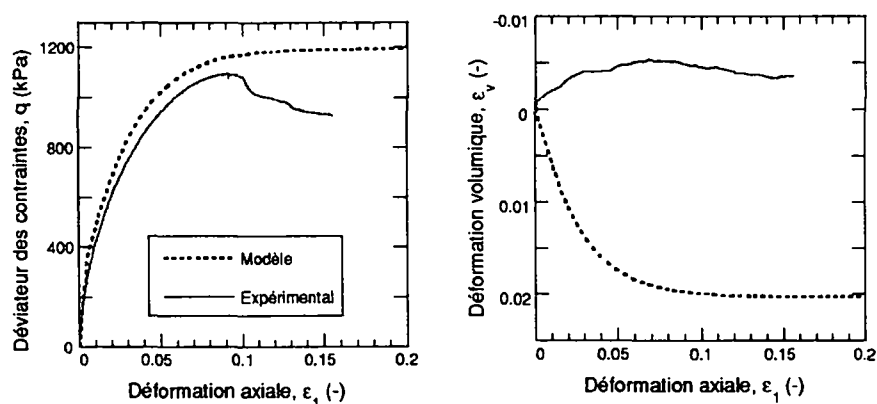


Figure 6-9: Simulation d'un essai triaxial drainé SC (NSD13) sur limon de Sion à l'aide du modèle de Barcelone

6.2.2.4 Conclusions

De nos simulations, il est possible d'affirmer que le modèle de Barcelone parvient à prédire les caractéristiques suivantes des sols non saturés:

- Augmentation de la résistance ultime au cisaillement avec la succion à p^* constant.(***)
- Augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion. (***)
- Diminution globale de la compressibilité mécanique avec la succion (**).
- Faibles variations de volume sous l'effet de la succion à contrainte mécanique équivalente. (*)
- Phénomène d'effondrement. (**)

Par contre il présente certaines limites :

- Il ne tient pas du tout compte de l'existence d'un domaine saturé à succion non nulle sur les chemins hydriques.(***)
- Il ne permet pas de prédire lors d'une dessaturation des déformations irréversibles dans le domaine saturé et réversibles dans le domaine non saturé, comme observé sur le limon de Sion. (***)
- Il n'intègre pas une augmentation de la rigidité élastique avec la succion, mais cela n'influence guère la qualité des résultats.(*)
- Il ne peut prédire un comportement de type fragile.(**)
- Il ne tient pas compte de l'hystérèse hydrique.(*)

Nous proposons dans la suite de ce mémoire un nouveau modèle pour prédire le comportement des sols non saturés.

Il s'agira au moins de parvenir à reproduire les capacités du modèle de Barcelone et d'amener quelques autres propositions en particulier pour prédire le comportement hydrique et mécanique fragile.

6.2.3 MODELE SATURE DE BASE

Le modèle saturé élastoplastique choisi pour servir de base à une extension à la non saturation est un modèle existant pour les sols saturés. Il s'agit du modèle HISS (Hierarchical Single Surface) développé par Desai *et al.* (1991), Desai (1987, 1994, 1995).

6.2.3.1 Description du modèle de base

Desai *et al.* ont développé un modèle constitutif pour les sols saturés. Le modèle de base appelé HISS- δ_0 implique un matériau initialement isotrope, avec écrouissage isotrope et associé. Nous présentons ici de façon succincte le modèle HISS- δ_1 qui permet en plus d'inclure la non-associativité. On se référera aux articles de Desai *et al.* pour plus d'informations.

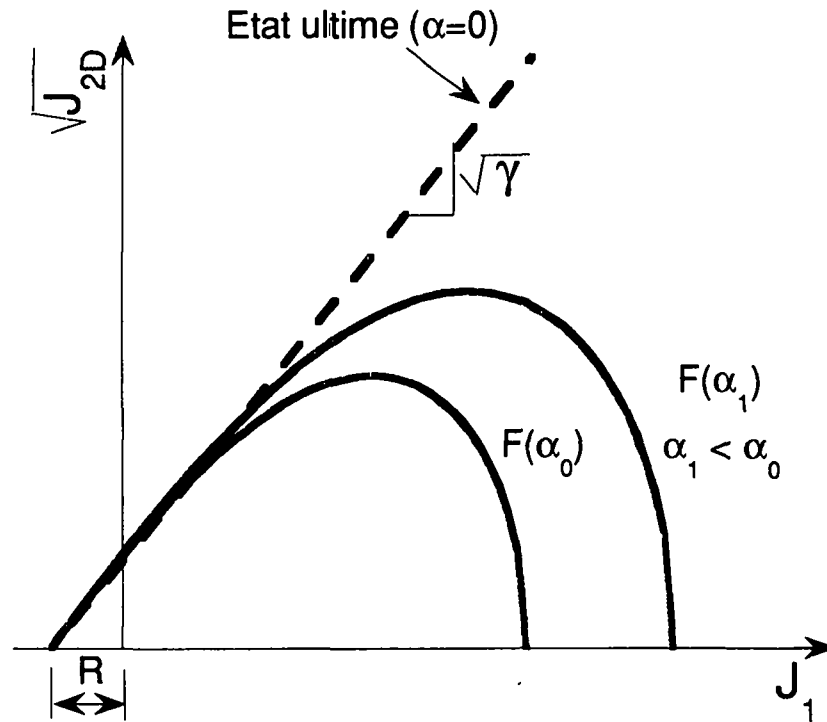


Figure 6-10: Forme et évolution de la surface de charge F avec l'écroutissage

La limite pseudo-élastique (surface de charge) F (Figure 6-10) est définie comme :

$$F \equiv J_{2D}^* - [-\alpha(J_1^*)^n + \gamma(J_1^*)^2]F_s \quad \text{Eq. 6-3}$$

où

$$F_s = (1 - \beta \bar{S}_r)^{-0.5} \quad \text{Eq. 6-4}$$

avec (pour les définitions des différents termes, se référer aussi à l'annexe A)

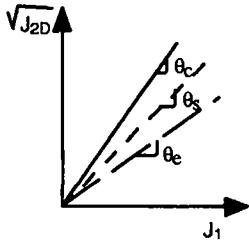
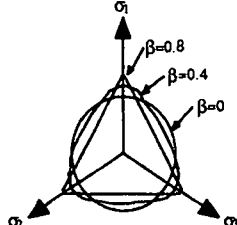
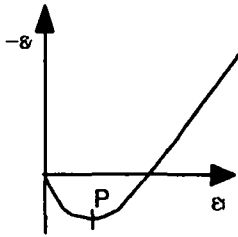
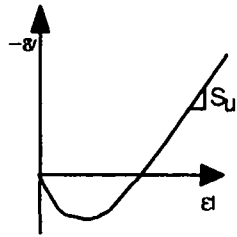
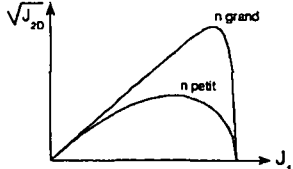
- $J_{2D}^* = J_{2D} / p_a^2$, J_{2D} est le second invariant du tenseur des contraintes déviatoire t_{ij} ;
- $J_1^* = (J_1 + R) / p_a$, J_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes $J_1 = 3p$ et R représente l'intersection de la surface F avec l'ordonnée et permet d'introduire une cohésion.
- $\bar{S}_r = \sqrt{27} / 2 J_{3D} \cdot J_{2D}^{-3/2}$, avec J_{3D} le troisième invariant du tenseur des contraintes déviatoires t_{ij} ;
- α est la fonction d'écroutissage, $\alpha = \alpha(\xi, \xi_v, \xi_D, r_v, r_D)$

avec $\xi = \int (d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p)^{1/2}$ la trajectoire des déformations plastiques, ξ_v et ξ_D respectivement la partie volumique et déviatoire de ξ , et $r_v = \xi_v / \xi$ et $r_D = \xi_D / \xi$. Quand α diminue, la surface F s'écroute

- p_a = pression atmosphérique (permet de rendre l'équation adimensionnelle);

Les autres termes sont des paramètres : leur définition et leur influence sont résumées dans le Tableau 6-2

Tableau 6-2 : Définition et signification des constantes de matériau dans HISS

Paramètre d'état ultime	Paramètre d'état ultime	Paramètre de changement de phase	Paramètre de non-associativité
γ	β	n	κ
			
<p>C → compression S → cisaillement simple E → extension $\tan \theta = \sqrt{\gamma F_s}$ pente de l'état ultime dépend de γ γ peut être relié à l'angle de frottement interne ϕ $\phi = 0, \gamma = 0$ $\phi \uparrow, \gamma \uparrow$</p>	<p>β détermine la forme de la surface de charge dans le plan octaédral β est relié à ϕ $\phi = 0, \beta = 0$ $\phi \uparrow, \beta \uparrow$</p>	<p>n détermine la contrainte à laquelle commence la dilatation $n > 2$ n influence la forme de la surface de charge</p> 	<p>κ limite la dilatation $\kappa \uparrow, S_u \downarrow$</p>

Le potentiel plastique Q a la même équation que F, seule l'expression de la fonction d'écroutissage est modifiée.

$$Q = J_{2D}^* - \left[-\alpha_Q (J_1^*)^n + \gamma (J_1^*)^2 \right] (1 - \beta \bar{s}_r)^{-0.5} \tag{Eq. 6-5}$$

avec

$$\alpha_Q = \alpha + \kappa(\alpha_0 - \alpha)(1 - r_v) \tag{Eq. 6-6}$$

où α_0 représente la valeur de α au début du cisaillement et κ est un paramètre de non-associativité.

Pour la partie élastique, deux paramètres supplémentaires sont nécessaires, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . En tout le modèle de base δ_0 comprend huit constantes de matériau et le modèle non associé δ_1 neuf constantes.

6.2.4 APPLICATION AU CAS SATURE POUR LE LIMON DE SION

Ce chapitre explique la détermination des paramètres du modèle HISS- δ_1 pour le limon de Sion.

Paramètres élastiques, E et ν

Les paramètres élastiques sont déduits sur les courbes de décharges (effectuées à $\epsilon_1 \approx 2\%$) des essais de cisaillement. Dans un premier temps un module constant sur toute la décharge est choisi quelle que soit la contrainte moyenne de l'essai:

$$E = 110000 \text{ kPa et } \nu = 0.35.$$

Paramètre de cohésion R

Pour le limon de Sion, la cohésion interne observée est nulle dans le cas saturé.

$$R = 0$$

Paramètres d'état "ultime" β et γ

Le paramètre β ne peut réellement être estimé, puisqu'on ne dispose que d'essais sur des chemins de compression. Ce paramètre a été estimé antérieurement pour une série d'essais sur le limon de Sion par calage à:

$$\beta = 0.58$$

Le paramètre γ est déterminé sur la base de l'angle de frottement ϕ déterminé au préalable (cf. 4.4, $\phi = 32^\circ$). L'angle de frottement est déterminé dans des conditions normalement consolidées, qui supposent que l'angle de frottement de pic est égal à celui déterminé au palier de plasticité.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sin \phi}{(3 - \sin \phi)} = \left(\frac{J_{2D}}{J_1} \right)_{\text{ultime}} = \sqrt{F_s \gamma} \quad \text{Eq. 6-7}$$

On obtient

$$\gamma = 0.0425$$

Paramètre de changement de phase n

Le paramètre de changement de phase n se détermine par la relation suivante :

$$n = \frac{2}{1 - \left(\frac{J_{2D}}{J_1^2} \right) \frac{1}{F_s \gamma} \Big|_{\text{à changement de volume nul}}} \quad \text{Eq. 6-8}$$

On détermine une valeur moyenne pour ce type de sols sur la base des essais:

$$n = 3.1$$

La Figure 6-11 montre la forme que prend F avec ce choix de paramètre n ainsi que les points expérimentaux (représentant la limite pseudo-élastique) obtenus. La concordance est bonne.

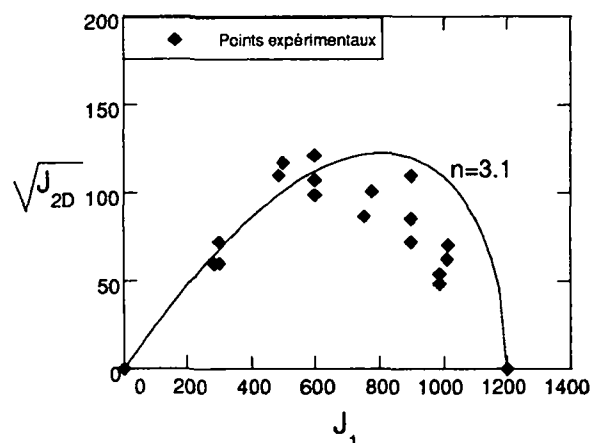


Figure 6-11: Forme de F avec n et comparaison avec les points expérimentaux

Evaluation de la loi d'écroûissage et des paramètres d'écroûissages

Les paramètres d'écroûissage sont déterminés sur la base de l'essai isotrope. Leur optimisation se fait par la méthode des moindres carrés.

La loi la plus simple proposée par Desai *et al.* (1987) a la forme :

$$\alpha = \frac{a_1}{\xi^{\eta_1}} \quad \text{Eq. 6-9}$$

appelée plus loin "loi hyperbolique", où a_1 et η_1 sont les paramètres d'écroûissage. Si a_1 diminue ou η_1 augmente, cela signifie que la compressibilité du sol diminue.

Pour les sols où l'effet isotrope est significatif, Desai propose une autre loi qui combine une part déviatoire et une part isotrope

$$\alpha = b_1 \cdot \exp\left[-b_2 \xi \left(1 - \frac{\xi_D}{b_3 + b_4 \xi_D}\right)\right] \quad \text{Eq. 6-10}$$

où b_1 , b_2 , b_3 et b_4 sont les paramètres d'écroûissage et ξ_D représente la trajectoire des déformations plastiques déviatoires. Cela rajoute deux paramètres de matériau.

Proposition d'une nouvelle loi d'écroûissage: loi exponentielle

Pour un chemin isotrope l'expression de l'Eq. 6-10 se réduit à :

$$\alpha = b_1 \cdot \exp[-b_2 \xi] \quad \text{Eq. 6-11}$$

appelée plus loin "loi exponentielle".

Comme la modélisation correcte du chemin isotrope est importante pour la modélisation du comportement non saturé du sol, nous avons choisi d'implémenter également cette loi exponentielle (Eq. 6-11) afin de la comparer à la loi hyperbolique (Eq. 6-9).

Chemin isotrope

En optimisant le choix des paramètres par la méthode des moindres carrés pour les deux lois (Eq. 6-9 et Eq. 6-11), on obtient plusieurs jeux de paramètres différents suivant la pondération choisie sur les premiers points expérimentaux de l'essai isotrope.

La Figure 6-12 montre l'évolution de α avec ξ en cours d'essai avec ces deux lois pour l'essai isotrope pour deux jeux de paramètres. Le Tableau 6-3 résume les jeux de paramètres obtenus et la Figure 6-13 montre les résultats des simulations de l'essai isotrope pour ces différents paramètres.

Au vu des résultats, pour la suite la **loi hyperbolique** (n°2) est choisie avec:

$$a_1 = 2.58 \cdot 10^{-7} \text{ et } \eta_1 = 3.21$$

Tableau 6-3: Jeux de paramètres obtenus par la méthode des moindres carrés.

Loi	Jeu n°	a_1 ou b_1	η_1 ou b_2
Loi hyperbolique	1	$4.98 \cdot 10^{-7}$	3.23
	2	$2.58 \cdot 10^{-7}$	3.21
	3	$1.99 \cdot 10^{-7}$	3.17
	4	$9.10 \cdot 10^{-5}$	1.54
Loi exponentielle	5	0.61	79
	6	1.14	90
	7	0.87	85

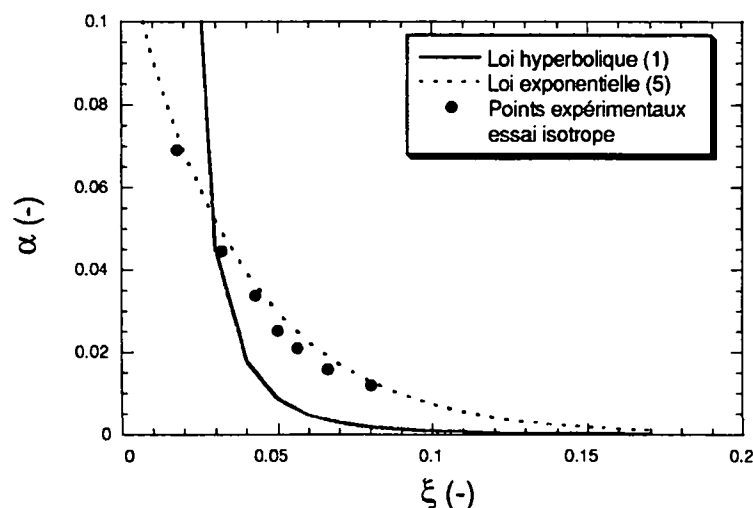
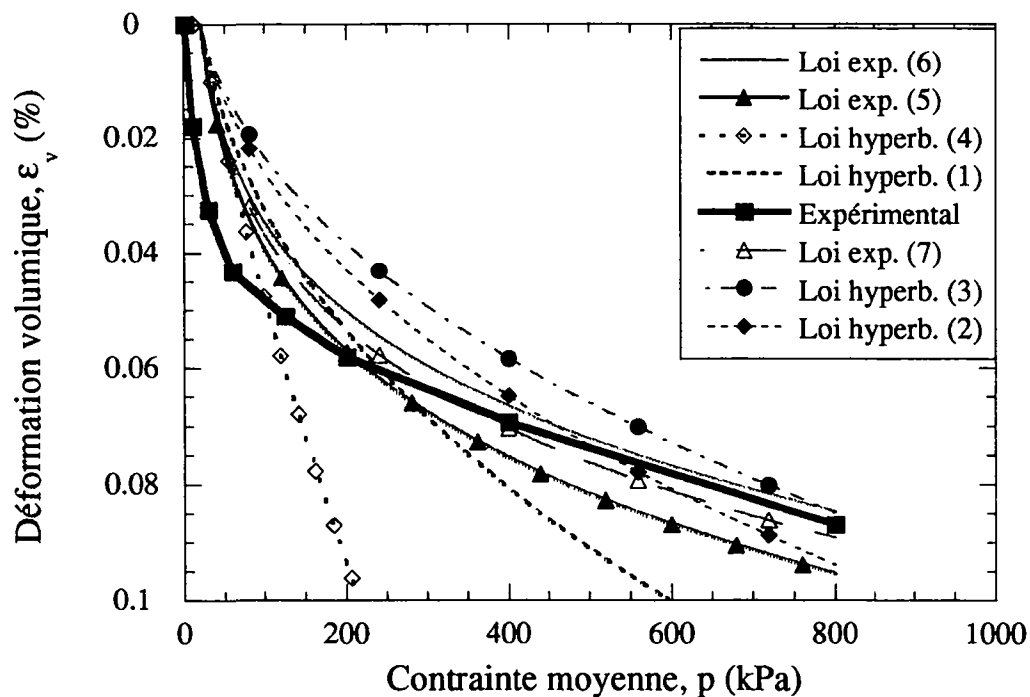
Figure 6-12 Evolution de α avec ξ , après détermination des paramètres par la méthode des moindres carrés (les nombres entre parenthèses renvoient aux jeux de paramètres a_1 et η_1 ou b_1 et b_2)

Figure 6-13 Essai isotrope, simulation avec différents jeux de paramètres

Chemin déviatoire

Il s'agit également de vérifier que ce choix de loi d'érouissage hyperbolique est satisfaisant pour les chemins triaxiaux déviatoires. La Figure 6-14 montre dans le plan ε_1 - q les résultats des simulations d'essais normalement consolidés comparés aux points expérimentaux (ces simulations ont été faites avec un module d'élasticité constant pour la partie élastique). Les simulations sont en bonne concordance avec l'expérience.

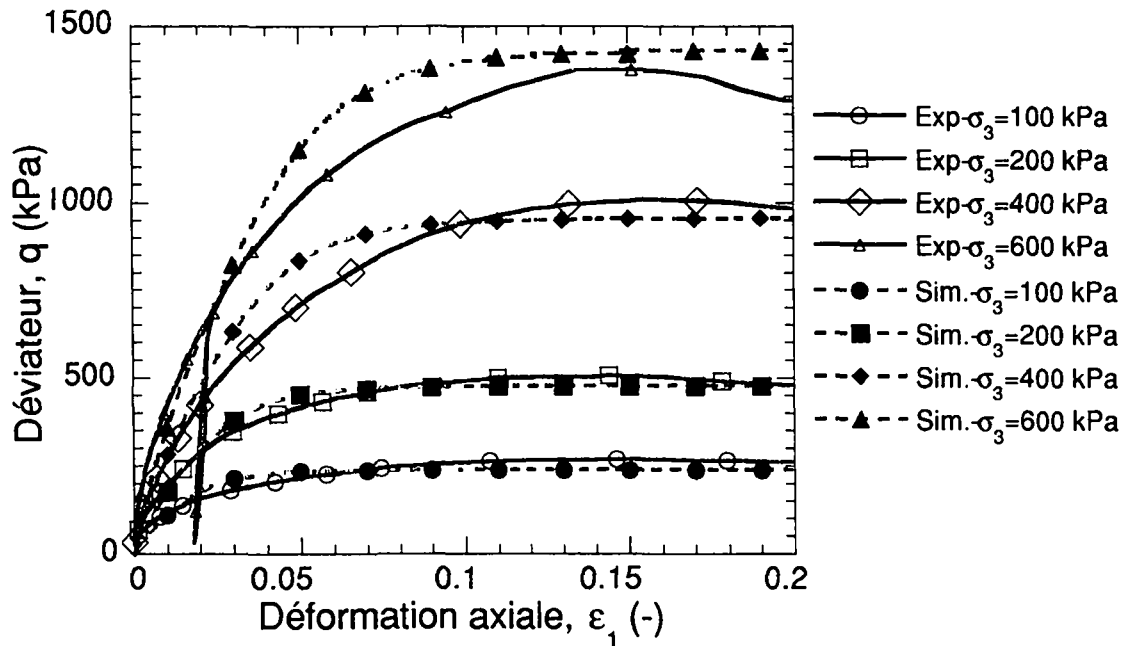


Figure 6-14: Simulation des essais triaxiaux saturés drainés NC dans le plan ε_1 - q (loi d'érouissage hyperbolique)

Pour le plan ε_1 - ε_v , il est nécessaire de déterminer le paramètre de non-associativité κ du modèle, qui n'influence pas le chemin isotrope, et très peu le plan ε_1 - q des chemins triaxiaux.

Paramètre de non-associativité κ

Malgré de multiples tentatives, le comportement volumique n'a pas pu être représenté avec le paramètre κ usuel du modèle. La Figure 6-15 montre la réponse du modèle HISS pour différentes valeurs de κ ($\kappa=0$ correspond au cas associé). Cette tendance des courbes à la contractance après la phase dilatante n'est pas conforme à l'observation expérimentale.

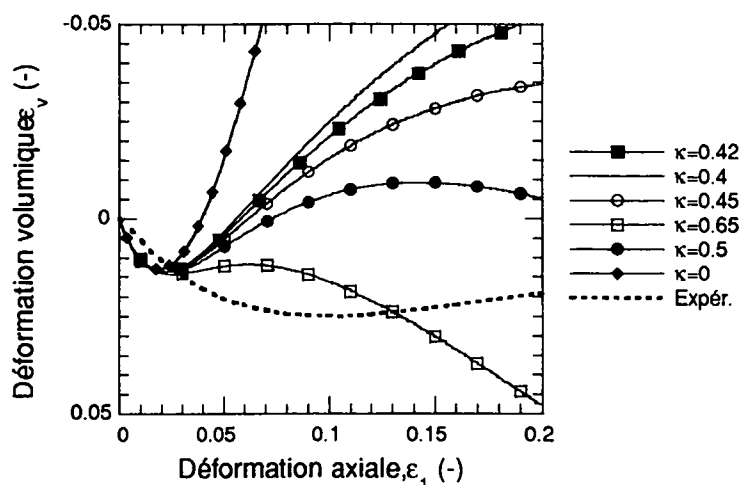


Figure 6-15: Evolution des déformations volumiques avec le paramètre de non-associativité κ ($\sigma_3=400$ kPa)

Proposition d'une nouvelle expression du paramètre de non-associativité

On voit sur la Figure 6-15, que le modèle ne permet pas de se rapprocher de l'observation expérimentale avec essentiellement un comportement contractant suivi d'une légère dilatance. Nous proposons donc une nouvelle loi, qui permette de faire évoluer le paramètre de non-associativité en cours d'essai:

$$\kappa = \kappa_{\infty} + \frac{\kappa_0 - \kappa_{\infty}}{\alpha_0} \alpha \quad \text{Eq. 6-12}$$

avec κ_0 le paramètre de non-associativité au début de l'essai, κ_{∞} la pente finale S_u (cf. Tableau 6-2) de l'essai dans le plan ε_1 - ε_v , α_0 et α sont les paramètres d'écroutissage (cf. Eq. 6-9) qui permettent de faire évoluer κ au cours de l'essai. Après calage sur les essais normalement consolidés à trois niveaux de contraintes, pour le limon de Sion:

$$\kappa_0 = 8 \kappa_{\infty} \text{ et } \kappa_{\infty} = 0.42$$

Le résultat des simulations avec cette loi d'évolution de κ est montré sur la Figure 6-16a pour différents κ_{∞} ($\sigma_3=400$ kPa).

Avec l'évolution proposée de κ au cours de l'essai, le comportement saturé du limon de Sion dans le plan ε_1 - ε_v est reproduit de façon satisfaisante.

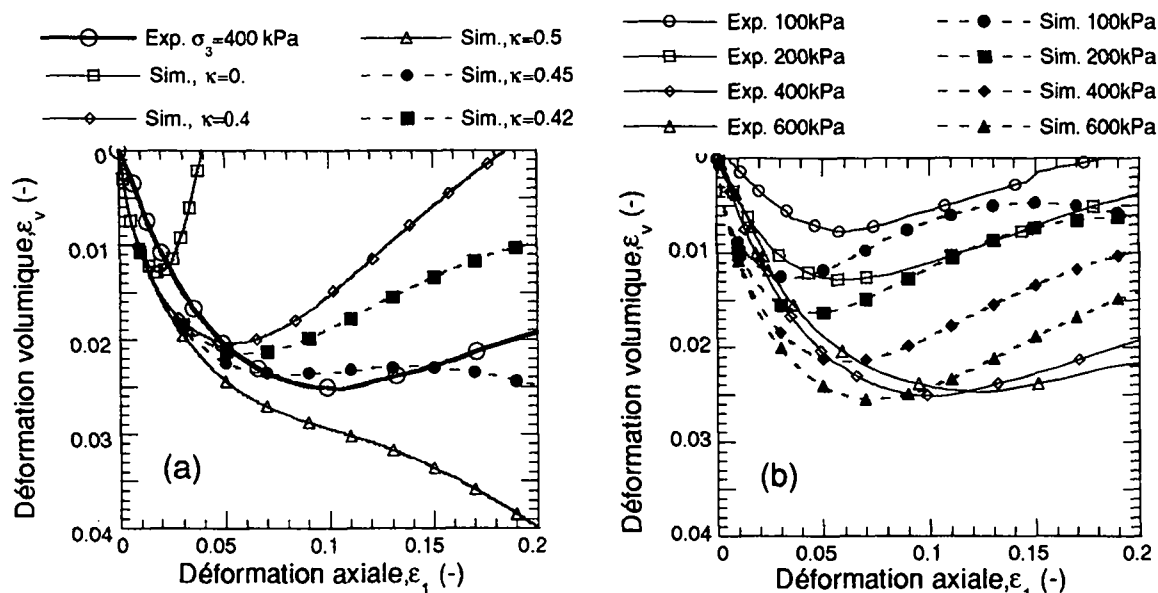


Figure 6-16: Simulation des essais triaxiaux saturés drainés NC dans le plan ϵ_1 - ϵ_v ;
 (a) $\kappa_0=8\kappa_\infty$ à différents κ_∞ , (b) κ évoluant au cours de l'essai ($\kappa_0 = 8\kappa_\infty$ et $\kappa_\infty = 0.42$)

Influence d'une loi élastique non-linéaire sur les simulations

Toutes les simulations présentées jusqu'ici sont faites avec des paramètres élastiques constants. L'influence de l'introduction d'une loi élastique non-linéaire dans le modèle est maintenant discutée. On implémente une loi d'évolution de E en fonction de la pression moyenne du type puissance (loi proposée par Homsy 1986):

$$E(p) = E(p_{ref}) \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{n_E} \tag{Eq. 6-13}$$

avec n_E une constante de matériau et p_{ref} une pression moyenne de référence. n_E varie entre 0 et 1. Il est choisi égal à 0.5 pour la suite des simulations.

La Figure 6-17 montre le résultat des simulations des essais saturés drainés NC après introduction de cette loi ($E_{(pref)}=110000$ kPa, $n_E=0.5$, $\nu=0.35$, $p_{ref}=400$ kPa).

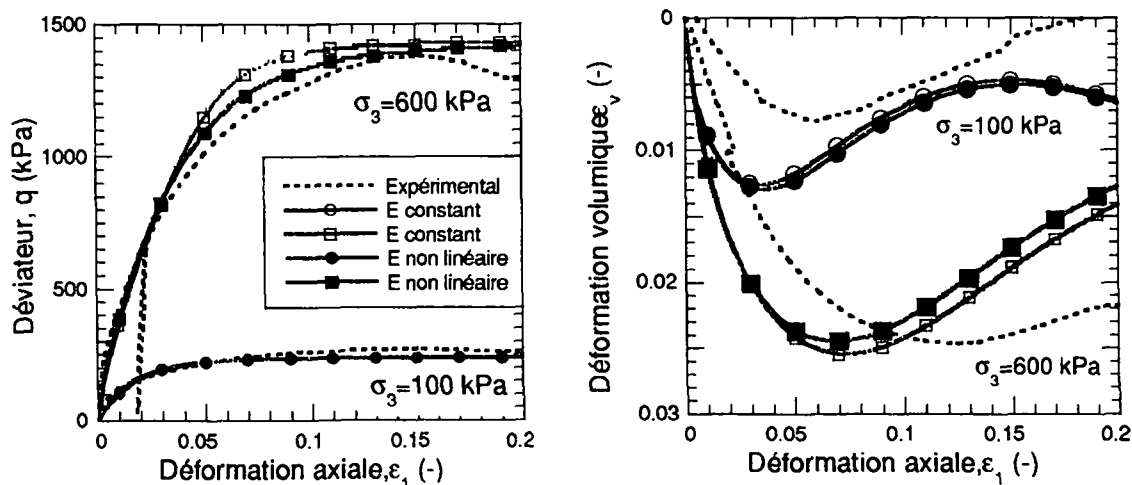


Figure 6-17: Comparaison des simulations à $\sigma_3=100$ et 600 kPa avec une loi élastique linéaire et non linéaire

La comparaison des courbes de la Figure 6-17 montre que dans cette gamme de pression l'apport d'une loi élastique non linéaire est faible (pour $\sigma_3 = 100$ kPa, le module de Young calculé par l'Eq. 6-13 est $E = 55$ kPa, alors que pour $\sigma_3 = 600$ kPa, on a $E = 134$ kPa). Ainsi, pour le limon de Sion, le module de Young sera considéré comme constant avec la pression moyenne pour la suite des simulations.

6.2.4.1 Conclusion sur le modèle saturé HISS- δ_1

Après modification du paramètre de non associativité, le modèle HISS- δ_1 permet de prédire de façon satisfaisante le comportement saturé du limon de Sion. Cette version du modèle servira de base à la formulation du modèle δ_1 -unsat pour les sols non saturés.

6.2.5 MODELE NON SATURE: δ_1 -unsat

6.2.5.1 Introduction

Plusieurs étapes ont permis d'établir le modèle δ_1 -unsat décrivant le comportement des sols non saturés.

Dans une première étape, les paramètres du modèle ont été modifiés par calage numérique pour simuler les essais non saturés par l'introduction d'expressions d'évaluation des paramètres avec la succion dans la surface de charge avec le modèle HISS- δ_1 (cf. 6.2.3). Ces résultats sont décrits dans un article intitulé "Disturbed state concept for partially saturated soils" (Geiser *et al.* 1997). Nous avons à ce moment-là proposé, par calages de courbes expérimentales (essais triaxiaux drainés), de faire évoluer quatre paramètres du sol: γ (paramètre d'état ultime), R (paramètre de cohésion), a_1 (compressibilité mécanique et écrouissage) et n (paramètre de changement de phase). Les évolutions des paramètres obtenues en choisissant de travailler avec les deux contraintes indépendantes p^* et s sont représentées à la Figure 6-18:

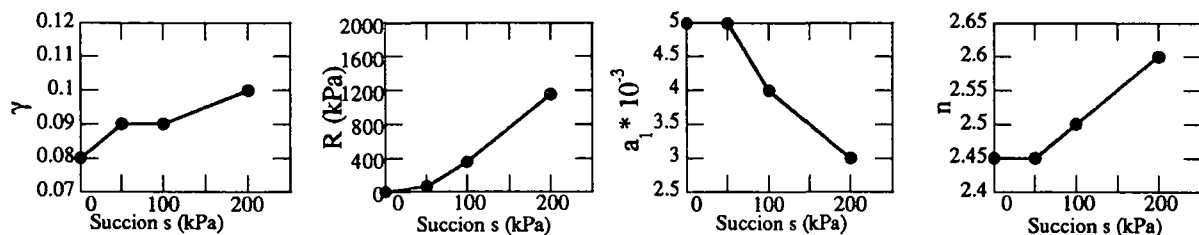


Figure 6-18: Evolution des paramètres du limon dans la première phase du modèle

Même si depuis les paramètres du modèle ont été redéfinis comme décrit au chapitre 6.2.3 et non plus par calage, ces courbes permettent d'évaluer les paramètres évoluant de façon notable avec la succion pour des essais de cisaillement. Ainsi il y a essentiellement une évolution de l'état de pic γ et du paramètre de "cohésion" R , parallèlement à une diminution du paramètre d'écrouissage a_1 avec la succion (ce qui correspond à une augmentation de la zone élastique). Par contre la nécessité d'une évolution du paramètre de changement de phase n semble moins justifiable à partir des résultats expérimentaux. Cette première approche est essentiellement indicative; de plus elle ne permet pas de simuler les chemins hydriques des essais. Dans un deuxième temps, le modèle saturé HISS- δ_1 a été modifié pour tenir compte de l'évolution du comportement des sols avec la succion.

6.2.5.2 Choix des contraintes

Nous avons renoncé à une contrainte effective unique généralisée du type de celle proposé par Khogo *et al.* (1993) et par Modaressi et Abou-Bekr (1994) (cf. Annexe B). Une telle contrainte généralisée est relativement complexe et toujours fonction de la succion ou du degré de saturation. Elle doit se justifier physiquement de façon à simplifier nettement les relations contraintes-déformations par rapport à un modèle avec deux contraintes indépendantes. Comme cela a été expliqué au chapitre 2.3, tous les choix faisant appel à deux variables d'état en contraintes sont finalement justifiables du point de vue de la thermodynamique. Nous avons opté pour deux contraintes indépendantes:

la contrainte effective définie comme $\sigma' = \sigma - u_w$ et la succion $s = u_a - u_w$.

La succion est admise agir de façon isotrope et s est un scalaire. Cette combinaison présente l'avantage de permettre une transition plus simple de l'état saturé vers l'état non saturé par rapport à la combinaison $(\sigma^* - s)$. Ce choix est aussi dicté par le type d'essais effectués sur le limon de Sion: la succion a toujours été imposée par surpression d'air, si bien que la contrainte effective n'est pas affectée lors d'un chargement en succion.

6.2.5.3 Formulation du modèle

Dans l'hypothèse des petites déformations, l'incrément de déformation totale du sol peut se décomposer en deux parties:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad \text{Eq. 6-14}$$

où $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ et $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ représentent respectivement les incréments de déformation élastique (réversible) et plastique (irréversible).

Définition des petites déformations:

Le gradient $u_{i,j}$ des déplacements u_i peut s'écrire comme:

$$u_{i,j} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) + \frac{1}{2}(u_{i,j} - u_{j,i}) = \epsilon_{ij} + \omega_{ij}$$

Le premier terme ϵ_{ij} est appelé tenseur des petites déformations: $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$.

Le deuxième terme ω_{ij} est appelé tenseur des petites rotations $\omega_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} - u_{j,i})$. Ce terme est négligé.

Taux de déformation élastique $\dot{\epsilon}_{ij}^e$

Nous postulons par la suite que cet incrément de déformation élastique se décompose en une partie mécanique $\dot{\epsilon}_{ij,m}^e$ et une hydrique $\dot{\epsilon}_{ij,h}^e$:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij,m}^e + \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{v,h}^e \delta_{ij} = \mathbf{D}_{ijkl}^{-1} \dot{\sigma}_{kl} + A^{-1} \dot{s} \delta_{ij} \quad \text{Eq. 6-15}$$

où \mathbf{D}^e est le tenseur élastique et A est un coefficient de proportionnalité élastique pour le comportement hydrique.

Les résultats expérimentaux ont montré que la rigidité (liée au module de Young) du sol augmentait avec la succion sur des chemins mécaniques (cf. 5.6.3). En première approximation, la matrice d'élasticité D_{ijkl}^e est néanmoins considérée comme indépendante de la succion, de même qu'elle est considérée comme indépendante de la contrainte mécanique σ' .

Sur les chemins de dessaturation, il est admis que quand la limite de retrait est atteinte, la phase d'eau devient discontinue (Fleureau 1992, Taibi 1992) et qu'elle se trouve sous forme de ménisques autour des grains. Il semblerait que ces ménisques génèrent des forces normales entre les particules. Dans ce cas, seules les déformations élastiques sous l'effet de la succion restent possibles. Lors de la réhumidification du sol, le comportement reste élastique. C'est ce comportement qui est décrit par le coefficient de proportionnalité élastique A.

La pente élastique hydrique évolue avec la succion (cf. 2.2.2). Néanmoins cette évolution est faible (Biarez et al. 1993, Taibi 1992, Indarto 1991, Vicol 1990) et elle peut être considérée comme négligeable pour la modélisation. Ainsi le paramètre A est considéré comme indépendant de la succion et de la contrainte mécanique.

Taux de déformation plastique $\dot{\epsilon}^p$

Deux surfaces de charges ainsi que deux potentiels fonctions de σ' , s et du paramètre d'érouissage ξ sont définis (description des surfaces cf. 6.2.5.4):

$$F_1 = \tilde{F}_1(\sigma'_{ij}, s, \xi) \quad \text{surface de charge mécanique}$$

$$F_2 = \tilde{F}_2(\sigma'_{ij}, s, \xi) \quad \text{surface de charge hydrique}$$

$$Q_1 = \tilde{Q}_1(\sigma'_{ij}, s, \xi) \quad \text{potentiel plastique mécanique}$$

$$Q_2 = \tilde{Q}_2(\sigma'_{ij}, s, \xi) \quad \text{potentiel plastique hydrique}$$

Le taux de déformation plastique peut se décomposer en une partie mécanique et une hydrique

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_{ij\ m}^p + \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{vh}^p \delta_{ij} \quad \text{Eq. 6-16}$$

où $\dot{\epsilon}_{ij\ m}^p$ est l'incrément de déformation plastique mécanique associé à F_1

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_{ij\ m}^p = \lambda_1 \partial_{\sigma'_{ij}} Q_1 & \text{si } F_1 = 0 \\ = 0 & \text{si } F_1 < 0 \end{cases} \quad \text{Eq. 6-17}$$

et $\dot{\epsilon}_{vh}^p$ est l'incrément de déformation plastique hydrique associé à F_2

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_{vh}^p = \lambda_2 \partial_s Q_2 & \text{si } F_2 = 0 \\ = 0 & \text{si } F_2 < 0 \end{cases} \quad \text{Eq. 6-18}$$

λ_1 et λ_2 sont les multiplicateurs plastiques; les dérivées partielles des potentiels plastiques Q_1 et Q_2 donnent la direction des incréments de déformation.

Soit ξ la trajectoire des déformations plastiques hydriques et mécaniques. Sous forme incrémentale, ξ vaut

$$\dot{\xi} = \text{tr}(\dot{\epsilon}_{ij\ m}^p) + \dot{\epsilon}_{vh}^p \quad \text{Eq. 6-19}$$

Chemins de chargements

Pour modéliser les essais expérimentaux standards, deux types de chargements particuliers sont traités (Figure 6-19): soit la contrainte mécanique extérieure est modifiée à succion constante (B-C), soit la succion est modifiée à contrainte mécanique constante (A-B).

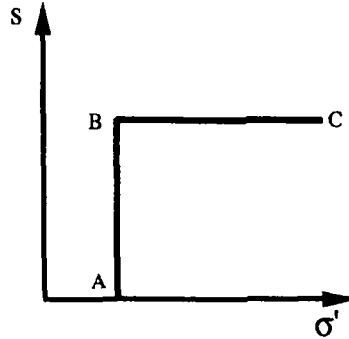


Figure 6-19: Représentation schématique des types de chemins de chargements considérés

Cas 1: chargement mécanique (B-C)

Conditions du chemin:

$$F_2 < 0; \quad \dot{\epsilon}_{vh}^p = 0; \quad F_1 = 0; \quad \dot{s} = 0$$

L'incrément de la trajectoire des déformations plastiques s'écrit:

$$\dot{\xi} = \left| \dot{\epsilon}_{ij}^p \right| = \lambda_1 \left| \partial_{\sigma_{ij}} Q_1 \right| = \lambda_1 \gamma_{F_1}$$

avec par définition :

$$\gamma_{F_1} = \left| \partial_{\sigma_{ij}} Q_1 \right|$$

L'équation de consistance donne:

$$\dot{F}_1 = 0 \tag{Eq. 6-20}$$

Comme F_1 est fonction de σ_{ij} , ξ et s , l'Eq. 6-20 s'écrit:

$$\dot{F}_1 = \partial_s F_1 \dot{s} + \partial_{\xi} F_1 \dot{\xi} + \partial_{\sigma_{ij}} F_1 \dot{\sigma}_{ij} = 0 \tag{Eq. 6-21}$$

En appliquant successivement les Eq. 6-15 et Eq. 6-17:

$$\begin{aligned} \dot{F}_1 &= \partial_{\sigma_{ij}} F_1 \dot{\sigma}_{ij} + \partial_{\xi} F_1 \dot{\xi} = 0 \tag{Eq. 6-22} \\ &= (\partial_{\sigma_{ij}} F_1) : \mathbf{D}_{ijkl}^e \dot{\epsilon}_{klm}^e + (\partial_{\xi} F_1) \lambda_1 \gamma_{F_1} = 0 \\ &= (\partial_{\sigma_{ij}} F_1) : \mathbf{D}_{ijkl}^e (\dot{\epsilon}_{klm}^e - \lambda_1 \partial_{\sigma_{ij}} Q_1) + (\partial_{\xi} F_1) \lambda_1 \gamma_{F_1} = 0 \end{aligned}$$

d'où l'on peut extraire le multiplicateur plastique λ_1 :

$$\lambda_1 = \frac{\partial_{\sigma_{ij}} F_1 \mathbf{D}_{ijkl}^e \dot{\epsilon}_{klm}}{\partial_{\sigma_{ij}} F_1 \mathbf{D}_{ijkl}^e \partial_s Q_1 - (\partial_{\xi} F_1) \gamma_{F1}} \quad \text{Eq. 6-23}$$

Cas 2: chargement hydrique (A-B)

Conditions du chemin:

$$F_1 < 0; \quad \dot{\epsilon}_{ijm}^p = 0; \quad F_2 = 0; \quad \dot{\sigma}_{ij} = 0$$

L'incrément de la trajectoire des déformations plastiques s'écrit:

$$\dot{\xi} = |\dot{\epsilon}_{vh}^p| = \lambda_2 |\partial_s Q_2| = \lambda_2 \gamma_{F2}$$

avec par définition :

$$\gamma_{F2} = |\partial_s Q_2|$$

L'équation de consistance donne:

$$dF_2 = 0 \quad \text{Eq. 6-24}$$

Comme F_2 est fonction de σ_{ij} , ξ et s , l'Eq. 6-20 s'écrit:

$$dF_2 = \partial_s F_2 \dot{s} + \partial_{\xi} F_2 \dot{\xi} + \underbrace{\partial_{\sigma_{ij}} F_2}_{=0} \dot{\sigma}_{ij} = 0 \quad \text{Eq. 6-25}$$

En appliquant successivement les Eq. 6-15 et Eq. 6-18:

$$\begin{aligned} dF_2 &= \partial_s F_2 \dot{s} + \partial_{\xi} F_2 \dot{\xi} = 0 \\ &= (\partial_s F_2) A \dot{\epsilon}_{vh}^e + (\partial_{\xi} F_2) \lambda_2 \gamma_{F2} = 0 \\ &= (\partial_s F_2) A (\dot{\epsilon}_{vh} - \lambda_2 \partial_s Q_2) + (\partial_{\xi} F_2) \lambda_2 \gamma_{F2} = 0 \end{aligned} \quad \text{Eq. 6-26}$$

d'où l'on peut extraire le multiplicateur plastique λ_2

$$\lambda_2 = \frac{\partial_s F_2 A \dot{\epsilon}_{vh}}{(\partial_s F_2) A (\partial_s Q_2) - (\partial_{\xi} F_2) \gamma_{F2}} \quad \text{Eq. 6-27}$$

6.2.5.4 Définition des surfaces de charges

Comme déjà mentionné dans le paragraphe précédent, deux surfaces de charges distinctes F_1 et F_2 sont définies.

Surface mécanique F_1

La première surface de charge F_1 est calquée sur celle du modèle saturé (Eq. 6-3). Elle permet de décrire le comportement du sol dans le plan p' - q ($s = \text{const.}$).

$$F_1 \equiv \frac{J_{2D}}{p_a^2} - \left[-\alpha(s) \left(\frac{J_1' + R(s)}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{J_1' + R(s)}{p_a} \right)^2 \right] F_s \quad \text{Eq. 6-28}$$

$$\text{avec } \alpha_s = \frac{a_1(s)}{\xi^{\eta}}$$

Certains paramètres de F_1 évoluent en fonction du niveau de succion. Les résultats expérimentaux sur le limon de Sion ainsi que ceux de la littérature justifient de modifier au minimum deux paramètres avec la succion:

- le paramètre d'écroûissage a_1 qui permet d'agrandir la surface F_1 sous l'effet de la succion.
- le paramètre R qui permet de faire croître la cohésion avec la succion.

En effet, il ressort des résultats expérimentaux et de ceux de la littérature que la pression de préconsolidation augmente avec la succion (cf. ch. 2.2.5 et 5.2). De même il est nécessaire de faire évoluer un paramètre pour que la résistance de pic augmente avec la succion. Les résultats des essais non saturés du chapitre 5 (Figure 5-50) montrent que dans le plan p' - q , l'angle de frottement de pic peut être considéré comme constant et que la cohésion augmente avec la succion. Le paramètre d'état "ultime" γ n'est donc pas modifié. Par contre, on opte pour une augmentation de la cohésion avec la succion en faisant évoluer R .

Evolution du paramètre d'écroûissage a_1

L'évolution choisie du paramètre d'écroûissage est la suivante:

$$a_1(s) = a_1(0) = \text{const.} \quad \text{pour } s < s_e \quad \text{Eq. 6-29}$$

$$a_1(s) = a_1(0) [0.9 \exp(-a_2(s - s_e)) + 0.1] \quad \text{pour } s \geq s_e \quad \text{Eq. 6-30}$$

où a_2 est un paramètre du matériau.

La Figure 6-20 montre les courbes d'évolution du paramètre a_1 avec la succion pour différents a_2 .

Le paramètre a_1 n'évolue pas tant que la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air (Eq. 6-29). En effet quand $s \leq s_e$, l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion est déjà rendue possible par la génération de déformations plastiques sous l'effet d'un chemin hydrique.

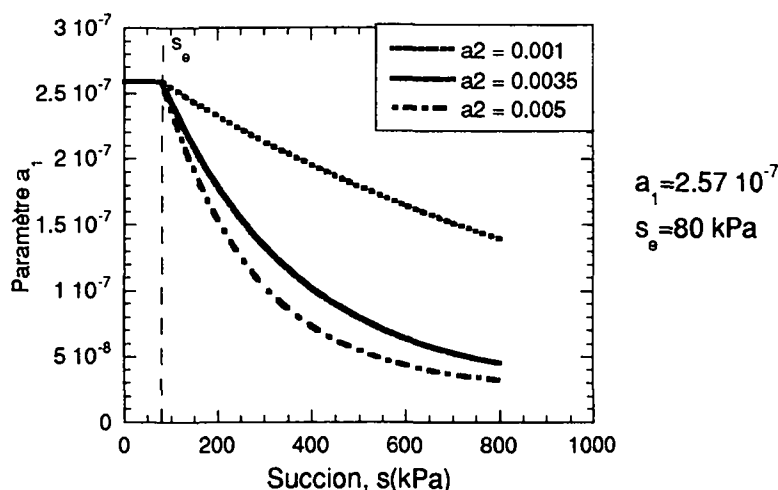


Figure 6-20: Evolution du paramètre a_1 avec la succion (Eq. 6-29 et Eq. 6-30): influence du paramètre a_2 sur cette évolution

Par contre pour des succions plus élevées, le paramètre a_1 diminue et permet de faire évoluer la limite pseudo-élastique avec la succion. Ce paramètre permet également la diminution de la compressibilité (dans le plan p' - e) du sol. Cette diminution est limitée: ainsi lorsque la succion tend vers l'infini, la compressibilité non saturée vaut un dixième de la compressibilité saturée:

$$a_1(s \rightarrow \infty) = \frac{1}{10} a_1.$$

Ce choix est dicté par le rapport entre la compressibilité élastique et plastique qui est d'environ un pour dix et par le fait que la pente plastique ne peut en tout cas pas être inférieure à la pente élastique.

Evolution de la cohésion R

La loi d'évolution choisie pour le paramètre R, qui représente l'intersection de F avec l'ordonnée et permet d'introduire une cohésion, est donnée par:

$$R(s) = R(0) \quad \text{pour } s < s_e \quad \text{Eq. 6-31}$$

$$R(s) = R(0) + r\sqrt{s} \quad \text{pour } s \geq s_e \quad \text{Eq. 6-32}$$

où r est le paramètre d'évolution de la cohésion avec la succion.

La Figure 6-21 montre les courbes d'évolution du paramètre R avec la succion pour différents " r ". Sur la figure, la cohésion représentée par le paramètre R est admise nulle dans le cas saturé.

Le choix d'une loi non linéaire présente l'avantage de limiter l'augmentation de la cohésion quand la succion augmente avec un seul paramètre nouveau (ceci est conforme aux résultats expérimentaux cf. 5.6.4). Comme a_1 , le paramètre R n'évolue pas avec la succion tant que la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air. Ce choix de loi n'est pas totalement arbitraire, car il correspond à la faible augmentation de cohésion observée sur le limon de Sion (cf. Figure 5-50) pour les succions inférieures à s_e .

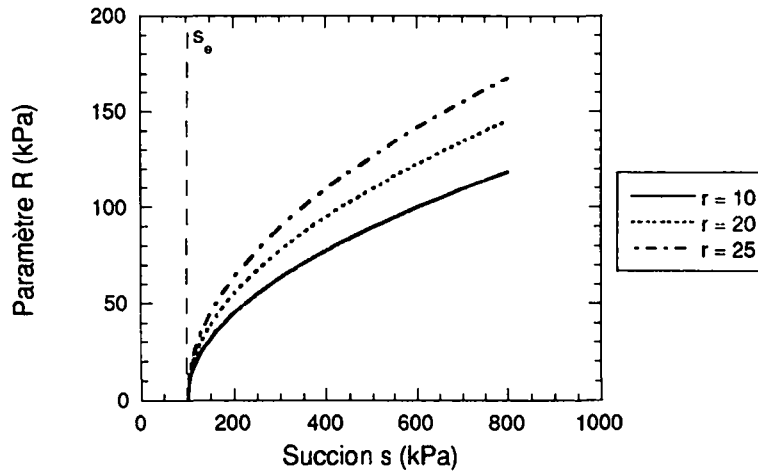


Figure 6-21: Evolution du paramètre R avec la succion: influence du paramètre r sur cette évolution - $R(0)=0$

Surface hydrique F_2

La deuxième surface de charge F_2 permet de décrire l'évolution du sol sous chargement hydrique selon l'axe de la succion. L'expression mathématique de la surface de charge est du même type que celle de la surface F_1 . On admet que la succion agit de façon isotrope:

$$F_2 \equiv - \left[- \alpha \left(\frac{3s}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{3s}{p_a} \right)^2 \right] F_s, \quad s < s_e \tag{Eq. 6-33}$$

$$\alpha = \frac{a_3}{\xi^{n_h}} \tag{Eq. 6-34}$$

où a_3 est un paramètre d'écroûissage hydrique du matériau. Il a le même rôle que le paramètre a_1 avait sur le chemin mécanique. Ce paramètre a_3 contrôle l'évolution de la zone élastique hydrique tant que $s < s_e$. Il permet donc de contrôler l'écroûissage de F_1 lors d'un chargement en succion.

On observe dans les résultats expérimentaux (chapitres 2.2.2 et 5.1.1) sur les chemins de dessaturation que, dès que la succion est supérieure à s_{SL} , les déformations hydriques sont réversibles. Comme la succion d'entrée d'air s_e et la succion correspondant au début du palier de retrait s_{SL} sont proches, l'hypothèse sera faite pour ce modèle que $s_e \approx s_{SL}$. Au-delà du point d'entrée d'air, seules les déformations élastiques sous l'effet des forces capillaires restent possibles. Du point de vue de l'élastoplasticité, ce phénomène est équivalent à l'accroissement du domaine élastique.

La réversibilité du comportement hydrique pourrait être modélisée par une fonction F_2 qui devient négative pour tout $s \geq s_e$, par exemple:

$$F_2^* = F_2 - f(s - s_e) \quad s \geq s_e \tag{Eq. 6-35}$$

Pour l'instant dans l'algorithme d'intégration du modèle, on a simplement mis une condition sur F_2 : si $s \geq s_e$, F_2 est négatif.

Influence du paramètre a_3 sur le couplage hydrique-mécanique

La Figure 6-22 montre l'influence du paramètre a_3 sur l'extension de la zone élastique sur un chemin hydrique. Les zones 1 et 2 représentent pour deux a_3 différents ($a_3(\text{zone 1}) > a_3(\text{zone 2})$) les zones initiales élastiques si le sol est initialement dans un état saturé consolidé à une contrainte mécanique donnée (point A). On voit que lors d'un chargement en succion la limite élastique diminue quand a_3 augmente: en conséquence l'écroutissage de la surface mécanique F_1 sera plus important quand a_3 augmente.

Par contre si a_3 diminue fortement, il est possible qu'il n'y ait plus aucune génération de déformations plastiques lors du chemin de dessaturation (AB).

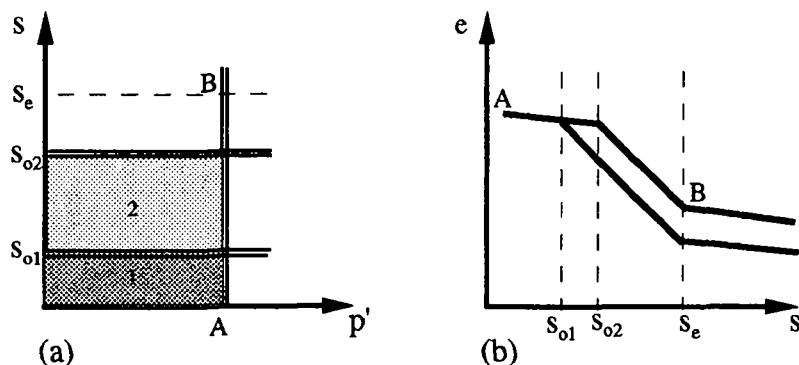


Figure 6-22: Influence du paramètre a_3 sur l'extension de la zone élastique sur un chemin hydrique

De même si la pression mécanique initiale augmente (point A) et en conséquence la somme des trajectoires des déformations plastique ξ augmente, dans l'expression de l'Eq. 6-34, le paramètre d'écroutissage α diminue, la zone élastique initiale augmente et la génération de déformation plastique lors du chemin de dessaturation diminue voire disparaît.

Il est possible que le paramètre a_3 évolue avec la pression moyenne, mais nous ne disposons pas de suffisamment d'essais effectués à $s < s_e$ pour justifier d'introduire un nouveau paramètre.

6.2.5.5 Définition des potentiels

Le potentiel plastique Q_1 a la même forme que F_1 . Comme dans le modèle de base saturé, seule l'expression de la fonction d'écroutissage est modifiée.

$$Q_1 \equiv \frac{J_{2D}}{p_a^2} - \left[-\alpha_Q(s) \left(\frac{J_1' + R(s)}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{J_1' + R(s)}{p_a} \right)^2 \right] F_s \quad \text{Eq. 6-36}$$

avec

$$\alpha_Q = \alpha + \kappa(\alpha_0 - \alpha)(1 - r_v) \quad \text{Eq. 6-37}$$

où α_0 représente la valeur de α au début du cisaillement et κ est un paramètre de non-associativité.

Pour la partie hydrique, le comportement est supposé associé et $Q_2 = F_2$. L'incrément de déformation plastique est supposé perpendiculaire à la surface de charge F_2 .

6.2.5.6 Couplage des surfaces de charges F_1 et F_2

On montre ici comment interagissent les deux surfaces de charges. Elles sont couplées via la somme des trajectoires plastiques ξ (Eq. 6-19).

Tant que $s < s_e$ (Figure 6-23 - zone 1), la surface de charge F_1 s'écroute en créant des déformations plastiques volumiques sur les chemins hydriques de dessaturation.

Ensuite dès que la succion d'entrée d'air est atteinte, l'accroissement de F_1 est rendu possible par l'évolution du paramètre a_1 (contrôle par le paramètre a_2) avec la succion (Figure 6-23 - zone 2).

On note également l'évolution de la cohésion (contrôlée par le paramètre r) avec la succion (Figure 6-23 - zone 3).

En conclusion, la formulation du modèle permet au cours d'un chemin de dessaturation d'écrouter la surface mécanique.

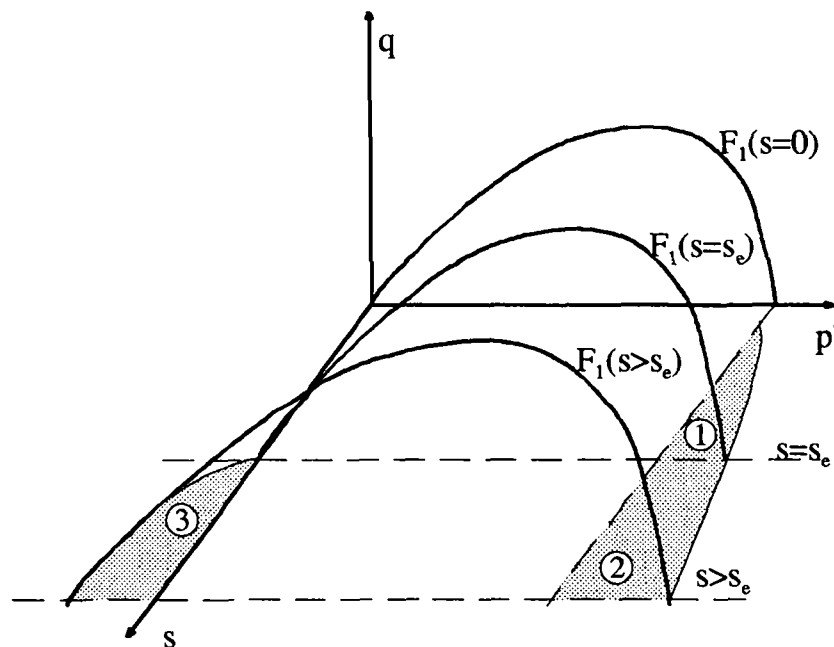


Figure 6-23: Evolution de la surface F_1 avec la succion

6.2.5.7 Résumé des paramètres du modèle δ_1 -unsat

Le modèle δ_1 -unsat contient 15 paramètres, dont cinq sont spécifiques au comportement non saturé.

Ces cinq nouveaux paramètres liés à la succion ont le rôle suivant:

- trois pour décrire le comportement hydrique: la succion d'entrée d'air s_e , le coefficient de proportionnalité élastique hydrique A et le paramètre d'écroutissage a_3 de la surface de charge hydrique;
- le paramètre r qui permet de faire évoluer la résistance de pic avec la succion;
- le paramètre a_2 qui permet l'agrandissement du domaine pseudo-élastique au-delà de la succion d'entrée d'air.

Le Tableau 6-4 résume les paramètres du modèle δ_1 -unsat ainsi que leur signification.

Tableau 6-4: Liste des paramètres du modèle δ_1 -unsat

Paramètre	Définition des paramètres	Commentaire
Saturé		
γ et β	Paramètres d'état "ultime"	Déterminent la pente de l'état de pic et la forme de F
n	Paramètre de changement de phase	$n > 2$
a_1 et η_1	Paramètres d'écrouissage de F_1 fonction d'écrouiss. $\alpha = \frac{a_1}{\xi^{\eta_1}}$	
κ_0 et κ_∞	Paramètres de non associativité	
E et ν	Paramètres élastiques mécaniques	Module de Young et coefficient de Poisson
R	Paramètre de cohésion	$R=0$ si la cohésion à l'état saturé est nulle
Non saturé		
A	Paramètre de proportionnalité élastique contrôlant $\dot{\epsilon}_h^e$	
r	Paramètre d'évolution du paramètre R avec la succion	
s_e	Succion d'entrée d'air	
a_2	Paramètre d'évolution du paramètre a_1 avec la succion	accroissement de F_1 , quand $s > s_e$
a_3	Paramètre d'écrouissage de F_2	

La détermination des paramètres propres à la partie non saturée nécessite de préférence:

- un essai hydrique (avec détermination de l'évolution de l'indice des vides et de la teneur en eau sur un chemin de dessaturation) pour déterminer A, a_3 et s_e ;
- trois essais de cisaillement à trois niveaux de succions pour déterminer l'évolution de la cohésion de pic (paramètre r) avec la succion;
- trois essais isotropes à trois niveaux de succion différents ($s \geq s_e$) pour déterminer l'évolution de la pression de préconsolidation avec la succion

6.2.5.8 Intégration numérique des équations constitutives

Le modèle HISS δ_1 -unsat a été formulé en Fortran 90 dans une routine du programme d'intégration des lois constitutives Sancho, développé dans notre laboratoire (cf. Mode d'emploi, Klubertanz *et al.* à paraître 1999). Ce programme permet d'intégrer actuellement plusieurs lois constitutives: élastique, Drucker-Prager (implémentées par G. Klubertanz), Cam-Clay (F. Mayoraz), HISS δ_1 et δ_1 -unsat (F. Geiser).

L'organigramme du programme est présenté à la Figure 6-25 pour le cas de l'intégration du programme δ_1 -unsat. L'algorithme utilisé dans ce programme est le "return mapping algorithm" (Ortiz et Simo 1988) avec prédicteur élastique et correcteur plastique. Les différentes étapes de l'algorithme sont décrites ci-dessous.

Définitions et notations

On considère dans le cadre du programme que le tenseur des déformations élastiques peut être représenté par un vecteur 6x1 $\epsilon^e = \{\epsilon_{11}^e, \epsilon_{22}^e, \epsilon_{33}^e, \epsilon_{12}^e, \epsilon_{13}^e, \epsilon_{23}^e\}^T$. Il en va de même pour le tenseur des contraintes $\sigma' = \{\sigma'_{11}, \sigma'_{22}, \sigma'_{33}, \sigma'_{12}, \sigma'_{13}, \sigma'_{23}\}^T$

La matrice d'élasticité s'écrit alors:

$$D^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Description des étapes du programme d'intégration

Les chiffres des étapes ci-dessous renvoient à l'organigramme de la Figure 6-25.

1. Lecture des données

Cette première étape permet de lire les données concernant le matériau (paramètres et état initial) ainsi que le chemin de sollicitation (contraintes, déformation, pression d'air, pression d'eau, nombre d'itérations, tolérances) imposé par l'utilisateur. L'imposition du chemin peut se faire aussi bien en termes de contraintes ou de déformations, que de façon mixte (par exemple pour un essai triaxial, sont imposées la déformation axiale ϵ_{11} , et les contraintes latérales σ_{22} et σ_{33} , les contraintes de cisaillement σ_{12} , σ_{13} , et σ_{23} sont nulles et les autres composantes sont libres).

2. Initialisation des données

Cette étape permet de déterminer

- les n incréments de sollicitations imposés $\dot{\epsilon}_{imp} \quad \dot{\sigma}'_{imp} \quad \dot{s}_{imp}$;
- la matrice d'élasticité D^e ;
- les paramètres d'écrouissage initiaux. Dans le cas du modèle δ_1 -unsat, les paramètres d'écrouissage α_0 sont déterminés pour les deux surfaces de charges (pour F1 (α_0) et pour F2 (α_{0s}));

3. Mise à jour des étapes de calculs

Cette étape sauvegarde les valeurs $\sigma'^n, \epsilon^n, \epsilon_p^n, s^n$ après convergence de l'étape n et permet de passer à l'étape suivante de calcul (n+1)

$$\sigma'^{n+1} = \sigma'^n + \dot{\sigma}'_{imp}; \quad \epsilon^{n+1} = \epsilon^n + \dot{\epsilon}_{imp}; \quad s^{n+1} = s^n + \dot{s}_{imp}$$

4. Algorithme de transformation contraintes-déformations

Cet algorithme consiste à résoudre par réduction des systèmes d'équations et élimination de Gauss le système d'équation suivant :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{D}_{\varepsilon\sigma}^e & \mathbf{D}_{\bar{\varepsilon}\sigma}^e \\ \mathbf{D}_{\varepsilon\bar{\sigma}}^e & \mathbf{D}_{\bar{\varepsilon}\bar{\sigma}}^e \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon^e \\ \bar{\varepsilon}^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}' \\ \sigma' \end{bmatrix}$$

en respectant les conditions aux limites imposées (noté avec une barre) soit en déformation ($\bar{\varepsilon}^e$) soit en contraintes ($\bar{\sigma}'$), les autres composantes des vecteurs contraintes et déformations étant les inconnues cherchées. Les différents $\mathbf{D}_{\varepsilon\sigma}^e$ sont des partitions de la matrice \mathbf{D}^e correspondant à celles des vecteurs ε^e et σ' . L'algorithme procède de la manière suivante .

D'abord on soustrait la partie plastique calculée par le modèle δ_1 -unsat de la déformation totale:

$$\varepsilon^e = \varepsilon - \varepsilon^p$$

Ensuite, on résout le système partiel $\mathbf{D}_{\varepsilon\sigma}^e \varepsilon^e = \bar{\sigma}' - \mathbf{D}_{\bar{\varepsilon}\sigma}^e \bar{\varepsilon}^e$ dans lequel seul ε^e est inconnu, puis on résout le système

$$\mathbf{D}_{\varepsilon\bar{\sigma}}^e : \varepsilon^e + \mathbf{D}_{\bar{\varepsilon}\bar{\sigma}}^e : \bar{\varepsilon}^e = \sigma' \text{ dans lequel } \sigma' \text{ est inconnu.}$$

A la fin de cette étape, on a un système contraintes-déformations élastique correct qui satisfait les conditions aux limites.

5. Test du type de chargement (étape k)

Ce test permet de tester le type de sollicitation.

Si $\dot{s} < 5 \cdot 10^{-4}$, le chargement est mécanique, aller au point 5a, sinon le chargement est hydrique, aller au point 5b.

6. Test de la surface de charge (étape k)

Cette étape permet de tester si l'état de contrainte prédit du sol est tel qu'il est encore élastique ou s'il faut générer une déformation plastique et écrouir la surface de charge.

6a- Mécanique

Avant de tester la surface, le paramètre d'écrouissage initial α_0 doit être recalculé en fonction du niveau de succion pour tenir compte de l'agrandissement de la surface F_1 dû à l'évolution des paramètres a_1 et r au-delà de la succion d'entrée d'air.

Si $F_1(\sigma', \xi) \leq 0$, le sol se trouve encore dans le domaine élastique, aller à 9a; sinon il faut générer des déformations plastiques et écrouir la surface de charge F_1 , aller à 7a (étape i)

6b- Hydrique

Il s'agit cette fois de tester si le sol se trouve à l'intérieur de la surface F_2 .

Si $F_2(s, \xi) \leq 0$ ou si la succion est supérieure à la succion d'entrée d'air, aller à 6c; sinon il faut générer des déformations plastiques hydriques et écrouir la surface de charge F_2 , aller à 7b (étape i).

6c- Test additionnel de la surface F_1

Dans le cas d'un chemin de sollicitation hydrique, on teste également si le point se trouve bien à l'intérieur de la surface mécanique F_1 (cf. point A sur le schéma). Ce test permet de détecter le cas de l'effondrement du sol (cf. point B). Au cas où le point se trouve en B aller en 7c, sinon aller en 9b.

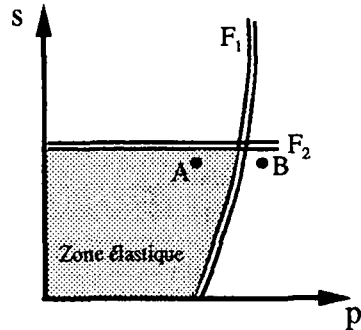


Figure 6-24: Schéma des traces des surfaces de F_1 et F_2 (point A, tout est élastique et point B effondrement du sol)

7 Détermination des déformations plastiques (étape i)

Cette étape permet de déterminer la part de déformation plastique prédite et d'écrouir les surfaces de charges en conséquence. Dans l'ordre, sont calculés:

- le multiplicateur plastique λ_1 (cas 7a) par l'Eq. 6-23 ou λ_2 par l'Eq. 6-27 (cas 7b).
- l'incrément de déformation plastique mécanique $\dot{\epsilon}_m^p$ (Eq. 6-17, cas 7a) ou hydrique $\dot{\epsilon}_{vh}^p$ (Eq. 6-18, cas 7b)
- puis les variables d'écrouissages sont mises à jour $\xi_k^{i+1} = \xi_k^i + \dot{\xi}_k^{i+1}$
- enfin les nouvelles contraintes et suctions sont mises à jour

7a. $\sigma^{i+1} = \sigma^{i+1} - \mathbf{D}^e \dot{\epsilon}_m^p$, aller en 8a

7b. $s^{i+1} = s^i - A \dot{\epsilon}_{vh}^p$, aller en 8b

7c. Cas de l'effondrement

Dans ce cas il est nécessaire d'écrouir la surface F_1 pendant l'humidification, en générant des déformations plastiques mécaniques $\dot{\epsilon}_m^p$. Après écrouissage, le point B se trouvera sur la surface de charge F_1 . Comme la contrainte mécanique ne change pas, il n'y a pas besoin de faire d'itérations dans ce cas-là, aller en 9b.

8. Test de la surface de charge avec les nouvelles contraintes et variables d'écrouissages (étape k)

Cette étape permet de tester si avec la nouvelle contrainte (cas 8a) ou succion (cas 8b) et les nouveaux paramètres d'écrouissages, le sol se trouve dans la zone élastique. Le test est le suivant:

8a. $F_1(\sigma_k^{i+1}, \xi_k^{i+1}) < \text{tolérance}$, si oui aller en 9a, si non $i=i+1$ retourner en 6a.

8b. $F_2(s_k^{i+1}, \xi_k^{i+1}) < \text{tolérance}$, si oui aller en 9b, si non $i=i+1$ retourner en 6b.

La tolérance est généralement choisie entre 10^{-7} et 10^{-8} avec cet algorithme.

Il faut remarquer à propos de ce test qu'on ne fait que tester si le point est dans la zone élastique ou légèrement en dessus (tolérance) et qu'on ne teste pas l'éloignement du point par rapport à la surface de charge. De même aucune procédure n'est prévue pour l'instant pour ramener le point sur la surface de charge en ce point du programme. En conséquence si on choisit de trop grands pas de calculs, la solution sera en "zigzags", à cause des pas de retour qui deviennent trop grands (le point, qui est à l'intérieur de la surface, en est trop éloigné et à l'étape suivante, tout sera élastique).

9. Tests d'erreur.

Un test d'erreur est prévu pour vérifier la solution. Le test est fait d'une part sur la déformation plastique et d'autre part sur la contrainte.

9a. Dans le cas d'un chargement mécanique, il faut que les deux conditions suivantes soient remplies:

$$\left\| \frac{\sigma_k^2 - \sigma_{k+1}^2}{\sigma_{k+1}^2} \right\| < \text{tolérance} \quad \text{et} \quad \left\| \frac{\epsilon_{pk}^2 - \epsilon_{pk+1}^2}{\epsilon_{pk+1}^2} \right\| < \text{tolérance}$$

9b. Dans le cas d'un chargement hydrique, il faut que les deux conditions suivantes soient remplies:

$$\left\| \frac{s_k^2 - s_{k+1}^2}{s_{k+1}^2} \right\| < \text{tolérance} \quad \text{et} \quad \left\| \frac{\epsilon_{pk}^2 - \epsilon_{pk+1}^2}{\epsilon_{pk+1}^2} \right\| < \text{tolérance}$$

La tolérance choisie dans le cadre de ce travail était de 10^{-7} .

- Si les deux conditions sont remplies l'étape n+1 est terminée aller en 3.
- Sinon, retourner faire une nouvelle l'étape k+1 au point 4.

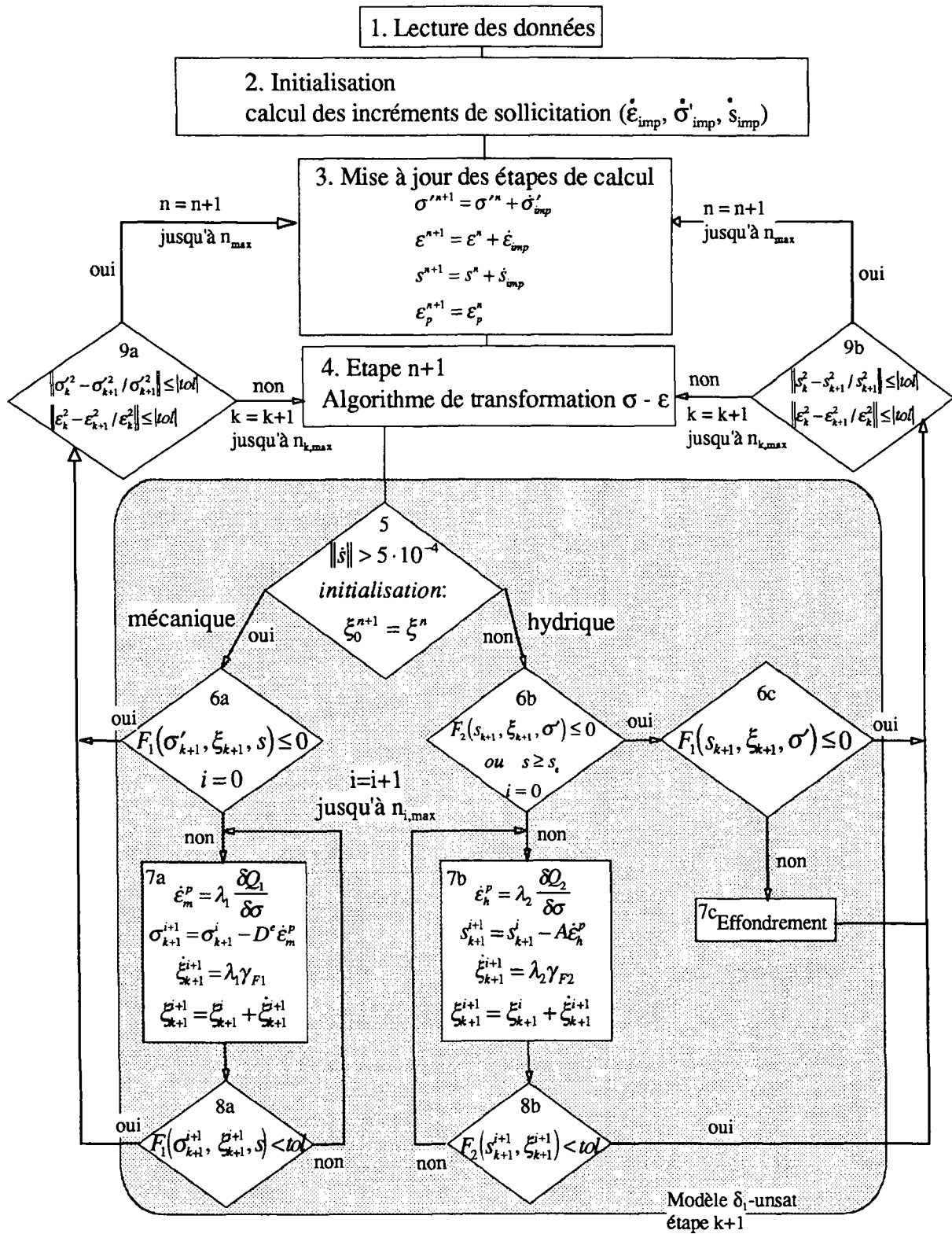


Figure 6-25: Organigramme du modèle δ_1 -unsat

6.2.5.9 Détermination des paramètres liés à la non saturation

Paramètre r permettant d'introduire une cohésion

Il s'agit de chercher sur la base des essais à plusieurs niveaux de succion (au moins trois) la cohésion de pic du sol c dans le plan p' - q , avec un angle de frottement ϕ_{pic} constant. Le paramètre R est déduit ensuite comme suit pour chacune des succions:

$$R(s) = \frac{c}{\sqrt{3\gamma F_s}} \quad \text{Eq. 6-38}$$

Ensuite le paramètre r est déterminé par régression sur la base de l'Eq. 6-32, tel qu'il soit aussi près que possible des points expérimentaux.

Paramètre d'écrouissage hydrique a_3

Ce paramètre peut être déterminé sur un chemin hydrique de dessaturation à une pression mécanique constante. Deux propositions sont faites pour déterminer ce paramètre:

1. Soit de le déterminer par calage sur un chemin de dessaturation à pression mécanique constante, de la même manière que le paramètre a_1 est déterminé sur un chemin isotrope.
2. Soit de le déterminer sur la base d'un ou deux essais mécaniques effectués à une succion inférieure à la succion d'entrée d'air. Dans ce cas le paramètre a_3 sera déterminé de telle sorte que la génération de déformations plastiques permette d'augmenter la zone élastique comme observé sur le chemin mécanique.

Paramètre d'accroissement de F_1 (paramètre a_2), quand $s > s_e$

Les limites pseudo-élastique sont déterminées dans le plan p' - e (ou ε_v ou ε_{vw}) sur la base des résultats d'au moins trois essais isotropes à succion constante. a_2 est choisi tel que la trace de F_1 dans le plan p' - s passe le plus près possible de ces points expérimentaux (Figure 6-26).

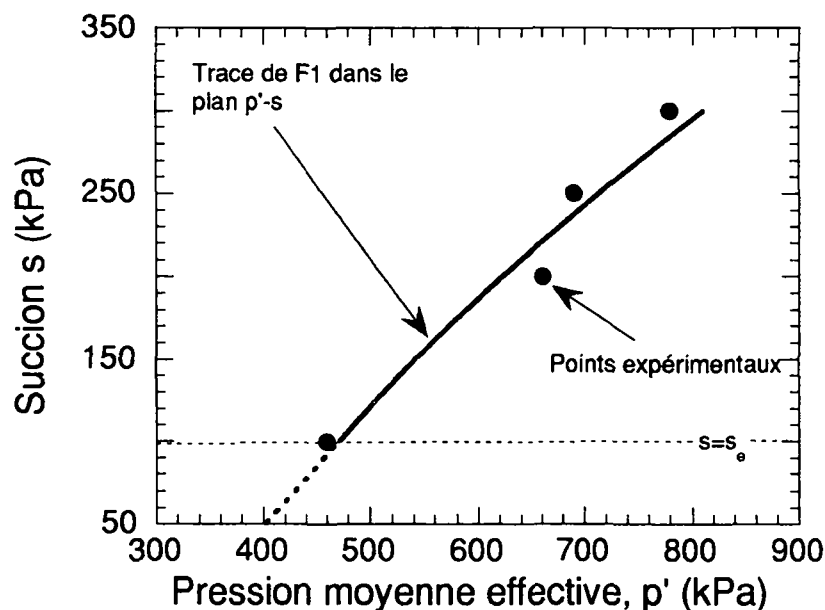


Figure 6-26: Détermination du paramètre a_2 dans le plan p' - s ($\sigma_3=400$ kPa, $a_2=0.0035$)

Il serait envisageable d'ajouter un paramètre, du même type que le paramètre r dans le modèle de Alonso *et al.* (1990), pour mieux contrôler la forme de la trace de F_1 dans la plan p' - s . Les données expérimentales actuelles ne justifient pas cet ajout de paramètre.

6.2.5.10 Modélisation des comportements typiques des sols non saturés

Dans ce chapitre les capacités du modèle à reproduire des chemins typiques des sols non saturés sont testées. Le modèle doit pouvoir reproduire les principales caractéristiques des sols non saturés dans les plans p' - q - s - e (cf. 6.1)

A. Comportement hydrique

A1 Existence d'une zone à succion non nulle et $S_r=1$

Le modèle tient indirectement compte de l'existence d'une zone à succion non nulle et $S_r=1$. En effet l'évolution des paramètres et des surfaces de charge est modifiée dès que le seuil s_e est atteint.

A2 Déformation irréversible dans le domaine saturé puis réversible

Le comportement typique observé lors du séchage d'un sol, avec un domaine irréversible, suivi d'un comportement réversible, dès que la succion est supérieure à la pression d'entrée d'air s_e est reproduit.

Le chemin testé est le suivant (Figure 6-27):

dessaturation d'un échantillon en partant d'une boue saturée $s=0$ à $s=500$ kPa (AD) à quatre niveaux de contraintes différents $p'=10, 50, 100$ et 400 kPa, puis réhumidification de l'échantillon (DE). La succion d'entrée d'air vaut $s_e = 80$ kPa. La réponse du modèle à ce chemin est représenté à la Figure 6-27.

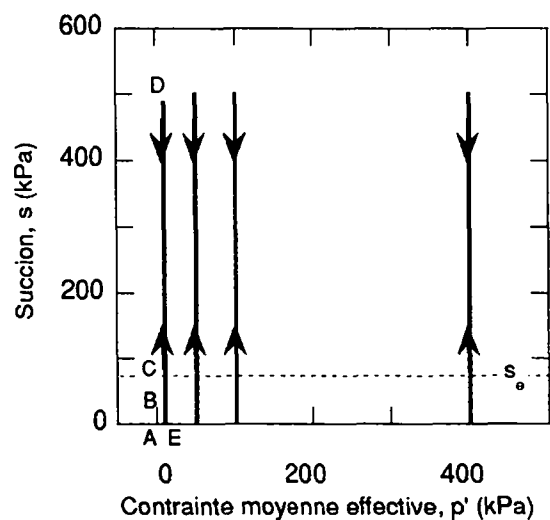


Figure 6-27: Chemins tests hydriques

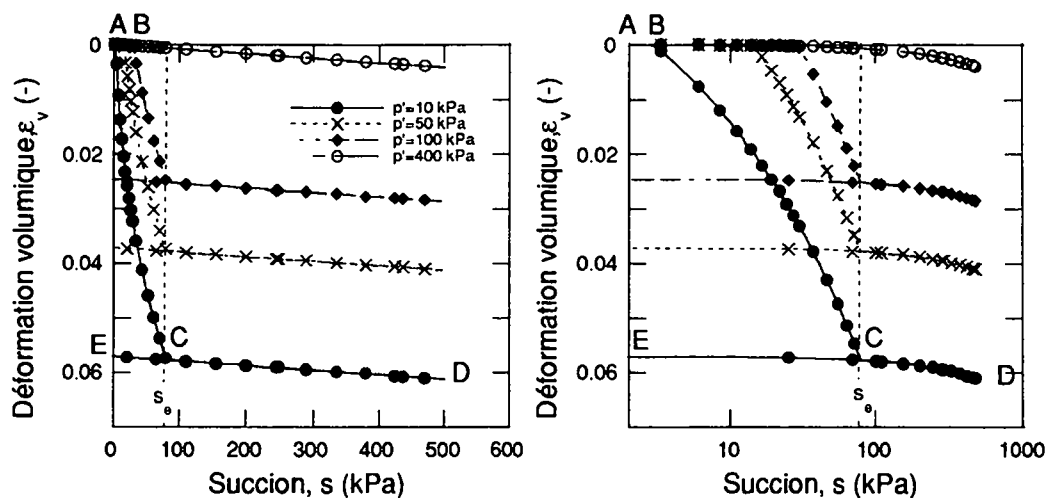


Figure 6-28: Réponse du modèle sur des chemins hydriques; échelle linéaire(a) et échelle semi-logarithmique (b)

La réponse du modèle est conforme aux observations expérimentales (cf. 2.2.2). Une première zone élastique (chemin A-B) est observée. Cette zone augmente avec la pression mécanique. Ensuite tant que $s < s_e$, la surface de charge F_2 évolue avec la succion, le comportement est irréversible (B-C). Dès que $s > s_e$ (C-D) ainsi qu'à la décharge (D-E), tout est élastique.

On observe également une diminution des déformations plastiques (chemin B-C) avec l'augmentation de la pression moyenne effective. Ceci entraîne parallèlement une diminution de l'écroutissement de F_1 durant le chemin de dessaturation, ce qui est conforme aux observations expérimentales (2.2.2). Ainsi pour la plus forte contrainte, il n'y a plus de déformation plastique sous l'effet de la dessaturation. La surface F_1 n'est plus écrouie sous l'effet de la succion entre s et s_e . Ce cas correspond à l'hypothèse faite par la plupart des modèles (cf. annexe B) que les deux surfaces de charges (mécanique et hydrique) ne sont pas couplées.

Au vu de la réponse du modèle, il semble qu'il faudrait introduire un coefficient de proportionnalité hydrique A non linéaire pour tendre vers un palier, quand la succion croît fortement. Pour la gamme de succions étudiée (0 à 400 kPa), une loi linéaire est néanmoins suffisante.

A3 Effondrement

La capacité à reproduire l'effondrement d'un sol sous humidification est testée.

Les chemins testés sont les suivants (Figure 6-29):

dessaturation d'un échantillon en partant d'une boue saturée $s=0$ à $s=300$ kPa (A-B), puis chemin isotrope à succion constante (B-D), décharge isotrope éventuelle (D-D₁ ou D-D₂) et enfin humidification du sol (D-E ou D₁-E ou D₂-E).

L'évolution de la trace LC de la surface de charge F_1 dans le plan p' - s est également représentée dans la Figure 6-29. Avant humidification, cette courbe LC passe par le point D et est représentée sur la figure sous le nom de LC-D. Trois niveaux de pression moyenne sont simulés. La Figure 6-30 montre la réponse du modèle sur ces chemins d'humidification.

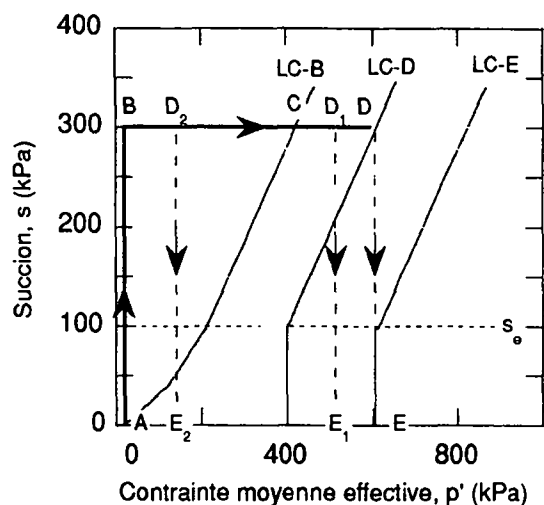


Figure 6-29: Chemins d'humidification testés

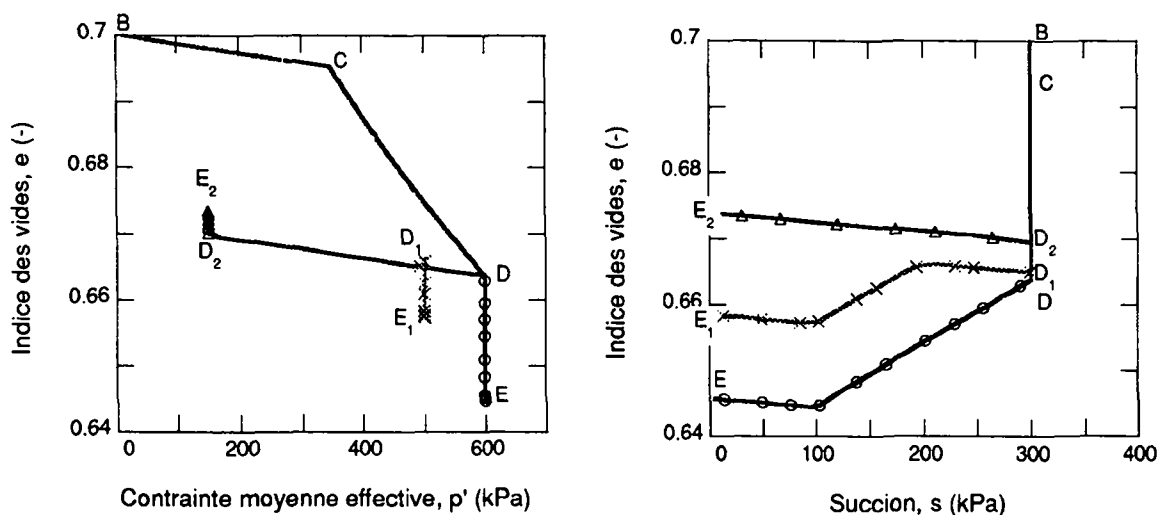


Figure 6-30: Réponse du modèle sur un chemin d'humidification (effondrement)

Pour une pression p' faible (D_2 - E_2), le sol gonfle sous l'effet d'une humidification, puisqu'il reste à tout moment à l'intérieur de la surface élastique (délimitée par LC-D).

Pour une pression p' moyenne (D_1 - E_1), le sol gonfle puis diminue de volume, dès que la limite élastique est atteinte. Il y a génération de déformations plastiques et la surface de charge est écroûée.

Pour une pression p' élevée (D-E), le sol diminue uniquement de volume (effondrement) et la surface de charge s'écroûe également (trace LC-E) sous l'effet de l'humidification.

A4. Hystérèse hydrique

Le modèle ne peut pas reproduire l'hystérèse hydrique observée dans les sols dans les plans $s - w$ et $s - S_r$. D'ailleurs l'évolution de ces variables (w et S_r) n'est pas suivie avec le modèle actuel.

B. Comportement mécanique isotrope à succion constante

Les chemins testés sont les suivants (Figure 6-31):

après une phase de dessaturation les échantillons sont soumis à des chemins isotropes à différents niveaux de succions constante (0-50-200 et 400 kPa)

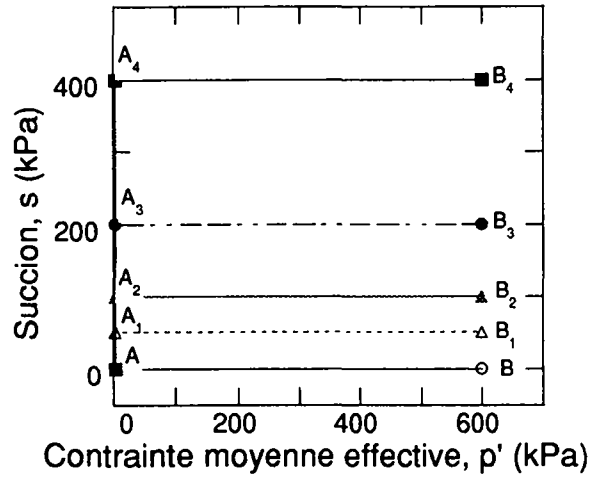


Figure 6-31: Chemins mécaniques isotropes tests

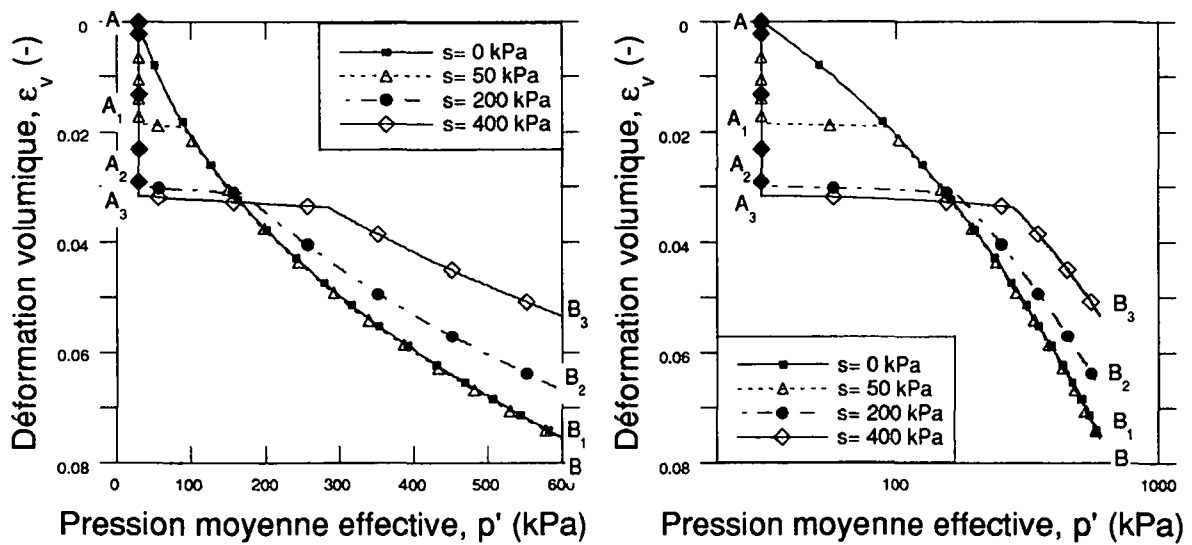


Figure 6-32: Réponse du modèle sur des chemins isotropes à différents niveaux de succions ($s_e=100$ kPa): (a) échelle linéaire (b) échelle semi-logarithmique

La réponse du modèle est montrée dans la Figure 6-32. La pression de préconsolidation augmente avec la succion comme attendu. Jusqu'à la succion d'entrée d'air de 100 kPa, la pente de compressibilité du sol ne varie pas d'une succion à l'autre. Ensuite la compressibilité diminue et les courbes non saturées peuvent passer au-dessus de la droite de consolidation saturée dans le plan $p' - e$. Ceci est conforme aux observations expérimentales.

C. Comportement déviatoire

La réponse sur des chemins triaxiaux standards drainés à différents niveaux de suctions ($s=0, 50, 100, 150$ et 200 kPa) et à contrainte de confinement constante ($\sigma_3=400$ kPa) est testée (Figure 6-33).

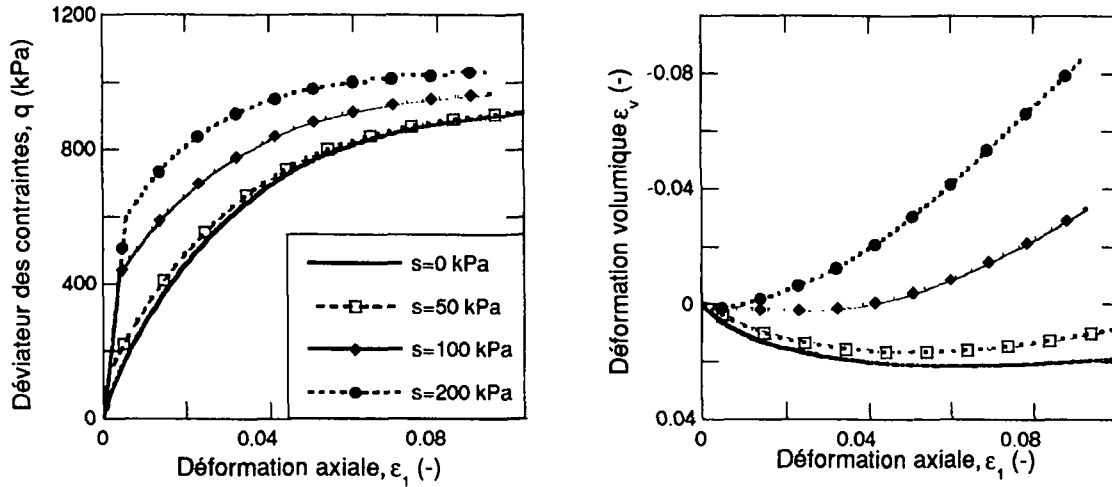


Figure 6-33: Réponse du modèle sur un chemin triaxial ($\sigma_3=400$ kPa) à différents niveaux de succion (a) plan ϵ_1 - q (b) plan ϵ_1 - ϵ_v

Le modèle parvient à modéliser l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion. On observe également dans le plan ϵ_1 - q que la zone élastique augmente avec la succion.

Dans le plan ϵ_1 - ϵ_v , la déformation volumique à contrainte radiale effective constante diminue tandis que la succion augmente. Quand la succion devient importante, la réponse n'est plus seulement contractante mais s'apparente à la réponse pour un sol surconsolidé avec une phase contractante puis une phase dilatante. Ceci a parfois été observé expérimentalement, mais la tendance à la dilatance semble trop marquée par rapport à l'observation. Ceci est en partie due à la formulation du modèle saturé de base (HISS- δ_1)

6.2.6 VALIDATION DU MODELE HISS δ_1 -unsat

La validation du modèle est faite à l'aide des essais effectués sur le limon de Sion (cf. chapitre 4 et 5).

6.2.6.1 Paramètres des sols

Les paramètres des sols sont déterminés sur la base de certains essais, puis le modèle est validé sur d'autres chemins.

On utilise: la courbe hydrique, trois essais isotropes (HCNS1-2-3) et la Figure 6-34 qui montre l'évolution de la cohésion à l'état de pic de l'ensemble des essais déviatoires. Les paramètres correspondant à l'état saturé ont déjà été présentés à la section 6.2.4.

- La succion d'entrée d'air a été définie au chapitre 5.1.1, une valeur de $s_e=80$ kPa est choisie.

- On admet pour simplifier que le module élastique est le même pour un chemin en succion que pour un chargement mécanique ($A = E$). Cette hypothèse est raisonnable si on se réfère aux essais du chapitre 5.
- La Figure 6-34 montre de quelle manière le paramètre d'évolution de la cohésion r a été déterminé par calage de la courbe (Eq. 6-31 et Eq. 6-32) avec les points expérimentaux.

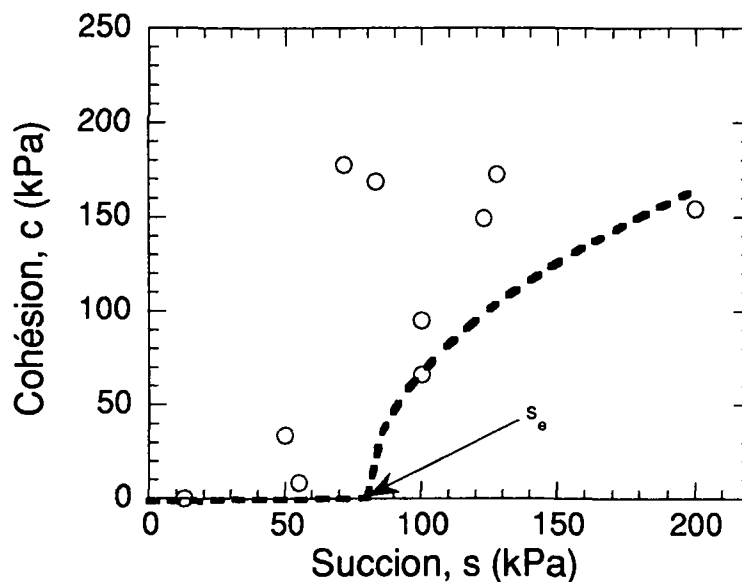


Figure 6-34 Détermination du paramètre d'évolution de la cohésion r

- La détermination du paramètre a_3 est faite par calage sur la base de l'essai hydrique (marmite, ch. 5.1.1). On obtient $a_3 = 7.5 \cdot 10^{-7}$

La Figure 6-35 compare les résultats obtenus avec le modèle δ_1 -unsat et les points expérimentaux. La dispersion expérimentale est grande, mais le résultat du modèle est conforme à l'approximation faite au chapitre 5.1.1.

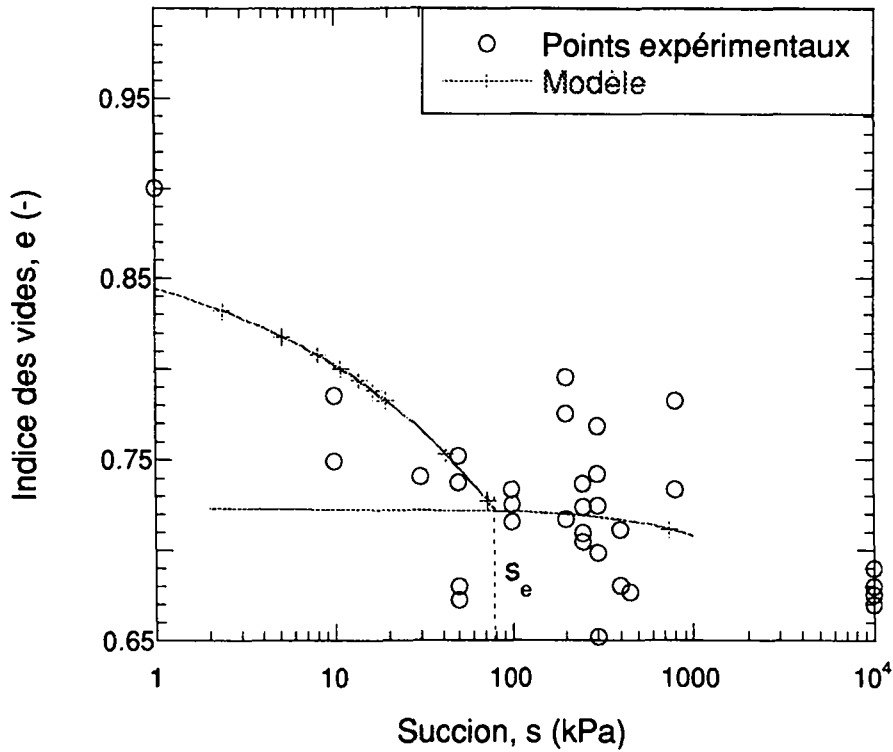


Figure 6-35: Simulation des essais effectués à la marmite (limon de Sion)

- Dans un premier temps, le paramètre a_2 a été calé sur la base des limites pseudo-élastiques estimées pour les essais HCNS1-2-3. Le paramètre a_2 trouvé était de 0.035 (cf. Figure 6-36). Par la suite, nous avons remarqué qu'avec ce choix les zones élastiques étaient globalement surestimées. Comme les points expérimentaux estimés sur la Figure 6-36 étaient des bornes supérieures (cf. 5.2), nous avons finalement opté pour $a_2=0.025$ (cf. Figure 6-36).

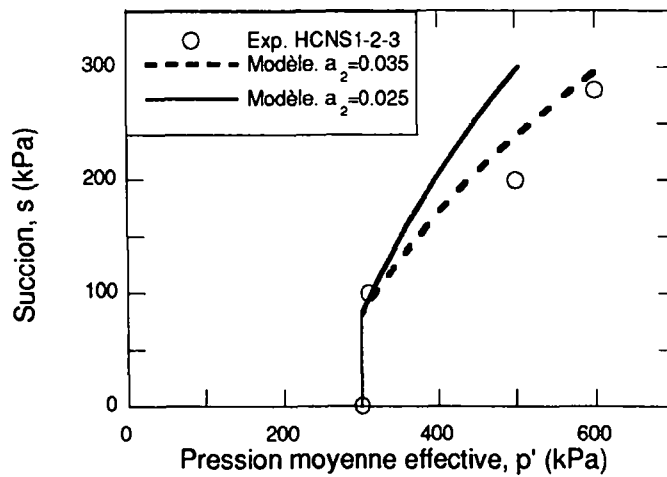


Figure 6-36: Détermination du paramètre a_2 sur la base des essais HCNS1-2-3

Résumé des paramètres du limon de Sion

Le Tableau 6-5 résume l'ensemble des paramètres obtenus pour le limon de Sion.

Tableau 6-5: Paramètres du modèle δ_1 -unsat déterminés pour le limon de Sion

Paramètre	Limon de Sion
Saturé	
γ	0.0425
β	0.58
n	3.1
a_1	$2.58 \cdot 10^{-7}$
η_1	3.21
κ_0	8
κ_∞	0.42
E	110 MPa
ν	0.35
R	0
Non saturé	
A	110 MPa
r	15
se	80 kPa
a_2	0.0025
a_3	$7.5 \cdot 10^{-6}$

6.2.6.2 Tests de validation sur le limon de Sion

On simule toujours l'ensemble du chemin de sollicitation du sol en partant de l'état vierge hydrique et mécanique (par exemple: consolidation saturée, dessaturation puis cisaillement).

Chemin hydrique

Le chemin hydrique (dessaturation à la marmite) a été utilisé lors du calage.

Chemins isotropes

Le comportement de quatre essais isotropes à différents niveaux de succions ($s=0, 100$ et 200 kPa) est prédit avec le modèle δ_1 -unsat (courbes expérimentales cf. 5.2).

L'évolution des déformations volumiques prédites ainsi que les limites pseudo-élastiques avec la succion est satisfaisante.

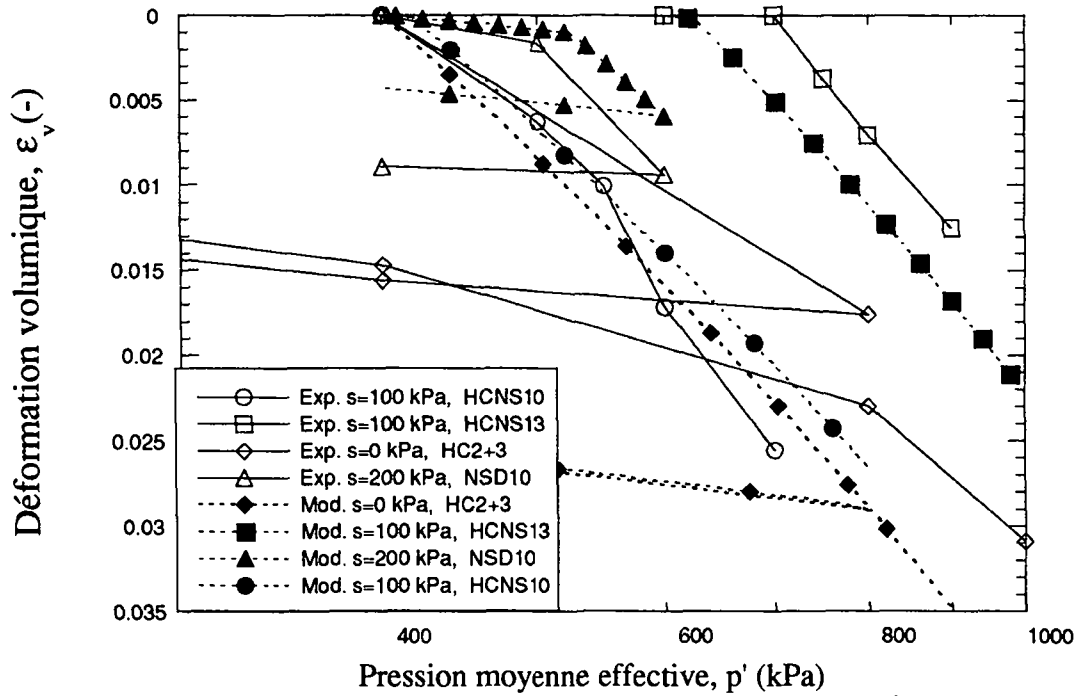


Figure 6-37: Prédiction du comportement isotrope

Chemins déviatoires

Dans cette section, on montre les prédictions du modèle pour tous les essais déviatoires effectués sur le limon de Sion.

La Figure 6-38 montre les simulations des essais triaxiaux à une contrainte de confinement $\sigma_3 = 600$ kPa et à différents niveaux de succion constante ($s=0, 50, 100$ et 200 kPa)

L'hypothèse des petites déformations reste valable même pour des déformations axiales de l'ordre de 20%, puisqu'il n'y a pas rotation des contraintes avec ce type de chargement.

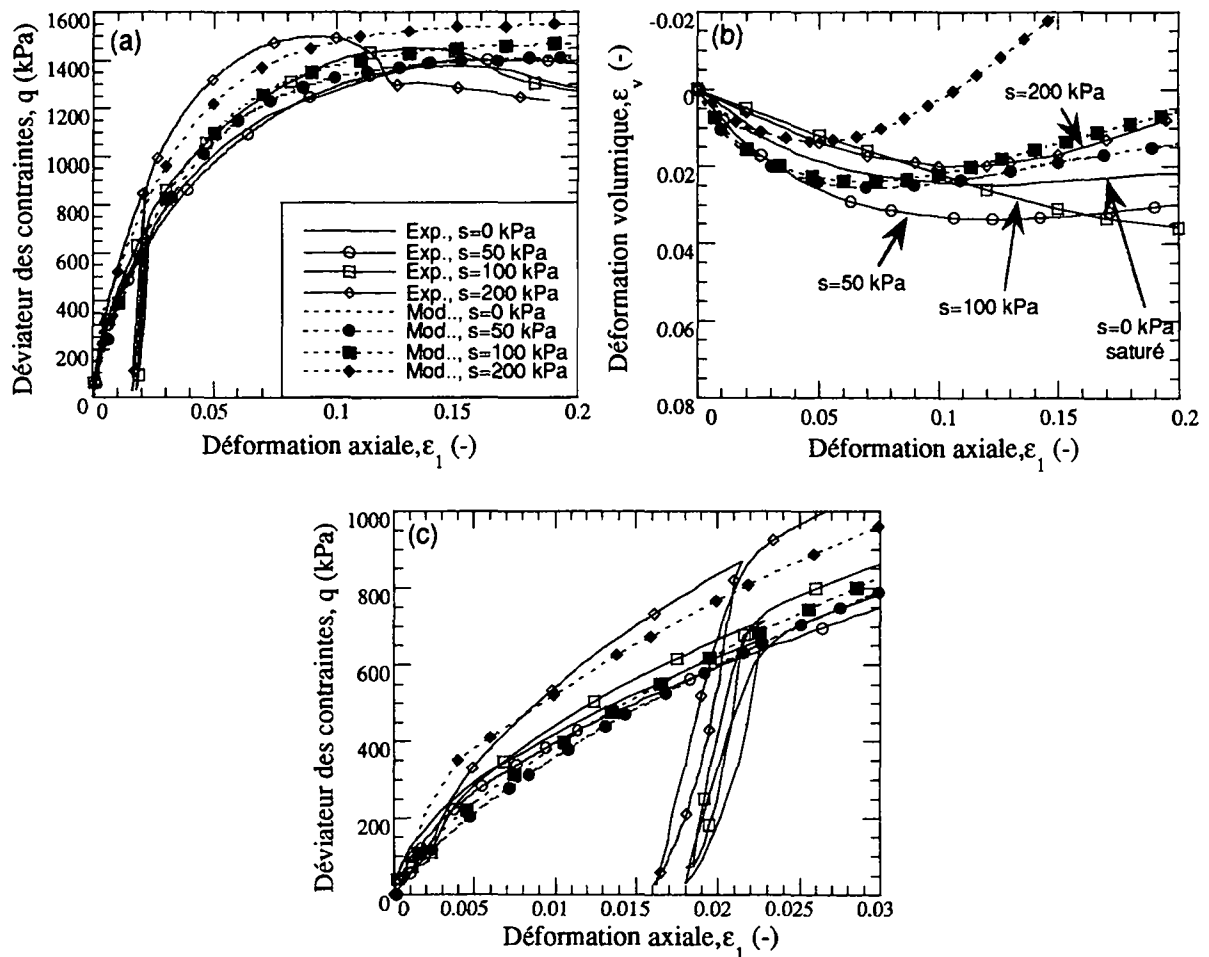


Figure 6-38: Simulation des essais triaxiaux: contrainte de confinement $\sigma_3 = 600$ kPa et à différents niveaux de succion constante ($s=0, 50, 100$ et 200 kPa)

Globalement les prédictions sont satisfaisantes.

La prédiction de l'augmentation de la résistance de pic est bonne (Figure 6-38a). Avec le choix actuel de ne faire évoluer la cohésion qu'à partir du point d'entrée d'air, les courbes sont confondues entre le cas saturé et le cas à $s = 50$ kPa. On observe également qu'il n'y a pas d'écrouissage de la surface de charge pour $s = 50$ kPa, ce qui est proche de l'observation expérimentale. Avec les paramètres choisis (a_3 en particulier), pour une pression de préconsolidation p' de 600 kPa, il n'y a plus de génération de déformations volumiques plastiques lors de la dessaturation de l'échantillon et F_1 ne s'écroute pas. Expérimentalement les courbes à 0 et 50 kPa de succion sont effectivement confondues, ce qui confirme nos hypothèses. Ce modèle ne peut pas prédire le comportement fragile post-pic observé pour les fortes succions.

Pour ce qui est des déformations volumiques (Figure 6-38), la tendance à la dilatance quand la succion augmente du modèle n'est pas en contradiction avec nos essais, mais cette tendance est trop marquée.

Les courbes prédites à $s=0$ et 50 kPa sont également confondues. Nous avons montré à la section 5.5.12, que ceci devrait également être observé, mais que l'essai saturé s'était rompu et que la déformation volumique était sous-estimée.

La Figure 6-38 montre le début de la courbe de résistance. On voit que la zone élastique est bien estimée aux différents niveaux de succion.

La Figure 6-39 montre les résultats des simulation de trois essais triaxiaux non saturés drainés à succion contrôlée de 100 kPa à différents niveaux de contrainte de confinement σ_3 (400, 500 et 600 kPa). A ce niveau de succion, les prédictions sont bonnes.

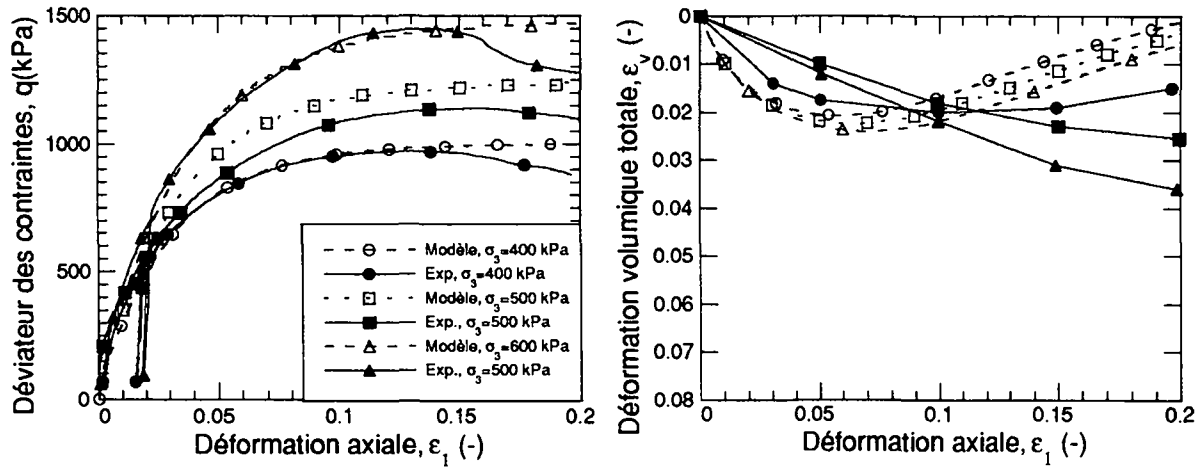


Figure 6-39: Simulation des essais triaxiaux non saturés drainés à succion contrôlée de 100 kPa à différents niveaux de contrainte de confinement σ_3 (400, 500 et 600 kPa)

La Figure 6-40 montre les simulations des essais triaxiaux drainés effectués à pression nette constante de 400 kPa et succions variables ($s=0, 50, 100, 200$ kPa). On peut faire les mêmes constatations que pour la Figure 6-38.

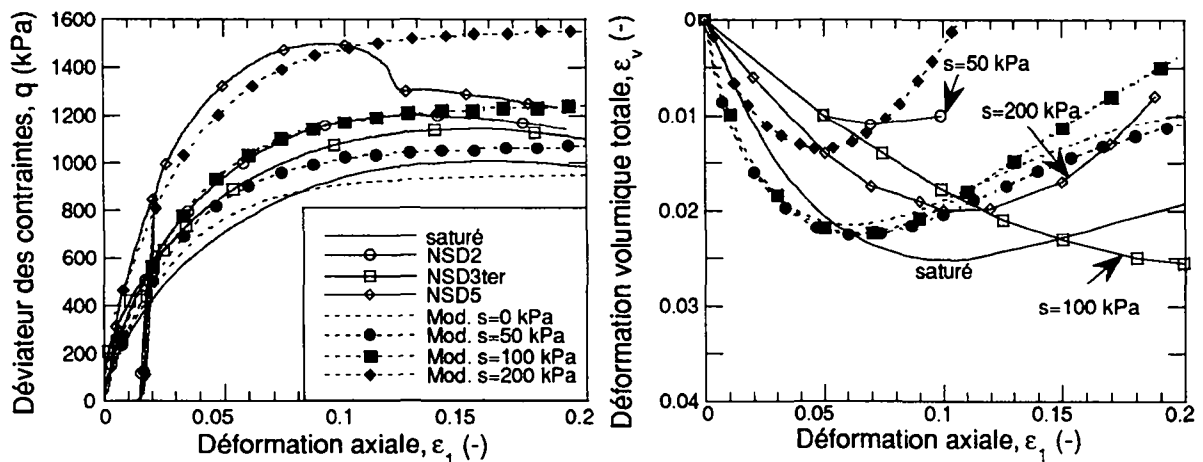


Figure 6-40: Simulation des essais triaxiaux non saturés drainés à pression moyenne nette initiale de 400 kPa à différents niveaux de succion (0, 50, 100, 200 kPa)

Comme on observe globalement une surestimation forte de la dilatance avec ce modèles sous l'effet de la succion, nous avons montré sur la Figure 6-42 la réponse du modèle (simulation d'essais triaxiaux à contrainte effective de confinement constante de 600 kPa) en faisant évoluer le paramètre κ_∞ avec la succion. Il ne s'agit plus de validation du modèle dans ce cas, mais d'une proposition d'amélioration de la prédiction. L'évolution de κ_∞ (Figure 6-41) a été déterminée par calage.

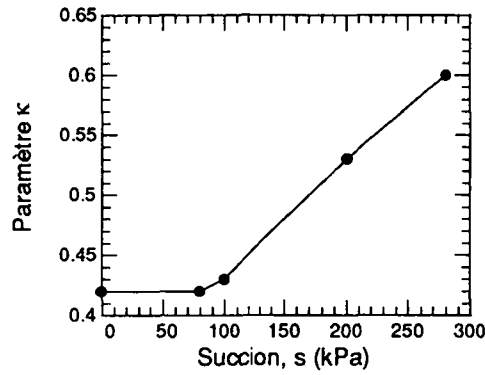


Figure 6-41: Evolution de κ_ω avec la suction (obtenue par calage)

Cette proposition ne se base pas sur des observations physiques : nos essais ne nous permettent pas d'affirmer que la direction des incréments de déformations plastiques évolue nettement avec la suction. Il s'agit d'une proposition d'adaptation du modèle. Pour les simulations suivantes, nous garderons toutefois un paramètre de non-associativité constant de $\kappa_\omega = 0.42$. Avec cette correction, on parvient à une meilleure prédiction du comportement en volume.

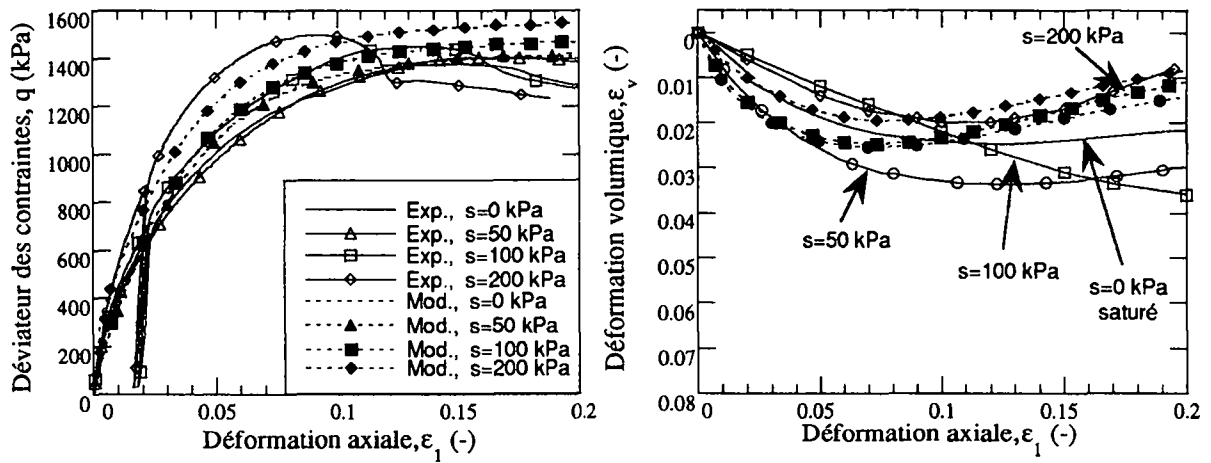


Figure 6-42 Simulation des essais triaxiaux: contrainte de confinement $\sigma_3 = 600$ kPa et à différents niveaux de suction constante ($s=0, 50, 100$ et 200 kPa) avec évolution de κ .

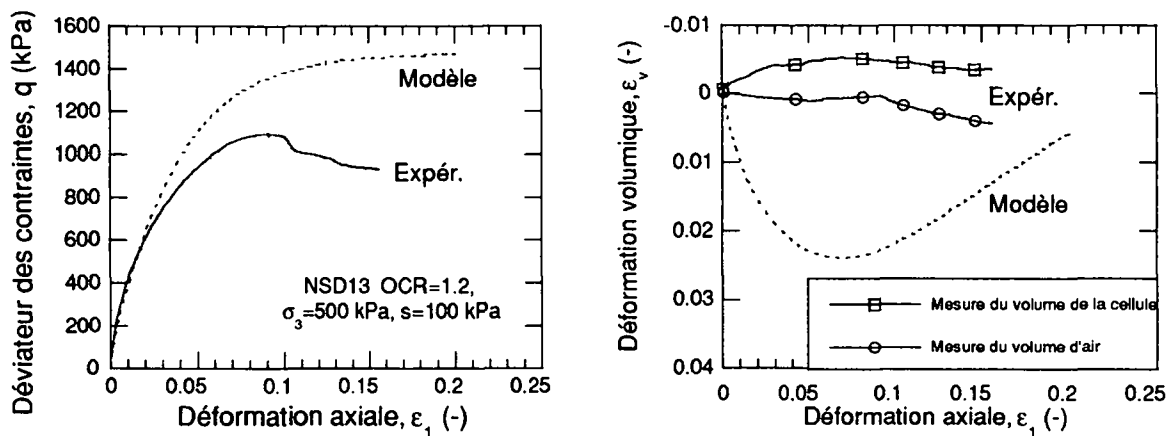


Figure 6-43 : Simulation de l'essai surconsolidé NSD13

Finalement la Figure 6-43 montre les résultats de la simulation pour un essai surconsolidé. Le modèle surestime la résistance du sol, puisque l'échantillon a subi une rupture fragile et qu'il n'est pas parvenu à atteindre la résistance de pic. De même le comportement volumique uniquement dilatant de cet essai était particulier, si bien que le modèle ne peut le prédire.

6.2.7 CONCLUSIONS SUR LE MODELE HISS- δ_1 -unsat

Le modèle donne globalement de bonnes prédictions dans le domaine de succions et de contraintes étudiées. Les principales caractéristiques (résumées à la section 6.1) que doit pouvoir reproduire un modèle pour les sols non saturés, sont reprises dans le Tableau 6-6 une à une et la capacité du modèle est discutée pour chacun des points.

Tableau 6-6 : Capacité du modèle δ_1 -unsat à reproduire les principaux comportements des sols non saturés

Comportement	Capacité du modèle	Qualitatif	Quantitatif
A. HYDRIQUE			
A1. Domaine saturé à succion non nulle (***)	Est pris en compte indirectement avec l'introduction d'un changement de comportement quand $s > s_e$.	☺	☺
A2. Déformations irréversibles dans le domaine saturé et réversibles dans le domaine non saturé (***)	La simulation du chemin hydrique a permis de modéliser de façon satisfaisante ce comportement.	☺	☺
A3. Effondrement (**)	Intègre ce comportement.	☺	?
A4. Hystérèse hydrique (*)	N'est pas pris en compte.	✗	✗
A5. Influence de la contrainte mécanique sur le comportement hydrique (*)	Parvient à prédire une génération de ϵ_{vh}^p qui diminue quand la contrainte de consolidation mécanique augmente.	☺	?
B. MECANIQUE (isotrope)			
B1. Augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion (***)	Intègre ce comportement.	☺	☹
B2. Diminution de la compressibilité avec la succion (**)	Intègre ce comportement.	☺	☺
C. MECANIQUE (déviatoire)			
C1. Augmentation de la résistance de pic avec la succion (***)	Parvient à une bonne prédiction de la résistance de pic.	☺	☺

C2. Comportement volumique (*)	Comportement conforme à l'observation, mais la dilatance est surestimée quand la succion devient importante.	☺	☹
C3. Fragilisation (**)	Pas pris en compte.	✗	✗
C4. Augmentation de la rigidité avec s (*)	N'est pas pris en compte, mais cela n'influence que peu les résultats globaux.	✗	✗
C5. Existence d'un état critique à succion constante (*)	C'est un modèle qui simule le comportement de pic et non pas l'état critique.	✗	✗

☺ = bon, ☹ = moyen, ☹ = mauvais et ✗ = comportement non intégré par le modèle

Propositions pour la suite

Quelques propositions peuvent être faites pour la suite au vu des résultats:

- Il serait intéressant de mieux connaître l'évolution de la compressibilité hydrique sous l'effet de la contrainte mécanique d'un point de vue expérimental. On pourrait ainsi déterminer la dépendance du paramètre a_3 avec p' .
- Il serait également souhaitable d'effectuer des essais plus nombreux pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air, pour mieux définir l'évolution de la résistance de pic pour ces valeurs. Il serait dans ce cas envisageable de proposer une autre loi d'évolution de r avec s .
- La dilatance prédite avec ce modèle est surestimée. Nous avons proposé une adaptation du modèle pour limiter cette dilatance en faisant évoluer le paramètre de non-associativité κ_s . Il serait intéressant de déterminer, si cette modification est liée à une évidence expérimentale ou purement à ce type de modèle.
- Ce modèle, comme l'ensemble des modèles de la littérature basés sur une approche en milieux continus, ne permet pas de reproduire le comportement fragile observé pour les succions les plus fortes. Nous proposons donc dans la suite de ce travail d'introduire un concept d'endommagement pour prédire cette fragilisation des sols non saturés (cf. 6.4)

6.3 SIMULATION DES ESSAIS NON DRAINES

Le comportement mécanique des sols non saturés en conditions non drainées en eau peut être approché par une formulation hydromécanique. Cette dernière permet la détermination de l'évolution de la pression interstitielle au cours des essais.

Dans le chapitre 2, on a décrit le sol comme un mélange de trois constituants ayant une densité propre ρ et dont le volume est lié à la fraction volumique n et au degré de saturation S_r . Chacune des phases est un milieu continu auquel s'appliquent les équations de la mécanique des milieux continus.

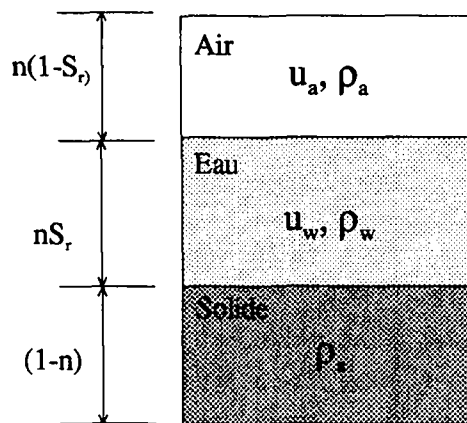


Figure 6-44: Répartition schématique des constituants du sol

Dans les essais non saturés à teneur en eau constante, c'est la pression d'eau qui est mesurée et la pression d'air est imposée. La pression interstitielle peut ainsi être obtenue seulement à partir des équations de continuité des phases solide et eau.

Pour la formulation globale triphasique du milieu non saturé, le lecteur peut se référer à (Hutter *et al.* 1998, Laloui *et al.* 1998, Klubertanz *et al.* 1997).

6.3.1 EQUATIONS DE CONSERVATION DE LA MASSE

L'équation de la conservation de la masse du fluide (eau dans ce cas) s'écrit:

$$\partial_t \rho_w^* + \text{div}(\mathbf{v}_w) \rho_w^* = 0 \tag{Eq. 6-39}$$

avec

\mathbf{v}_w la vitesse de l'eau et

ρ_w^* la densité volumique définie par: $\rho_w^* = nS_r \rho_w$

avec ρ_w la densité volumique intrinsèque du fluide multiplié et nS_r la fraction volumique occupée par l'eau.

L'Eq. 6-39 s'écrit alors

$$\partial_t (nS_r \rho_w) + nS_r \rho_w \text{div} \mathbf{v}_w = 0 \tag{Eq. 6-40}$$

Cette dernière peut se mettre sous la forme:

$$nS_r \partial_t \rho_w + \rho_w n \partial_t S_r + S_r \rho_w \partial_t n + nS_r \rho_w \text{div} \mathbf{v}_w = 0 \tag{Eq. 6-41}$$

qui devient:

$$\frac{n}{\rho_w} \partial_t \rho_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + \partial_t n + n \text{div}(\mathbf{v}_w) = 0 \tag{Eq. 6-42}$$

Il est d'usage d'exprimer la variation de densité par la relation (Laloui 1993):

$$\frac{\partial_t \rho_w}{\rho_w} = \beta_w \partial_t u_w \tag{Eq. 6-43}$$

où β_w représente la compressibilité de l'eau.

L'expression (Eq. 6-42) s'écrit alors

$$n\beta_w \partial_t u_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + \partial_t n + n \operatorname{div}(\mathbf{v}_w) = 0 \quad \text{Eq. 6-44}$$

L'équation de la conservation de la masse du solide s'écrit de même:

$$\partial_t \rho_s^* + \operatorname{div}(\mathbf{v}_s) \rho_s^* = 0 \quad \text{Eq. 6-45}$$

avec

\mathbf{v}_s la vitesse du squelette solide et

ρ_s^* la densité volumique définie par: $\rho_s^* = (1-n) \rho_s$

avec ρ_s la densité volumique intrinsèque des grains solides

et $(1-n)$ la fraction volumique occupée par le solide.

L'équation Eq. 6-45 s'écrit:

$$\partial_t (1-n) \rho_s + (1-n) \rho_s \operatorname{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-46}$$

Cette dernière peut se mettre sous la forme

$$-\partial_t n \rho_s + (1-n) \partial_t \rho_s + (1-n) \rho_s \operatorname{div} \mathbf{v}_s = 0$$

qui devient:

$$-\partial_t n + (1-n) \frac{1}{\rho_s} \partial_t \rho_s + (1-n) \operatorname{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-47}$$

De même, il est d'usage d'exprimer la variation de densité par la relation (Laloui 1993):

$$\frac{\partial_t \rho_s}{\rho_s} = \beta_s \partial_t \mu_w \quad \text{Eq. 6-48}$$

où β_s représente la compressibilité du solide.

L'expression Eq. 6-46 devient alors:

$$-\partial_t n + (1-n) \beta_s \partial_t u_w + (1-n) \operatorname{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-49}$$

La combinaison des équations de conservation de la masse de l'eau et du solide (Eq. 6-44 et Eq. 6-49) donne:

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \partial_t u_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + n \operatorname{div} \mathbf{v}_w + (1-n) \operatorname{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-50}$$

La vitesse relative entre le solide et l'eau, \mathbf{v}_{rs-w} , est définie par la relation suivante:

$$\mathbf{v}_{rs-w} = \mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s \quad \text{Eq. 6-51}$$

La vitesse absolue de l'eau s'exprime alors:

$$\mathbf{v}_w = \mathbf{v}_{rs-w} + \mathbf{v}_s \quad \text{Eq. 6-52}$$

L'expression Eq. 6-50 devient:

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \partial_t u_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + \underbrace{n \text{div} \mathbf{v}_{rs-w}}_X + n \text{div} \mathbf{v}_s + (1-n) \text{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-53}$$

Le terme X représente l'écoulement du fluide relativement au solide et peut être exprimé par la loi de Darcy (Hutter *et al.* 1999). Dans notre cas, ce terme est négligé, du fait que la même pression d'eau règne dans tout l'échantillon ($\text{grad } u_w \equiv 0$).

L'expression de l'Eq. 6-53 se simplifie alors:

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \partial_t u_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + \text{div} \mathbf{v}_s = 0 \quad \text{Eq. 6-54}$$

Or la vitesse s'exprime par $\mathbf{v}_s = \partial_t \mathbf{u}_s$ (avec \mathbf{u}_s le champ de déplacement du squelette).

Avec l'hypothèse des petites déformations et d'un milieu isotrope

$$\text{div} \partial_t \mathbf{u}_s = \text{tr}(\partial_t \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}) = \partial_t \varepsilon_v \quad \text{Eq. 6-55}$$

L'Eq. 6-54 devient finalement:

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \partial_t u_w + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r + \partial_t \varepsilon_v = 0 \quad \text{Eq. 6-56}$$

La pression de l'eau peut alors être obtenue en fonction de la déformation volumique et de la variation du degré de saturation par:

$$\partial_t u_w = - \frac{1}{[(1-n)\beta_s + n\beta_w]} \left(\partial_t \varepsilon_v + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r \right) \quad \text{Eq. 6-57}$$

Cette expression peut être simplifiée, puisque la compressibilité des grains est négligeable par rapport à la compressibilité de l'eau.

$$\partial_t u_w = - \frac{1}{n\beta_w} \left(\partial_t \varepsilon_v + \frac{n}{S_r} \partial_t S_r \right) \quad \text{Eq. 6-58}$$

Pour la simulation numérique, il est nécessaire de déterminer deux termes dans cette expression: la compressibilité de l'eau et la variation du degré de saturation. Ces deux points sont présentés ci-dessous.

6.3.2 COMPRESSIBILITE DE L'EAU

De nombreux auteurs ont cherché à déterminer la compressibilité d'un fluide composé d'un mélange d'eau et d'air. Cette expression est en général déterminée en fonction des compressibilités des deux phases (air et eau) et en considérant la loi des gaz parfaits (loi de Boyle) et la loi de Henry (cf. 2.1.2) pour la solubilité de l'air. Bishop et Eldin (1960, cités dans Fredlund et Rahardjo 1993) ont proposé la relation suivante pour déterminer la compressibilité du fluide β_f (mélange eau + air), en négligeant la compressibilité de l'eau:

$$\beta_f = (1 - S_r + HS_r)u_{a0} / u_a^2 \tag{Eq. 6-59}$$

où H est la constante de Henry, admis égale à 0.02 (cf. 2.1.2);

u_a est la pression moyenne d'air dans l'échantillon et u_{a0} la pression moyenne d'air initiale. Dans le cas des essais non drainés effectués sur le limon de Sion, la pression d'air est imposée, si bien que $u_a = u_{a0}$.

Bien que notre approche porte sur un milieu triphasique, la détermination de la pression de l'eau u_w se limite à l'utilisation des équations de conservation de la masse des phases solide et eau (Eq. 6-58). Nous adoptons pour la suite l'expression de Bishop et Eldin (Eq. 6-59) pour évaluer la compressibilité de l'eau contenant des bulles d'air ($\beta_f = \beta_w$).

6.3.3 RELATION DEGRÉ DE SATURATION-SUCCION

Dans l'expression de l'Eq. 6-58 intervient la dérivée temporelle du degré de saturation S_r . Le degré de saturation est fonction de la succion, si bien qu'il est nécessaire de définir une relation entre le degré de saturation et la succion. De nombreux auteurs ont proposé des expressions mathématiques pour décrire cette courbe. Nous avons utilisé la loi proposée au LMS par Seker (1983):

$$S_r = \frac{1}{1 + \left(\frac{\log(10 * s)}{\psi_0} \right)^{1/\psi_1}} \tag{Eq. 6-60}$$

d'après Seker, 1983
succion exprimée en kPa

où ψ_0 et ψ_1 sont des paramètres du matériau.

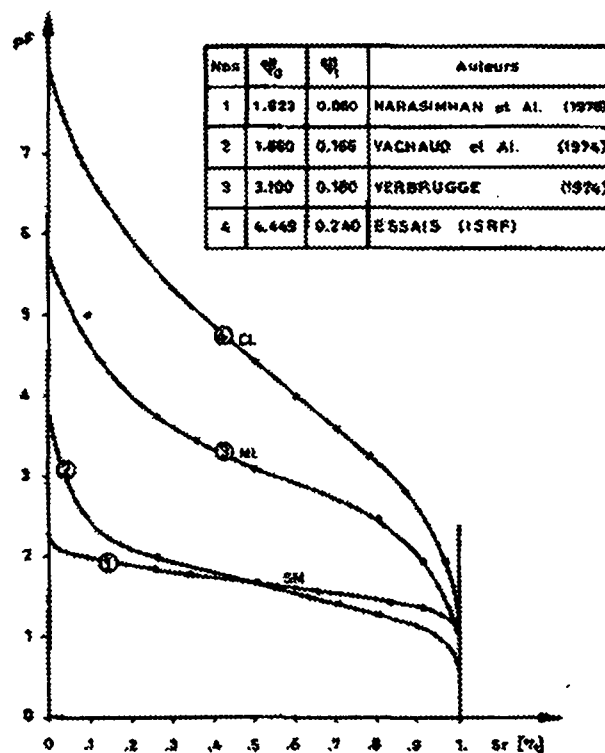


Figure 6-45: Evolution de la succion (exprimée en pF) en fonction de S_r comparaison entre l'expérimental et la relation de Seker (Seker 1983)

Dans cette relation il n'est pas tenu compte de la variation de l'indice des vides sur le chemin hydrique. Il existe une forme plus évoluée incorporant la variation de l'indice des vides que nous n'avons pas estimé nécessaire d'intégrer pour la simulation des essais effectués sur le limon de Sion.

La Figure 6-45 montre pour quatre matériaux la bonne adéquation entre la relation proposée par Seker et les points expérimentaux.

6.3.4 INTEGRATION DU COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DANS LE MODELE δ_1 -unsat.

L'intégration du comportement hydromécanique dans le modèle unsat- δ_1 est faite pas par pas. Pour chaque étape de calcul, le degré de saturation, sa dérivée temporelle, la contrainte effective et la succion sont mis à jour.

6.3.5 VALIDATION

Pour la validation, il faut d'abord déterminer les paramètres de matériau qui permettent de définir la relation entre la succion et le degré de saturation. La Figure 6-46 montre l'application de la relation de Seker (Eq. 6-60) au limon de Sion avec comme paramètres:

$$\psi_0 = 3.3 \text{ et } \psi_1 = 0.055.$$

Ces paramètres ont été déterminés par calage. La corrélation entre les points expérimentaux et la forme mathématique proposée par Seker est bonne.

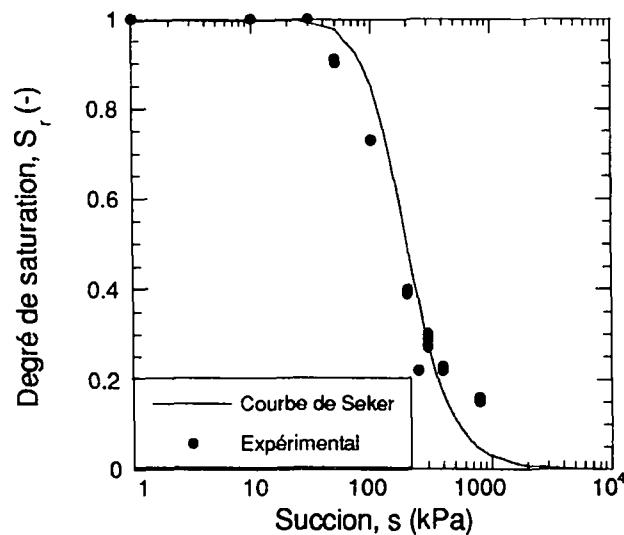


Figure 6-46: Relation s-Sr, comparaison entre les points expérimentaux et la courbe théorique proposée par Seker

En ce qui concerne l'évolution de la compressibilité de l'eau à différentes pressions d'air absolues, on voit sur la Figure 6-47 que dans le cas saturé cette compressibilité tend vers une valeur théorique de $4.57 \cdot 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$, mais comme les échantillons ne sont jamais saturés de façon absolue, pour prédire le comportement saturé, la valeur suivante a été choisie pour β_w :

$$\beta_w = 2 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1} \text{ (cas saturé).}$$

Ceci correspond sur le graphique à l'intersection de la droite qui tient compte de la solubilité de l'air dans l'eau à pression atmosphérique de normale de 101.3 kPa à $S_r=1$.

Pour les succions non nulles, l'Eq. 6-59 de Bishop et Eldin a été utilisée (cette équation ne pouvait être appliquée à pression d'air nulle à cause du numérateur). Nous avons vérifié au cours des simulations l'évolution de la compressibilité. Pour un cas par exemple, où la pression d'air est de 100 kPa ($S_{r \text{ initial}} \equiv 0.8$), à une contrainte de confinement de 300 kPa, la compressibilité variait entre:

$$\beta_w = 1.65 \cdot 10^{-3} \text{ et } 1.02 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1} \text{ (cas non saturé).}$$

Ces valeurs sont conformes à la courbe de la Figure 6-47.

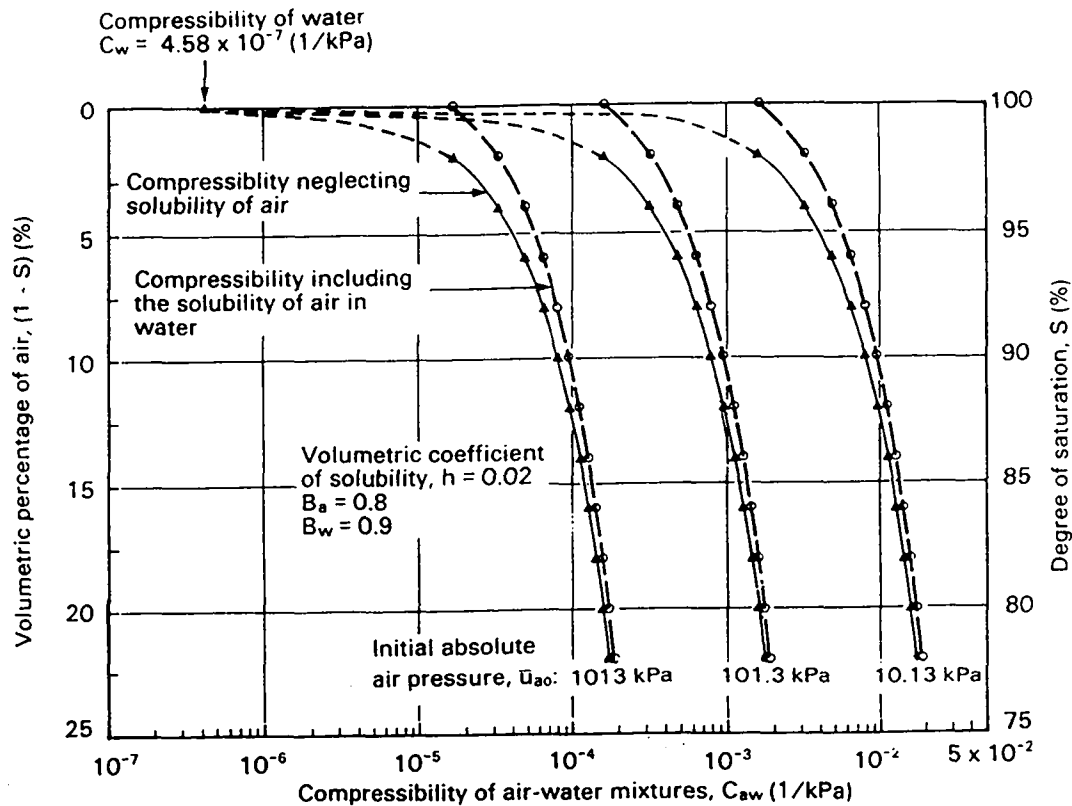


Figure 6-47: Effet de la solubilité de l'air sur la compressibilité du mélange air-eau (Fredlund et Rahardjo 1993)

La Figure 6-48 montre le résultat des simulations des essais à teneur en eau constante effectués à $\sigma_3=300$ kPa et $u_a=0, 100, 200$ et 280 kPa.

On voit que le résultat de la simulation est bon pour le cas saturé de référence. De même pour l'essai effectué à 100 kPa de pression d'air la prédiction est satisfaisante. Au-delà, les échantillons présentent un comportement de type fragile avant d'atteindre le pic de résistance. Comme déjà mentionné, il n'est pas possible de prédire un tel comportement avec une approche en milieu continu. On peut néanmoins observer qualitativement que la génération de pressions interstitielle diminue quand l'échantillon est plus sec, ce qui semble conforme à la logique.

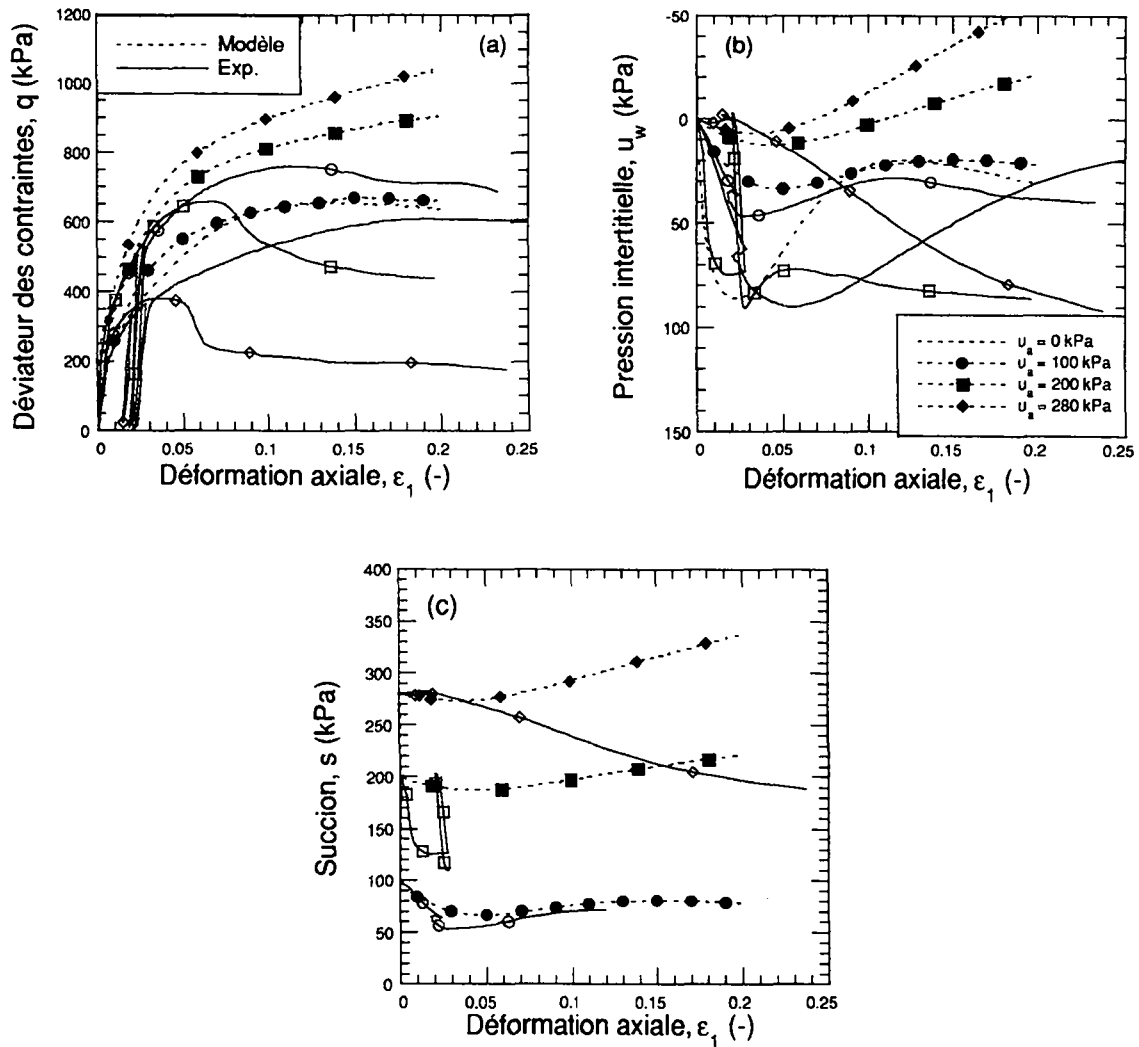


Figure 6-48: Simulation des essais à $\sigma_3=300$ kPa et $u_a=0, 100, 200$ et 280 kPa

La Figure 6-49 montre le résultat des simulations des essais à teneur en eau constante effectués à un niveau de pression mécanique moyenne plus important $\sigma_3=1000$ kPa et $u_a=0, 100, 200$ et 280 kPa.

La prédiction du comportement à pression d'air nulle et à $u_a=100$ kPa est très bonne. Les courbes donnent quantitativement de bons résultats dans tous les plans. Pour les succions supérieures, il semble qu'il y a à nouveau un comportement de type fragile qui a empêché les échantillons d'atteindre leur résistance de pic.

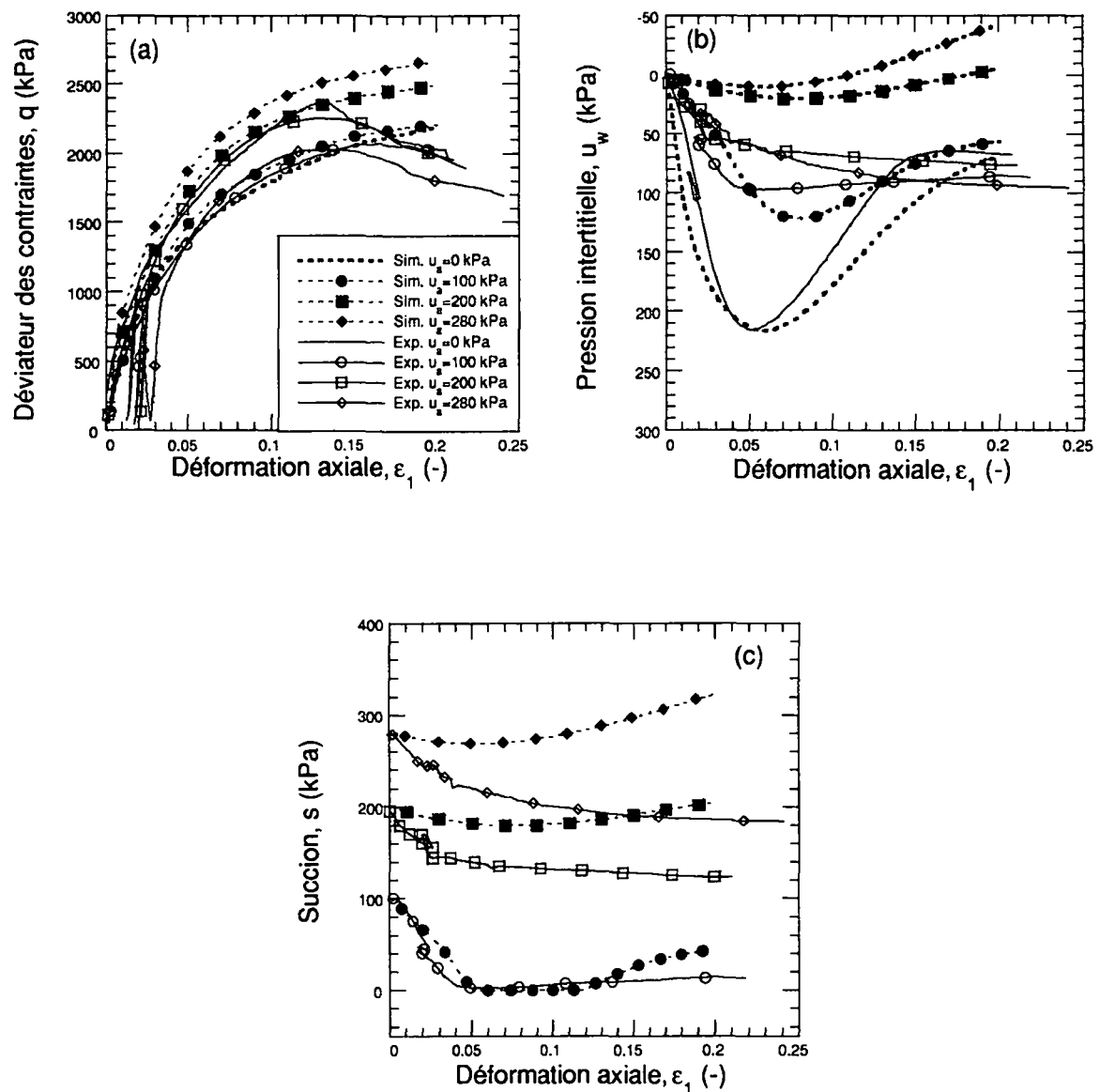


Figure 6-49: Simulation des essais à $\sigma_3=1000$ kPa et $u_e=0, 100, 200$ et 280 kPa

En conclusion, il a été montré que la formulation hydromécanique triphasique utilisée, couplée aux lois d'évolution de Seker (1983) et de Bishop et Eldin (1960), permet une bonne prédiction de l'évolution de la pression interstitielle et de la résistance des essais effectués en conditions non drainées en eau.

6.4 DISTURBED STATE CONCEPT APPLIQUE AU MODELE δ_1 -unsat

6.4.1 INTRODUCTION

Afin de pouvoir modéliser le comportement fragile des sols à faible degré de saturation et faible contrainte moyenne nette, le modèle δ_1 -unsat est complété en introduisant un concept d'endommagement dans le cadre général de l'élastoplasticité.

Le « disturbed state concept » (DSC), qui pourrait se traduire par concept d'endommagement, a été développé par Desai (1987) initialement pour les sols saturés pour décrire des comportements particuliers tels que l'adoucissement, la microfissuration et l'endommagement. Cette théorie a ensuite été étendue au comportement des sols non saturés à fortes succions par C.S. Desai, L. Vulliet, L. Laloui et F. Geiser (cf. Desai *et al.* 1996 et Geiser *et al.* 1997) pour les sols non saturés.

6.4.2 INTRODUCTION AU « DISTURBED STATE CONCEPT »

Ce chapitre présente un concept alternatif et unifié pour la caractérisation du comportement mécanique des matériaux et interfaces (Desai 1995, Desai et Toth 1996). Il est basé sur un concept d'endommagement (noté DSC) qui permet d'incorporer des changements microstructuraux du matériau sous l'effet de chargements externes (mécaniques, thermiques, environnementaux). Ces derniers sont à l'origine d'une modification de la structure du matériau d'un état dit intact (RI) vers un état dit ajusté (FA) (ou état critique) par un processus de réarrangement interne naturel. La réponse observée du matériau est interprétée en termes des réponses des deux parties du matériau (intact et ajusté), qui sont reliées entre elles par un indice d'endommagement.

Bien que ce modèle présente quelques similitudes avec les modèles classiques d'endommagement et les concepts récents de réorganisation interne critique (selforganised criticality), le DSC est plus général et couvre un grand éventail de réponses des matériaux. Sa formulation peut même être appliquée pour caractériser à la fois un solide et une interface (ou des joints). En effet ce concept introduit un mouvement relatif ainsi que des interactions entre les parties RI et FA; ceci est analogue aux déplacements relatifs d'un fluide par rapport à une partie solide.

Ce modèle a été appliqué avec succès par Desai et son équipe à des cas tels que la caractérisation du comportement de sables et argiles (Desai 1987, Wathugala et Desai 1989, Katti et Desai 1994), de joints dans les massifs rocheux et des interfaces entre béton et argile (Desai et Ma 1992). Récemment le DSC a été appliqué pour des composants électroniques (Chia et Desai 1994) et des céramiques composites (Desai et Toth 1994) (tous cités dans Desai 1995).

Formulation mathématique du DSC

Le DSC est basé sur l'idée qu'un élément de sol peut être traité comme un mélange de deux constituants : un à l'état relativement intact (RI) et l'autre dans un état ajusté par rapport à l'état de référence (FA \equiv fully adjusted).

La partie intacte est désignée par l'exposant "i" et la partie ajustée par l'exposant "c" (pour "critical state"). La fraction volumique de chaque partie est n^i , respectivement n^c pour la partie ajustée, avec:

$$n^i + n^c = 1 \quad \text{Eq. 6-61}$$

La densité du matériau ρ dépend des densités intrinsèques ρ^i et ρ^c :

$$\rho = n^i \rho^i + n^c \rho^c \quad \text{Eq. 6-62}$$

Par la suite, il sera admis que $\rho^i = \rho^c$. Ceci correspond au fait que la densité n'est pas affectée par le réarrangement interne.

L'état des contraintes du matériau observé est décrit par la relation

$$\sigma_{ij} = (1 - D)\sigma_{ij}^i + D \sigma_{ij}^c \quad \text{Eq. 6-63}$$

où σ_{ij} est la contrainte moyenne (pour reprendre une expression de la théorie des mélanges, ce n'est pas la trace du tenseur);

σ_{ij}^i et σ_{ij}^c sont les contraintes s'appliquant respectivement aux parties intactes et ajustées. La forme incrémentale de l'Eq. 6-63 s'écrit

$$\dot{\sigma}_{ij} = (1 - D)\dot{\sigma}_{ij}^i + D\dot{\sigma}_{ij}^c + dD(\sigma_{ij}^c - \sigma_{ij}^i) \quad \text{Eq. 6-64}$$

D est une variable d'état scalaire appelée indice d'endommagement, variant entre 0 (état intact) et 1 (état ajusté). De façon plus générale, D pourrait être une fonction tensorielle permettant de décrire des anisotropies induites. Nous nous limitons dans ce chapitre à une expression scalaire uniquement.

L'indice d'endommagement s'identifie à la fraction volumique de la partie ajustée, soit

$$D \equiv n^c \quad \text{Eq. 6-65}$$

Cet indice d'endommagement D est fonction de l'histoire du matériau, principalement caractérisée par la somme des déformations plastiques, ξ , par son état initial (pression initiale p_0 et densité initiale ρ_0) et d'autres variables décrivant des aspects dissipatifs, tels que la friction interparticulaire ϕ , la température θ et la viscosité (par le temps t):

$$D = \tilde{D}(\xi, p_o, \rho_o, \phi, \theta, t) \quad \text{Eq. 6-66}$$

D est obtenu sur la base de résultats expérimentaux. Une des méthodes de quantification de ce paramètre (voir Desai *et al.* pour les autres méthodes) est obtenu par exemple pour un état de déformation donné, par

$$D = \frac{\bar{\sigma}^i - \bar{\sigma}}{\bar{\sigma}^i - \bar{\sigma}^c} \quad \text{Eq. 6-67}$$

où la barre représente soit une composante du tenseur des σ_{ij} , soit un des invariants de ce tenseur (c'est un scalaire dans tous les cas). En faisant une hypothèse sur $\bar{\sigma}^i$ et $\bar{\sigma}^c$, (ces quantités n'étant pas directement mesurables), il est possible de déterminer D (cf. Figure 6-50).

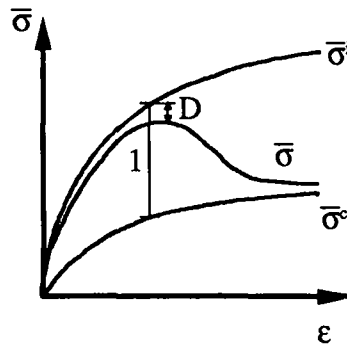


Figure 6-50 : Une des méthodes d'évolution de D

Une autre méthode expérimentale proposée pour l'estimation de D (Desai et Toth 1996) est de recourir à des mesures des vitesses v de transmission d'ondes acoustiques (Figure 6-51).

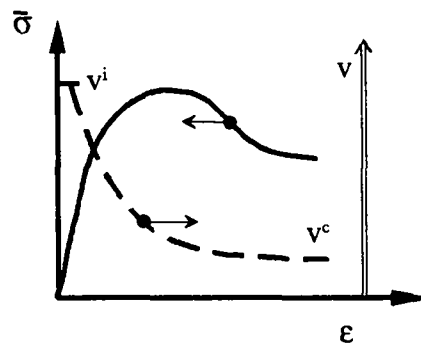


Figure 6-51 : Détermination de D par la méthode acoustique

Dans ce cas, D est donné par:

$$D = \frac{v^i - v}{v^i - v^c} \tag{Eq. 6-68}$$

6.4.3 EXTENSION DU MODELE DSC AUX SOLS NON SATURES

Dans le cadre de cette étude, nous proposons une extension du concept DSC aux sols non saturés. Dans ce cas, le comportement est décrit par deux variables d'états, à savoir la contrainte effective σ' et la succion s . Notre intérêt étant ici la modélisation du comportement post pic essentiellement, nous avons fait l'hypothèse que seule la contrainte effective est concernée par l'endommagement, soit

$$\sigma'_{ij} = (1 - D)\sigma'^i_{ij} + D\sigma'^c_{ij} \tag{Eq. 6-69}$$

où σ'^i_{ij} est la contrainte à l'état relativement intacte et σ'^c_{ij} la contrainte à l'état ajusté.

Comme ce sont les aspects déviatoires qui sont considérés, la succion qui est admise agir de façon isotrope n'est pas prise en compte.

L'indice d'endommagement D est postulé dépendant de p_0' , ξ et du degré de saturation S_r (cf. rapport interne LMS, Desai *et al.* 1996):

$$D = \tilde{D}(\xi, p'_o, S_r)$$

Eq. 6-70

La Figure 6-52 montre l'aspect possible de la courbe d'évolution de D en fonction de la trajectoire des déformations plastiques. Plus le degré de saturation est faible, plus la courbe se décale vers la gauche (c'est-à-dire plus l'endommagement est important).

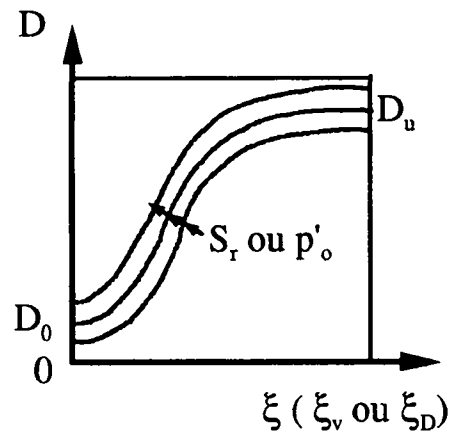


Figure 6-52: Forme de l'évolution de D en cours d'essai

Etats limites

Plusieurs descriptions des états limites sont possibles (Geiser *et al.* 1997, Desai *et al.* 1996).

On pourrait par exemple admettre que la contrainte σ^i soit exprimée par une loi purement élastique linéaire et que σ^c soit identiquement nulle.

On pourrait aussi borner plus finement le comportement en admettant que σ^i soit prédite par le modèle δ_1 -unsat et σ^c par le δ_1 saturé.

L'expérience a montré que ces deux variantes étaient peu satisfaisantes et conduisaient pour la première à des problèmes de formulation (le comportement non linéaire est entièrement couvert par la fonction D) et pour la seconde à une surestimation de la résistance ultime.

La variante finalement retenue est la suivante: l'état intact est représenté par le modèle constitutif δ_1 -unsat (cf. 6.2) décrivant le comportement du matériau non endommagé (sans fragilisation). L'état ajusté correspond à un état saturé et est simulé à l'aide du modèle HISS- δ_1 avec la contrainte initiale effective modifiée suivante:

$$p'_o \text{ mod.} = (p'_o - u_a) + S_r(u_a - u_w) \quad \text{Eq. 6-71}$$

Ce choix de modification de la contrainte initiale est motivé par l'observation des essais effectués sur le limon de Sion qui ont présenté une rupture de type fragile. Comme montré au chapitre 5, après fragilisation le sol tend vers un état ultime inférieur à celui d'un échantillon de sol intact.

Détermination de D

Le comportement fragile des sols non saturés apparaît essentiellement dans les plans déviatoires. On propose en conséquence de le déterminer comme une fonction de l'invariant des contraintes déviatoires:

$$D = \frac{\sqrt{J_{2D}^i} - \sqrt{J_{2D}^c}}{\sqrt{J_{2D}^i} - \sqrt{J_{2D}^c}}$$

Eq. 6-72

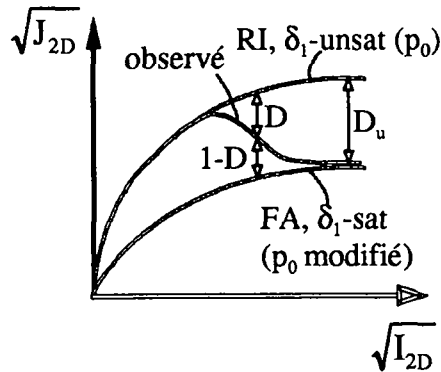


Figure 6-53 : Détermination de D comme une fonction de $\sqrt{J_{2D}}$

De même l'évolution de D est supposée dépendre de la trajectoire des déformations plastiques déviatoires ξ_D .

$$D = D_u (1 - e^{-B\xi_D^Z}) \tag{Eq. 6-73}$$

où B, Z et D_u sont des paramètres du matériau. Tous les paramètres peuvent être fonctions du degré de saturation.

Pour simplifier, nous avons fait l'hypothèse que D_u , qui représente la valeur ultime de l'endommagement était indépendant de S_r . Par contre les paramètres B et Z sont admis fonctions de S_r . Il ressortait également clairement des résultats expérimentaux, que le comportement fragile des sols non saturés est dépendant non seulement du niveau de saturation, mais également de la pression moyenne effective ou même du rapport entre la succion et la contrainte mécanique. Les paramètres B et Z sont donc certainement aussi fonctions de p' . Néanmoins pour l'instant, par simplification, nous négligeons cet aspect, ceci d'autant plus que tous les essais simulés l'ont été à des pressions moyennes effectives très proches.

Détermination des paramètres B et Z

On applique l'Eq. 6-72 tout le long du chemin de sollicitation en cherchant les incréments de déformations plastiques. On détermine ainsi l'évolution de D avec ξ_D à une succion donnée. Les paramètres Z et B sont déduits de l'Eq. 6-73, qui peut se réécrire :

$$\ln B + Z \ln(\xi_D) = \ln \left[\ln \left(\frac{D_u - D}{D_u} \right) \right] = D^* \tag{Eq. 6-74}$$

Finalement un graphe de D^* en fonction de $\ln(\xi_D)$ permet de déterminer le paramètre Z et $\ln(B)$, qui sont respectivement la pente et l'intersection de la droite de régression avec l'ordonnée (Figure 6-54). Les équations des droites de régression pour trois essais effectués à $p'=600$ kPa et à trois niveaux de succions sont représentées sur la Figure 6-54 et les valeurs des paramètres sont données dans le Tableau 6-7.

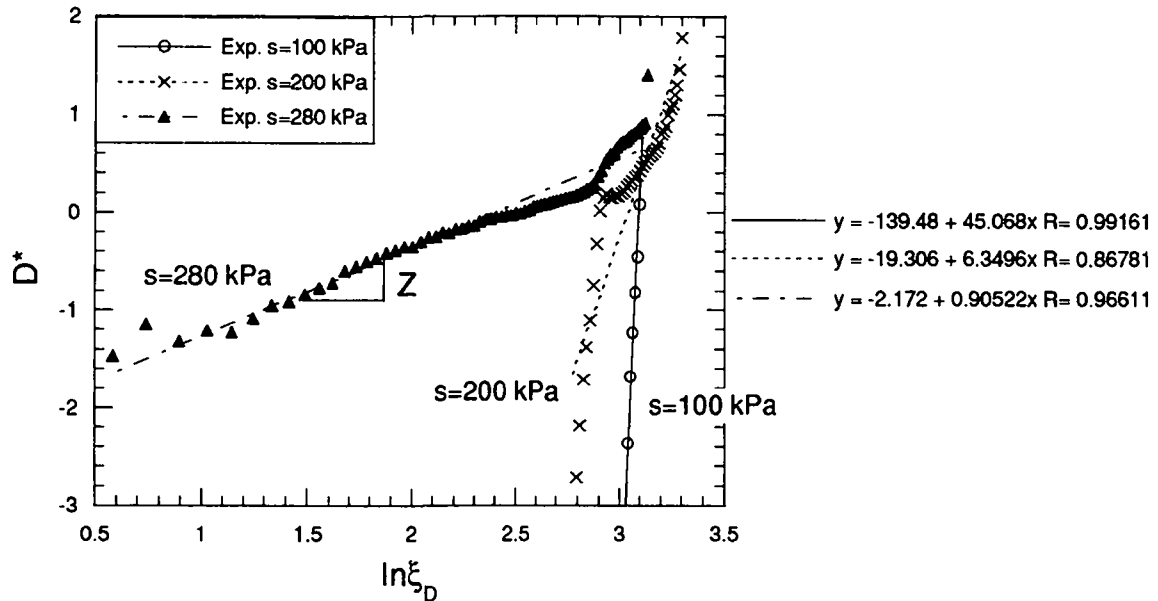


Figure 6-54: Détermination des paramètres de matériau B et Z pour les essais NSD4-10-12

Tableau 6-7 : Paramètres de la fonction d'endommagement (essais NSD4-10-12)

Succion s	S_r^*	$p_o'_{mod.}$	Z	B	D_u
100 kPa	0.85	584	45	$4.3 \cdot 10^{-61}$	0.85
200 kPa	0.49	498	6.35	$4.1 \cdot 10^{-9}$	0.85
280 kPa	0.31	407	0.91	0.114	0.85

*Le degré de saturation est déterminé sur la base de la relation $S_r(s)$ proposée par Seker (1983) et présentée à la section 6.3.3.

On remarque que les paramètres deviennent extrêmes (Z très grand et B très petit) pour $s = 100$ kPa, ce qui correspond à un cas où l'endommagement est très faible (cf. validation 6.4.6). La valeur de B peut être considérée comme nulle, c'est-à-dire que les déformations plastiques ξ_D n'influencent pratiquement plus l'indice d'endommagement (Eq. 6-73). Pour des raisons numériques toutefois, les calculs doivent être faits avec une valeur non nulle de B.

La comparaison entre l'indice d'endommagement observé et calculé (avec les paramètres du Tableau 6-7) est donnée dans la Figure 6-55.

On remarque que la concordance entre le calcul et l'observation est très bonne dans le cas où l'endommagement est important ($s = 280$ kPa). Par contre pour le cas où $s = 100$ kPa, le calage donne des résultats moyens. Ce résultat pourrait être amélioré en déterminant les paramètres B et Z non pas sur la base de tout l'essai, mais en faisant une droite de régression en négligeant les points initiaux. Nous avons néanmoins choisi de garder ce jeu de paramètres pour la validation du DSC (cf. 6.4.6). Cela permet en effet d'avoir une procédure de détermination de B et Z générale et indépendante de l'utilisateur.

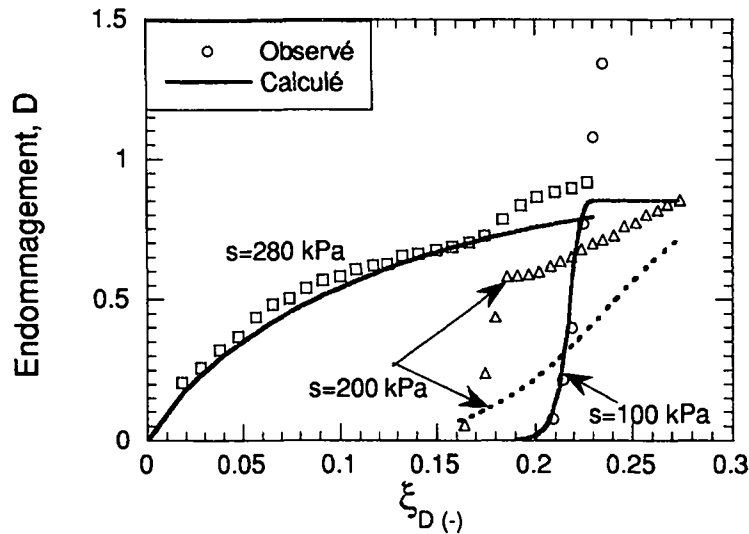


Figure 6-55: Comparaison entre l'endommagement observé et calculé

La Figure 6-56 montre l'évolution de B et Z avec la succion pour les essais effectués à une contrainte effective de confinement de 600 kPa.

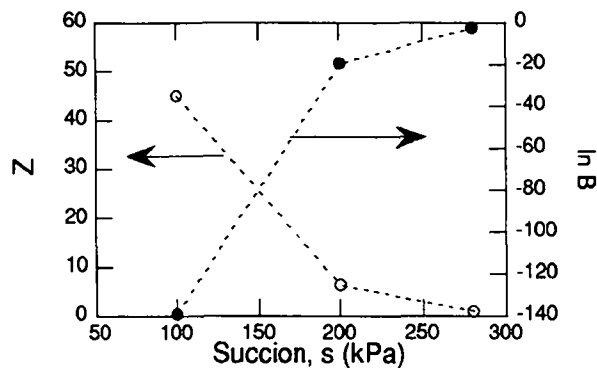


Figure 6-56: Evolution des paramètres B et Z avec la succion

En conclusion l'extension du modèle proposé demande la détermination de:

- 15 paramètres pour le modèle δ_1 -unsat (dont 10 pour la partie saturée et dont 3 pour la partie élastique du comportement)
- trois nouveaux paramètres B, Z et D_u , dont deux qui évoluent avec la succion pour la partie DSC

6.4.4 RUPTURE CINEMATIQUE POST-PIC

Dans nos essais utilisé plus loin pour la validation, nous avons observé, après le pic, la formation de bandes de cisaillement. Il est possible que ces bandes s'initialisent même avant le pic (cf. observation faites sur les essais du chapitre 5, Desrues 1996). Comme l'état de déformation post-pic n'est plus homogène, l'initialisation du DSC (qui fait une hypothèse de répartition uniforme des endommagements - "smeared cracking") serait critiquable. Cependant, Desai (1997) a montré que dans un tel cas, l'indice d'endommagement D intègre implicitement

une notion de longueur caractéristique. Ce point mériterait plus de développement et notamment d'essais avec des élancements divers, mais sort du cadre de cette étude.

6.4.5 INTEGRATION DU DSC DANS L'ALGORITHME DU MODELE

Le schéma de la Figure 6-57 montre de quelle façon le concept d'endommagement a été intégré dans l'algorithme du modèle δ_1 -unsat.

La réponse de modèle à l'état intact (RI) est déterminée au moyen du modèle δ_1 -unsat, l'état des contraintes, des déformations et la trajectoire des déformations plastiques déviatoires sont enregistrés. Ensuite sont calculés la contrainte initiale modifiée (Eq. 6-71) et la réponse du modèle HISS- δ_1 à succion nulle pour ce nouvel état initial (état FA). Finalement l'indice d'endommagement est calculé à l'aide de la relation (Eq. 6-73) pour chaque pas de calcul et l'état de contraintes et de déformations moyennes du sol est prédit.

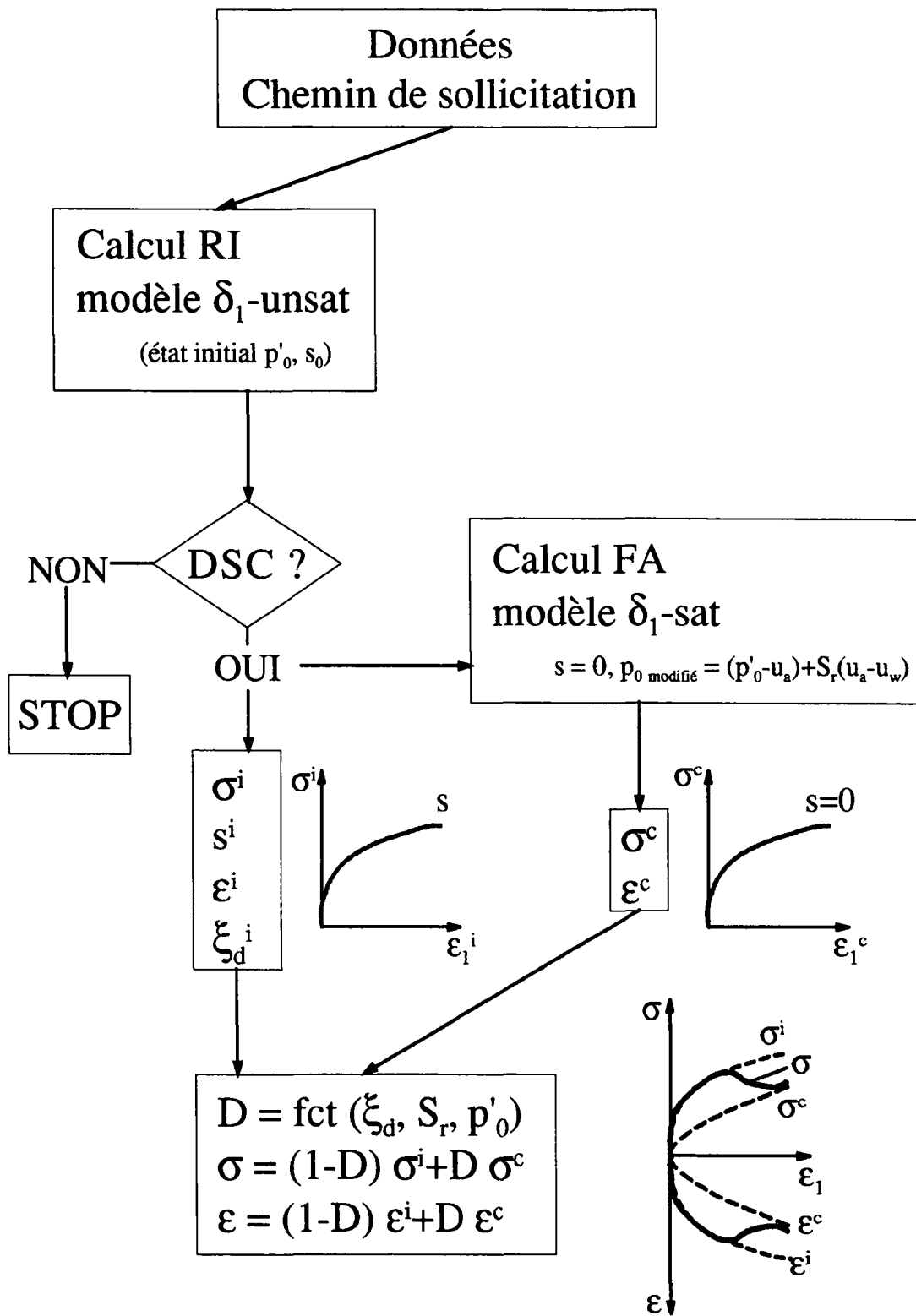


Figure 6-57: Organigramme du modèle avec DSC

6.4.6 VALIDATION DU DSC

La validation du modèle est faite pour les essais à contrainte de confinement effective de 600 kPa (NSD4-10-12). Trois niveaux de succions ont été testés avec les paramètres déterminés précédemment (cf. Tableau 6-7). Il ne s'agit pas vraiment de prédictions, puisque les paramètres liés à l'endommagement ont été déterminés pour chaque essai sur la base de la réponse dans le plan déviatoire.

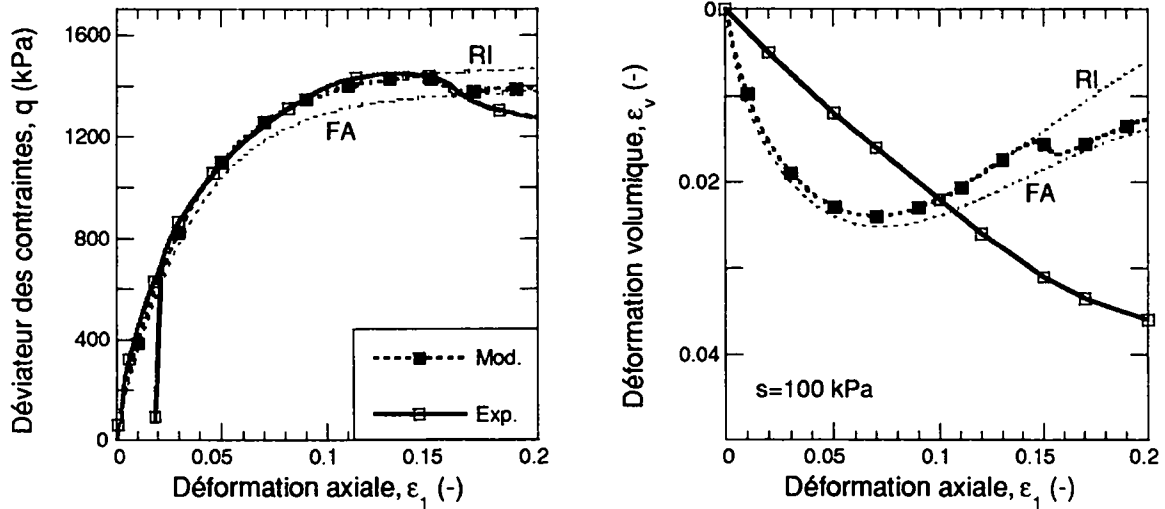


Figure 6-58: Simulation de l'essai NSD4 ($\sigma_3'=600$ kPa et $s=100$ kPa) avec les paramètres $Z=45$, $B=4.3 \cdot 10^{-61}$

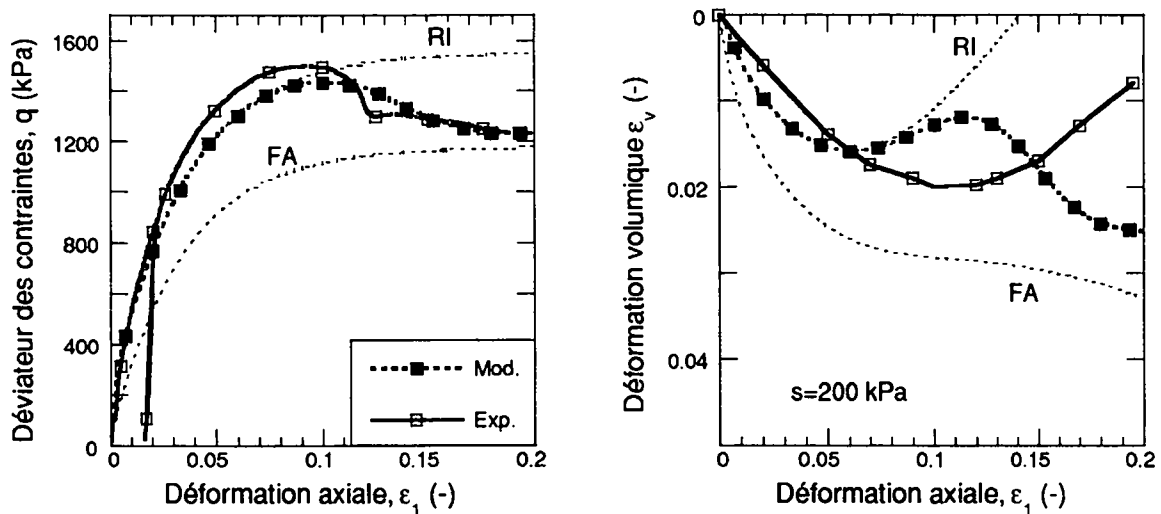


Figure 6-59: Simulation de l'essai NSD10 ($\sigma_3'=600$ kPa et $s=200$ kPa) avec les paramètres $Z=6.35$, $B=4.1 \cdot 10^{-61}$

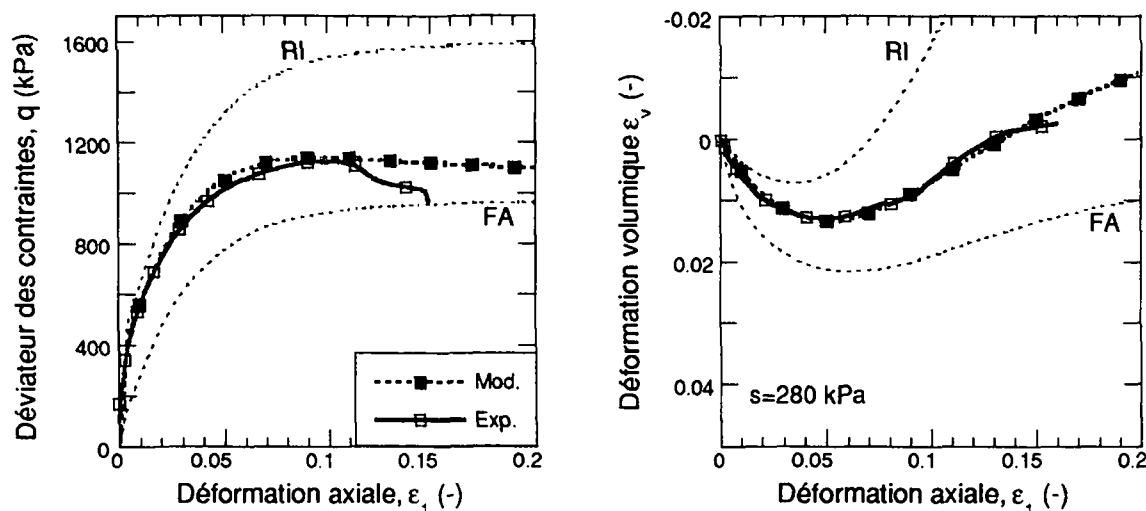


Figure 6-60 Simulation de l'essai NSD12 ($\sigma_3' = 600$ kPa et $s = 280$ kPa) avec les paramètres $Z = 6.35$, $B = 4.1 \cdot 10^{-9}$

La simulation du phénomène de fragilisation des essais non saturés avec le modèle DSC est bonne. Il faut néanmoins noter que dans ce cas les paramètres B et Z sont déterminés par calage. Le choix de modifier la contrainte initiale selon l'Eq. 6-71 est conforme aux résultats expérimentaux. Bien que les paramètres aient été calés sur la base des déviateurs des contraintes, les courbes simulées se rapprochent des courbes expérimentales avec l'introduction du DSC. La dilatance qui était trop marquée avec le modèle δ_1 -unsat pour de forts niveaux de succion diminue (le paramètre $\kappa = 0.42$ pour ces simulations).

Il est clair qu'à $s = 100$ kPa (Figure 6-58), l'intégration du DSC n'a que peu d'influence, puisque pour une succion aussi faible le phénomène de fragilisation est peu marqué.

L'essai effectué à faible degré de saturation ($s = 280$ kPa) est particulier (Figure 6-60). En effet expérimentalement cet essai n'était jamais parvenu à la résistance de pic minimale atteinte par les autres essais effectués au même niveau de contrainte effective. Pour ce niveau de succion élevé, la fragilisation commence dès le début de l'essai. La prédiction en termes de déviateur et de volume est très bonne. Ainsi le DSC n'est pas seulement capable de prédire une perte de résistance post-pic, mais également la fragilisation prématurée des sols non saturés.

6.4.7 CONCLUSIONS

L'introduction d'un concept d'endommagement associé au modèle δ_1 -unsat permet d'améliorer de façon satisfaisante la prédiction du comportement des sols non saturés et en particulier la fragilisation de ces sols.

Il serait nécessaire de tester le DSC sur un plus grand nombre d'essais pour mieux connaître l'évolution avec la succion et la contrainte mécanique des paramètres propres au DSC.

Ce concept pourrait également être utilisé en combinaison avec δ_1 -unsat pour simuler l'état critique des sols non saturés qui ne présentent pas de fragilisation, en prenant: les résultats d'une simulation effectuée avec le modèle δ_1 -unsat comme état intact et la même simulation (à la même contrainte effective) à succion nulle pour l'état FA.

Il serait également envisageable de prendre un indice d'endommagement D tensoriel, afin de distinguer le comportement déviatoire et le comportement volumique.

6.5 CONCLUSION SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES

Nous avons proposé dans ce chapitre d'étendre un modèle élasto-plastique conçu pour des sols saturés (HISS- δ_1) à l'intégration de la non-saturation des sols. Le nouveau modèle, δ_1 -unsat, est décrit avec deux contraintes indépendantes: la contrainte effective σ' et la succion s .

Le modèle δ_1 -unsat donne globalement de bonnes prédictions dans le domaine de succions et de contraintes étudiées. Il parvient à reproduire les principales caractéristiques (cf. résumé au Tableau 6-6) c'est-à-dire: existence sur un chemin de saturation d'un domaine saturé à succion non nulle où les déformations sont irréversibles, suivi d'un palier élastique dès que la succion d'entrée d'air est atteinte, l'effondrement, la prédiction d'une génération de déformations plastiques hydrique ε_{vh}^p qui diminue quand la contrainte de consolidation mécanique augmente, l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, diminution de la compressibilité avec la succion et l'augmentation de la résistance de pic avec la succion.

Les capacités du modèle δ_1 -unsat sont quantitativement bonnes. Néanmoins lors de la prédiction du comportement volumique lors d'essais de cisaillement, la tendance du modèle à la dilatance augmente trop fortement avec la succion. Nous avons proposé une adaptation numérique du modèle pour limiter cette dilatance en faisant dépendre le paramètre de non-associativité κ_∞ de la succion. Il serait intéressant de déterminer, si cette modification est liée à une évidence expérimentale ou purement à ce type de modèle. Le modèle δ_1 -unsat de base ne peut prédire un comportement de type fragile.

Le comportement non drainé a été modélisé de façon satisfaisante sur la base d'une formulation couplée hydromécanique pour milieux triphasiques.

L'introduction d'un concept d'endommagement (DSC) associé au modèle δ_1 -unsat a permis de prédire également le comportement de type fragile observés lors d'essais sur des échantillons à faible degré de saturation.

Quelques propositions peuvent être faites pour la suite au vu des résultats:

- Il serait intéressant de mieux connaître l'évolution de la compressibilité hydrique sous l'effet de la contrainte mécanique d'un point de vue expérimental. On pourrait ainsi déterminer la dépendance du paramètre d'écrouissage hydrique avec p' .
- Il serait également intéressant d'effectuer des essais plus nombreux pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air, pour mieux définir l'évolution de la résistance de pic pour ces valeurs. Il serait dans ce cas envisageable de proposer une autre loi d'évolution du paramètre de cohésion r avec s .
- Une première approche avec un concept d'endommagement est proposée dans le cadre de ce travail. Il serait nécessaire d'évaluer à l'avenir l'évolution des paramètres liés à la notion d'endommagement avec la succion et le niveau de contrainte, afin de proposer une formulation plus générale.
- Il faudrait bien sûr tester les capacités du modèle sur d'autres sols pour le valider de façon complète.

7. CONCLUSIONS

Deux aspects principaux ont été étudiés dans cette thèse:

la caractérisation du comportement mécanique des sols non saturés par des essais en laboratoire et l'élaboration d'un modèle constitutif élasto-plastique pour prédire le comportement des sols non saturés.

Pour effectuer les essais, il a d'abord été nécessaire de développer ou modifier des techniques expérimentales. Un accent particulier a été mis sur la difficulté de la mesure de volume pour un échantillon non saturé. Plusieurs techniques ont été comparées et deux approches ont été développées dans notre laboratoire: mesure du volume d'air de l'échantillon via un contrôleur eau-air et mesure par imagerie numérique. Par la suite les résultats des essais ont montré que les deux méthodes les plus fiables (avec nos équipements) sont:

- La déduction des changements de volume de l'échantillon par la mesure des variations de volume de la cellule. Cette méthode nécessite une longue calibration et a essentiellement été utilisée pour l'évaluation des changements de volume en cours de cisaillement (en chargement isotrope, nous ne recommandons pas cette méthode, les corrections à faire sur les mesures brutes sont plus difficilement évaluables).
- L'analyse d'image a donné de très bons résultats. Il nous paraît intéressant de recommander une telle méthode qui n'implique aucun contact avec l'échantillon en cours d'essai.

Le sol utilisé dans le cadre de ce travail est un limon remanié (limon de Sion). Le choix d'un sol remanié a permis de reproduire pour chaque essai des conditions initiales très proches d'un état vierge hydrique et mécanique. Ceci présente également l'avantage par rapport à la majorité des essais de la littérature qui sont faits sur sols compactés, de ne pas modifier la structure du sol et de ne pas avoir d'anisotropie initiale dans l'échantillon.

Pour pouvoir étudier les caractéristiques d'un sol non saturé, il a fallu au préalable étudier son comportement en conditions saturées (suction nulle). Les caractéristiques saturées du limon de Sion ont été définies par une série d'essais triaxiaux et oedométriques. Nous avons observé que ce sol s'apparentait de par son comportement plutôt à un sol pulvérulent. Les essais isotropes et oedométriques ont permis de définir les compressibilités mécaniques élastiques et élasto-plastiques du sol. Deux essais de fluage ont montré que ce sol présentait une consolidation secondaire négligeable. Les paramètres élastiques et les paramètres d'état critique ont été déterminés sur la base de nombreux essais avec une bonne corrélation. La forme de la surface de charge (limite pseudo élastique) de ce sol a été établie sur la base de ces mêmes essais. Elle s'approche de la forme d'un Cam-Clay original coupé par la droite d'état critique. Il a également été établi que le comportement du limon de Sion est clairement non associatif.

La caractérisation du comportement du limon de Sion remanié non saturé a ensuite été faite pour des gammes de contraintes variant entre 0 et 1200 kPa et des gammes de succions entre 0 et 400 kPa. Une série d'essais triaxiaux et oedométriques a également été réalisée comme en conditions saturées. A cela s'ajoute la caractérisation du comportement sur chemin hydrique (essentiellement de dessaturation) effectué dans une marmite (plaque tensiométrique).

La caractérisation hydrique a confirmé l'existence d'une hystérèse hydrique sur les cycles humidification-dessaturation. Elle a permis de définir une succion d'entrée d'air s_e variant entre 50 et 100 kPa pour le limon de Sion. La réponse hydrique et mécanique du sol change au-delà de cette valeur de succion.

La caractérisation du comportement mécanique isotrope a montré que la pression de préconsolidation augmente sous l'effet de la succion dans le plan $\log(p')-e$. Par contre, elle n'augmente que faiblement dans une représentation en contraintes nettes. L'évolution de la compressibilité mécanique (plan $\log p'-e$), n'a pu être déterminée de façon certaine. Il semble néanmoins que le comportement change suivant qu'on se trouve à des succions inférieures (augmentation ou stabilité de la compressibilité) à s_e ou supérieures (sans doute diminution de la compressibilité).

Les essais déviatoires ont montré que la rigidité augmente avec la succion à pression moyenne effective ou nette constante. La résistance de pic augmente également avec la succion. Ceci entraîne une augmentation de la cohésion de pic (aussi bien avec une interprétation en contrainte effective que nette). Par rapport à d'autres sols, on peut considérer que l'angle de frottement au pic est indépendant de la succion. Une loi d'évolution linéaire simplifiée de la cohésion en fonction de la succion a été proposée pour les applications pratiques. La succion semble avoir un effet similaire à une surconsolidation mécanique, quand on représente les résultats dans le plan des contraintes effectives. Des ruptures de types fragiles apparaissent pour les domaines de succions fortes ou quand la pression moyenne nette devient faible. Pour ce sol, quand le rapport u_a/p' est supérieur à 0.45, ces ruptures apparaissent avant que l'échantillon ait atteint l'état de pic.

L'évolution de l'état critique a été interprétée en termes de contraintes effectives et nettes. Au niveau de la résistance, la droite d'état critique peut être considérée comme unique quelque soit le niveau de succion dans le plan $p'-q$; ce n'est pas le cas dans le plan $p^* - q$. Le comportement volumique n'est pas représenté par un droite unique.

La forme de la surface de charge a été déterminée pour quatre contraintes mécaniques moyennes à différents niveaux de succion. L'interprétation des essais a montré que les surfaces de charges F s'accroissent sous l'effet de la succion aussi bien dans le plan $p' - q$ que $p^* - q$. Le modèle HISS δ_1 -unsat donne une bonne prédiction de la forme de F . Cette information sur la taille et la forme de la zone pseudo-élastique est très importante pour certaines applications pratiques à l'état de service (par exemple les problèmes de tassement).

L'interprétation des essais non saturés a permis de montrer qu'il n'était pas justifié de tout représenter dans le plan des contraintes nettes comme le veut la tendance actuelle. La représentation dans le plan des contraintes effectives a parfois donné pour nos essais des résultats plus intéressants et plus facilement exploitables (en particulier par l'existence d'une droite d'état critique unique dans le plan p' - q).

Tous ces essais, auxquels s'ajoutent les résultats de la littérature, forment une base de données qui nous a permis de définir les caractéristiques essentielles du comportement des sols non saturés et que doit reproduire un modèle constitutif.

Nous avons étendu un modèle élasto-plastique conçu pour des sols saturés (HISS- δ_1) à l'intégration de la non-saturation des sols. Le nouveau modèle, δ_1 -unsat, est décrit avec deux contraintes indépendantes: la contrainte effective σ' et la succion s . Deux surfaces de charges, l'une mécanique et l'autre hydrique, permettent de décrire le comportement du sol. Le couplage des surfaces se fait par l'intermédiaire des déformations plastiques.

Ce nouveau modèle nécessite l'intégration de cinq nouveaux paramètres: trois qui caractérisent le comportement purement hydrique, un pour permettre l'augmentation de la résistance de pic avec la succion et le dernier qui permette d'agrandir la zone pseudo-élastique sous l'effet de la succion.

Le modèle δ_1 -unsat donne globalement de bonnes prédictions dans le domaine de succions et de contraintes étudiées. Il parvient à reproduire les principales caractéristiques des sols non saturés c'est-à-dire: (1) existence sur un chemin de dessaturation d'un domaine saturé à succion non nulle où les déformations sont irréversibles, suivi d'un palier élastique dès que la succion d'entrée d'air est atteinte, (2) l'effondrement, la prédiction d'une génération de déformations plastiques hydrique ε_{vh}^p qui diminue quand la contrainte de consolidation mécanique augmente, (3) l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, (4) diminution de la compressibilité avec la succion et (5) l'augmentation de la résistance de pic avec la succion.

En particulier la prédiction du comportement à faible déformation (forme de la surface de charge proche des points expérimentaux) est bien décrite par ce modèle. Néanmoins lors de la prédiction du comportement volumique sous l'effet d'un essai triaxial, la tendance du modèle à la dilatance est trop marquée. Nous avons proposé une adaptation numérique du modèle pour limiter cette dilatance en faisant évoluer le paramètre de non-associativité κ_{∞} . Il serait intéressant de déterminer, si cette modification est liée à une évidence expérimentale ou purement à ce type de modèle.

Le comportement non drainé a été modélisé de façon satisfaisante sur la base d'une formulation couplée hydromécanique pour milieux triphasiques.

L'introduction d'un concept d'endommagement (DSC) associé au modèle δ_1 -unsat a permis de prédire également le comportement de type fragile. Il s'agit d'un comportement non homogène, l'indice d'endommagement intègre implicitement une notion de longueur caractéristique pour en tenir compte. Une première approche est proposée dans le cadre de ce travail. Il serait nécessaire d'évaluer à l'avenir l'évolution des paramètres liés à la notion d'endommagement avec la succion et le niveau de contrainte, afin de proposer une formulation plus générale.

De façon générale, la connaissance des sols non saturés n'est pas encore suffisante, si on la compare à celle des sols saturés. Si les problèmes de résistance sont bien connus, par contre d'autres points nécessitent encore une recherche expérimentale importante. En particulier peu de recherches ont été effectuées sur la caractérisation du comportement élastique et la détermination de la limite pseudo-élastique dans le plan tridimensionnel contrainte moyenne- déviateur - succion. Or cette connaissance est indispensable pour appréhender de façon correcte des problèmes à l'état de service. Enfin la compréhension du phénomène de fragilisation n'est pas encore maîtrisée.

Notre étude sur le comportement du limon de Sion nous a permis d'arriver à plusieurs conclusions. Les problèmes de la pratique courante de l'ingénieur (stabilité de talus, tassements) peuvent être résolus par des lois simples d'évolution avec la succion des paramètres de matériau tels que l'angle de frottement, la cohésion et la compressibilité. Le niveau de succion dans les sols peut aisément être évalué sur la base des courbes hydriques à partir de la teneur en eau du sol en place. Ces conclusions sur le comportement du limon de Sion sont partiellement extensibles à d'autres sols.

Pour la résolution de problèmes plus complexes (stockage de déchets nucléaires par exemple), il est nécessaire de développer un outil de calcul qui intègre le comportement élastoplastique des sols non saturés ainsi que le couplage hydromécanique. Nous avons proposé un modèle constitutif qui permet de prédire les aspects les plus importants du comportement des sols non saturés de façon satisfaisante. Cet outil doit être validé sur des résultats expérimentaux autres que les nôtres et implémenté dans un code d'élément fini basé sur une formulation couplée triphasique incluant les aspects de la non saturation. De plus le choix de contraintes adopté (contrainte effective σ' et succion s) dans la formulation du modèle δ_1 -unsat permet un passage continu d'un état saturé à non saturé du sol sans problèmes particuliers (ce qui n'est pas le cas des modèles écrits en termes de contraintes nettes σ^* et de succion s).

BIBLIOGRAPHIE

- Abou-Bekr, N. (1995), *Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés*, Thèse, 210 p., Ecole Centrale, Paris.
- Adams, B. A., D. Wulfsohn et D. G. Fredlund (1996), *Air volume change measurement in unsaturated soil testing using a digital pressure-volume controller*, *Geotechnical Testing Journal*, **19** (1), pp. 12-21.
- Aitchison, G. D. (1961), *Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils*, *Proc. Pore pressure and suction in soils*, London, pp. 47-52.
- Al Mukhtar, M., J.-C. Robinet, C.-W. Liu et F. Plas (1993), *Hydromechanical behaviour of partially saturated low porosity clays*, *Engineered Fills*, B. G. Clarke, C. J. F. P. Jones et A. I. B. Moffat Eds., pp. 87-98.
- Ali, S. R. (1990), *Numerical modelling of unsaturated soils at low stress levels*, *Proc. 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Santander.
- Alonso, E. E., A. Gens et D. W. Hight (1987), *Special problem soils. General Report*, *Proc. 9th Eur. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, Dublin, pp. 1087-1146.
- Alonso, E. E., A. Gens et A. Josa (1990), *A constitutive model for partially saturated soils*, *Géotechnique*, **40** (3), pp. 405-430.
- Alonso, E. E., A. Gens et W. Y. Yuk Geling (1994), *Elastoplastic model for unsaturated expansive soils*, *Proc. 3th Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Manchester, pp. 11-18.
- Alonso, E. E., A. Josa et A. Gens (1993), *Modelling the behaviour of compacted soils*, *Proc. ASCE National Convention and Exposition*, Dallas, pp. 103-114.
- Alonso, E. E., A. Lloret, A. Gens et D. Q. Yang (1995), *Experimental behaviour of a highly expansive double-structure clay*, *Proc. Unsaturated Soils*, Paris, pp. 11-16.
- ASTM D5298 (1994), *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*, *Annual book of ASTM*, vol 04.09, Soil & Rock.
- Biarez, J., J. M. Fleureau et S. Taibi (1993), *Constitutive model for unsaturated granular media*, *Powders and Grains*, pp. 51-58.
- Biarez, J., J. M. Fleureau, M. I. Zerhouni et B. S. Soepandji (1988), *Variations de volumes des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification*, *Revue Française de Géotechnique*, **41**, pp. 63-71.
- Biarez, J. et P.-Y. Hicher (1994), *Elementary mechanics of soil behaviour. Saturated remoulded soils*, Balkema.
- Bishop, A. W. (1959), *The principle of effective stress*, *Tecnisk Ukeblad*, **39**, pp. 859-863.

- Bishop, A. W. et G. E. Blight (1963), *Some aspects on effective stress in saturated and partly saturated soils*, Géotechnique, **13** (3), pp. 177-197.
- Bishop, A. W. et I. B. Donald (1961), *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, pp. 13-21.
- Bishop, A. W. et L. D. Wesley (1975), *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*, Géotechnique, **25** (4), pp. 675-670.
- Blight (1967), *Effective stress evaluation for unsaturated soils*, ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div., **93**, pp. 125-148.
- Bolzon, G., B. A. Schrefler et O. C. Zienkiewicz (1996), *Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states*, Géotechnique, **46** (2), pp. 279-289.
- Botu, N. (1994), *Détermination des paramètres élasto-plastiques d'un limon sableux à l'aide d'essais triaxiaux*, Rapport interne, ISRF- EPFL Lausanne.
- Britto, A. M. et M. J. Gunn (1987), *Critical state soil mechanics via finite elements*, John Wiley & sons.
- Chang, C. S. et J. M. Duncan (1983), *Consolidation analysis for partly saturated clays by using an elastic-plastic effective stress-strain model*, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, **7**, pp. 39-55.
- Charlier, R., X. L. Li, A. Bolle, L. Laloui, F. Geiser et L. Vulliet (1997), *Mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt*, Proc. 14th Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Hambourg, pp. 641-644.
- Chu, T. Y. et C. H. Mou (1973), *Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests*, Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, pp. 177-185.
- Clayton, C. R. I. et S. A. Khatrush (1986), *A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens*, Géotechnique, **36** (4), pp. 593-597.
- Coleman, J. D. (1962), *Stress-strain relations for partly saturated soils*, Géotechnique, **12** (4), pp. 348-350.
- Croney, D. et J. D. Coleman (1954), *Soil structure in relation to soil suction*, Journal of Soil Science, **5** (1), pp. 75-84.
- Cui, Y. J. (1993), *Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique*, Thèse, 297 p, Ecole nationale des Ponts et Chaussées.
- Cui, Y. J. et P. Delage (1996), *Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt*, Géotechnique, **46** (2), pp. 291-311.
- De Los Cobos, G. (1994), *Valorisation des boues de lavage de gravière dans le domaine du stockage d'eau potable, d'eau chaude et de la rétention de substances polluantes*, Thèse, 269 p., Département de génie civil, EPFL, Lausanne.

- Delage, P. et J. Graham (1995), *Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 1223-1256.
- Delage, P., G. P. R. Suraj de Silva et E. de Laure (1987), *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés*, Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublin, pp. 26-28.
- Delage, P., G. P. R. Suraj de Silva et T. Vicol (1992), *Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer*, Proc. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, pp. 206-211.
- Desai, C. S. (1974), *A consistent finite element technique for work-softening behavior*, Proc. International Conference on Computer Methods in Nonlinear Mechanics, Univ. of Texas, Austin.
- Desai, C. S. (1987), *Further on unified hierarchical models based on alternative correction (disturbance) approach*, Dept. of Civil Eng. University of Arizona Tucson.
- Desai, C. S. (1994), *Hierarchical single surface and the disturbed state constitutive models with emphasis on geotechnical applications*, Geotechnical engineering: Emerging trends in design and practice, Saxena Ed., pp. 115-154.
- Desai, C. S. (1995), *Constitutive modelling using the disturbed state as microstructure self adjustment concept*, Continuum models for materials with microstructure, H. B. Mühlhaus Ed., John Wiley & Sons.
- Desai, C. S., C. Basaran et W. Zang (1997), *Numerical algorithms and mesh dependence in the disturbed state concept*, Int. Jour for Num. Meth.in Eng., **40** (16), pp. 3059-3083.
- Desai, C. S. et B. Baseghi (1988), *Theory of residual flow procedure for 3-D free surface seepage*, Adv. Water Ressour., **11** (4), pp. 152-203.
- Desai, C. S., K. G. Sharma, G. W. Wathugala et D. B. Rigby (1991), *Implementation of hierarchical single surface d_0 and d_1 models in finite element procedure*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, **15**, pp. 649-680.
- Desai, C. S. et H. D. Siriwardane (1984), *Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geological materials*, Prentice-Hall.
- Desai, C. S. et J. Toth (1996), *Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain and nondestructive behavior*, International Journal of Solids and Structures, **33** (11), pp. 1619-1650.
- Desai, C. S., L. Vulliet, L. Laloui et F. Geiser (1996), *Disturbed state concept for constitutive modeling of partially saturated porous materials*, Rapport interne, LMS-EPFL Lausanne.
- Desai, C. S. et G. W. Wathugala (1987), *Hierarchical and unified models for solids and discontinuities (joints/interfaces)*, Second international short course on constitutive laws for engineering materials, University of Arizona Tucson.

- Desrues, J. (1996), *Strain localisation in geomaterials experimental basis*, Bifurcation and localisation in geomaterials, 8th European Autumn School, Aussois, R. Chambon Ed.
- Dysli, M. (1991), *Le gel*, Presses Polytechniques Universitaires Romandes.
- Escario, E. et J. Saez (1986), *The shear strength of partly saturated soils*, *Géotechnique*, **36** (3), pp. 453-456.
- Filliat, G. (1981), *Sols et fondations*, Moniteurs.
- Fleureau, J. M. (1992), *Contribution à l'étude et à la modélisation des matériaux polyphasiques*, Mémoire d'habilitation, Ecole Centrale, Paris.
- Fleureau, J. M. et Indarto (1993), *Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative*, *Revue Française de Géotechnique*, **62**, pp. 56-66.
- Fourie, A. B., G. Papageorgiou et G. E. Blight (1995), *The rapid determination of the moisture-retention characteristics of soils*, *Geotechnical Testing Journal*, **28** (2), pp. 276-285.
- Fredlund, D. G. et H. Rahardjo (1993), *Soil mechanics for unsaturated soils*, John Wiley and Sons.
- Gachet, P., F. Geiser L. Laloui et L. Vulliet (1999), *An automatic method of digital image processing to measure volume changes in a triaxial cell*, (à paraître).
- GDS Instruments *Users Handbook*.
- Geiser, F., L. Laloui et L. Vulliet (1997), *Constitutive modelling of unsaturated sandy silt*, Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan, pp. 899-904.
- Geiser, F., L. Laloui et L. Vulliet (1998), *Yielding of a remoulded sandy silt in saturated and unsaturated states*, Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, China, pp. 54-59.
- Geiser, F., L. Laloui, L. Vulliet et C. S. Desai (1997), *Disturbed state concept for partially saturated soils*, Proc. Numerical Models in Geomechanics, Montréal, pp. 129-133.
- Gens, A. (1995), *Constitutive modelling: Application to compacted soils*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 1179-1200.
- Gibson, R. E. et D. J. Henkel (1954), *Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured drained strength*, *Géotechnique*, **4** (1), pp. 6-15.
- Gudehus, G. (1995), *A comprehensive concept for non-saturated granular bodies*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 725-737.
- Gueye, I. (1994), *Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes*, Thèse, Département de génie civil, EPFL, Lausanne.
- Hattab, M. et P. Y. Hicher (1995), *Experimental study of dilatancy in overconsolidated clay*, Proc. Compression and consolidation of clayed soils, pp. 57-62.

- Head, K. H. (1986), *Manual of soil laboratory testing*, Pentech Press.
- Ho, D. Y. F. et D. G. Fredlund (1982), *A multistage triaxial test for unsaturated soils*, *Geotechnical Testing Journal*, **5** (1), pp. 18-25.
- Ho, D. Y. F. et D. G. Fredlund (1982), *Strain rates for unsaturated soil shear strength testing*, *Proc. 7th Southeast Asian Conference, Hong-Kong*, pp. 787-803.
- Ho, D. Y. F., D. G. Fredlund et H. Rahardjo (1992), *Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil*, *Canadian Geotechnical Journal*, **29**, pp. 195-207.
- Homsy, M. (1986), *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols en petites déformations à l'essai triaxial*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.
- Houlsby, G. T. (1979), *The work input to a granular material*, *Géotechnique*, **29** (3), pp. 354-358.
- Houlsby, G. T. (1997), *The work input to an unsaturated granular material*, *Géotechnique*, **47** (1), pp. 193-196.
- Hutter, K., L. Laloui et L. Vulliet (1999), *Thermodynamically based mixture models of saturated and unsaturated soils*, *Journal of Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, **4** (2), (à paraître).
- Indarto (1991), *Comportement hydromécanique et compactage des matériaux de barrages*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.
- Jennings, J. E. B. et J. B. Burland (1962), *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*, *Géotechnique*, **12** (2), pp. 125-144.
- Josa, A., A. Balmaceda, A. Gens et E. E. Alonso (1992), *An elasto-plastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse*, *Proc. Conf. Comput. Plasticity, Barcelona*, pp. 815-826.
- Kassif, G. et A. Ben Shalom (1971), *Experimental relationship between swell pressure and suction*, *Géotechnique*, **21** (3), pp. 245-255.
- Klubertanz, G., F. Geiser et F. Mayoraz *Logiciel d'intégration de lois constitutives SANCHO*, Manuel de l'utilisateur, (à paraître).
- Klubertanz, G., L. Laloui et L. Vulliet (1997), *Numerical modeling of the hydro-mechanical behaviour of unsaturated porous media*, *Proc. NAFEMS, Stuttgart*, pp. 1302-1313.
- Klubertanz, G., L. Laloui et L. Vulliet (1997), *Numerical modeling of unsaturated porous media as a two and three phase medium: a comparison*, *Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan*, pp. 1159-1164.
- Kogho, Y., M. Nakano et T. Myazaki (1993), *Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils*, *Soils and Foundations*, **33** (4), pp. 49-63.

- Kogho, Y., M. Nakano et T. Myazaki (1993), *Verification of the generalized elastoplastic model for unsaturated soils*, Soils and Foundations, **33** (4), pp. 64-73.
- Lagny, C. (1996), *Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives*, Thèse, 231 p., Ecole centrale, Paris.
- Laloui, L. (1992), *Modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des milieux poreux anélastiques*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.
- Laloui, L., F. Geiser, L. Vulliet, X. L. Li, R. Charlier et A. Bolle (1997), *Characterization of the mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt*, Proc. 14th Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hambourg, pp. 347-350.
- Laloui, L., L. Vulliet et G. Gruaz (1995), *Influence on the mechanical behaviour of a sandy silt*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 133-138.
- Laloui, L., L. Vulliet et K. Hutter (1998), *Thermodynamics of saturated and unsaturated soils*, Proc. Biot Conference on Poromechanics, Louvain-la Neuve, pp. 93-97.
- Leclercq, J. et J. C. Verbrugge (1985), *Propriétés géomécaniques des sols non saturés*, Compte-rendus du Colloque sur le travail du sol, Faculté des Sciences Agronomiques Gembloux.
- Maâtouk, A. (1993), *Application des concepts d'états limite et d'état critique à un sol partiellement saturé effondrable*, Thèse, 228 p., Université de Laval, Montréal.
- Maâtouk, A., S. Leroueil et P. la Rochelle (1995), *Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil*, Géotechnique, **45** (3), pp. 465-477.
- Mashhour, M. M., M. I. Ibrahim et M. M. El-Eman (1995), *Variation of unsaturated soil shear strength parameters with suction*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 1487-1493.
- Matyas, E. L. et H. S. Radhakrishna (1968), *Volume change characteristics of partially saturated soils*, Géotechnique, **18** (4), pp. 432-448.
- Mitchell, G. P. et D. R. J. Owen (1988), *Numerical solutions for elasto-plastic problems*, Eng. Comput., **5**, pp. 274-284.
- Mitchell, J. K. (1976), *Fundamentals of soil behavior*, John Wiley and Sons.
- Modaressi, A. et N. Abou-Bekr (1994), *Constitutive model for unsaturated soils: Validation on a silty material*, Proc. 3rd European Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Manchester, pp. 91-96.
- Modaressi, A. et N. Abou-Bekr (1994), *An unified approach to model the behavior of saturated and unsaturated soils*, Proc. 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, pp. 1507-1513.
- Modaressi, A., N. Abou-Bekr et J. J. Fry (1995), *Unified approach to model partially saturated and saturated soil*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 1495-1502.

- Mohkam, M. (1983), *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques*, Thèse, 231 p., Institut national polytechnique de Grenoble.
- Morris, P. H., J. Graham et D. J. Williams (1992), *Cracking in drying soils*, Can. Geotech. J., **29**, pp. 263-277.
- Musy, A. et M. Soutter (1991), *Physique du sol*, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Ortiz, M. et J. C. Simo (1986), *An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations*, Int. Jour. for Num. Meth. in Eng., **23**, pp. 353-366.
- Recordon, E. (1984), *Cours de mécanique des sols*, EPF, Lausanne.
- Recordon, E. (1993), *Déformabilité des sols non saturés à diverses températures*, Revue Française de Géotechnique, **65**, pp. 37-56.
- Romero, E., J. A. Facio, A. Lloret, A. Gens et E. E. Alonso (1997), *A new suction and temperature controlled triaxial apparatus*, Proc. 14 th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hambourg, pp. 185-188.
- Schneebeli, G. (1966), *Hydraulique souterraine*, Eyrolles. Paris.
- Schofield, A. N. et C. P. Wroth (1968), *Critical state soil mechanics*, McGraw Hill.
- Seker, E. (1983), *Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé*, Thèse n° 492, 224 p., EPFL Lausanne.
- Sivakumar, V. (1993), *A critical state framework for unsaturated soils*, Thèse, University of Sheffield.
- Sivakumar, V. et S. J. Wheeler (1993), *Elasto-plastic volume change of unsaturated compacted clay*, Proc. ASCE National Convention and Exposition, Dallas, pp. 127-138.
- Skempton, A. W. (1961), *Effective stress in soils, concrete and rocks*, Proc. Conf. Pore Pressure, London, pp. 4-16.
- Soemitro (1994), *Comportement hydraulique et mécanique des argiles gonflantes*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.
- Soilmoisture Equipment Corporation (1985), *Commercial publications*, P.O. Box 30025, Santa Barbara, CA, USA.
- Taibi, S. (1994), *Comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.
- Taylor (1948), *Fundamentals of soil mechanics*, John Wiley.
- Terzaghi, K. (1951), *Mécanique théorique des sols*, Dunod.

- Terzaghi, K. et R. B. Peck (1957), *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*, Dunod.
- Toll, D. G. (1990), *A framework for unsaturated soil behaviour*, *Géotechnique*, **40** (1), pp. 31-44.
- Verbrugge (1978), *Emploi d'une méthode psychométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé*, *Canadian Geotechnical Journal*, **15**, pp. 501-509.
- Vicol, T. (1990), *Comportement hydraulique et mécanique d'un limon non saturé. Application à la modélisation*, Thèse, 257 p., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Vulliet, L. (1986), *Modélisation des pentes en mouvement lent*, Thèse n° 635, Département de génie civil, EPFL, Lausanne.
- Wathugala, G. W. et C. S. Desai (1990), *Dynamic analysis of nonlinear porous media*, University of Arizona Tucson.
- Wheeler, S. J. (1986), *The stress-strain behaviour of soils containing gaz bubbles*, Thèse, Oxford University.
- Wheeler, S. J. (1991), *Alternative framework for unsaturated soil behaviour*, *Géotechnique*, **41** (2), pp. 257-261.
- Wheeler, S. J. (1996), *Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil*, *Canadian Geotechnical Journal*, **33**, pp. 42-57.
- Wheeler, S. J. et D. Karube (1995), *Constitutive modelling*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 1323-1356.
- Wheeler, S. J. et V. Sivakumar (1992), *Critical state concepts for unsaturated soil*, Proc. 7th Conference on Expansive Soils, Dallas, pp. 167-172.
- Wheeler, S. J. et V. Sivakumar (1995), *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*, *Géotechnique*, **45** (1), pp. 35-53.
- Wroth, C. P. et G. T. Houlsby (1985), *Soil mechanics- Property characterization and analysis procedures*, Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., San Fransisco, pp. 1-55.
- Zakaria, I., S. J. Wheeler et W. F. Anderson (1995), *Yielding of unsaturated compacted kaolin*, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp. 223-228.
- Zerhouni, M. I. (1991), *Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols- Application aux routes*, Thèse, Ecole Centrale, Paris.

ANNEXES

Annexe A Définitions.....	1
Invariants, contraintes et déformations.....	1
Chemins particuliers de sollicitation en conditions triaxiales:.....	4
Définition des conditions d'essais.....	5
Définition des grandeurs liées à la constitution du sol.....	6
Paramètres utilisés pour interpréter les essais triaxiaux.....	7
Annexe B Modélisation: Comparaison de modèles existants.....	11
Types de contraintes choisies.....	11
Modèle saturé à la base du modèle.....	12
Domaine $S_r=1$, $s \neq 0$	13
Compressibilité hydrique (s variable, p^* ou p constante).....	14
Compressibilité mécanique (p variable, s constante) comportement isotrope partie plastique.....	15
Evolution de la préconsolidation sous chargement mécanique isotrope (p variable, s constante) comportement isotrope partie plastique.....	16
Comportement déviatoire: état ultime.....	17
Comportement déviatoire: écrouissage.....	18
Comportement déviatoire: volumique état ultime.....	19
Effondrement.....	20
Comportement élastique : évolution de la rigidité « mécanique » avec la succion.....	20
Fragilisation.....	21
Hystérèse.....	21
Sols expansifs.....	21
Sols compactés.....	21
Annexe C Techniques et procédures expérimentales.....	23
Marmite: Procédure expérimentale détaillée.....	23
Courbe de calibration (mesure des variations de volume de la cellule).....	26
Technique de mesure de volume par analyse d'image.....	27
Propriétés de la caméra utilisée.....	27
Traitement de l'image.....	27
Effet de perspective.....	28
Validation de la méthode.....	28
Annexe D Résultats expérimentaux bruts.....	29
Essais saturés.....	29

Essais oedométriques : récapitulatif	29
Essais Triaxiaux drainés.....	30
Résultats expérimentaux bruts des essais à la marmite.....	32
Courbe de dessaturation	34
Annexe E Liste d'essais complémentaires	35

Annexe A DEFINITIONS

INVARIANTS, CONTRAINTES ET DEFORMATIONS

Définition générale des tenseurs de déformation et de contrainte

Les tenseurs de contrainte et de déformation peuvent s'écrire:

$$[\sigma] = \sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad [\varepsilon] = \varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}$$

Ces tenseurs sont symétriques: $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ et $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$

Les invariants du tenseur des contraintes sont définis comme suit:

Premier invariant $J_1 = \sigma_{ii} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = tr(\sigma)$

Pression moyenne $p = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_{ii}}{3} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3}$

Deuxième invariant $J_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij} = \frac{1}{2} tr(\sigma)^2$

avec $\sigma_{ij} \sigma_{ij}$ un produit tensoriel

Troisième invariant des contraintes $J_3 = \frac{1}{3} \sigma_{ik} \sigma_{km} \sigma_{mi} = \frac{1}{3} tr(\sigma)^3$

On peut décomposer le tenseur des contraintes en deux tenseurs symétriques, le tenseur des contraintes déviatoires et le tenseur des contraintes hydrostatique:

$$\sigma_{ij} = t_{ij} + \frac{1}{3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \delta_{ij} = t_{ij} + p \delta_{ij}$$

avec t_{ij} le tenseur des contraintes déviatoires

$$t_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - p & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - p & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - p \end{bmatrix}$$

Les invariants du tenseur des contraintes déviatoires t_{ij} s'expriment:

Premier invariant $J_{1D} = 0$

Deuxième invariant $J_{2D} = \frac{1}{2} t_{ij} t_{ij}$

Troisième invariant des contraintes

$$J_{3D} = \frac{1}{3} t_{ik} t_{km} t_{mi}$$

Les mêmes grandeurs peuvent être définies pour le tenseur des déformations. Les invariants utilisés sont:

Premier invariant

$$I_1 = \varepsilon_{ii} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$$

Déformation volumique

$$\varepsilon_v = I_1 = \varepsilon_{ii}$$

Deuxième invariant des déformations déviatoires $I_{2D} = \frac{1}{2} E_{ij} E_{ij}$

avec E_{ij} le tenseur des déformations déviatoires $E_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33})\delta_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij}$

$$E_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} - \frac{1}{3}\varepsilon_v & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} - \frac{1}{3}\varepsilon_v & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} - \frac{1}{3}\varepsilon_v \end{bmatrix}$$

Cas particulier: conditions de l'essai triaxial

Dans le cas particulier d'un essai triaxial (Figure A-1), les contraintes et les déformations n'agissent que dans les directions principales, si bien qu'on peut écrire:

$$\varepsilon_{ii} = \varepsilon_i \quad \text{et} \quad \sigma_{ii} = \sigma_i$$

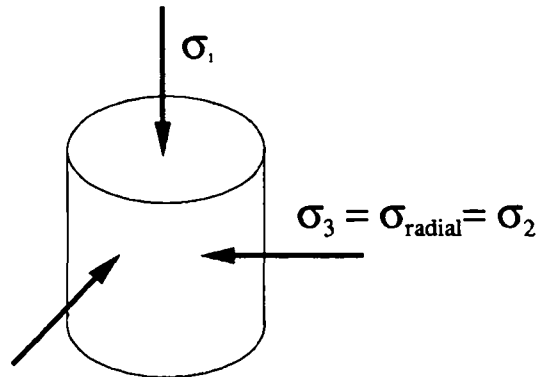


Figure A-1: Définition du champ des contraintes pour un essai triaxial

Le champ des contraintes et des déformations en conditions triaxiales est le suivant:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad [\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_3 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

Les définitions adoptées par la suite sont:

Premier invariant du tenseur des contraintes J_1	$J_1 = \sigma_{ii} = \sigma_1 + 2\sigma_3$
Pression moyenne total p :	$p = \frac{J_1}{3} = \frac{1}{3}\sigma_{ij} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$
Tenseur des contraintes déviatoires	$t_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij}$
Deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires	$J_{2D} = \frac{1}{2}t_{ij}t_{ij} = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)^2$
Déviateur des contraintes q :	$q = \sqrt{3}\sqrt{J_{2D}} = \sigma_1 - \sigma_3$
Premier invariant des déformations	$I_1 = \varepsilon_{ii} = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$
Déformation volumique	$\varepsilon_v = I_1 = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$
Deuxième invariant des déformations déviatoires	$I_{2D} = \frac{1}{2}E_{ij}E_{ij} = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2$
Déformation déviatoire	$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{I_{2D}}$

Cas particulier: condition de l'essai oedométrique

Dans le cas particulier d'un essai oedométrique (Figure A-2), La contrainte verticale $\sigma_1 = \sigma_{\text{vert}}$ est imposée et les déformations latérales sont empêchées. Les tenseurs et les invariants sont définis ainsi.

Le champ des contraintes et des déformations est le suivant:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad [\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

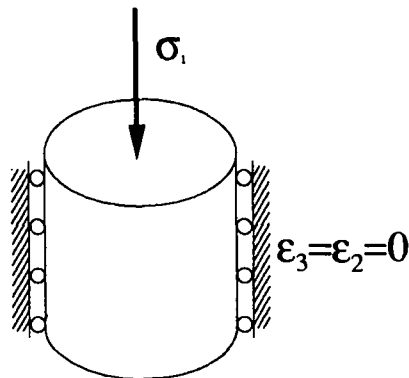


Figure A-2: Définition du champ des contraintes pour un essai oedométrique

CHEMINS PARTICULIERS DE SOLLICITATION EN CONDITIONS TRIAXIALES:

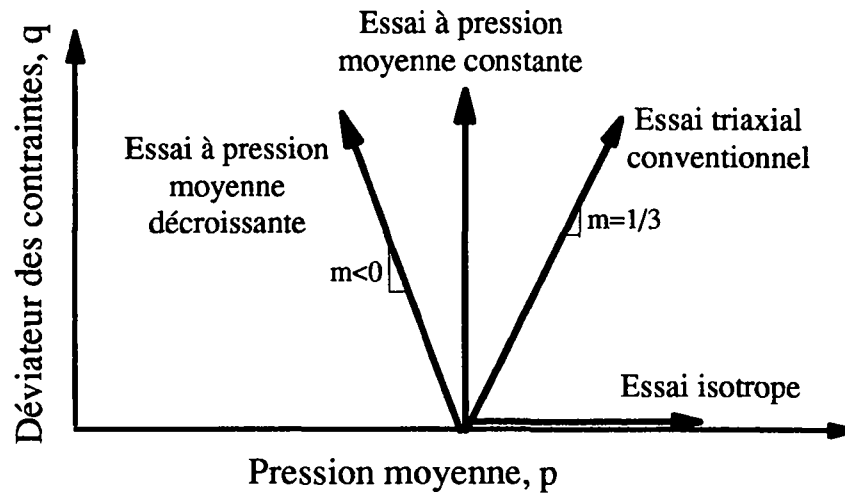


Figure A-3: Types de chemins de sollicitations triaxiaux dans le plan p-q

Essai de cisaillement "conventionnel"

Essai en conditions triaxiales avec $\sigma_3 = \text{constante}$ et σ_1 qui augmente au cours de l'essai. La pente de cet essai dans le plan p-q est de $m = 1/3$

Essai isotrope

L'essai isotrope est un cas particulier d'essai triaxial où $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$ augmente au cours de l'essai sans génération de déviateur.

Essai à pression moyenne constante

Essai en conditions triaxiale: tandis que σ_1 augmente la contrainte radiale σ_3 diminue proportionnellement afin de garder durant tout l'essai la même pression moyenne. La pente de cet essai dans le plan p-q est infinie.

Essai à pression moyenne décroissante

Cette dénomination est donnée pour des essais sur des chemins peu conventionnels, où la pression moyenne diminue progressivement tandis que le déviateur augmente.

DEFINITION DES CONDITIONS D'ESSAIS

Essai drainé et non drainé

La contrainte agissant dans un essai triaxial saturé peut être décomposée en une contrainte effective σ' supportée par le squelette et une contrainte neutre u_w reprise par la phase liquide (pression interstitielle). On peut écrire:

$$\sigma = \sigma' + u_w$$

Dans le cas d'un **essai consolidé drainé** dans une cellule triaxiale:

L'éprouvette est d'abord consolidée sous une pression de confinement σ_3 jusqu'à ce que la pression interstitielle soit devenue nulle. On applique alors le déviateur q à une vitesse telle qu'aucune nouvelle pression interstitielle ne puisse se manifester en cours d'essai. Ainsi dans un essai drainé:

$$u_w = 0$$

Dans le cas d'un **essai consolidé non drainé** dans une cellule triaxiale:

Comme pour l'essai drainé, l'éprouvette est d'abord consolidée sous une pression de confinement σ_3 jusqu'à ce que la pression interstitielle soit devenue nulle. On applique alors le déviateur q qui fait naître une pression interstitielle u_w qui est mesurée en cours d'essai. Ainsi dans un essai non drainé, la dissipation de u_w est empêchée (la teneur en eau est constante durant l'essai). Dans le cas saturé, la déformation volumique au cours du cisaillement est nulle. Dans le cas non saturé, ce n'est plus le cas puisque les volumes d'air peuvent se déformer en cours d'essai, on appelle alors de préférence ces essais: **essais non saturés à teneur en eau constante**.

Essai normalement consolidé et surconsolidé

On peut encore distinguer les essais normalement consolidés (notés NC) et surconsolidés (SC).

Si la pression de confinement initiale p_0 imposée durant le cisaillement est égale à la pression de consolidation initiale p_c , le sol est normalement consolidé.

Si la pression de confinement p_0 imposée durant le cisaillement est inférieure à la pression de consolidation initiale p_c , le sol est surconsolidé. Le degré de surconsolidation (noté OCR pour overconsolidation ratio) est défini comme:

$$OCR = \frac{p_c}{p_0}$$

Pour les essais surconsolidés non saturés, nous définirons OCR en fonction de la pression moyenne totale.

DEFINITION DES GRANDEURS LIEES A LA CONSTITUTION DU SOL

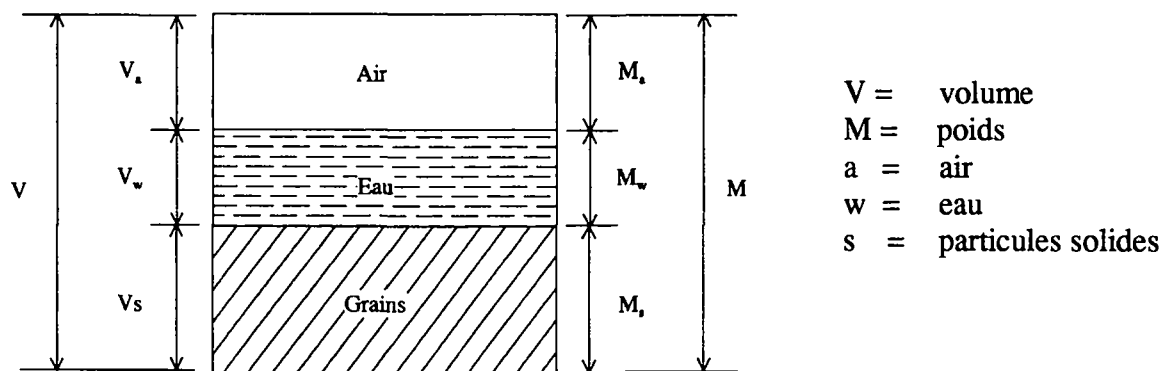


Figure A-4: Constituants su sol

Les quantités suivantes sont définies:

Porosité	n	$n = \frac{V_w + V_a}{V}$	(-)
Indice des vides	e	$e = \frac{V_w + V_a}{V_s} = \frac{n}{1-n}$	(-)
Degré de saturation	S_r	$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_a}$	(-)
Teneur en eau	w	$w = \frac{M_w}{M_s} 100$	(%)

En faisant l'hypothèse d'un volume V unitaire de sol, les volumes des différentes phases s'écrivent:

Volume des vides (air + eau)	$V_v = V_a + V_w = n$
Volume occupé par l'air	$V_a = (1 - S_r)n$
Volume occupé par l'eau	$V_w = nS_r$

Volume occupé par le solide

$$V_s = 1 - n$$

Déformation volumique totale

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V}$$

Echanges d'eau

$$\varepsilon_{vw} = \frac{\Delta V_w}{V}$$

avec ΔV la variation de volume total et ΔV_w la variation du volume d'eau

L'indice des vides et la déformation volumique sont reliés entre eux par la relation suivante:

$$e_1 = e_0 - \varepsilon_{v(0-1)}(1 + e_0)$$

où e_0 est l'indice des vides initial.

PARAMETRES UTILISES POUR INTERPRETER LES ESSAIS TRIAXIAUX

Paramètres d'élasticité

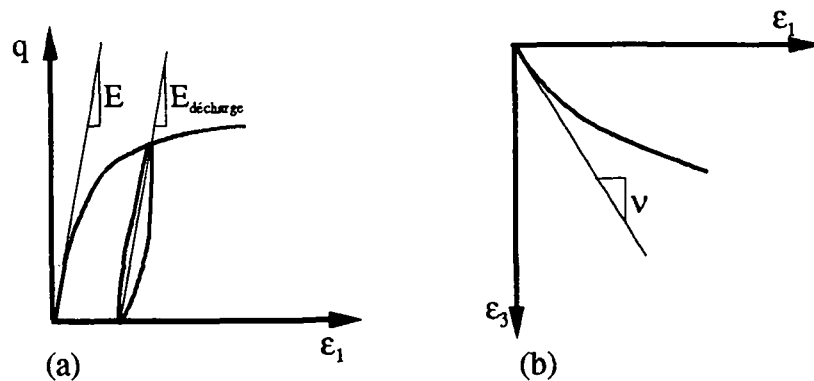


Figure A-5: Détermination des paramètres élastiques

Module de Young: peut être défini comme la pente initiale tangente dans le plan ε_1 - q . Il peut aussi être défini à la décharge comme le montre la figure

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1}$$

Coefficient de Poisson:

$$\nu = \frac{-d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} = \frac{d\varepsilon_1 - d\varepsilon_v}{2d\varepsilon_1}$$

Paramètres de résistance

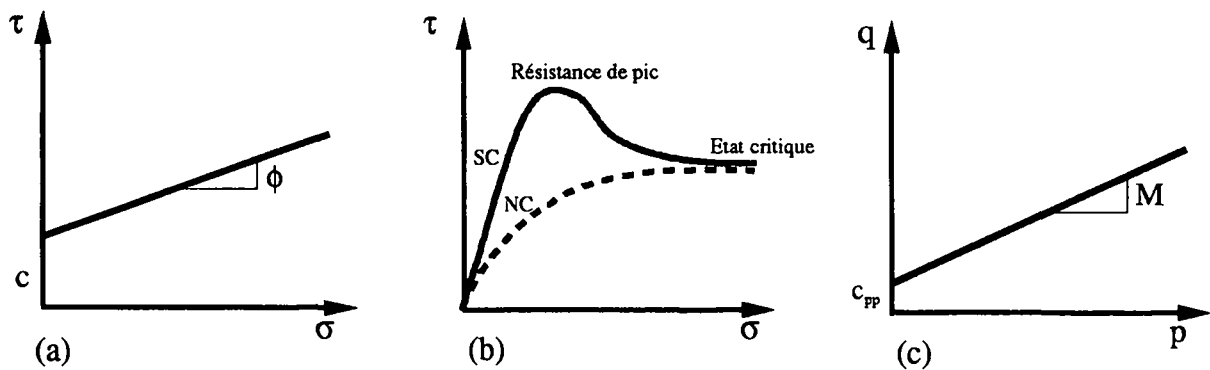


Figure A-6: Représentation des paramètres de résistance

La résistance au cisaillement τ s'exprime en fonction de deux paramètres c et ϕ et de la contrainte normale à la surface de rupture:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

c : cohésion

ϕ : angle de frottement

En termes de résistance pour les sols surconsolidés, on distingue la résistance de pic et la résistance à l'état critique (aussi appelé état de plasticité parfaite ou ultime)

Résistance de pic:

La résistance de pic correspond à la résistance maximal du sol sous l'effet d'un cisaillement.

Elle est définie par un angle de frottement de pic ϕ_{pic} et une cohésion de pic c_{pic} .

Etat critique:

L'état critique correspond à l'état vers lequel tend un sol homogène soumis à une déformation déviatoire ϵ_d croissante (notion de plasticité parfaite). A ce moment l'état du matériau est lié uniquement à la contrainte moyenne p : le niveau des contrainte est stable: $q/p=M$, avec M une constante de matériau et l'écoulement plastique se fait à taux de déformation volumique nul

($\dot{\varepsilon}_v = 0$ quand $\varepsilon_q \rightarrow \infty$). La ligne d'état critique (CSL) est le lieu d'état des points représentant l'ensemble des paliers de plasticité parfaite (Schofield et Wroth 1968).

M: Pente de la droite d'état critique

ϕ_{pp} Angle de frottement critique du sol, relié à la pente M par la relation

$$M = 6 \sin \phi_{pp} / (3 - \sin \phi_{pp})$$

c_{pp} : Cohésion à l'état critique du sol.

Paramètres de compressibilité

Le coefficient de compressibilité, a_v est défini pour un intervalle de pression donné (de p_1 à p_2) ainsi:

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{p_1 - p_2} \quad (\text{kPa}^{-1})$$

Dans les plans semi-logarithmique, sont définis (Figure A-7):

λ Compressibilité élasto-plastique: pente de compressibilité dans le plan $\ln(p')$ -e

κ Compressibilité élastique: pente de compressibilité réversible dans le plan $\ln(p')$ -e

$1/\beta$ Compressibilité élasto-plastique: pente de compressibilité dans le plan $\ln(p')$ - ε_v ;

κ_v Compressibilité élastique: pente de compressibilité dans le plan $\ln(p')$ - ε_v ;

C_c Indice de compression: pente de compressibilité élastoplastique définie dans le plan $\log(p')$ -e ou $\log(\sigma_v)$ -e. Ce type de représentation est fréquemment utilisé pour les essais effectués en conditions oedométriques.

C_s Indice de gonflement: pente de compressibilité réversible définie dans le plan $\log(p')$ -e ou $\log(\sigma_v)$ -e

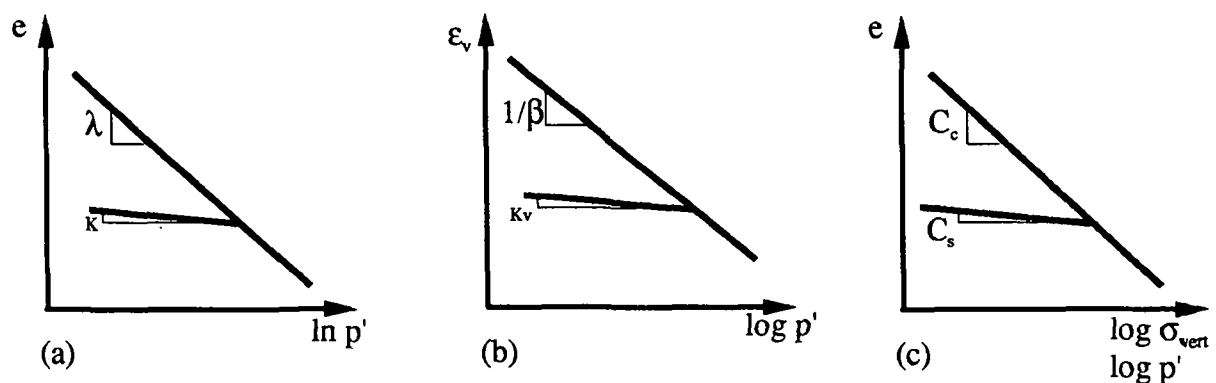


Figure A-7: Définition des compressibilité dans les différents plans

Ces paramètres sont reliés entre eux avec les expressions suivantes:

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3}$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3}$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{C_c}{(1+e_0)} = \frac{2.3}{(1+e_0)} \lambda$$

$$\kappa_v = \frac{C_s}{(1+e_0)}$$

Annexe B MODELISATION: COMPARAISON DE MODELES EXISTANTS

On compare pour quelques modèles courants de la littérature la façon dont ils intègrent les principales caractéristiques des sols non saturés. Les modèles choisis sont :

1. Toll (1990)
2. Alonso, Gens et Josa (1990)
3. Wheeler et Sivakumar (1992,1994,1995)
4. Modaressi et Abou-Bekr (1994,1995)
5. Kohgo, Nakano et Myazaki (1993)
6. Bolzon, Schrefler et Zienkiewicz (1996)

D'autres modèles présentant un intérêt pour un point particulier sont également évoqués. En conclusion on fait un résumé des possibilités et limites des différents modèles. Après avoir présenté le type de contraintes choisie et le modèle saturé de base choisis par les différents auteurs, les caractéristiques principales des sols non saturés décrites au chapitre 2 sont reprises une à une et la façon dont les modèles les intègre est décrite.

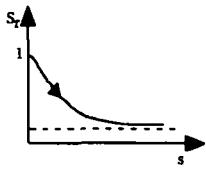
TYPES DE CONTRAINTES CHOISIES

Toll	3 variables de contraintes indépendantes, p^* , s et S_r
Alonso <i>et al.</i> (1990)	2 variables de contraintes indépendantes, p^* et s
Wheeler, Sivakumar	2 variables de contraintes indépendantes, p^* et s
Abou-Bekr, Modaressi	1 contrainte effective généralisée, dès que la succion « de retrait » s_{SL} est atteinte $\sigma' = \sigma + \pi_c I$ où π_c la pression capillaire est une fonction hyperbolique de la succion et tend vers une valeur maximale fonction de e , D_{10} et T la succion Remarque : $u_a = 0$
Kohgo <i>et al.</i>	1 contrainte effective $\sigma' = \sigma - u_{eq}$ où u_{eq} est fonction de u_a , de la succion d'entrée d'air s_e , de $(s-s_e)$, de la succion critique s_c , et d'un paramètre du matériau tant que $s < s_e$, on a la définition généralisée de Terzaghi la succion
Bolzon <i>et al.</i>	1 contrainte effective $\sigma' = \sigma^* + S_r s$ la succion Remarque : ce modèle est très semblable au modèle d'Alonso <i>et al.</i> Le seul apport intéressant est la possibilité de transition immédiate entre le domaine saturé et non saturé du fait de l'expression en contraintes effectives

MODELE SATURE A LA BASE DU MODELE

Toll	ce n'est pas un modèle élastoplastique, mais l'expression de l'état ultime	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	Cam-Clay exprimé en contraintes totales	
Wheeler, Sivakumar	Cam-Clay modifié + surface de Hvorslev	
Abou-Bekr, Modaressi	modèle de Hujeux	
Kohgo <i>et al.</i>	Cam-Clay modifié + considère une surface de type Mohr-Coulomb qui permet de définir une surface de rupture (Hvorslev surface)	
Bolzon <i>et al.</i>	basé sur modèle de Pastor <i>et al.</i> (1990) conçu dans un cadre de plasticité généralisée	

DOMAINE $S_r=1, s \neq 0$

Toll	pas pris en compte mais pourrait se déduire des figures d'évolution des paramètres avec S_r	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	pas pris en compte	
Wheeler, Sivakumar	pas pris en compte	
Abou-Bekr, Modaressi	tant que $s < s_{SL}$, le sol est encore quasi-saturé → modèle saturé quand $s > s_{SL}$, la phase liquide devient discontinue et les pressions capillaires apparaissent → modèle non saturé	
Kohgo <i>et al.</i>	considère 3 domaines de saturations : insulaire : $s < s_e$ ($S_r=1$), on retrouve la contrainte de Terzaghi. $s \uparrow \Rightarrow \sigma' \uparrow$ intermédiaire : $s > s_e$. $s \uparrow \Rightarrow \sigma' \uparrow$ et le glissement relatif entre les particules est empêché pendulaire : $s \gg s_e$. seul le glissement relatif entre les particules est empêché	
Bolzon <i>et al.</i>	propose une relation hyperbolique entre s et S_r qui ne permet pas de garder un domaine saturé avec $s > 0$ $S_r = 1 - m \tanh(ls)$	

COMPRESSIBILITE HYDRIQUE (S VARIABLE, P* OU P CONSTANTE)

Toll	-	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	$de_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0} \text{ à } p^* \text{ constant}$ $de_{vs}^e = -\frac{\kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0}$ <p>Les auteurs stipulent l'existence d'une limite élastique dans le plan p^*-s (cf. schéma). Ceci ne correspond pas au comportement observé par la plupart des auteurs (cf. ch. 2). λ_s et κ_s sont supposés constants.</p>	
Wheeler, Sivakumar	<p>comportement élastique pur</p> $de_v^e = -\frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_a}$ <p>κ_s est supposé constant. On ne peut donc pas simuler la première phase irréversible du comportement lors d'une première dessaturation.</p>	
Abou-Bekr, Modaressi	<ul style="list-style-type: none"> • $s < s_{SL}$, évolution de e comme sous effet mécanique pur (puisque σ' change avec la succion) → pente plastique β (constante) • dès que $s > s_{SL}$, modèle non saturé et contrainte effective généralisée, seules des déformations élastiques sont générées. La part élastique est fonction de p'. <p>Se traduit par une augmentation du domaine élastique → augmentation de la pression critique p_{cr}</p> $p_{cr}^{ns} = p_{cr} + R$ <p>La position de la surface isotrope est ainsi translatée sous l'effet de la dessaturation</p>	
Kohgo <i>et al.</i>	<p>Comportement plastique tant que $s < s_e$, pente hydrique \equiv pente de compressibilité mécanique saturée (idem Abou-Bekr, Modaressi)</p> <p>$s > s_e$: comportement réversible élastique</p> <p>Rem.: la part élastique est fonction de p', donc non linéaire</p>	
Bolzon <i>et al.</i>	<p>Tout est élastique théoriquement. Bizarrement dans le résultat expérimental d'une dessaturation, la simulation ne montre aucun changement de l'indice des vides.</p>	

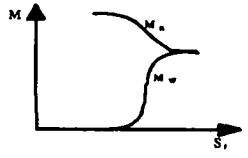
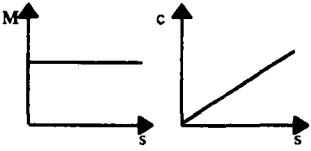
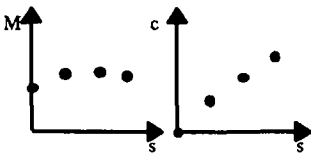
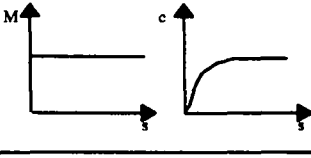
COMPRESSIBILITE MECANIQUE (P VARIABLE, S CONSTANTE) COMPORTEMENT ISOTROPE PARTIE PLASTIQUE

Toll	-	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p^*}{p^c}$ <p>La compressibilité mécanique λ diminue avec la succion (schéma)</p> $\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r]$ où r et β sont des paramètres du sol <p>$N(s)$ diminue avec s, sa valeur est lié à la pression de référence p^c et au chemin d'humidification pour cette pression</p> <p>Rem. : en 1994 Josa <i>et al.</i> améliorent le modèle, en rendant $\lambda(s)$ fonction de p^*</p>	
Wheeler, Sivakumar	$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p^*}{p_a}$ <p>où N et λ sont déterminés pour chaque essai sans donner de lois d'évolution</p> <p>λ augmente puis diminue avec s</p> <p>N augmente avec s</p>	
Abou-Bekr, Modaressi	<p>rejoint asymptotiquement la droite NC</p> <p>β n'est pas fonction de la succion dans ce modèle</p> <p>En conséquence la compressibilité aura plutôt tendance à augmenter avec la succion, pour pouvoir rejoindre la droite NC</p>	
Kohgo <i>et al.</i>	$v = N(s) - \lambda(s) \log p'$ $\lambda(s) = \frac{\lambda}{1+y} \quad \text{où } y = \left(\frac{s-s_e}{a_s}\right)^{n_s}$ où a_s et n_s sont des paramètres du sol $N(s) = \frac{N + e_0^0 y}{1+y}$ <p>La compressibilité mécanique λ diminue avec s</p> <p>$N(s)$ diminue avec s</p>	
Bolzon <i>et al.</i>	<p>Evolution de $\lambda(s)$ proposée identique à celle du modèle d'Alonso <i>et al.</i></p> <p>envisage aussi d'autres formes, mais qui ne se basent pas sur des essais</p>	

EVOLUTION DE LA PRECONSOLIDATION SOUS CHARGEMENT MECANIQUE ISOTROPE (P VARIABLE, S CONSTANTE) COMPORTEMENT ISOTROPE PARTIE PLASTIQUE

Toll	-	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	<p>Existence d'une limite pseudo-élastique dans le plan p^*-s (ligne LC : loading-collapse) d'équation :</p> $\frac{p_c^{ns}}{p^c} = \left(\frac{p_c}{p^c} \right)^{[\lambda(0)-\kappa]-[\lambda(s)-\kappa]}$ <p>Le domaine élastique s'accroît sous l'effet de la succion $\rightarrow p_c^{ns}$ augmente avec s</p>	
Wheeler, Sivakumar	<p>existence d'une LC de même type que la précédente et d'équation :</p> $\ln \frac{p_c^{ns}}{p_a} = \frac{1}{(\lambda(s) - \kappa)} \left[(\lambda(0) - \kappa) \ln \left(\frac{p_c}{p_a} \right) + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_a}{p_a} \right) \right]$	
Abou-Bekr, Modaressi	<p>Si on désature à $s > s_{SL}$, et que l'on charge ensuite mécaniquement le sol la pression de préconsolidation augmente Cela se traduit par une augmentation du domaine élastique \rightarrow augmentation de la pression critique p_{cr} avec la succion $p_{cr}^{ns} = p_{cr} + R(\pi_c)$ où $R = k' \pi_c$ Remarque : comme π_c n'augmente pas indéfiniment avec la succion, R tendra aussi vers une valeur asymptotique</p>	
Kohgo <i>et al.</i>	<p>La pression de préconsolidation p_c augmente avec la succion $p_c = fct(\epsilon_v^p, s)$ Raisonnement du même type qu'Alonso <i>et al.</i>, mais en contrainte effectives, pour déterminer la relation</p>	
Bolzon <i>et al.</i>	<p>Fait l'hypothèse de l'existence d'une LC Aboutit à la même relation qu'Alonso, mais exprimée en contraintes effectives</p>	

COMPORTEMENT DEVIATOIRE: ETAT ULTIME

Toll	$q = M_a p^* + M_w s$ où M_a augmente avec la succion M_w diminue jusqu'à devenir nulle	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	Etat critique $q = M p^* + c(s)$ M est indépendant de s c augmente linéairement avec la succion, pas très réaliste	
Wheeler, Sivakumar	$q = M(s) p^* + c(s)$ où M et c sont déterminés pour chaque essai sans donner de lois d'évolution globalement l'observation montre que c augmente avec la succion et l'évolution de M est variable	
Abou-Bekr, Modaressi	$q = M p^* + M \pi_c(s)$ M est indépendant de la succion et $M \pi_c$ représente l'augmentation de la cohésion avec la succion	
Kohgo <i>et al.</i>	$q = M p^*$ M est indépendant de la succion	
Bolzon <i>et al.</i>	-	

COMPORTEMENT DEVIATOIRE: ECROUISSAGE

Toll	-	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	<p>Ecrouissage isotrope</p> $f_1(p^*, q, s, p_c^{ns}) \equiv q^2 - M^2(p^* + p_s)(p_c^{ns} - p^*) = 0$ <p>L'augmentation (ce n'est pas un écrouissage, puisque réversible) de f_1 sous l'effet de la p^* est dans le terme $\lambda(s)$ et dans la pression de référence p_c^{ns}</p>	
Wheeler, Sivakumar	de même type que le précédent	
Abou-Bekr, Modaressi	$F = q - p' \sin \phi r_k \left(1 - b \ln \frac{p'}{p_c^{ns}}\right)$ <p>Paramètres d'écrouissage :</p> <p>r_k représente le degré de mobilisation du mécanisme, son évolution étant réglé par la déformation déviatoire plastique, cette variable d'écrouissage ne dépend pas de s</p> <p>p_c^{ns} évolue avec la succion (écrouissage isotrope)</p> $p_{cr}^{ns} = p_{cr} + k' \pi_c$ <p>où $p_{cr} = p_{cr0} \exp(-\beta \epsilon_v^p)$</p>	
Kohgo <i>et al.</i>	<p>Ecrouissage isotrope</p> <p>Evolution de p_c sous l'effet de s et de p'</p>	
Bolzon <i>et al.</i>	<p>cf. Alonso <i>et al.</i> : quasiment identique</p> <p>Remarque : aucune simulation dans le plan déviatoire n'est faite par les auteurs.</p>	

COMPORTEMENT DEVIATOIRE: VOLUMIQUE ETAT ULTIME

Toll	<p>Exprime l'évolution de l'indice des vides à l'état ultime</p> $v = \Gamma_{aw} - \lambda_w \ln s - \lambda_a \ln p^*$ <p>où λ_w diminue avec la succion pour ensuite devenir nulle pour une succion donnée (cf. évolution des paramètres avec la succion). Cette observation se rapproche de l'observation dès une succion donnée d'un palier dans les plans $\ln s$-e. Toll observe une augmentation de λ_a avec s, ce qui est contraire au comportement proposé.</p>	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	$v = N(s) - (\lambda(s) - \kappa) \ln(2 + \frac{ks}{p^*}) - \lambda(s) \ln p^*$ <p>pas d'évidence expérimentale de cette forme d'état ultime</p>	
Wheeler, Sivakumar	$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln(p^* / p_a)$ <p>où Γ et ψ sont déterminés pour chaque essai, sans écrire de lois d'évolution Γ varie avec s ψ augmente avec s</p>	
Abou-Bekr, Modaressi	Rejoint à l'état ultime la droite d'état critique saturée	
Kohgo <i>et al.</i>	<p>A l'état critique obtient une droite de presque même pente que la NC saturée pour les mêmes fourchette de p'</p> <p>Rem. : considère comme acceptable une relation linéaire dans le plan e-$\log p'$ pour des fourchettes de valeurs de p' limitées</p>	
Bolzon <i>et al.</i>	<p>pas détaillé</p> <p>Aucune simulation dans le plan déviatoire n'est faite par les auteurs</p>	

EFFONDREMENT

Toll	-	
Alonso <i>et al.</i> (1990)	<p>Peut simuler ce genre de phénomène.</p> <p>Lors de l'humidification, si on se trouve sur la limite pseudo-élastique LC, apparaissent des déformations hydriques irréversibles de compression. (et donc un écrouissage)</p> <p>Remarque : si on se trouve dans la zone élastique au début de l'humidification, il y a d'abord un gonflement élastique jusqu'à ce qu'on touche la LC</p>	
Wheeler, Sivakumar	même principe	
Abou-Bekr, Modaressi	<p>Le modèle permet de simuler ce phénomène. Le principe est le même qu'avant. Si on se trouve sur la surface de charge, et que l'on humidifie l'échantillon, on se retrouve à l'extérieur de F</p> <p>→la surface doit subir une expansion</p> <p>→création de déformations plastiques de compression</p> <p>Remarque : si on se trouve dans la zone élastique au début de l'humidification, il y a d'abord un gonflement élastique jusqu'à ce qu'on touche F, puis des déformations plastiques</p>	
Kohgo <i>et al.</i>	Le modèle permet de simuler ce phénomène (du même type que dans le modèle d'Abou-Bekr et Modaressi)	
Bolzon <i>et al.</i>	mêmes relations qu'Alonso <i>et al.</i>	

COMPORTEMENT ELASTIQUE : EVOLUTION DE LA RIGIDITE « MECANIQUE » AVEC LA SUCCION

Toll	-
Alonso <i>et al.</i> (1990)	hypothèse constant
Wheeler, Sivakumar	hypothèse constant
Abou-Bekr, Modaressi	Le paramètre d'élasticité évolue avec p' (et donc indirectement s)
Kohgo <i>et al.</i>	K et G sont fonctions de p' (donc indirectement de s) par l'intermédiaire de trois paramètres du sol
Bolzon <i>et al.</i>	hypothèse constant

FRAGILISATION

Aucun des modèles présentés ne parvient à prédire la fragilisation des sols non saturés.

HYSTERESE

Ces modèles ne prennent pas en considération l'hystérèse hydrique des sols. En effet cela implique une complexité additionnelle dans la modélisation et éventuellement l'introduction d'une nouvelle variable indépendante : S_r . De plus le problème sera encore plus complexe si on admet que la courbe de rétention et le comportement mécanique sont couplés (il manque de données expérimentales dans ce domaine).

Karube, Kato *et al.* (1995, cités dans Wheeler et Karube 1995) l'ont intégré en considérant de quelle manière les différents pores d'eau dans les sols non saturés influencent le comportement mécanique. Ils distinguent trois formes d'eau : adsorbée (partie intégrante du sol, elle définit le S_r résiduel), "bulk" eau (vides complètement remplis d'eau, action du même type que la pression interstitielle dans les sols saturés) et l'eau sous forme de ménisque (qui agit différemment). La part du S_r due à chacune de ces formes d'eau est déterminée via la courbe de rétention en prenant en compte l'hystérèse. Ensuite S_r est intégré dans l'expression des contraintes.

SOLS EXPANSIFS

Le comportement des sols fortement expansifs contenant des minéraux d'argile actif est assez différent des autres sols. Ces sols montrent un comportement fortement irréversible sous l'effet du premier cycle d'humidification. Certains auteurs (Alonso *et al.* 1994) ont donc proposé des modèles modifiés pour les sols fortement expansifs. Ces modèles distinguent deux niveaux de structure dans les sols : une microstructure saturée composée de paquets individuels d'argile et une macrostructure non saturée. Ces hypothèses impliquent donc une complexité additionnelle des modèles. Le développement actuel de ces modèles est présenté dans l'article de Wheeler et Karube de la Conférence sur les sols non saturés (1995). Ces modèles sont encore en développement. Du fait de leur complexité additionnelle, il n'est actuellement absolument pas justifié de les utiliser pour des sols autres que fortement expansifs.

SOLS COMPACTES

De nombreux résultats expérimentaux non saturés sont fait sur des sols compactés. Dans le cadre du développement des modèles, certains auteurs tentent de prendre en compte l'effet de la texture initiale créée par la compaction des sols sur leur comportement ultérieur. On se référera aux articles de Gens, de Delage et Graham et de Wheeler et Karube qui ont établi l'état des connaissances lors de la conférence sur les sols non saturés de 1995. Selon certains auteurs, le compactage a des effets sur l'état initial du sol, et il ne serait pas nécessaire de modifier les modèles élasto-plastiques, si ces conditions initiales dues aux compactage sont

bien reproduites. Des travaux ont néanmoins montré que la densité sèche ainsi que la teneur en eau obtenus lors du compactage peuvent aussi influencer les paramètres des modèles (compressibilité en particulier). La modélisation du comportement se fera donc comme s'il s'agissait d'un sol différent du fait d'une fabrication différente. Il manque actuellement encore de résultats expérimentaux pour vraiment clarifier ce point. Il est néanmoins clair que ces différences pour un même sol peuvent être atténuées par des chargements isotropes ou déviatoires au-delà des surfaces de charges.

On ne tiendra pas compte de l'effet du compactage des sols dans le cadre de cette thèse.

Annexe C TECHNIQUES ET PROCEDURES EXPERIMENTALES

MARMITE: PROCEDURE EXPERIMENTALE DETAILLEE

Les étapes de préparation des échantillons des sols et de la marmite sont les suivantes :

1. Vérification de la perméabilité de la plaque céramique

Cette étape permet de vérifier s'il n'y a pas de fissures dans la pierre céramique. Il n'est pas nécessaire de la faire pour chaque essai, mais au moins chaque fois qu'on a des doutes sur la saturation de la pierre. Il s'agit de mettre en pression la marmite avec de l'eau et de vérifier pour différents paliers de pressions le débit sortant. On se référera au livre de Fredlund et Rahardjo (1993) pour le détail.

2. Saturation de la plaque céramique.

Cette phase se fera avant chaque série d'essais si la plaque a été dessaturée entre-deux. On donne ici la procédure générale pour une plaque céramique de 15 bars, pour les modifications pour les autres plaques on se référera au Tableau C-1.

Couvrir la plaque céramique d'eau déminéralisée et désaérée. Mettre la plaque à la pression de 6 bars (600 kPa), pendant 1 heure. Lorsque l'eau commence à sortir régulièrement du tube, faire une mesure de débit.

- Après une heure, fermer l'orifice d'évacuation de l'eau pendant 10 minutes, tout en laissant la pression à 6 bars.
- Répéter les mêmes opérations pour 6 cycles complets.
- Après ces cycles, la plaque céramique devra toujours rester sous l'eau afin de ne pas se dessaturer.

Tableau C-1: Procédure de saturation des différentes pierres céramiques

Type de plaque	Pression imposée	Orifice ouvert	Orifice fermé	Nbre cycles
15 bars	6 bars	1 heure	10 min	6 fois
5 bars	4 bars	1 heure	10 min	6 fois
3 bars	3 bars	1 heure	10 min	6 fois
2 bars*	1.5 bar	40 minutes	10 min	4 fois

*petite marmite « model 1250 » (Soilmoisture Corporation)

3. Mise en place des échantillons

Laisser environ 1 cm d'eau au fond de la marmite (cela permet d'assurer une saturation de l'air à l'intérieur de la marmite), mais sans que l'eau restante ne touche la membrane ;

Pour chaque échantillon:

- Préparation des bagues et des échantillons de limon sableux.
- Coller un filtre sur chaque bague et laisser sécher quelques minutes avec une petite charge ;
- Préparer la pâte de limon sableux saturée ($w = 1,5 w_L$) et bien homogénéiser ;
- Mouiller le filtre de la première bague et tarer *la bague + filtre humide* ;
- Déposer avec une spatule la matière au centre de la bague et remplir soigneusement, en tirant la matière sur l'ensemble de la surface de la bague. Compléter le volume en s'assurant de ne pas créer des vides ou d'emprisonner de l'air ;
- Peser le tout : bague + filtre humide + sol.
- Poser les échantillons sur la pierre céramique et mettre la marmite sous pression.

4. Suivi de l'essai

Les échantillons (bague + filtre humide + sol) sont régulièrement pesés et l'évolution des échanges d'eau est reporté sur des courbes semi-logarithmique, jusqu'à ce que les conditions de convergences soient remplies

5 Procédure de mesure du volume à l'aide du pycnomètre avec pétrole.

Une fois l'équilibre atteint, sortir quatre bagues pour la détermination du volume et deux pour déterminer la teneur en eau ;

Le principe de la mesure du volume d'un échantillon de sol consiste à peser hydrostatiquement l'échantillon dans la pétrole. Celle-ci est une huile organique non miscible avec l'eau, qui s'évapore à 105°C. Les étapes de cette procédure de la mesure de volume sont les suivantes :

a. Étalonnage du pycnomètre.

- Le pycnomètre propre et sec est rempli de pétrole afin qu'il n'y ait pas de bulles d'air piégées puis pesé. On obtient ainsi le poids du pycnomètre remplie de pétrole - M_{pyc}
- Répéter ces opérations de 3-5 fois pour être sûr que la valeur obtenue est constante ;

b. Préparation de l'échantillon de sol.

- Après la consolidation dans la marmite, les quatre bagues contenant les échantillons de sol sont sorties pesées. On connaît ainsi le poids de l'échantillon de sol humide - M_h ;
- Immerger l'échantillon de sol dans une capsule remplie de pétrole pendant 3 heures ;
- Après 3 heures retire l'échantillon et peser l'échantillon de sol imbibé de pétrole. On obtient ainsi le poids du sol imbibé M_{hk} ;

c. Pesée de l'échantillon dans le pycnomètre.

-
- Placer l'échantillon de sol imbibé dans le pycnomètre rempli de pétrole;
 - Peser l'ensemble pycnomètre rempli de pétrole + échantillon imbibé de pétrole. On obtient ainsi le poids $M_{pyc+éch.}$;
 - Sortir l'échantillon et le sécher dans une étuve pendant 24 heures à plus de 105 °C ;
 - Peser l'échantillon de sol sec. On obtient ainsi le poids de la matière solide - P_s .

d. Détermination du volume de l'échantillon de sol.

$$V = (M_{pyc} + M_{hk} - M_{pyc+éch.}) / \gamma_k$$

où $\gamma_k = 0,78 \text{ g/cm}^3$, est le poids volumique du pétrole.

e. Détermination des autres caractéristiques géotechniques des échantillons de sol.

Après passage à l'étuve des échantillons, on détermine:

- la teneur en eau : $w = (M_h - M_s) / M_s$
- le volume de la matière solide : $V_s = M_s / \gamma_s$

Toutes les grandeurs (w , e , S_r) nécessaires à l'établissement des courbes hydriques (cf. Ch. 5) sont alors déterminées (cf. annexe A).

COURBE DE CALIBRATION (MESURE DES VARIATIONS DE VOLUME DE LA CELLULE)

La Figure C-1 montre la courbe de calibration pour déterminer l'effet de la montée de l'embase dans la cellule GDS sur la mesure du volume.

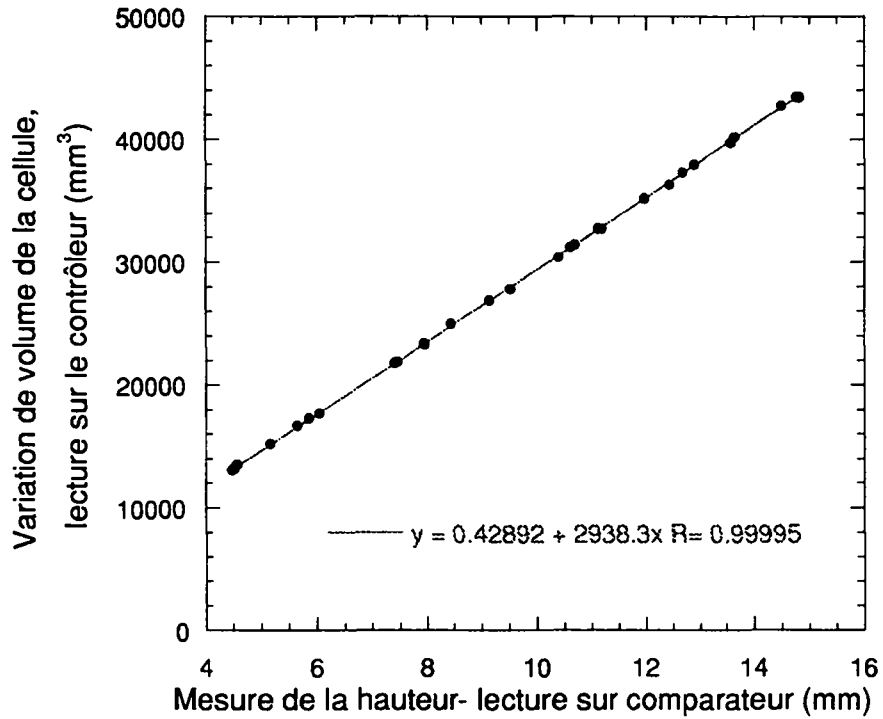


Figure C-1: Courbe de calibration de la variation de volume sous l'effet de la montée de l'embase dans la cellule GDS

TECHNIQUE DE MESURE DE VOLUME PAR ANALYSE D'IMAGE

La description détaillée de la méthode se trouve dans l'article à paraître de Gachet *et al.*

PROPRIETES DE LA CAMERA UTILISEE

C'est une caméra commandée par un PC via le port USB qui est utilisée. Un driver permet de contrôler les paramètres d'exposition, de faire la prise de vue et de sauvegarder l'image après l'avoir convertie en niveau de gris. L'avantage de ce type de caméra est, outre son prix, que le transfert d'images est immédiat très facile et non compressé. La résolution de l'image est de 640 * 480 pixels non compressées, et non interpolées : il faut à ce propos se méfier des performances affichées par les fabricant qui, dans la course aux pixels, n'hésitent pas à confondre l'image brute donnée par le récepteur CCD, et l'image disponible après multiples compressions et interpolations. Les pixels sont carrés et codés sur 8 bits, soit 256 niveaux de gris, variant de 0 pour le noir, à 255 pour le blanc. Une telle caméra est simplement un œil qui permet à l'ordinateur de se transformer en appareil photo ou en caméscope.

TRAITEMENT DE L'IMAGE

Le programme de traitement de l'image est développé sur Labview et IMAQ vision. Les bords de l'échantillon sont définis par deux bandes noires (dessinées sur la membrane) en haut et en bas de l'échantillon et par le contraste entre l'échantillon (blanc à cause de la membrane) et le fond de l'image (sombre).

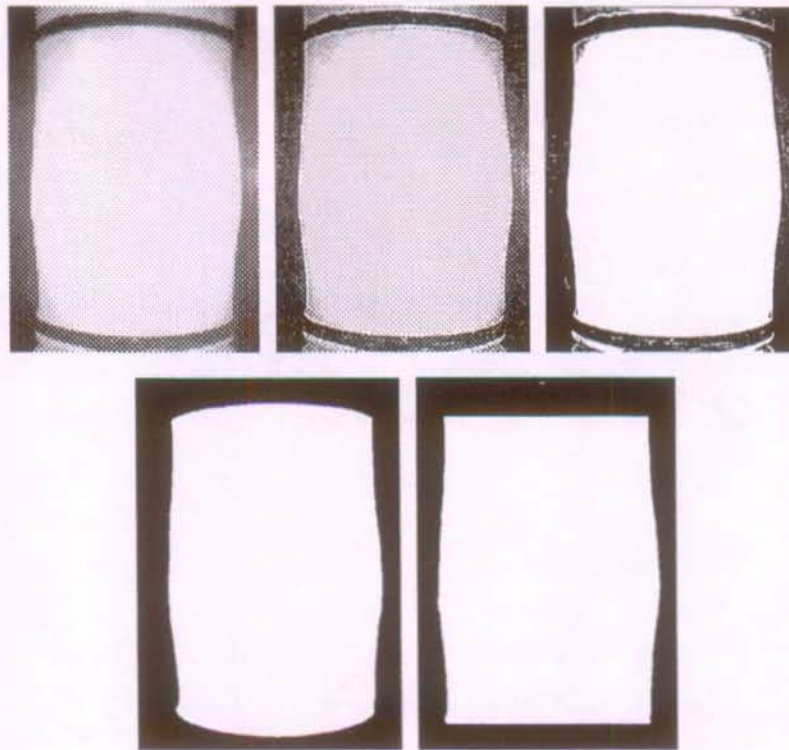


Figure C-2: Etapes de traitement de l'image (a-b-c-d-e)

La première étape consiste à construire une image dont le contraste est amélioré. Du fait de la forme cylindrique de l'échantillon, il est difficile d'obtenir une image avec une luminosité homogène (problèmes dans les coins de l'échantillon), malgré la présence de deux lampes halogènes. Un simple accroissement du contraste ne peut pas être utilisé, puisqu'il ne permet pas d'amplifier localement le contraste au coin seulement. Il a donc été nécessaire de mettre en place un filtre de type avancé qui considère non seulement l'intensité du pixel, mais aussi celle des pixels qui l'entourent. On obtient ainsi l'image Figure C-2b.

Ensuite l'image est traitée par un système de seuillage pour obtenir une image binaire (Figure C-2c).

Enfin Après un processus de filtre, qui permet de remplir les trous noirs (Figure C-2d), il est possible de connaître les courbes du profil discrétisé en pixels, en comptant les pixels à droite et à gauche d'un axe de symétrie (Figure C-2e)

EFFET DE PERSPECTIVE

Il s'agit ensuite de tenir compte de l'effet de la perspective (Figure C-3), qui fait que l'échantillon apparaît comme une ellipse sur l'image et non pas comme un cylindre.

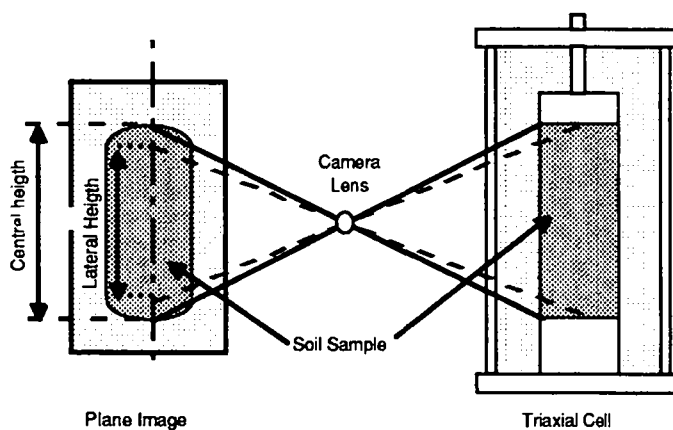


Figure C-3: Effet de perspective

Une calibration axiale a été faite à distance fixe pour déterminer la hauteur de l'échantillon.

Une calibration radiale est ensuite proposée pour déterminer l'évolution du diamètre de l'échantillon.

VALIDATION DE LA METHODE

La méthode a ensuite été testée sur une série d'échantillons rigides. On a ainsi pu déterminer la précision de la mesure sur le volume total. Pour évaluer sa capacité à mesurer les changements de volume, une membrane a été remplie d'eau et soumise à des variations de volumes parfaitement connues.

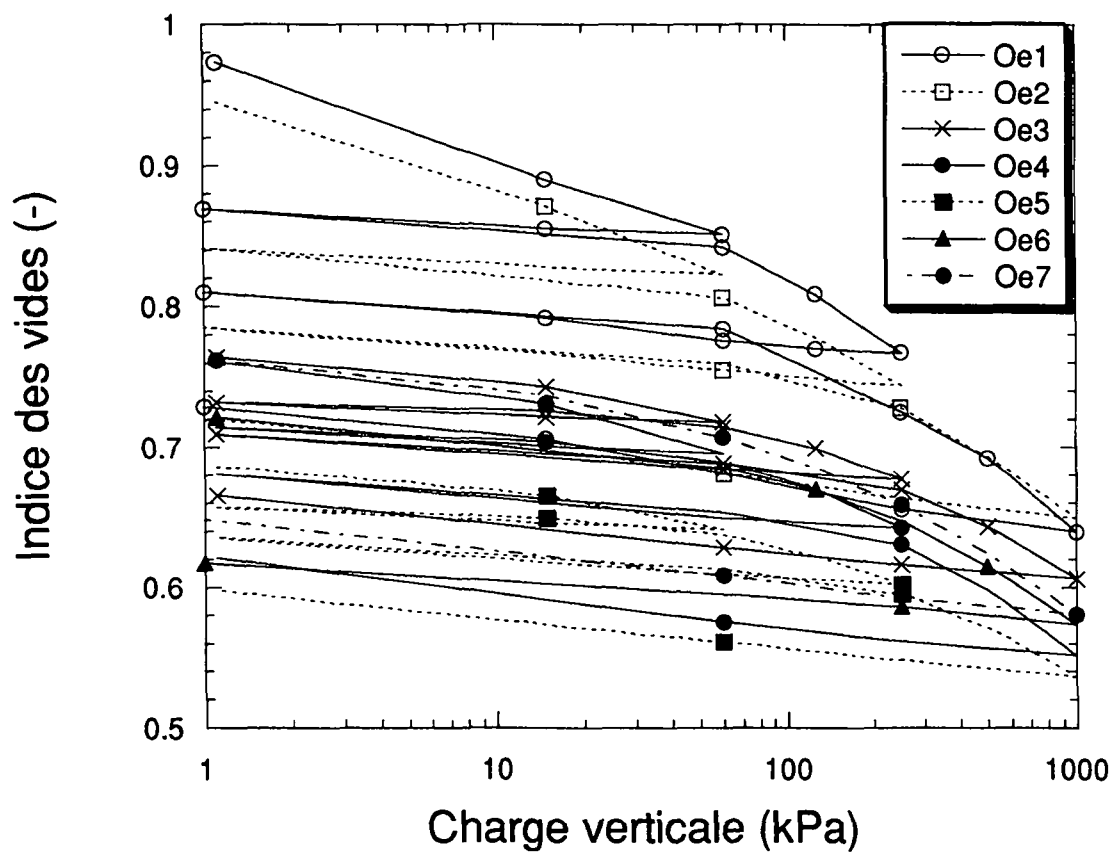
Annexe D RESULTATS EXPERIMENTAUX BRUTS

Cette annexe présente à titre d'information quelques courbes expérimentales.

ESSAIS SATURES

ESSAIS OEDOMETRIQUES : RECAPITULATIF

La figure suivante montre l'ensemble des essais oedométriques effectués en conditions saturées.(cf. chapitre 4.1.3)



ESSAIS TRIAXIAUX DRAINES

Les figures suivantes montrent quelques essais triaxiaux effectués en conditions saturées.(cf. chapitre 4.1.1)

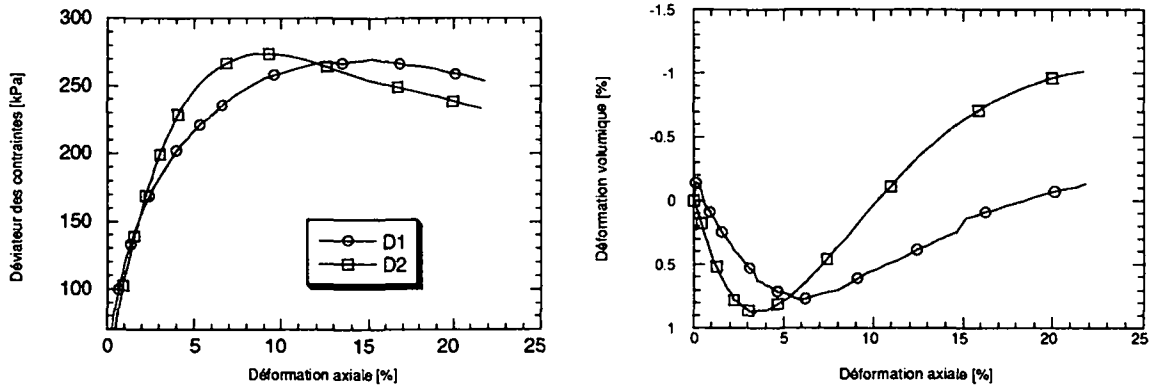


Figure D-1: Essais normalement consolidés saturés D1 et D2 ($\sigma_3=100$ kPa)

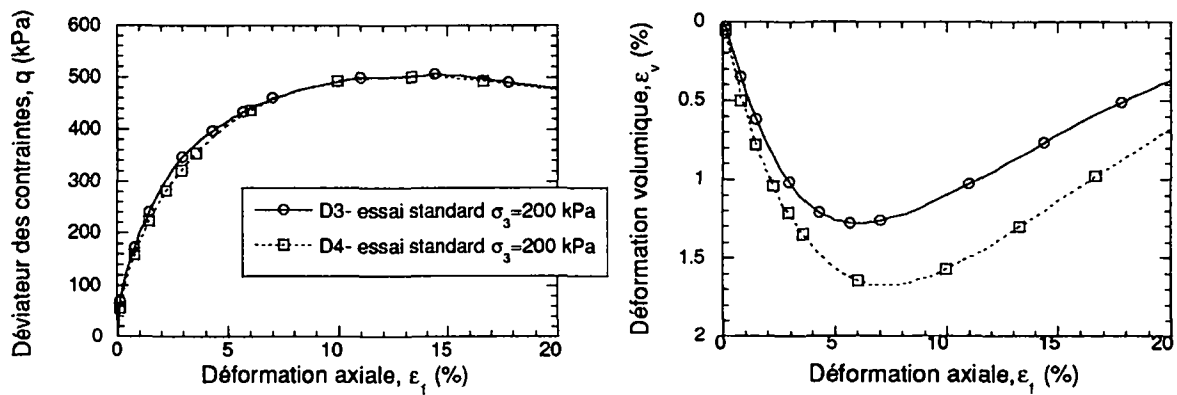


Figure D-2: Essais normalement consolidés saturés D3 et D4 ($\sigma_3=200$ kPa)

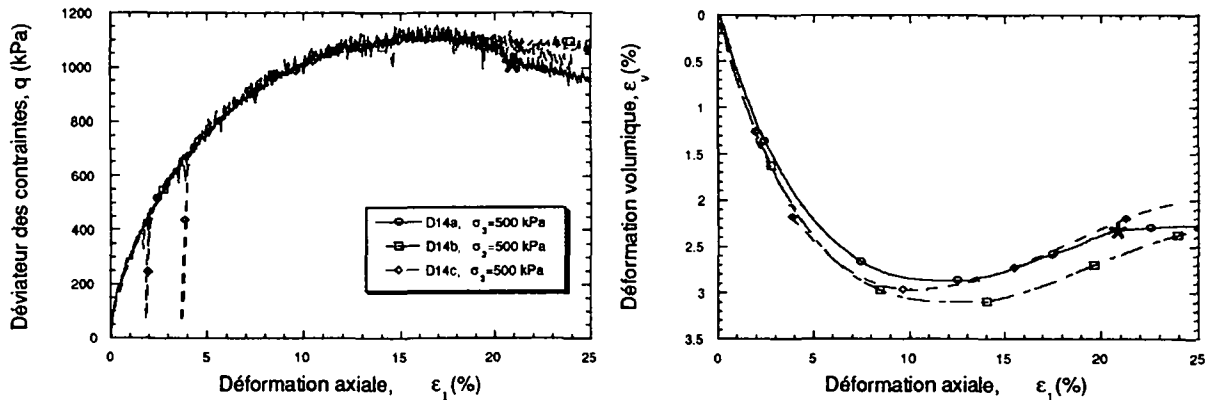


Figure D-3: Essais normalement consolidés saturés D14a, D14b et D14c ($\sigma_3=500$ kPa)

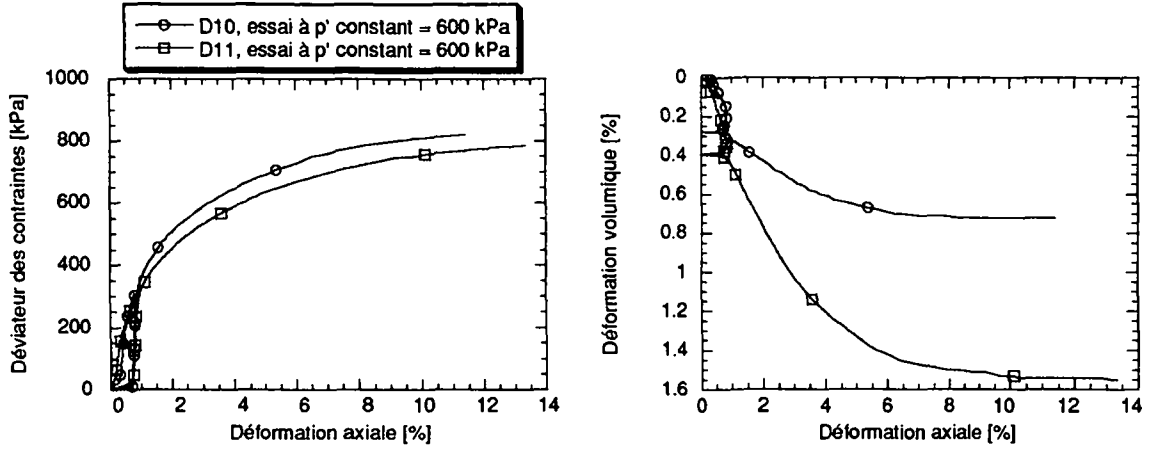


Figure D-4: Essais normalement consolidés saturés à pression moyenne constante D10 et D11 ($p=600$ kPa)

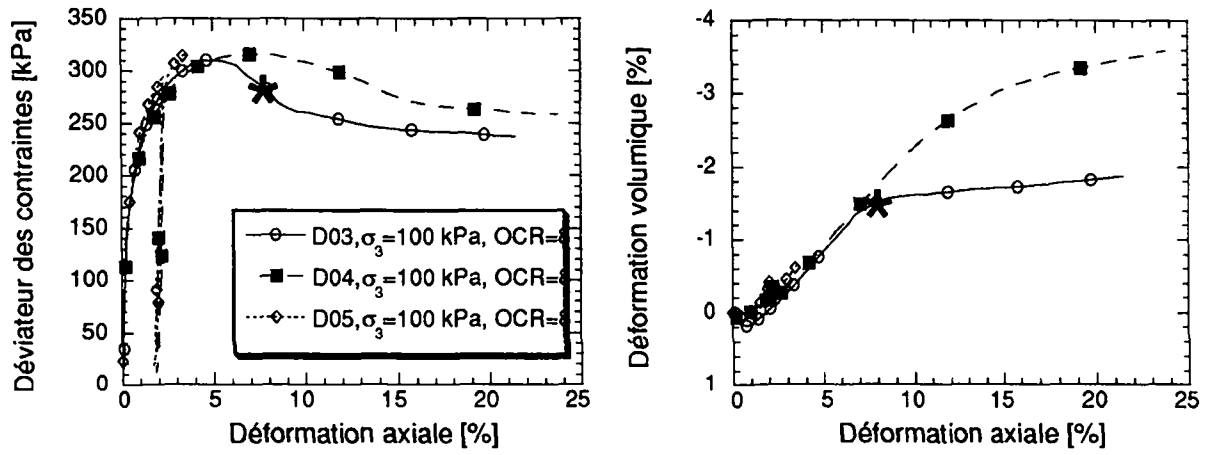


Figure D-5: Essais surconsolidés saturés D03, D04 et D05 ($\sigma_3=100$ kPa, OCR=8)

RESULTATS EXPERIMENTAUX BRUTS DES ESSAIS A LA MARMITE

Les trois tableaux suivants montrent l'ensemble des points obtenus lors des essais à la marmite, qui sont présentés de manière synthétique au chapitre 5.1.1.

Tableau D-1 : chemin de séchage, $w_{initial}=1.5* w_L$

Succion imposée <i>s</i> (kPa)	Teneur en eau <i>w</i> (%)	Degré saturation <i>S_r</i> (-)	de Indice des vides <i>e</i> (-)	Remarque
0	36	1	0.96	
10	28.1	1	0.78	
		1	0.69	rejeté
30	26.5	1	0.71	
		1	0.69	
		0.93	0.78	rejeté
50	21.9	0.91	0.67	
		0.90	0.68	
	23.8	0.84	0.78	
		0.96	0.70	
		0.91	0.73	
		0.85	0.78	
100	18.7	0.73	0.72	
	15.1	0.54	0.80	
		0.53	0.81	
200	11.1	0.40	0.77	
		0.39	0.78	
		0.32	0.97	billes - rejeté
		0.35	0.90	billes - rejeté
250	5.7	0.22	0.72	
		0.22	0.72	
		0.22	0.73	
300	7	0.27	0.71	
	7	0.30	0.66	
	7.7	0.28	0.76	
	7.7	0.29	0.75	
400	5.6	0.22	0.71	
		0.22	0.72	
		0.23	0.69	
		0.23	0.69	
800	4.2	0.16	(0.75)	valeur de <i>e</i>
		0.16	(0.75)	pas juste
		0.15	(0.77)	→ rejetée
		0.15	(0.77)	

Tableau D-2 : Chemin d'humidification, $w_{initial}=0$

Succion imposée s (kPa)	Teneur en eau w (%)	Degré de saturation S_r (-)	Indice des vides e (-)	Remarque
100	15.75	0.6	0.74	
		0.54	0.81	
		0.53	0.8	
		0.58	0.76	
250	5.8	0.22	0.72	
		0.22	0.76	rejeté
		0.23	0.71	
		0.23	0.73	
∞ séché au four	0	0	0.675	
		0	0.68	
		0	0.69	
		0	0.689	
		0	0.744	rejeté

Tableau D-3 : $w_{initial}=1.5* w_L$, séchage à une succion de 300 kPa, puis humidification

Succion imposée s (kPa)	Teneur en eau w (%)	Degré de saturation S_r (-)	Indice des vides e (-)	Remarque
300	7	0.27	0.71	
séchage	7	0.3	0.66	
200	7.7	0.31	0.70	
après séchage	7.7	0.30	0.72	
à 300 kPa	7.7	0.29	0.72	
100	10.5	0.35	0.85	
après séchage		0.51	0.57	rejeté
à 300 kPa		0.33	0.90	
50	15.3	0.87	0.49	rejeté
après séchage		0.73	0.59	rejeté
à 300 kPa		0.59	0.72	
		0.56	0.76	

COURBE DE DESSATURATION

La Figure D-6 montre les courbes de dessaturation d'essais drainés non saturés qui ne sont pas présentées dans le document principal.

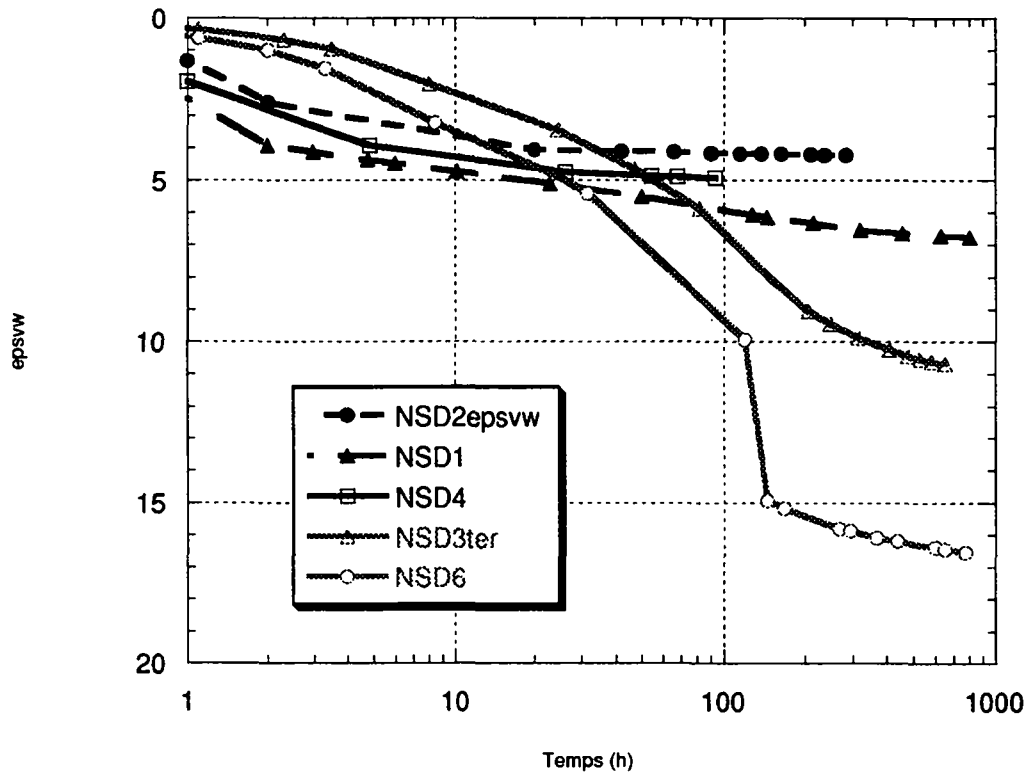


Figure D-6: Courbe de dessaturation des essais drainés non saturés

Annexe E LISTE D'ESSAIS COMPLEMENTAIRES

Cette annexe présente une liste d'essais complémentaires qu'il nous semblerait utile d'effectuer pour affiner notre connaissance des sols non saturés et en particulier du limon de Sion remanié.

- Essais non saturés isotropes à faibles niveaux de succion ($s < s_c$) et à très forts niveaux de succion ($s > 200$ kPa).
- Une série d'essais complémentaires serait nécessaire pour déterminer l'évolution des droites d'état critique en termes de volume. Néanmoins il faut être conscient que les variations d'indices des vides observées, dans les gammes de pressions testées sur le limon de Sion, sont très faibles, et qu'il sera difficile d'étudier cet aspect avec ce sol.
- Test de la capacité du sol ou non à l'effondrement sur chemin d'humidification. Ces tests peuvent se faire aussi bien dans les cellules triaxiales que dans les oedomètres.
- Pour étudier le couplage hydro-mécanique, nous proposons une série d'essais de dessaturation-humidification dans la marmite sur des échantillons préalablement consolidés ou dans l'oedomètre sous charge mécanique constante. Il faut néanmoins noter que de tels essais sont extrêmement longs.
- Un aspect qui mérite aussi des études complémentaires est le phénomène de fragilisation du sol: il serait intéressant de faire une série d'essais (avec suivi photographique pour détecter la localisation du sol) à différents niveaux de succions et de contraintes pour plusieurs sols. Le but étant de détecter plus exactement dans quelles conditions apparaissent ces phénomènes.
- Pour ce même aspect, il serait intéressant d'effectuer des essais sur des échantillons d'élanement différents pour mieux définir le phénomène de localisation (détermination de la longueur caractéristique).

CURRICULUM VITAE

Nom: **GEISER FRANÇOISE**
Adresse: **Champ-Francey, CH-1630 Bulle (FR)**
Date de naissance: **15 avril 1972**
Lieu d'origine: **Langenthal (BE)**

FORMATION

1978-1983 Ecole primaire à Bulle (FR)
1983-1986 Ecole secondaire à Bulle (FR)
1986-1990 Maturité Cantonale (type latin-grec) Collège du Sud, Bulle (FR)
1990-1995 Diplôme d'ingénieur civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Orientation: Conception et analyse

EXPERIENCES PROFESSIONNELLES

Dès 1995 Assistante doctorante chez M. le Professeur L. Vulliet, Institut des sols, roches et fondations, laboratoire de mécanique des sols, EPFL

LISTE DES PUBLICATIONS

Charlier, R., X. L. Li, A. Bolle, L. Laloui, F. Geiser et L. Vulliet, (1997), *Mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt*, Proc. 14th Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Hambourg, pp. 641-644.

Desai, C. S., L. Vulliet, L. Laloui et F. Geiser, (1996), *Disturbed state concept for constitutive modeling of partially saturated porous materials*, Rapport interne, LMS-EPFL Lausanne.

Gachet, P., F. Geiser et L. Vulliet, (1999), *An automatic method of digital image processing to measure volume changes in a triaxial cell*, (à paraître).

Geiser, F., L. Laloui et L. Vulliet, (1997), *Constitutive modelling of unsaturated sandy silt*, Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan, pp. 899-904.

Geiser, F., L. Laloui et L. Vulliet, (1998), *Yielding of a remoulded sandy silt in saturated and unsaturated states*, Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, China, pp. 54-59.

Geiser, F., L. Laloui, L. Vulliet et C. S. Desai, (1997), *Disturbed state concept for partially saturated soils*, Proc. Numerical Models in Geomechanics, Montréal, pp. 129-133.

Laloui, L., F. Geiser, L. Vulliet, X. L. Li, R. Charlier et A. Bolle, (1997), *Characterization of the mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt*, Proc. 14th Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hambourg, pp. 347-350.