

UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID - TLEMCCEN



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Laboratoire « Eau et Ouvrages dans Leur Environnement »

Thèse

Pour l'Obtention du Diplôme de Docteur En-SCIENCES
Spécialité : Génie-Civil

Thème

Contribution à l'étude des sols fins non saturés :
Aspects du comportement volumique.

Présentée par

DERFOUF Feth-Ellah Mounir

Soutenue le.lundi 03/02/2014 devant le Jury composé de :

GHOMARI F.	Professeur (Université de Tlemcen)	<i>Président</i>
FLEUREAU J.M.	Professeur (École Centrale de Paris, France)	<i>Examineur</i>
BAHAR R.	Professeur (USTHB, ALGER)	<i>Examineur</i>
TAIBI S.	Professeur (Université du HAVRE, France)	<i>Encadreur</i>
ALLAL M.A.	Professeur (Université de Tlemcen)	<i>Encadreur</i>
ABOU-BEKR N.	Professeur (Université de Tlemcen)	<i>Encadreur</i>

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer mes plus forts et sincères remerciements à Monsieur *Abou-Bekr, N.* Professeur à l'université de Tlemcen qui, en tant que Directeur de thèse, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de cette thèse, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui cette thèse n'aurait jamais vu le jour.

Je voudrais également remercier Monsieur *Taïbi, S.* Professeur à l'Université du Havre, qui a participé de très près à l'élaboration de ce travail, ses encouragements, sa disponibilité, sa rigueur scientifique et sa grande expérience et ses compétences ont été utiles durant ces années de recherches. Qu'il trouve dans ces lignes ma grande gratitude.

J'exprime toute ma reconnaissance à Monsieur *Allal, M.A.* Professeur à l'université de Tlemcen, qui a aussi contribué à l'encadrement de ce travail. Grâce à ces qualités pédagogiques et scientifiques j'ai pu bénéficier de sa grande compétence et de son savoir. Qu'il trouve ici mes sincères remerciements.

En acceptant de présider le jury de soutenance, Monsieur *Ghomari, F.* Professeur à l'université de Tlemcen, me fait un honneur auquel je suis très sensible. Je tiens à lui exprimer ici ma vive gratitude.

Je remercie vivement Monsieur *Fleueau, J.M.* Professeur à l'École Centrale de Paris, pour l'honneur qu'il ma fait d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes reconnaissances les plus sincères vont à Monsieur *Bahar, R.* Professeur à l'USTHB d'avoir accepté de participer au Jury et d'examiner cette thèse.

Un amical remerciement à Monsieur *Claude Houssin*, technicien au laboratoire LOMC pour la qualité de l'assistance technique et tous les développements de nouveaux appareils nécessaires au bon déroulement de ce travail.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas tout le personnel du laboratoire de Mécanique des Sols du département de Génie-Civil de Tlemcen pour leur soutien.

Je ne saurais oublier tous mes collègues et amis, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

RESUME	
INTRODUCTION GENERALE -----	1
Partie1 : BIBLIOGRAPHIE	
CHAPITRE-I ASPECTS MINERALOGIQUES ET MICROSTRUCTURAUX DES SOLS FINS. -----	4
1.1. <i>Introduction</i> -----	3
1.2. <i>La succion dans les sols</i> -----	3
1.2.1. Définition de la succion-----	3
1.2.2. Composantes de la succion-----	4
1.2.2.1.Succion capillaire :-----	4
1.2.2.2Succion d'adsorption-----	5
1.2.2.3Succion osmotique-----	6
1.3. <i>Rôle des différentes composantes de la succion dans le comportement des sols non saturés</i> ----	7
1.4. <i>États de saturation d'un sol</i> -----	7
1.5. <i>Texture des sols argileux</i> -----	10
1.5.1. Modèles d'arrangement-----	10
1.5.2. Définitions des unités de l'espace poreux-----	15
1.6. <i>Microstructure des sols fins compactés</i> -----	17
1.6.1. Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage-----	18
1.6.2. Effet de la variation de la succion-----	21
1.6.2.1.Effet du séchage ou drainage-----	21
1.6.2.2Effet de l'humidification-----	24
1.7. <i>Conclusion</i> -----	28
CHAPITRE-II COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS COMPACTES NON SATURES : CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION, CHEMIN ŒDOMETRIQUE ET ISOTROPE. -----	32
2.1. <i>Introduction</i> -----	30
2.2. <i>Chemin de drainage humidification sur une pâte</i> :-----	30
2.3. <i>Chemin de drainage humidification sur un sol compacté</i> :-----	32
2.3.1. Influence des paramètres de compactage-----	34
2.3.1.1.Influence de la densité sèche initiale-----	34
2.3.1.2Influence de la teneur en eau de compactage-----	36
2.3.2. Construction du chemin d'Humidification-----	38
2.3.3. Compressibilité hydrique-----	39
2.4. <i>Comportement sur Chemins œdométrique et isotrope</i> -----	39
2.4.1. Compressibilité mécanique-----	39
2.4.2. Pression de préconsolidation apparente-----	45
2.4.3. Influence des cycles de succions :-----	47
2.5. <i>Déformation volumique lors d'une humidification sous charge mécanique</i> -----	49
2.6. <i>Comportement lors des cycles d'humification drainage sous charge mécanique</i> -----	54
2.7. <i>Conclusion</i> -----	59
CHAPITRE-III APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES. -----	61
3.1. <i>Introduction</i> :-----	62
3.2. <i>Concept de contrainte effective</i> -----	62
3.2.1. Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés :-----	63
3.2.2. Définition de la contrainte effective généralisée-----	64
3.2.3. Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée-----	66
3.2.3.1.Modèle Loret et Khalili-----	66
3.2.3.2Modèle de Coussy et Dangla :-----	67
3.2.3.3Modèle Modaressi et Abou-Bekr :-----	71
3.2.4. Concept de surface d'état :-----	76
3.2.5. Approche en variables d'états indépendantes-----	78
3.2.5.1.Modèles élastoplastiques de Barcelone-----	79
3.2.5.2Modèle de Wheeler et Sivakumar-----	85

3.2.5.3. Modèle de Cui et Delage, 1996	87
3.3. Introduction du volume d'eau spécifique ou du degré de saturation comme 4ème variable d'état	88
3.4. Modèle de comportement hydromécanique des sols fortement compactés (Yahia-Aïssa, 1999 ; Cui et al, 2001)	93
3.4.1. Présentation générale	93
3.4.2. Formulations mécaniques et hydriques des variations de volume	95
3.4.3. Formulation de la courbe de gonflement critique CSC	96
3.4.4. Fonctionnement du modèle	97
3.4.5. Détermination des paramètres du modèle	98
3.5. Conclusion :	99

Partie2: ETUDE EXPERIMENTALE

CHAPITRE-IV TECHNIQUES EXPERIMENTALES UTILISEES.	101
4.1. Introduction	102
4.2. Chemin de drainage humidification	102
4.2.1. Méthode osmotique	102
4.2.2. Technique de contrôle par phase vapeur (ou technique des solutions salines saturées)	104
4.3. Chemin œdométrique	105
4.3.1. Méthode de translation d'axe	105
4.3.2. Technique de contrôle par phase vapeur	107
4.3.3. Méthode osmotique	109
4.3.4. Choix de la technique d'imposition de la succion	111
4.4. Développement d'un œdomètre osmotique à double échange	111
4.4.1. Description de la cellule	112
4.4.1.1.Embase de la cellule	112
4.4.1.2.Bague de la cellule	112
4.4.1.3.Piston à double fonction	112
4.4.1.4.Mesure des déplacements verticaux	112
4.4.2. Mode de chargement mécanique	114
4.4.3. Mesure des échanges hydriques	114
4.5. Adaptation de la méthode électrique à l'œdomètre	115
4.5.1. Rappels sur la résistivité électrique	115
4.5.2. Méthodes de mesure de la résistivité en laboratoire	117
4.5.2.1.Dispositif expérimental à électrodes surfaciques:	117
4.5.2.2Dispositif expérimental à électrodes « ponctuelles » :	118
4.5.3. Relations observées entre l'état des sols et leur résistivité	119
4.5.3.1.La conductivité de l'eau des pores	119
4.5.3.2La porosité	119
4.5.3.3.Le degré de saturation et la teneur en eau	120
4.5.3.4La température	122
4.5.4. Choix et élaboration du dispositif expérimental	123
4.5.4.1.Bague de l'œdomètre	124
4.5.4.2.Électrodes :	124
4.5.4.3.Position des électrodes:	124
4.5.4.4.Outils d'imposition et de mesure de courant	124
4.5.5. Mesures de résistivité	125
4.5.5.1.Technique de mesure et détermination du coefficient géométrique	125
4.5.5.2Effet de la variation de l'épaisseur du disque sur le coefficient géométrique	127
4.5.6. Détermination de la relation degré de saturation -résistivité	128
4.5.7. Validation de la méthode	132
4.5.7.1.Validation sur papier conducteur	132
4.5.7.2Validation sur des solutions salines	134

4.6. Conclusion-----	137
CHAPITRE-V CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE BOUGHRARA SUR CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION. ---	139
5.1. Introduction-----	140
5.2. Matériau étudié-----	140
5.2.1. Identification physico-chimique-----	140
5.2.2. Courbe de compactage-----	143
5.3. Préparation des échantillons-----	144
5.4. Caractérisation à l'état saturé-----	Erreur ! Signet non défini.
5.4.1. Comportement sur chemin œdométrique et isotrope-----	147
5.5. Comportement sur chemin de drainage humidification-----	149
5.5.1. Introduction-----	149
5.5.2. Détermination des paramètres d'états-----	150
5.5.2.1.Teneur en eau-----	150
5.5.2.2Indice des vides-----	151
5.5.3. États initiaux des échantillons-----	152
5.5.4. Cycle de drainage humidification sur une pâte saturée et consolidée-----	152
5.5.5. Comparaison avec chemin œdométrique et isotrope-----	157
5.5.6. Cycle de drainage humidification sur échantillons compactés-----	160
5.6. Conclusion-----	177
CHAPITRE-VI COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE BOUGHRARA SUR CHEMIN ŒDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE.-----	179
6.1. Introduction-----	180
6.2. Programme expérimental-----	180
6.3. Mesure des échanges d'eau-----	186
6.4. Résultats de la série1 -Argile de Boughrara consolidée à 100kPa-----	188
6.4.1. Effet de la succion sur la compressibilité-----	190
6.4.2. Interprétation des résultats de la série1 en contrainte effective-----	192
6.4.2.1.Contrainte effective de Terzaghi-----	192
6.4.2.2Interprétation en contrainte effective généralisée-----	193
6.5. Résultats de la série 2 -Argile de Boughrara compactée à l'OPN-----	197
6.5.1. Évolution du degré de saturation-----	199
6.5.2. Effet de la succion sur la compressibilité-----	205
6.5.3. Interprétation des résultats en contraintes effectives-----	206
6.5.3.1Contrainte effective de Terzaghi-----	206
6.5.3.2Interprétation en contrainte effective généralisée-----	208
6.6. Comparaison des résultats des deux séries-----	210
6.1. Humidification sous charge constante-----	212
6.1.1. Programme expérimental-----	212
6.1.1. Exploitation des résultats-----	214
6.1.1.1.Essais de gonflement libre (Humidification sous charge du piston)-----	214
6.1.1.2Humidification sous charge-----	218
6.1.1.2.1. Effet de la teneur en eau initiale-----	218
6.1.1.2.2. Effet de la charge appliquée-----	222
6.1.1.2.3. Effet de la densité sèche-----	223
6.2. Conclusion-----	225

Partie 3: SIMULATIONS NUMERIQUES

CHAPITRE-VII SIMULATION NUMERIQUE DES ESSAIS NON SATURES SUR L'ARGILE DE BOUGHRARA. -----	220
7.1. Introduction-----	227
7.2. Présentation succincte du modèle-----	227

7.3. <i>Influence des paramètres sur la réponse du modèle</i> -----	231
7.3.1. Influence de S_e et D_{10} -----	232
7.3.2. Influence des paramètres de compressibilité λ_0, κ_0 -----	233
7.3.3. Influence de P'_0 et k -----	236
7.4. <i>Simulation des essais expérimentaux</i> -----	237
7.4.1. Chemin de drainage humidification -----	237
7.4.2. Chemin œdométrique à succion contrôlée.-----	243
7.5. <i>Conclusion :</i> -----	258
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES -----	259
ANNEXE 1 -----	263
ANNEXE 2 -----	268
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES -----	269

ملخص

تعتبر هذه الدراسة عبارة عن دراسة مخبرية حول السلوك الهيدروميكانيكي لتربة طينية غير مشبعة. النتائج المتحصل عليه تمت محاكاتها بواسطة نموذج مرن لادن- مصاغ بمبدأ الإجهاد المؤثر.

التربة محل الدراسة هي تربة استعملت في إنشاء نواة سد بوغرارة ($w_L=54\%$; $I_p=28\%$). بعد سلسلة اختبارات تصنيف وتوصيف في الحالة المشبعة، تم انجاز برنامج لتجريبي يتكون أساسا من اختبارات التجفيف و إشباع التربة تحت إجهاد منعدم ، اختبارات أودومتري ذات تحكم في الامتصاص و كذلك اختبارات تشبع التربة تحت إجهاد غير منعدم (بدون تحكم في الامتصاص).

لغرض التحكم في الامتصاص تم استعمل تقنيتين : تقنية التناضح و تقنية التحكم عن طريق الرطوبة النسبية. كذلك لغرض إتمام هذه الدراسة تم تطوير جهاز أودومتري ذو قدرة على التحكم في الامتصاص بواسطة تقنية التناضح و ذلك من الجهة العلوية و السفلية لعينة التربة. الميزة الأساسية لهذا الجهاز هو القدرة على متابعة التغيرات في درجة التشبع و ذلك بقياس مقومية التربة الكهربائية خلال الاختبار. القياسات المتحصل عليها و كذلك نقائص هذه الطريقة تمت مناقشتها .

في ما يخص اختبارات التجفيف و التشبع ، فقد مكنت هذه النتائج من تحديد خصائص هذه التربة من ناحية تعيين حد الانكماش و نسبة الماء و الامتصاص الموافق له، كذلك الحد الفاصل بين التشبع و عدمه .

كما مكنت من معرفة تأثير عوامل الترسيص الابتدائية (نسبة الماء و كثافة التربة الجافة) على هذا الاختبار .

أما بنسبة لاختبارات الجهاز الأودومتري فقد أظهرت النتائج تأثير الاقتران بين الاجهادات المائية و الميكانيكية على سلوك التربة كما مكنت من تحديد العلاقة بين الامتصاص و تضغط التربة و كذلك إجهاد ما قبل التصلب.

في الأخير تم اختبار قدرة نموذج مرن، لادن- قائم على أساس نظرية الإجهاد المؤثر على محاكاة النتائج المتحصل عليها .

كلمات مفتاحية: طين بوغرارة، غير مشبع، ترسيص، تضغط، امتصاص، تجفيف، تشبع، أودومتر، أنموذج، إجهاد مؤثر.

Résumé

Cette thèse présente une étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une argile remaniée non saturée. Les résultats obtenus sont simulés par un modèle de comportement élastoplastique en contrainte effective.

Le matériau étudié est l'argile d'un noyau de barrage de l'ouest Algérien (argile de Boughrara, $w_L=54\%$, $I_p=28\%$). Après une série d'essais d'identification et de caractérisation à l'état saturé, une caractérisation du comportement hydromécanique de cette argile est entamée. Le programme expérimental réalisé comporte essentiellement : des essais de drainage humidification, des essais œdométriques à succion contrôlée ainsi que des essais d'humidification sous charge constante (sans contrôle de succion). La technique osmotique et de contrôle par phase vapeur ont été mise en œuvre pour l'imposition de la succion. Un nouvel œdomètre osmotique a été développé. Cet appareil présente l'avantage d'une imposition de succion par les deux faces de l'échantillon et la possibilité de suivre l'évolution des échanges hydriques par mesure de résistivité (méthode électrique) dans les échantillons au cours des essais. Les mesures obtenues ainsi que les limites de cette méthode sont discutées.

Les résultats sur chemin de drainage humidification ont permis d'identifier les variables d'état en termes de teneur en eau et succion de retrait et du point d'entrée d'air, ainsi que l'effet des conditions initiales de compactage en termes de densité sèche et teneur en eau sur un tel chemin.

De leur part, les essais œdométriques à succion contrôlée ont permis aussi de mettre en évidence le couplage hydromécanique et de définir la relation entre les paramètres de compressibilité et la pression de préconsolidation avec la succion, et ce pour différentes conditions initiales

Par ailleurs, la capacité d'un modèle élastoplastique basé sur la notion de contrainte effective généralisée à reproduire qualitativement et quantitativement les différents résultats expérimentaux obtenus ont été vérifiées.

Mots-clés : Argile de Boughrara, non saturé, compacté, consolidé, succion, drainage humidification, œdomètre, modèle, contrainte effective.

Abstract

This thesis presents an experimental study of the hydromechanical behavior of an unsaturated altered clay . The obtained results are simulated by an elastoplastic model base on the effective stress concept.

The material studied is a clay core dam situated in west Algeria (Boughrara clay wL = 54%, PI = 28%). After a series of identification tests and characterization in the saturated state , a characterization of the hydromechanical behavior of this clay is started. The experimental program carried out comprises essentially: drying wetting tests, controlled suction oedometer tests and wetting under constant load tests (without suction control) . Osmotic and vapor equilibrium technics control have been used for suction imposition. A new osmotic oedometer was developed. This device has the advantage that suction is imposed by both sides of the sample and the ability to track changes in water exchange by resistivity measurement (electric method) in the samples during testing. The measurements and the limitations of this method are discussed.

The results of drying wetting paths have identified the state variables in terms of water content , shrinkage suction and air entry value , and the effect of the initial compaction conditions in terms dry density and water content in such path.

For their part, the suction controlled oedometer tests have also helped to highlight the hydromechanical coupling and define the relationship between the parameters of compressibility and preconsolidation pressure with suction for different initial conditions.

Moreover, the ability of an elastoplastic model based on the generalized effective stress concept to reproduce qualitatively and quantitatively different experimental results was verified .

Keywords: Boughrara Clay, unsaturated, compacted, consolidated , suction, drying wetting, oedometer, effective stress model.

Liste des principaux symboles

AFNOR : Association Française de Normalisation.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

OPN : Optimum Proctor Normal.

OPM: Optimum Proctor Modifié.

NC : Normalement Consolidé.

OC : Surconsolidé.

I.U.P.A.C : International union of pure and applied chemistry

Cc : Indice de compression.

Cs : Indice de gonflement.

C_d : Indices de drainage défini dans le plan [e, log(S)].

C_h: Indices d'humidification défini dans le plan [e, log(S)].

C_{he} : Indice d'humidification pour sol compacté à l'OPN.

d₁₀: Diamètre des grains correspondant à 10% de passant.

d₃₀: Diamètre des grains correspondant à 30% de passant.

d₆₀: Diamètre des grains correspondant à 60% de passant.

$d\varepsilon_v^p$: Incréments de déformations plastiques volumétriques.

$d\varepsilon_v^e$ ou $d\varepsilon_{vm}^e$: Incrément de déformation volumique élastique :

$d\varepsilon_s^p$: Incréments de déformations plastiques de cisaillement.

E : champ électrique.

e : Indice des vides.

e_i ou e_o : e : Indice des vides initial.

e_{SL} : Indice des vides qui correspond à la limite de retrait.

e_s : Indice des vides dans les conditions non saturés.

e_a: Indice des vides d'air.

e₁₀₀ : Indice des vides après chargement à 100kPa,

e_{100s} : Indice des vides après mise en succion, sous une charge de 100kPa.

e_{th} : Indice des vides final obtenu sur chemin d'humidification

e_p : épaisseur

f_T : coefficient de correction

G_s : densité des grains solides.

G : Module de cisaillement élastique.

G_i : Module de cisaillement à la pression de référence P_{ref}.

g : accélération de la pesanteur.

Hr : l'humidité relative de l'air.

h_0 : la hauteur initiale de l'échantillon.
 Δh : la variation de la hauteur de l'échantillon.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_d : Indice de drainage défini dans le plan $[e, w]$.
 I_h : Indice d'humidification défini dans le plan $[e, w]$.
 I : Intensité de courant ou tenseur d'identité.
 I_{num} : Intensité de courant numérique.
 I_{exp} : Intensité de courant expérimentale.
 J : la densité de courant.
 k_m : Perméabilité de la membrane semi-perméable
 k_0 : coefficient de poussée des terres au repos.
 k : coefficient géométrique.
 $K(e)$: Fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères.
 K_i : Module élastique à la pression de référence P_{ref} .
 M_v : la masse molaire de la vapeur d'eau.
 M : Pente de la droite d'état critique dans le plan $[P', q]$.
 M_s : Pente de la droite d'état critique dans le plan $[P^*, q]$.
 M_m : masse molaire de l'eau ($18,016 \text{ g.mol}^{-1}$).
 n_0 : Porosité initiale.
 P_h : Poids humide du sol.
 P_s : Poids sec du sol.
 P_g : Pression de gonflement.
 p_v : pression partielle de vapeur.
 p_{vs} : pression de vapeur saturante à la température T .
 ρ_w : la masse volumique de l'eau liquide à la température T .
 P' : Pression moyenne effective.
 P^* : Pression moyenne nette.
 P_{atm} : Pression atmosphérique.
 P_{cri} : Pression critique.
 P^c : Pression de référence.
 P_{0^*} : Pression de préconsolidation à succion nulle.
 P_{s^*} : Pression de préconsolidation apparente à succion non nulle.
 P_{π}^* Ou $P'_S(\pi_{eq})$: Pression de préconsolidation ou limite élastique calculée avec la
contrainte $(\sigma + \pi_{eq})$ à une succion donnée.

P_{ref} : Pression de référence
 q : déviateur de contrainte.
 R : Constante des gaz parfaits; rayon des particules du sol, ou résistance électrique.
 r : Paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)} / \lambda_0$.
 r_s : rayon du tube capillaire.
 S_r : Degré de saturation en eau liquide.
 S_{ri} : Degré de saturation en eau liquide initial.
 S_{rg} : Degré de saturation en mélange gazeux (air + vapeur d'eau)
 S_{r100} : Degré de saturation après chargement à 100kPa
 S : succion totale.
 S_i : Succion totale initiale.
 S_e : succion d'entraî d'air
 S_{SL} : succion de retrait.
 S_{re} : succion de resaturation.
 S_{OPT} : Succion en (kPa), correspondant à l'OPN.
 S_{OPM} : Succion en (kPa), correspondant à l'OPM.
 S_o : limité élastique en succion.
 T : Température.
 T_s : Tension superficielle.
 u_a : Pression de l'air.
 u_g : Pression du mélange gazeux (air+ vapeur d'eau).
 u_w : Pression de l'eau liquide.
 V : Volume total de l'échantillon.
 ΔV_{num} : Différence de potentiel numérique.
 ΔV_{exp} : Différence de potentiel expérimentale.
 v : Volume spécifique.
 v_w : Volume spécifique de l'eau.
 w : Teneur en eau massique.
 w_i : Teneur en eau massique initiale.
 w_L : Limite de liquidité.
 w_p : Limite de plasticité.
 w_{opt} : Teneur en eau optimale (OPN).
 w_{fp} : La teneur en eau du papier filtre après équilibre.
 w_{fh} : La teneur en eau finale obtenue sur chemin d'humidification.
 w_n : teneur en eau neutre.

β : Compressibilité plastique, Paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion, ou Angle de mouillage.

γ_h : Le poids volumique humide

γ_{dmax} : Poids volumique sec maximal (OPN).

γ_d : Poids volumique sec.

γ_{di} : Poids volumique sec initial.

γ_w : poids volumique de l'eau.

ε_s : Déformation volumique entre l'état correspondant à e_{100} e e_{100s} .

ε_v : déformation volumique.

ε_r : Potentiel de retrait déterminé sur chemin de drainage.

ε_g : Potentiel de gonflement déterminé sur chemin d'humidification.

θ : Teneur en eau volumique.

θ_i : Teneur en eau volumique initiale.

κ_0 : Coefficient de gonflement (élastique) à succion nulle.

κ_s : Coefficient de gonflement (élastique) à succion non nulle.

$\kappa(s)_{char}$: Compressibilité élastique à succion non nulle.

λ_0 : Compressibilité plastique à succion nulle.

λ_s : Compressibilité plastique à succion non nulle.

$\lambda(\pi_{eq})$ Compressibilité plastique calculée avec la contrainte $(\sigma + \pi_{eq})$ à une succion donnée.

π_{eq} : Contrainte capillaire

π_{eq}^{max} : Contrainte capillaire maximale.

ρ : Résistivité électrique.

ρ_{sat} : résistivité électrique du sol saturé.

ρ_T : la résistivité électrique à la température T.

$\rho_{25^\circ C}$: la résistivité électrique à 25°C.

σ_{vn} : pression neutre.

σ_v : Contrainte totale verticale.

σ_h : Contrainte totale horizontale.

σ : Conductivité électrique

σ_T : la conductivité électrique à la température T.

$\sigma_{25^\circ C}$: la conductivité électrique à 25°C.

φ : Angle de frottement intrinsèque du matériau.

χ : Paramètre qui définit la contribution de la succion dans la contrainte effective.

Ψ : Angle de dilatance.

INTRODUCTION GENERALE

Les sols non saturés sont définis comme étant des sols dont les pores sont remplis au minimum de deux fluides qui sont en général l'eau et l'air. Ce type de sol est très répandu, et constitue l'essentiel des sols dans les régions arides ou semi-arides, comme l'Algérie. Dans le domaine du génie civil, l'étude de ce type de sol devient de plus en plus l'une des préoccupations principales des géotechniciens, d'une part, parce que la non-saturation intervient dans beaucoup de problèmes liés aux ouvrages en terre tels que les barrages en remblais, les digues, les remblais routiers,..., les problèmes de stabilité des talus, l'excavation des tunnels, les tassements différentiels des fondations sous l'effet de fluctuations du niveau de la nappe phréatique ou même sous l'effet des conditions climatiques, etc. D'autre part, l'expérience a montré que les approches classiques de la mécanique des sols saturés sont parfois insuffisantes ou même incapables de prédire le comportement de ce type de sol.

L'intérêt au phénomène de non-saturation a commencé à se développer depuis les années 60, et ceci après le développement de techniques d'imposition et de mesure de la succion, suivi de leur implantation dans les différents essais mécaniques tels que le triaxial et l'œdomètre. Ce pas étant franchi, plus de travaux expérimentaux ont vu le jour, prenant en compte la complexité du comportement des sols non saturés, caractérisé par un couplage des effets hydrauliques et mécaniques et parfois aussi thermiques, résultant de l'interaction entre les trois phases du sol : eau, air et grains. Par le cumul de ces résultats, et après le développement de moyens de calculs très puissants qui permettent de modéliser les phénomènes physiques d'une manière plus fine, la nécessité du développement de modèles de calculs est devenue une exigence. En conséquence, deux approches de modélisation ont été développées. La première est celle qui considère indépendamment les effets des contraintes totales et de la succion, nommée approche en variables d'état indépendantes, représentée essentiellement par le modèle d'Alonso et al, 1990. Et la deuxième approche, qui suppose que, comme pour les sols saturés, le comportement des sols non saturés est régi par une seule variable de contrainte qui est la combinaison à déterminer entre les contraintes totales et la succion (Biarez et al, 1993, Taibi, 1994, Coussy et Dangla, 2000, etc.).

Le but de cette étude est d'effectuer une campagne d'essais au laboratoire sur l'argile du noyau du barrage de Boughrara, afin d'acquérir une bonne compréhension du comportement hydromécanique de ce matériau, ce qui permettra en premier lieu d'améliorer nos connaissances des matériaux locaux dans le domaine non saturé, qui reste à ce jour très limité, et en deuxième lieu, enrichir la base de données expérimentale concernant les sols non saturés. La finalité étant de modéliser les ouvrages en tenant compte des effets de la non-saturation.

Le matériau a été considéré dans les conditions de mise en place (état compacté), et aussi dans l'état consolidé. Ceci permettra de distinguer et comparer les différences de comportement entre les deux états initiaux.

Ce travail se distingue par le développement d'un œdomètre osmotique à double échange, qui est considéré à notre connaissance comme étant le premier œdomètre à succion contrôlée au niveau national. Cet œdomètre présente aussi une nouveauté d'échelle internationale, qui consiste en la mise en œuvre de la technique de résistivité pour la mesure des échanges hydriques au cours des essais.

Cette thèse contient une partie de modélisation, qui consiste à conduire des simulations numériques des mesures expérimentales par un modèle élastoplastique basé sur le concept de contrainte effective généralisée.

Ainsi, ce manuscrit est organisé en sept chapitres répartis en trois parties.

Dans la première partie nous avons présenté une analyse bibliographie détaillée sur les sols non saturés. Une présentation de la physique et de la microstructure des sols compactés non saturés sera donnée dans le premier chapitre, ensuite les caractéristiques hydromécaniques principales sur chemin de drainage humidification et sur chemin œdométrique et isotrope feront l'objet du deuxième chapitre. Le troisième chapitre sera consacré à la présentation des modèles constitutifs existants.

La deuxième partie débutera par un chapitre qui a pour objectif de présenter les différentes techniques expérimentales et l'appareillage utilisé, ensuite dans le cinquième chapitre et après une identification de l'argile de Boughrara, le comportement sur chemin drainage humidification à différents états initiaux sera étudié (pâte, consolidé, compacté). Cette partie sera clôturée par un sixième chapitre décrivant le comportement de l'argile de Boughrara sur chemin œdométrique à succion contrôlée. Ce chapitre sera l'occasion de la validation de l'œdomètre osmotique et de la technique de résistivité.

La dernière partie de cette thèse, contiendra un chapitre dans lequel on présente une loi élastoplastique en contrainte effective récemment publiée (*Dumont et al, 2010*), et sa capacité à reproduire les différents chemins établis dans l'étude expérimentale sera mise en examen.

Une conclusion générale synthétise les principaux résultats expérimentaux obtenus et suggère quelques perspectives pour améliorer en particulier les dispositifs et protocoles expérimentaux.

Partie 1 :

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE-I

ASPECTS MINERALOGIQUES ET MICROSTRUCTURAUX DES SOLS FINS.

1.1. INTRODUCTION

Le sol est un mélange de substances naturelles, comprenant les constituants solides tels que les particules minérales et constituants fluides comme l'air et l'eau. Ces constituants s'interpénètrent et s'influencent réciproquement. Selon la répartition de l'eau ou l'air, le sol peut être soit saturé, soit sec, soit dans un état intermédiaire, qu'on appelle état non saturé. Cet état est caractérisé par la présence d'un potentiel appelé : pression interstitielle négative ou généralement succion. Suivant la taille des constituants solides, le sol peut être classé en trois classes granulométriques, à savoir : les sables, les limons et les argiles.

D'une manière générale, un sol avec une minéralogie donnée peut se trouver avec une microstructure différente selon son état de saturation, résultant de différentes interactions physico-chimiques.

La microstructure d'un sol comprend deux aspects : le premier concerne le mode d'arrangement des particules ou texture ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de cette dernière au cours de différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains phénomènes tel que le retrait, le gonflement et l'effondrement, etc.

Dans ce chapitre, après avoir défini la succion ainsi que ces différentes composantes, quelques modèles de texture des sols fins seront exposés avec une mise au point sur la classification du réseau poreux. Par suite, la microstructure des sols fins compactés sera abordée, tout en mettant l'accent sur l'évolution de cette dernière à travers la courbe Proctor et durant le processus de drainage et humidification. En fin, le chapitre sera clôturé par une conclusion.

1.2. LA SUCCION DANS LES SOLS

Les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une troisième phase gazeuse en plus des deux phases solide et liquide qui composent les sols saturés. La présence de cette phase gazeuse se traduit par une pression interstitielle négative si l'on considère la pression de l'air comme origine des pressions.

La pression interstitielle négative confère aux sols non saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés, et rendent ainsi insuffisantes la théorie de la mécanique des sols classique qui avait comme hypothèse principale la saturation du milieu.

1.2.1. Définition de la succion

La pression interstitielle négative, encore appelée succion dans un sens plus large, présente la mesure de l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. Elle peut être définie comme la dépression qu'il faut dans un système isotherme, appliqué

à l'eau libre pour amener son potentiel à la même valeur que celui de l'eau contenue dans un échantillon de sol libérée de toutes contraintes extérieures (Leclercq et Verbrugge, 1985).

Du point de vue thermodynamique, la succion est définie comme l'énergie libre de l'eau interstitielle. Cette énergie libre peut être quantifiée en termes de tension de la vapeur d'eau. La loi de Kelvin (*Équation. 1-1*) donne une expression de la succion en fonction de la tension de la vapeur d'eau (humidité relative).

$$S = -\gamma_w \cdot (R \cdot T / M_m \cdot g) \ln(p_v / p_{vs}) \quad [1-1]$$

S : succion totale (kPa) ; R : constante des gaz parfaits (8,31432 J.mol⁻¹.K⁻¹) ; T : température absolue (K) ; M : masse molaire de l'eau (18,016 g.mol⁻¹) ; g : accélération de la pesanteur (9,81 m.s⁻²) ; p_v : pression partielle de vapeur (kPa) ; p_{vs} : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

1.2.2. Composantes de la succion

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

1.2.2.1. Succion capillaire :

Lorsqu'un liquide se trouve en contact avec une substance solide ou gazeuse ou avec un autre liquide, l'attraction des molécules de l'intérieur du liquide sur celles de la surface de contact se manifeste sous forme d'une tension qui tend à contracter la surface.

On appelle cette tension : tension interfaciale. Lorsqu'il s'agit de l'interface entre le liquide et sa vapeur saturante, on l'appelle tension superficielle T_s. Ces deux notions sont souvent confondues. La tension superficielle est une caractéristique du liquide, à une température donnée, tandis que la tension interfaciale dépend aussi de la substance avec laquelle le liquide est en contact.

On peut définir la tension superficielle comme la force par unité de longueur avec laquelle la surface du liquide tend à se contracter. Elle équivaut au travail nécessaire pour accroître d'une unité la surface du liquide. Sa valeur pour l'eau à 20°C est T_s = 72,75.10⁻³ N/m.

Lorsque trois phases, solide, liquide et gazeuse, sont en présence, par exemple une goutte d'eau posée sur une surface de verre et entourée d'air (*Figure. 1-1a*), la tangente à l'interface liquide-gaz forme avec le solide un angle déterminé β, appelé angle de contact, qui résulte de l'équilibre des trois tensions interfaciales liquide-gaz, liquide-solide et solide-gaz. Cet angle est constant pour une combinaison donnée de substances, mais il peut être différent suivant que le liquide avance ou recule sur le solide. Lorsque β=0, le liquide tend à s'étaler à l'infini sur le solide : on dit qu'il le mouille parfaitement. Lorsque β est compris entre 0 et 90°, le liquide s'étale encore, mais le mouillage est imparfait.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure 1-1b, décrivant la remontée capillaire h de l'eau dans un tube de rayon « r_s » plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$u_a - u_w = (2T_s \cos \beta) / r_s. \quad [1-2]$$

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air, et ce d'autant plus que r_s est petit. Dans un sol, les pores peuvent être assimilés à des tubes capillaires de faibles dimensions, de l'ordre du diamètre des grains les plus petits. L'eau qui occupe partiellement ces pores peut donc s'y trouver sous des pressions fortement négatives.

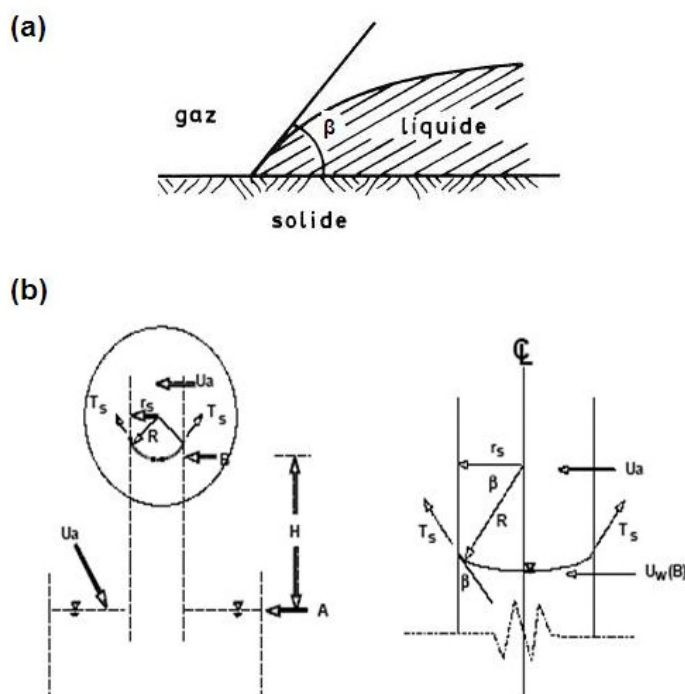


Figure. 1-1. (a) : angle de contact, (b) :Remontée capillaire dans un tube.

1.2.2.2. Succion d'adsorption

L'eau est attirée à la surface des particules solides d'un sol par des forces d'attraction intermoléculaires. Les particules argileuses chargées électriquement produisent en outre un champ de forces électrostatiques dans lequel les molécules polaires de l'eau sont attirées vers les particules. Selon Prost, 1990, au cours de l'imbibition d'un matériau sec, les molécules d'eau se fixent en premier lieu sur les sites hydrophiles représentés par les cations compensateurs, les groupes hydrophiles ou les cations de bords de feuillets. La jonction de ces sites hydrophiles hydratés forme un film d'eau monomoléculaire continu à la surface des particules. Puis sur ce film, apparaît le phénomène d'adsorption multicouche, correspondant à la superposition de n couches monomoléculaires d'eau. Par conséquent, les dimensions des feuillets et celles des particules formées jouent un rôle important dans les propriétés d'adsorption.

Mitchell, 1993 a proposé plusieurs mécanismes susceptibles d'expliquer le phénomène d'adsorption :

- les liaisons hydrogène qui se développent entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou les hydroxydes situés sur la surface du feuillet argileux (*Figure. 1-2a*), l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés électriquement par les défauts de charge du feuillet (*Figure. 1-2b*) ;
- les dipôles des molécules d'eau attirés électriquement par les feuillets argileux chargés négativement (*Figure. 1-2c*) ;
- les molécules d'eau liées à la surface argileuse par des forces de type Van der Waals.

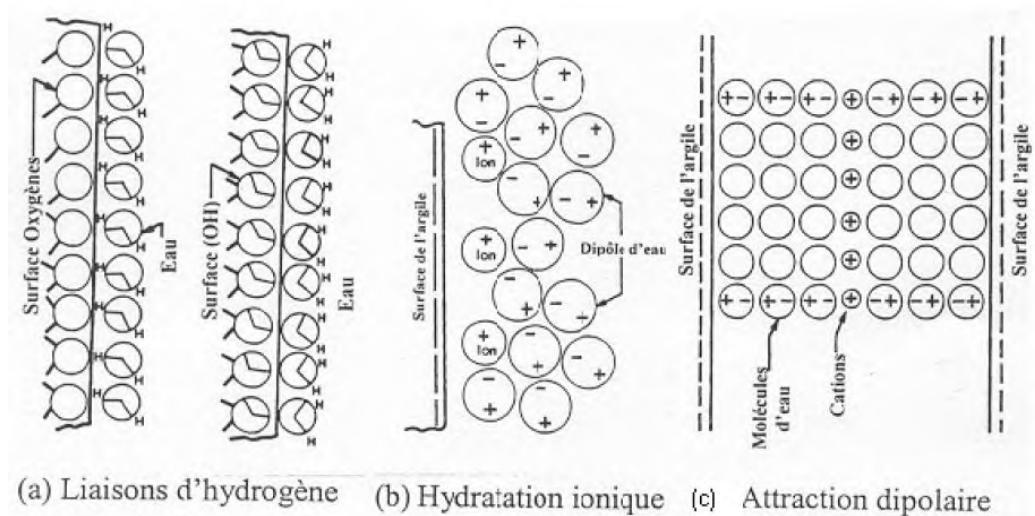


Figure. 1-2. Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile (*Mitchell, 1993*).

Un autre champ de forces d'attraction de l'eau vers les particules argileuses résulte de la présence au voisinage de leur surface, d'une zone à forte concentration ionique, appelée "double couche diffuse" qui agit comme une membrane semi-perméable: les ions de cette zone tendent à migrer vers l'eau interstitielle à concentration ionique plus faible, mais sont retenus par l'attraction électrostatique des particules, tandis que l'eau interstitielle tend à migrer vers la double couche.

La résultante de toutes ces forces d'attraction constitue le champ de forces d'adsorption dont l'intensité décroît avec la distance aux particules. Ces forces d'adsorption sont d'autant plus importantes que la surface spécifique des particules est grande et que l'épaisseur du film d'eau qui les entoure est faible (c'est-à-dire que la teneur en eau du sol est faible). Elles se traduisent par des pressions négatives de l'eau interstitielle qui peuvent atteindre plusieurs mégapascals.

1.2.2.3. Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Elle peut être définie comme

étant la pression à appliquer pour empêcher l'équilibre entre deux solutions de concentration différentes mises en contact par une membrane semi perméable.

1.3. ROLE DES DIFFÉRENTES COMPOSANTES DE LA SUCCION DANS LE COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES

Il reste à se demander lesquelles de ces composantes de la succion ont un effet sur le comportement mécanique, en d'autres termes lesquelles de ces composantes faudra t'-il choisir comme variable indépendante.

Il n'y a aucune ambiguïté sur le rôle de la succion matricielle (*capillaire+adsorption*) sur le comportement mécanique tant au niveau des variations de volume que de la résistance au cisaillement, les avis restent contradictoires en ce qui concerne le rôle de la succion osmotique.

Concernant la résistance au cisaillement, *Alonso et al, 1987* rapporte un résultat de *Blight, 1983* montrant que la succion osmotique n'a pas un effet significatif. Par ailleurs, on estime qu'une interprétation possible des résultats expérimentaux présentés par *Richard et al, 1984*, est que la succion osmotique ne gouverne pas le comportement volumique. D'autres auteurs estiment que dans certains cas l'effet de la composante osmotique de la succion peut devenir significatif (*Frenlund et Rahardjo, 1993*), et doit être pris en compte dans la combinaison des variables de contrainte. *Sadhakar et Shivananda, 2005*, ont constaté sur une argile gonflante que la valeur de la succion osmotique initiale influe sur le taux de gonflement observé. Des résultats plus clairs obtenus par *Krahn et Fredlund, 1972* montrent que les variations de teneur en eau provoquent des variations considérables de la succion matricielle, la composante osmotique n'étant pratiquement pas affectée. La *figure 1-3* montre que les variations de la succion totale sont pratiquement équivalentes aux variations de la succion la matricielle. Des études expérimentales complémentaires sont nécessaires pour arriver à un éventuel accord sur le rôle de la succion osmotique sur le comportement mécanique des sols non saturés.

1.4. ÉTATS DE SATURATION D'UN SOL

D'après *Wroth et Houlshy, 1985*, il est possible de distinguer trois états de saturation dans lesquelles les phases se répartissent comme suite:

- la phase liquide est continue, la phase gazeuse discontinue ;
- les phases liquide et gazeuse sont continues ;
- la phase liquide est discontinue, la phase gazeuse continue.

Aitchison, 1959 cité dans *Cuisinier, 2002* définit quatre états de saturation :

- l'état saturé où le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;
- l'état partiellement saturé où le degré de saturation est voisin de 100 % mais la succion n'est plus nulle ;
- l'état non saturé où le degré de saturation est largement inférieur à 100 % et la succion est non nulle ;
- le sol sec où le degré de saturation en eau est nul et la succion est très forte.

Pour les sols compactés, *Boutonnier, 2007* considère quatre domaines de saturation notés de 1 à 4. C'est quatre domaines sont schématisés dans la *figure 1-4*, et ils sont définis comme suite :

- Le domaine D1 : le sol est non saturé. Dans ce domaine la phase d'air est continue.
- Le domaine D2 : le sol est non saturé avec une phase d'air occluse et en contact avec le squelette solide.
- Le domaine D3 : le sol est partiellement saturé. Ce domaine diffère du domaine D2 par le fait que l'air occlus n'est pas en contact avec le squelette solide.
- Le domaine D4 : le sol est saturé par le fluide interstitiel.

L'auteur considère que la limite entre le domaine D2 et D3 correspond à une succion égale à zéro, et que le domaine D1 et D2 correspond au domaine à pression interstitielle négative.

En se basant sur quelques résultats de la littérature, *Boutonnier, 2007* considère que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage comme illustré dans la *figure 1-5*.

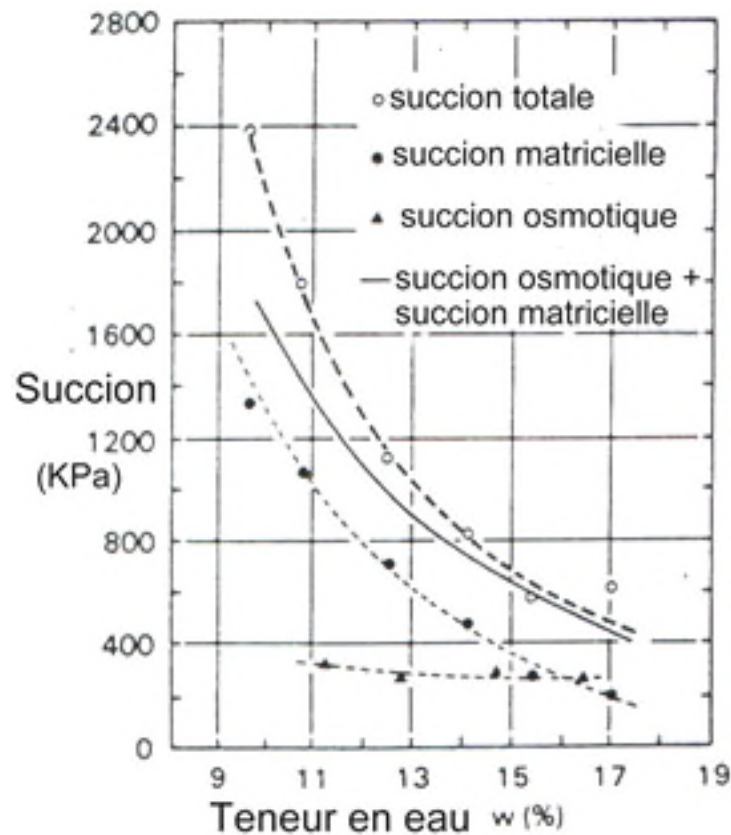


Figure. 1-3 . Variation des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée, (*Krahn et Fredlund, 1972*).

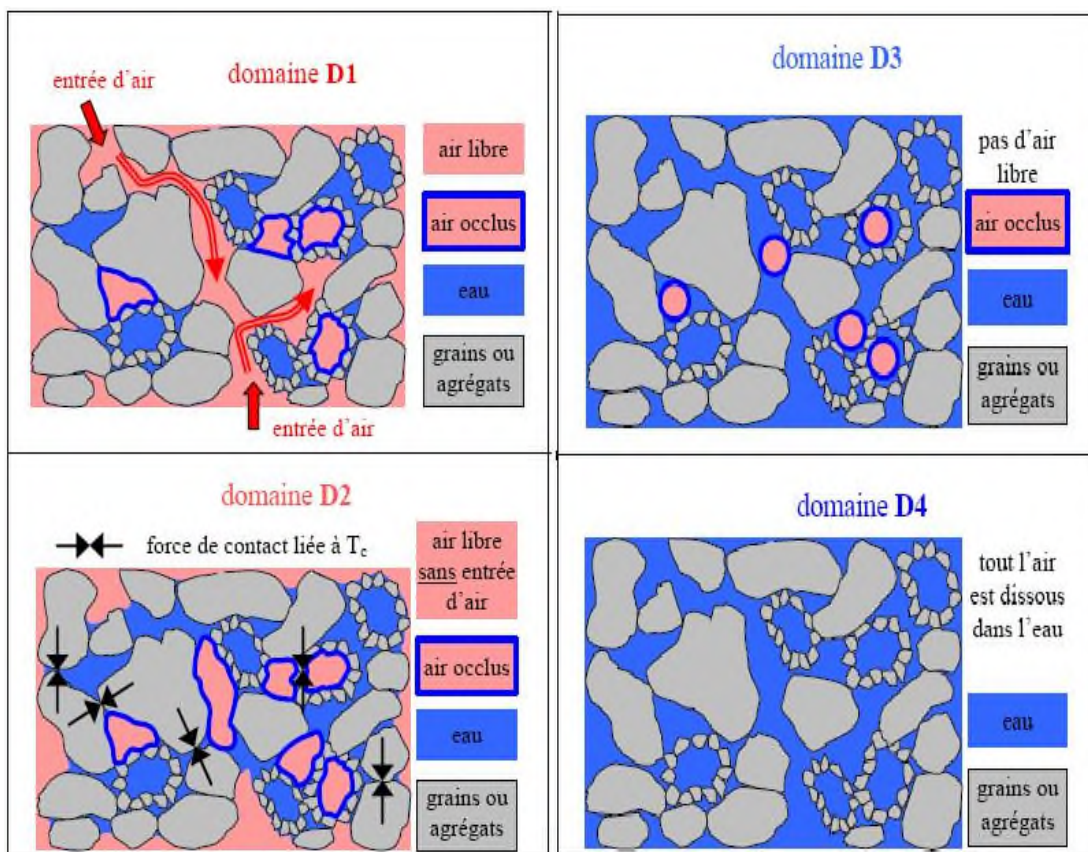


Figure. 1-4 . Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007).

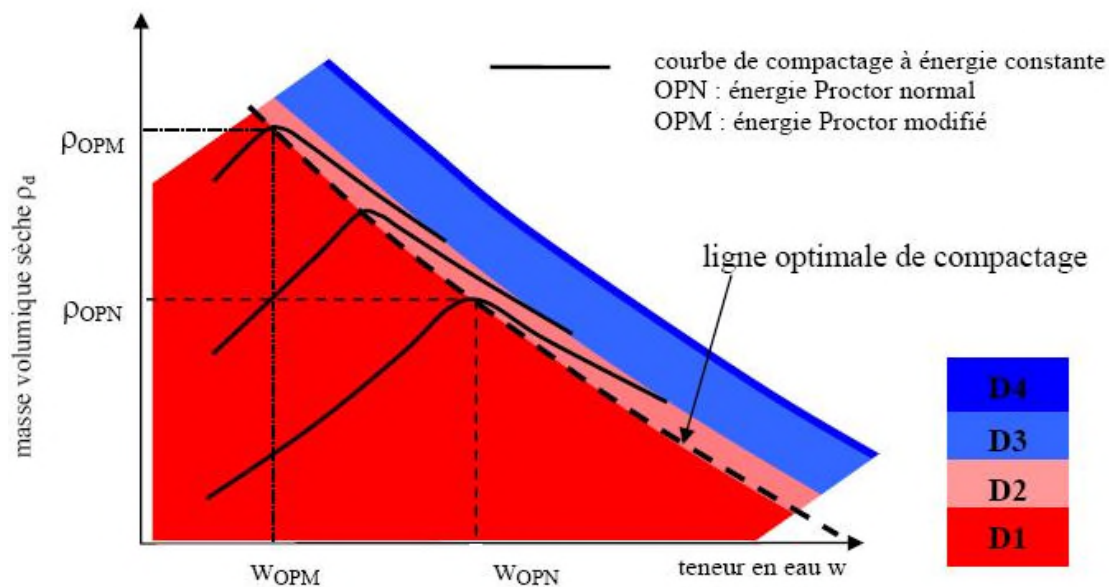


Figure. 1-5 . Limite des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins, (Boutonnier, 2007).

1.5. TEXTURE DES SOLS ARGILEUX

Les propriétés mécanique et hydraulique des sols argileux sont largement contrôlées à la fois par leur minéralogie, leurs propriétés physico-chimiques telles que les interactions eau-solide, et leur texture. Le développement d'outils, tel que le microscope électronique à balayage et à transmission, diffraction des rayons X et porosimètre à injection de mercure, ont permis de caractériser de façon qualitative et quantitative l'arrangement textural des sols fins, et de dégager les grandes tendances de l'organisation microscopique de ce type de sol, et en particulier les sols argileux.

1.5.1. Modèles d'arrangement

Pour *Yong et Sheeran, 1973, Yong, 1975*, la hiérarchie d'organisation des argiles se présente de la façon suivante : Les particules d'argile ont tendance à flocculer ou à s'agglomérer sous forme d'unités submicroscopiques appelées domaines ou tactoïdes. Les domaines tendent à leur tour à former des grappes ou clusters qui peuvent être assez grosses pour qu'on puisse les observer à l'aide d'un microscope ordinaire. Les grappes se regroupent pour former des peds ou même des groupements de peds. Les peds sont visibles à l'œil nu ; ces éléments ajoutés à d'autres caractéristiques macrostructurelles comme les joints et les fissures, constituent l'arrangement macroscopique des particules.

La *figure 1-6* présente le schéma de ce système. Les forces répulsives et attractives entre particules jouent un rôle capital dans l'organisation de ces diverses unités constitutives et de ce fait dans la texture des sols argileux. La susceptibilité à la floculation dépend d'une augmentation de l'un ou de plusieurs des paramètres comme : Concentration de l'électrolyte, Valence des ions, température, ou d'une diminution de l'un ou de plusieurs des paramètres suivants: constante diélectrique du fluide interstitiel, taille des ions hydratés, pH, adsorption d'anions.

Collins et McGown, 1974, proposent un système plus élaboré pour décrire la microstructure des sols naturels à l'aide de trois types d'unité de bases :

- l'arrangement des particules élémentaires (*plaquettes*) : ils présentent des caractéristiques d'interaction bien définies, soit au niveau des particules d'argile, de silt ou de sable (*Figure. 1-7a et b*), soit au niveau de petits groupements de plaquettes d'argile (*Figure. 1-7c*), de particules de silt enrobées ou encore de grains de sable (*Figure. 1-7d*),
- l'assemblage des particules (*agrégats*) : ce sont des unités organisationnelles caractéristiques de particules qui ont des limites physiques définissables et une fonction mécanique donnée. Les assemblages de particules comportent un ou plusieurs types d'arrangements élémentaires ou d'assemblages de plus petites particules. Quelques exemples d'assemblages sont montrés à la *figure 1-8*,
- les espaces vides : on les trouve à l'intérieure des particules et entre les arrangements élémentaires et les assemblages de particules.

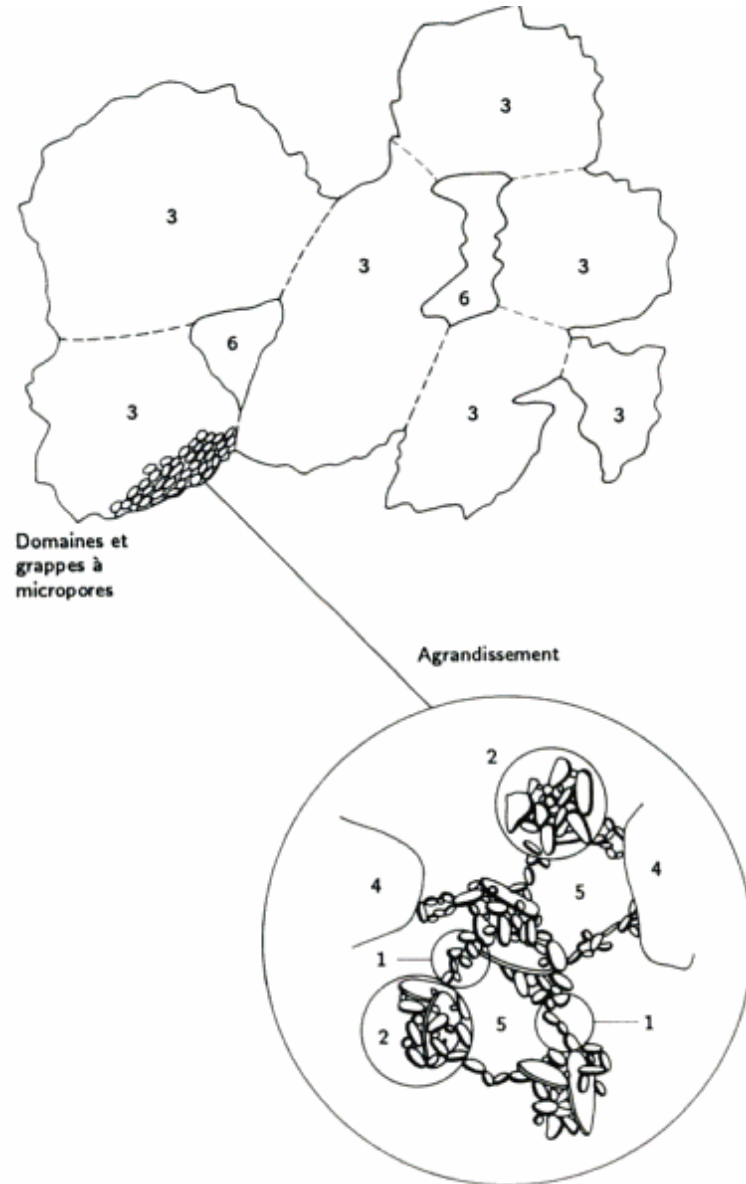


Figure. 1-6 . Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol. 1) domaines, 2) grappes, 3) Peds, 4) grains de silt, 5) micropores, 6) macropores,. (Yong et Sheeran, 1973).

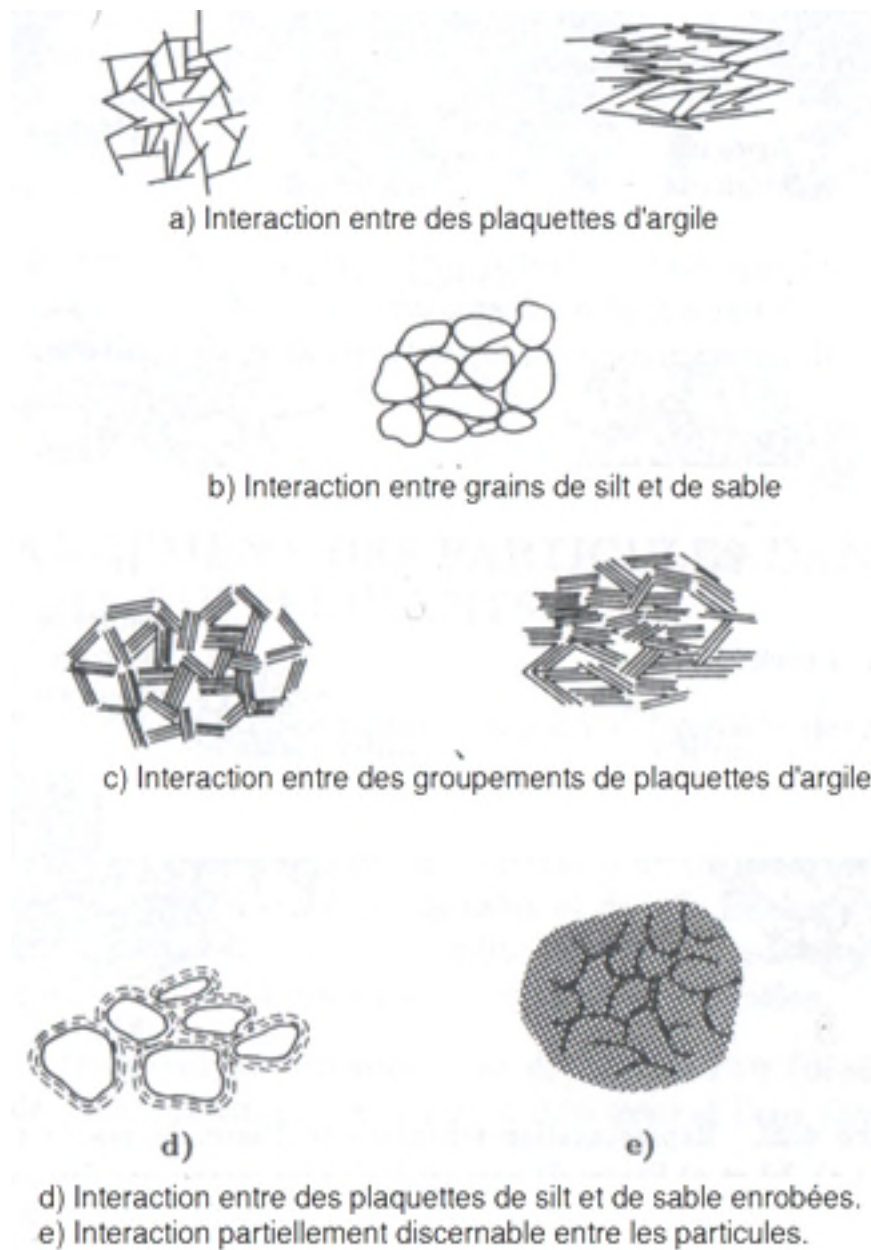


Figure. 1-7. Représentation schématique des arrangements élémentaires de particules, (Collins et McGown, 1974).

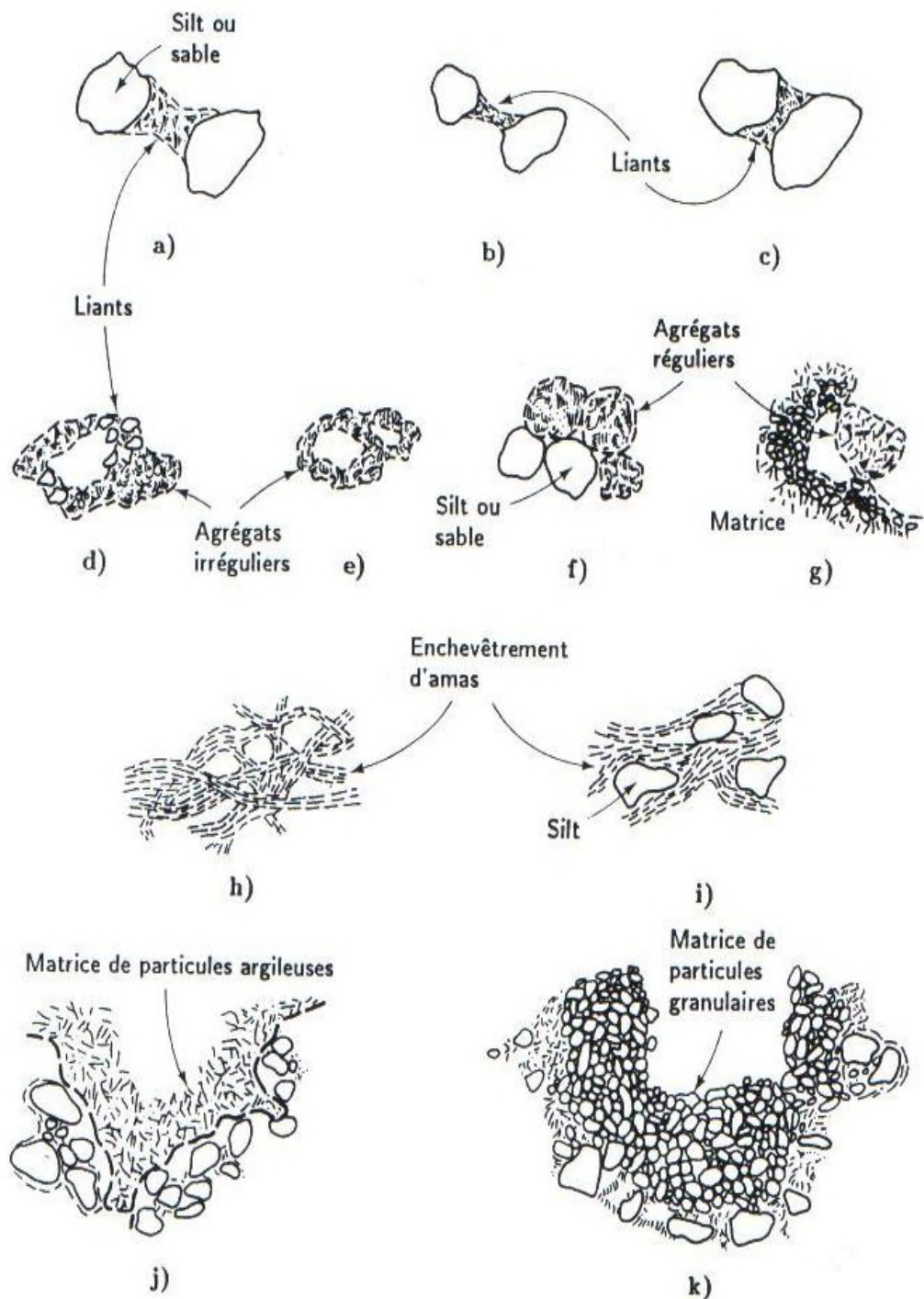
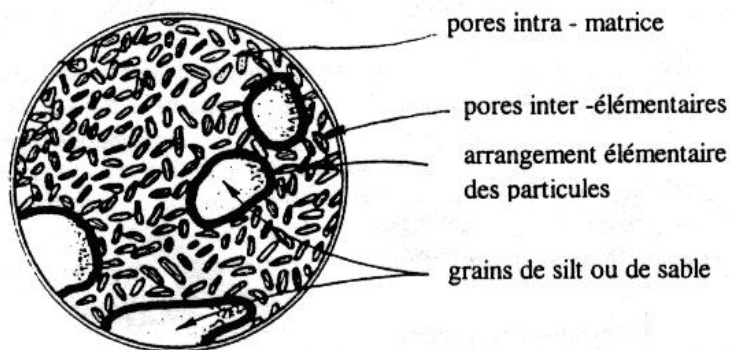
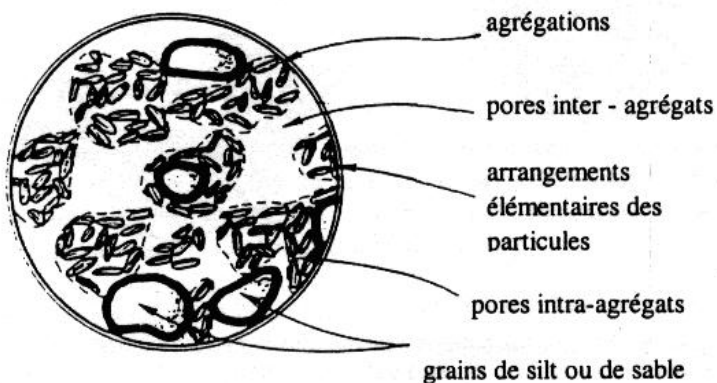


Figure. 1-8. Représentation schématique d'assemblages de particules : a), b) et c) liants; d) agrégat irrégulier retenu par des assemblages de liants; e) agrégat irrégulier formant un arrangement en nids d'abeilles; f) agrégat régulier en interaction avec des grains de silt ou de sable; g) agrégat régulier en interaction avec une matrice de particules; h) enchevêtrement d'amas d'argile; i) enchevêtrement d'amas d'argile avec inclusions de silt; j) matrice de particules argileuses; k) matrice de particules granulaires, (Collins et McGown, 1974).

Gens et Alonso, 1992, en se basant en particulier sur les travaux de *Collins et MacGown, 1974*, ont proposé un schéma de texture pour les sols fins gonflants (*Figure. 1-9*). Selon ces auteurs les particules élémentaires sont composées de quelques feuillettes sous la forme de plaquettes et leur assemblage donne les mottes ou les agrégats. Si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires on aura une texture « matricielle » et si elle est composée par des mottes en forme de grains on aura une texture « agrégée ». La première texture est typique des sols compactés côté humide de l'optimum Proctor, et la deuxième est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés côté sec de l'optimum Proctor.



a) Microstructure d'une argile dans laquelle les arrangements de particules élémentaires des particules sont dominants dans la matrice



b) Microstructure d'une argile où les agrégats de plaquettes sont dominants

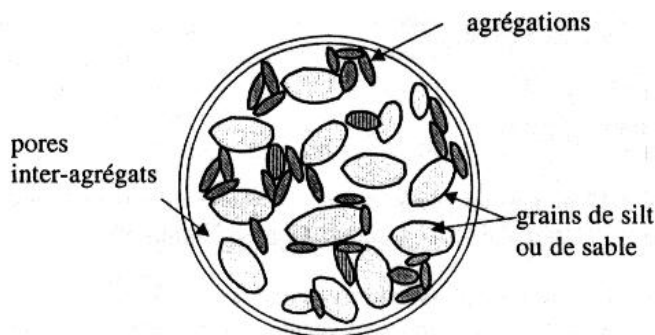


Figure. 1-9. Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains, (*Gens et Alonso, 1992*).

Trois niveaux texturaux peuvent alors être distingués : l'infra, la micro et la macro-texture correspondant respectivement aux particules élémentaires, aux agrégats et à l'arrangement des agrégats entre eux. *Gens et Alonso, 1992* ont repris ce schéma d'organisation, qu'ils qualifient de « *double structure* » comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants.

Le Roux, 1976, d'après *Audiguier, 1979* distingue, à partir de l'observation d'une marne au microscope électronique à balayage trois classes principales de textures :

- une texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n'est privilégiée, avec des sous-classes : homogène à dominante argileuse ou à dominante carbonatée, et homogène compactée ou lâche suivant la compacité et la continuité ;
- une texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains, en particulier des phyllites ;
- une texture floconneuse ou en microagrégats où la phase argileuse se présente sous forme de flocons grossièrement sphériques, soit seule, soit associée aux carbonates. Lorsque la dimension des flocons devient importante de l'ordre de 100 µm on passe à une texture en micro-agrégats.

1.5.2. Définitions des unités de l'espace poreux

À partir de ces différents modèles de structure, les espaces poreux correspondants ont aussi été définis: vides inter-(foliaires, lamellaires, particulaires, agrégats), intra-(particulaire, agrégat, domaine). On parle aussi de micropores, mesopores et macropores. Dans la littérature on propose quatre types d'arrangement de l'espace poreux (*Figure. 1-10*) :

- l'espace interfoliaire (ou *interlamellaire*) existant à l'intérieur des empilements périodiques de feuillets au sein des paquets (ou "particules") ;
- les pores lenticulaires ou intraparticulaires correspondant aux zones de défauts où deux zones périodiques ont un écartement supérieur à la distance interfeuillets (*Van Damme, 2002*), au sein d'un même paquet (ou *particule*). Cette porosité interfeuillets est due à la déformabilité ou la flexibilité des feuillets et peut atteindre une taille de 100 Å. Elle peut être ouverte ou fermée à la pénétration de l'eau (*Qi, 1996*).
- Les pores interparticulaires ou intra-agrégats correspondent à la porosité entre "particules", au sein d'entités plus grandes appelées "agrégats". Ces pores ont une taille micrométrique au maximum ;
- Les pores interagrégats correspondent aux vides entre les agrégats, leur taille étant au moins égale au micromètre.

Al-Mukhtar et al, 1996 et *Robinet et al, 1996* cité dans *Cojean et al, 2009*, proposent que la taille moyenne des classes de pores soit définie comme suite:

- 1 à 2,5 nm pour les pores interfeuillets ou intraparticulaires ;
- 2,5 à 150 nm pour les pores interparticulaires ou intra-agrégats, *Güven et al, 1992*, et *Lloret et al, 2003*, suggère 200 nm au lieu de 150 nm.
- supérieure à 150 ou 200 nm, pour les pores interagrégats.

En termes de micro, meso et macro, le tableau suivant donne quelques définitions présentes dans la littérature, (Tableau. 3-1) :

Tableau .3-1- : Classes des pores.

Ultramicroporosité	Microporosité	Mésoporosité	Macroporosité :	références
$D < 0,8 \text{ nm}$	$0,8 \text{ nm} < D < 2 \text{ nm}$	$2 \text{ nm} < D < 50 \text{ nm}$	$D > 50 \text{ nm}$	Cases et al, 1990
/	$D < 0.04 \text{ nm}$	$0.04 \text{ nm} < D < 40 \text{ nm}$	$D > 40 \text{ nm}$	Augus et Schanz, 2005
/	$D < 2 \text{ nm}$	$2 \text{ nm} < D < 50 \text{ nm}$	$D > 50 \text{ nm}$	I.U.P.A.C ⁽¹⁾

(1): International union of pure and applied chemistry.

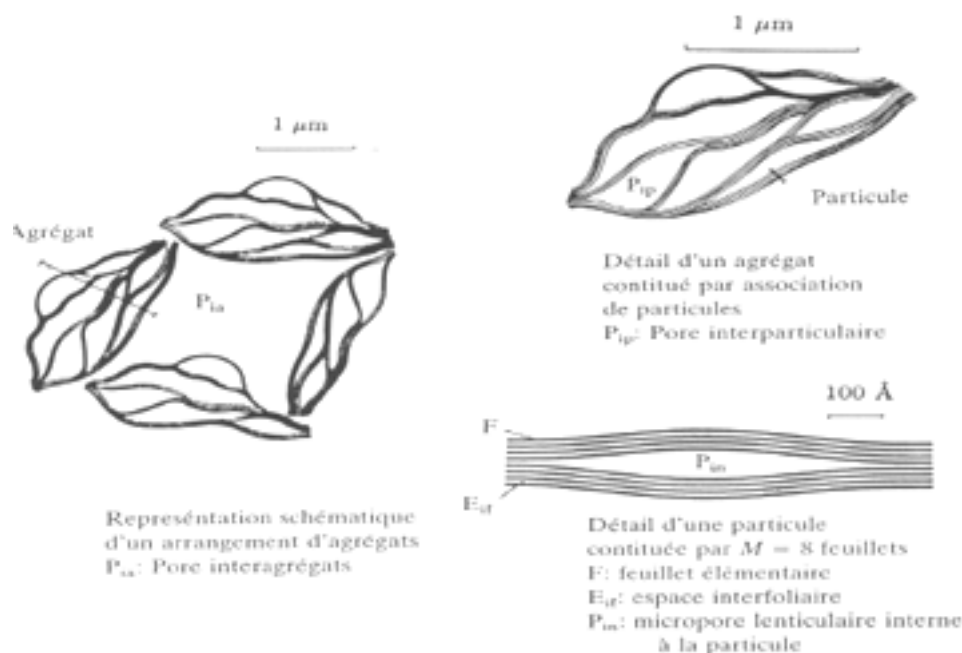


Figure. 1-10 . Représentations schématiques des différents types de pores, (Touret et al, 1990).

D'après les définitions adoptées par I.U.P.A.C et celle d'Al-Mukhtar, 1996 et Robinet et al, 1996, on peut dire que les pores interagrégats correspondent à la classe des macropores, tandis que les pores interfeuillets et intraparticulaires et les pores intra-agrégats (interparticulaires) correspondent conjointement à la classe des micropores et mésopores. Salles, 2006, précise que la taille des pores intra-agrégats et intraparticulaires correspond bien à la classe des mésopores, par contre les pores interfeuillets sont classés parmi les micropores. Du point de vue pratique, lors d'un essai porosimétrique, le diamètre des pores exploitables est compris généralement entre 10 nm et 400 µm (Romero et Simms, 2008), ce qui correspond aux classes des mésopores et macropores, ou aux pores : intraparticulaire, intra-agrégats et interagrégats.

Remarque : Dans la littérature, le terme mésopore est rarement utilisé, et il 'est souvent remplacé par le terme micropore. Dans ce qui suit, et puisque nous avons montré la différence entre les deux termes, La correspondance entre la macroporosité et les pores inter-agrégats sera gardée, et les pores intraparticulaire, intra-agrégats seront désigné par la microporosité.

1.6. MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS COMPACTES

Depuis les travaux de *Proctor en 1933*, les travaux sur le compactage ont concerné le rôle de l'eau comme lubrifiant (*Hogentofier, 1936, cité dans Cui, 1993*) et la théorie de la double couche diffuse (*Lambe, 1958*). Selon cette dernière, avec la même énergie de compactage, mais à une teneur en eau plus élevée, l'orientation des particules s'accroît. Du côté sec de l'optimum, les sols sont toujours flocculés, alors que du côté humide, les particules sont d'avantage orientées ou dispersées. Sur la figure 1-11, par exemple, l'orientation des particules est plus marquée au point C qu'au point A. Si l'on augmente l'énergie de compactage, le sol a tendance à être plus orienté, même du côté sec de l'optimum : ainsi, un échantillon est plus orienté au point E qu'il ne l'est au point A. Du côté humide de l'optimum, l'échantillon sera plus orienté au point D qu'il ne le sera au point B, même si l'effet est moins important que du côté sec de l'optimum. Cette description fut parmi les premiers modèles structuraux proposés pour les sols compactés.

Suite au modèle microstructural de *Lambe, 1958*, pour les sols compactés, beaucoup de chercheurs ont étudié l'évolution de l'orientation des particules suivant la courbe Proctor (*Bouche, 1967*). Depuis lors, la théorie de la double couche diffuse est devenue la plus utilisée (*Seed et Chan, 1959, Bouche, 1967, Camapum de Carvalho, 1987, etc.*).

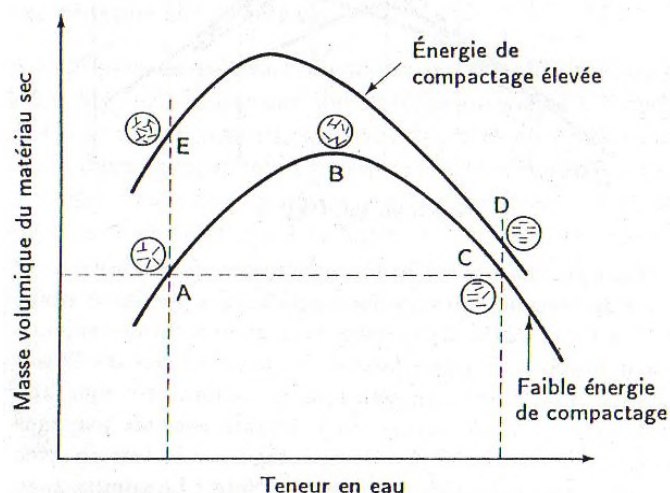


Figure. 1-11 . Effet du compactage sur la structure d'un sol, (*Lambe, 1958*).

L'étude de l'influence de la structure (*floculé ou dispersée*) sur le comportement mécanique était en général faite sur des échantillons compactés et préalablement saturés. À partir de l'amélioration de la préparation des échantillons pour des essais porosimétriques et MEB, caractérisée par le passage de la déshydratation par mise à l'étuve à l'utilisation de la lyophilisation, et par le développement de méthodes d'imposition de succion, a permis d'avoir une idée plus précise sur l'influence de différents paramètres, intrinsèques (*composition minéralogique, par exemple*) ou d'état (*teneur en eau, densité sèche, succion..*), sur la microstructure des sols compactés. L'influence de ces paramètres fera l'objet des paragraphes suivants.

1.6.1. Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Les études de microstructure par porosimétrie au mercure sur des échantillons compactés à différentes teneurs en eau sont confrontées à la difficulté d'obtenir des échantillons ayant la même densité sèche. L'étude de l'influence de la teneur en eau est donc souvent perturbée par une influence conjuguée de la masse volumique, et les auteurs eux-mêmes restent prudents quant à l'interprétation qui peut en être faite (Delage et al, 1996).

Ces derniers ont pu contourner cette difficulté, en étudiant le limon de Jossigny compacté ($w_L=37\%$, $I_p=18\%$, $\gamma_{dmax}=16.7\%$, $w_{opt}=18\%$). Ce limon est essentiellement constitué d'Illite, de Kaolinite et d'interstratifié Illite-Smectite en quantité non négligeable. Trois points de la courbe Proctor ont été considérés : l'optimum, un échantillon du côté sec ($\gamma_d=16\text{ kN/m}^3$, $w=14,9\%$), et un échantillon du côté humide de même densité que le précédent ($\gamma_d=16\text{ kN/m}^3$, $w=21,5\%$).

Cet auteur a constaté que du côté sec, l'échantillon se distingue nettement des deux autres par sa grande famille de macroporosité de rayons d'accès de pore compris entre 1,8 et 6 μm . L'allure des courbes porosimétriques (Figure 1-12) montre que du côté sec la courbe est bimodale et les deux points d'inflexion sont situés à un diamètre d'accès de 0,26 et 4 μm . A l'optimum, un point d'inflexion est apparent à 0,28 μm , et une famille mal classée de rayons d'accès supérieurs à 1 μm est observée. Du côté humide, une seule famille se situant aux alentours de 0,44 μm est observée. La courbe est unimodale. La comparaison du volume poreux de chaque type de porosité a montré que la macroporosité de l'échantillon sec est nettement supérieure à celle du côté humide et à l'optimum; ce qui montre que la réduction de certaines classes de macroporosité peut se produire soit par l'énergie mécanique, soit par une augmentation de teneur en eau. Cette réduction se traduit par une augmentation d'une autre classe de diamètre d'accès plus petit. Quant aux familles des pores inférieures à 0,03 μm , il semble qu'elle soit la même pour les trois échantillons.

Ces résultats ont été renforcés par des observations réalisées avec le MEB, montrant que la microstructure du côté sec est formée d'agrégats de diamètre d'environ 70 μm , constitués de grains de limon de diamètre voisin de 20 μm , (Figure 1-13a). Ces agrégats ont un diamètre maximal d'environ 140 μm . Des gros pores qui semblent avoir au maximum 4 μm de rayon sont compris entre ces grains. La phase argileuse (34 % < 2 μm) est peu apparente, et semble être tapissée sur les grains de silt, qui sont en contact les uns avec des liens argileux. Par rapport à la photographie précédente, on observe que l'hydratation permise par une teneur en eau plus forte engendre une augmentation considérable du volume de la phase argileuse, résultant ainsi à une microstructure plus homogène, dans laquelle les gros pores observés du côté sec, ne sont plus présents (Figure 1-13b). A l'**optimum Proctor**, la structure du limon de Jossigny est plutôt de type granulaire (Figure 1-13c), sans présence apparente d'agrégats.

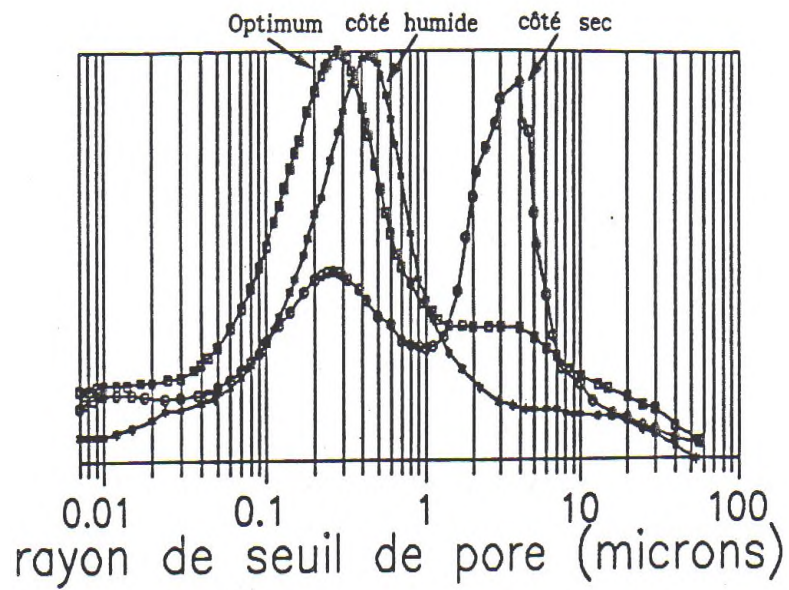


Figure. 1-12 . Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, côté sec et humide de l'optimum, (Delage et al, 1996).

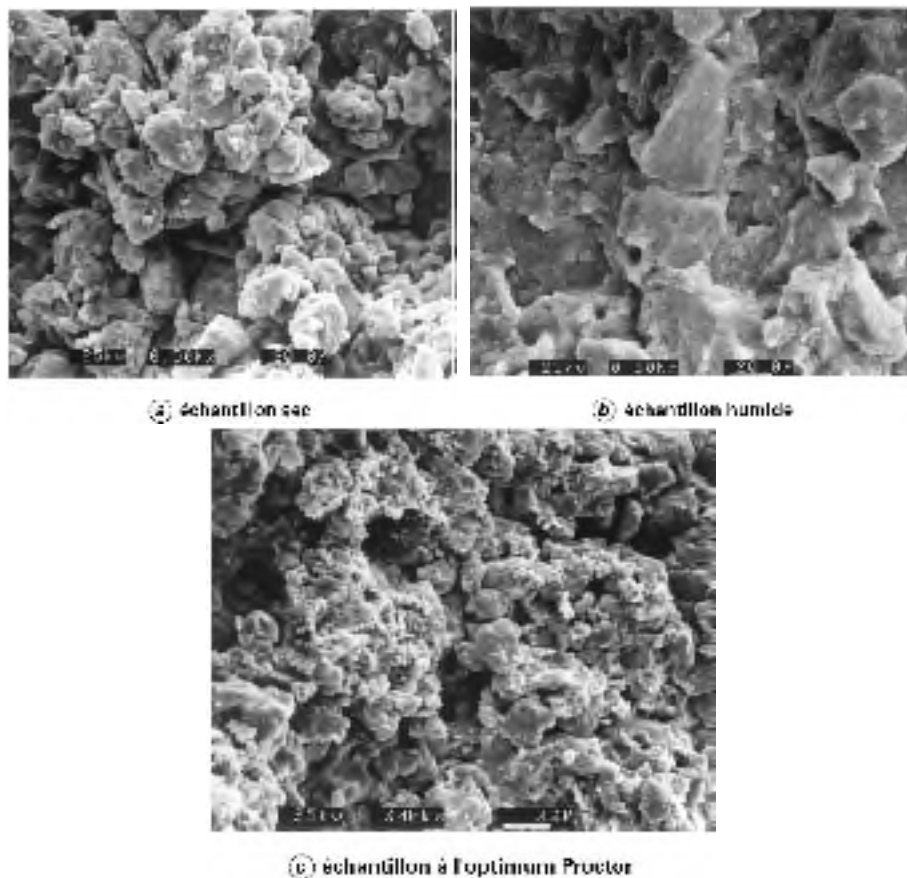


Figure. 1-13 . Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés, (Delage et al, 1996).

Des résultats proches ont été obtenus par *Diamond, 1970* d'après *Cui, 1993*, sur une kaolinite et une illite compactées. Du côté sec de l'optimum, une structure en agrégats de dimensions de l'ordre de $5 \mu\text{m}$, séparés l'un des autres par des pores interagrégats de diamètre au alentour de $0.5 \mu\text{m}$. A l'optimum et du côté humide, la structure est plutôt massive sans gros pores. Dans les agrégats, une légère orientation a été observée, mais l'ensemble de la structure ne présente pas une orientation marquée dans tous les cas.

La présence d'une double structure du côté sec de l'optimum et la diminution de la macroporosité par l'augmentation de la charge mécanique ou l'énergie de compactage a été confirmée par plusieurs auteurs : *Al-Mukhtar, 1996, Lloret et al, 2003, Cuisinier et Laloui, 2004, Romero, 2005, Monroy, 2005, Hoffman et al, 2007, Nowamooz, 2007*, etc. La figure 1-14 représente les résultats des courbes porosimétriques obtenues par *Hoffmann et al, 2007* sur des échantillons compactés statiquement à une faible teneur en eau comprise entre 3 à 4 %, et des densités sèches de l'ordre de 1.35, 1.45 et 1.7. Ces échantillons ont été fabriqués à partir de pastilles (*pellet*) de poids volumique initial de 19.5 kN/m^3 , obtenues par concassage de la Bentonite FEBEX ($w_L=93 \%$, $I_p=46 \%$).

Toutes les courbes présentent une distribution bimodale, dans laquelle la microporosité (*pores intra-agrégats*) demeure inchangée, avec un diamètre d'accès de l'ordre de 13 nm , par contre le diamètre d'accès de la macroporosité passe de $40 \mu\text{m}$ à $5 \mu\text{m}$, quand la densité augmente de 1.35 à 1.7, ce qui correspond à un passage de la charge de compactage de 2.62 MPa à 15.72 MPa , selon la relation obtenue par les auteurs reliant la densité sèche et la contrainte verticale de compactage. Ce résultat montre que les changements dans l'indice des vides ne correspondent qu'à des changements dans la macroporosité.

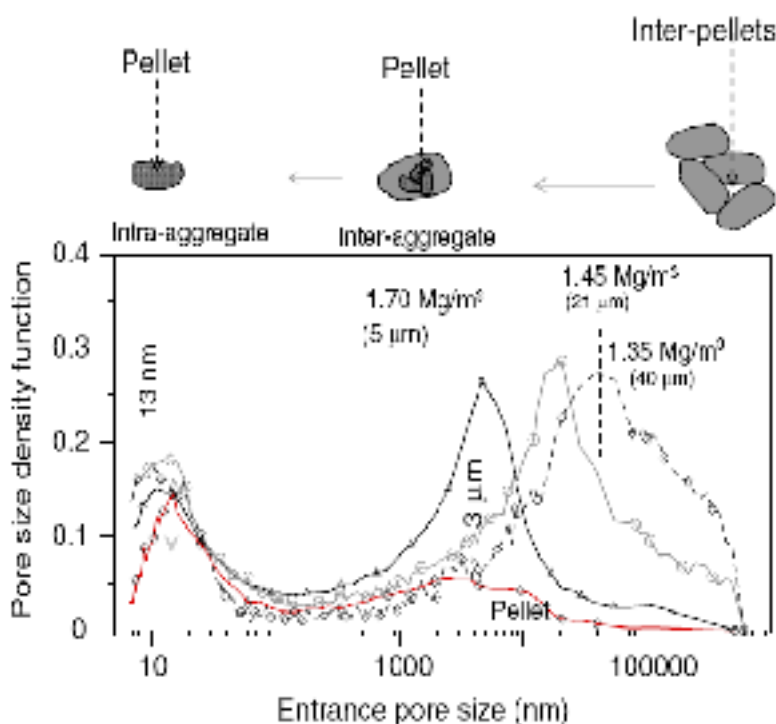


Figure. 1-14. Courbes porosimétriques de l'argile FEBEX compactée à différentes densités sèches, (*Hoffmann et al, 2007*).

1.6.2. Effet de la variation de la succion

L'étude de l'effet de drainage ou humidification sur l'évolution de la microstructure des sols compactés, a été mise en évidence par plusieurs auteurs, tels que : Cui, 1993, Simms et Yanful, 2001, Cuisinier et Laloui, 2004, Cuisinier et Masrouri, 2005, Agus et Schanz, 2005, Kong et al, 2005, Monroy, 2005, Nowamooz, 2007 etc. Les courbes porosimétriques obtenues ont montré que cette dernière est très sensible à n'importe quelle variation de succion.

1.6.2.1. Effet du séchage ou drainage

La figure 1-15 représente l'évolution de la courbe porosimétrique quand la succion varie de zéro à 400kPa, obtenues par Cuisinier et Laloui, 2004 sur un limon sableux ($w_L=30\%$, $I_p=12\%$) compacté à une teneur en eau $w=15\%$, et une densité sèche de 14kN/m^3 . Après compactage, une phase de saturation a été entamée avant l'application des suctions voulues. Ceci résulte en une distribution unimodale du réseau poreux et une microstructure plus homogène. Il est intéressant de remarquer sur la même figure que le processus de drainage induit une réduction de certaines classes de macropores, accompagnée d'une augmentation d'autres classes de rayons compris entre 0.2 et $1\ \mu\text{m}$ relatif à la même classe pour aboutir en fin d'essai ($S=400\text{ kPa}$) une structure bimodale. La classe des pores inférieure à $0.1\ \mu\text{m}$ ne semble pas affectée par les variations de succion.

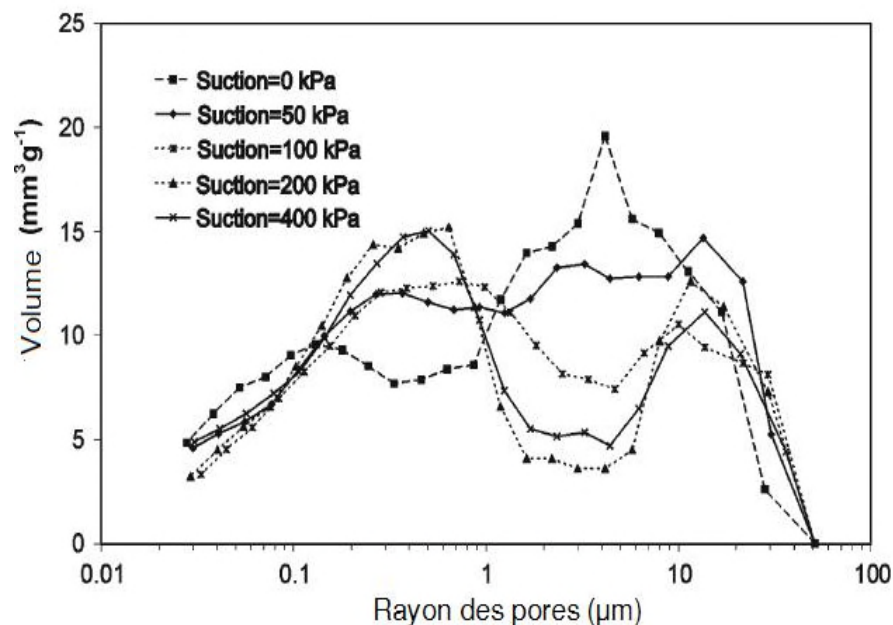


Figure. 1-15 . Évolution de la porosité lors de la variation de la succion entre 0 et 400kPa, (Cuisinier et Laloui, 2004).

Simms et Yanful, 2001, ont comparé les courbes porosimétriques d'échantillons compactés du côté sec ($w=8\%$) et humide ($w=17\%$) (La densité sèche des échantillons n'est pas précisée par les auteurs), soumis à une succion de 2500kPa après saturation (essai de perméabilité). Les échantillons en question sont obtenus par compactage dynamique d'un « glacial till » ($w_L=27\%$, $I_p=9\%$, $\gamma_{dmax}=18.1\text{ kN/m}^3$, $w_{opt}=13.7\%$), dont la fraction fine ne dépasse pas

22% (Limon=14% et Argile=8%). Après saturation, la teneur en eau finale, le degré de saturation, ainsi que la porosité des deux échantillons étaient identiques ($w=16\%$, $S_r=95\%$, $n=0.29$). La mise en succion des échantillons provoque un décalage vers la gauche du diamètre d'accès des pores, résultant ainsi à une structure unimodale, tel que le montre la *figure 1-16*. Du côté sec, il passe de $3\mu\text{m}$ à $1\mu\text{m}$, tandis que du côté humide il passe de $1\mu\text{m}$ à $0.1\mu\text{m}$.

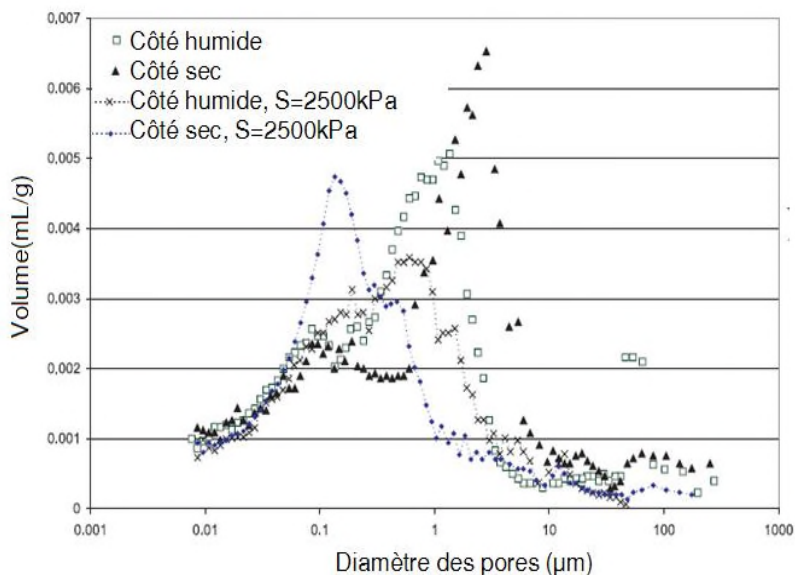


Figure. 1-16 . Comparaison entre les courbes porosimétriques dérivées de deux échantillons compactés du côté sec et humide de l'optimum, soumises à une succion de 2500 kPa, (Simms et Yanful, 2001).

Un autre résultat représenté sur la *figure 1-17a*, montre l'évolution de la courbe porosimétrique d'un échantillon compacté à une teneur en eau de 18 % soumis directement à différents niveaux de succions sans passer par la phase de saturation. La microstructure finale de cet échantillon et celle de l'échantillon compacté à 17 % sont pratiquement identiques. La cinétique de l'évolution de la microstructure, passe d'abord par une réduction du volume des pores inter-agrégats sans changement significatif du diamètre d'accès ($4\mu\text{m}$), jusqu'à une succion de 1400 kPa où la disparition de ces pores est suivie d'une hausse dans le volume des pores de diamètre d'accès de $0.2\mu\text{m}$. Cependant, le séchage à l'air ou à l'étuve (*Figure. 1-17b*), provoque l'apparition d'une structure bimodale dans laquelle les points d'inflexion des courbes se situent à $0.2\mu\text{m}$ et $0.8\mu\text{m}$.

Les résultats de Cui, 1993 concordent avec ceux de Simms et Yanfuls, 2001 sur le fait que le séchage à l'air libre provoque l'apparition d'une structure bimodale. Cependant, les résultats de Cui ont été obtenus sur des échantillons du limon de Jossigny compacté à l'optimum, puis soumis à différents niveaux de séchage ($S=400\text{ kPa}$, $S=1500\text{ kPa}$, séchage à l'air libre). Les courbes porosimétriques cumulées (*Figure. 18-a*) montrent que le volume poreux est d'autant plus faible que la dessiccation s'intensifie. Sur la courbe porosimétrique dérivée (*Figure. 18-b*); une réduction du rayon d'accès des macropores est observée. Il varie de $0.3\mu\text{m}$ pour l'optimum à $3\mu\text{m}$ pour l'échantillon séché à l'air. Ceci est accompagné d'une création d'une nouvelle famille de rayons d'accès de $0.01\mu\text{m}$ correspondant à la classe des micropores.

À partir de ces résultats, on peut dire que le séchage entraîne une diminution de la porosité totale donc une contraction macroscopique (retrait). Cette diminution de porosité est accompagnée soit par une réduction de certaines classes de macroporosité, soit par leur augmentation et la création de micropores. Cette différence est liée à l'intensité du séchage et au pourcentage des éléments fins notamment les minéraux argileux. Les résultats d'*Audiguier et Delage, 1987*, sur l'argile naturelle de Romainville et la marne blanche de Pantin confortent cette conclusion. Ces auteurs ont remarqué que pour des matériaux à matrice argileuse soumis à des potentiels matriciels croissants, le séchage se fait avec rétractions entraînant une diminution de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale, contrairement aux matériaux à squelette granulaire où le séchage entraîne une augmentation de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale.

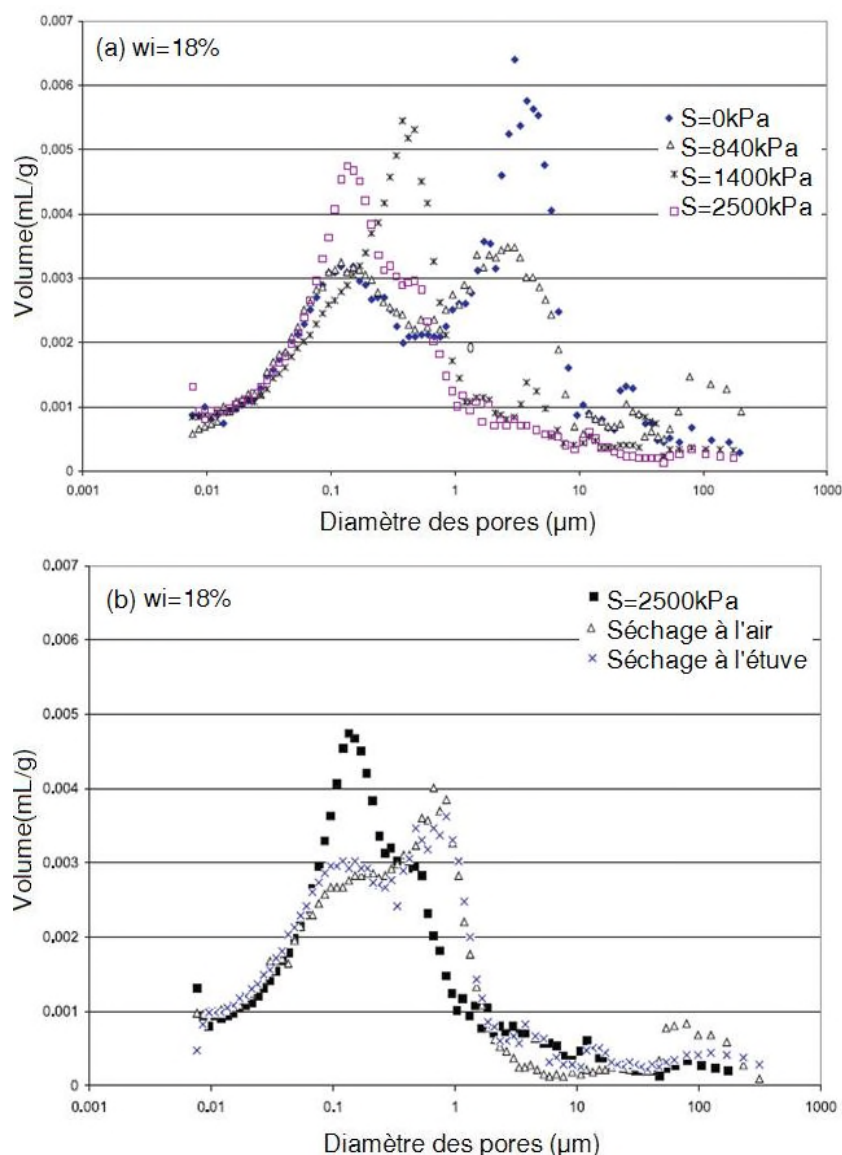


Figure. 1-17 . Évolution de la microstructure d'un échantillon compacté du côté humide, (a) lors de la variation de la succion entre 0 et 2500 kPa, (b) effet du séchage à l'air libre et l'étuve (*Simms et Yanful, 2001*).

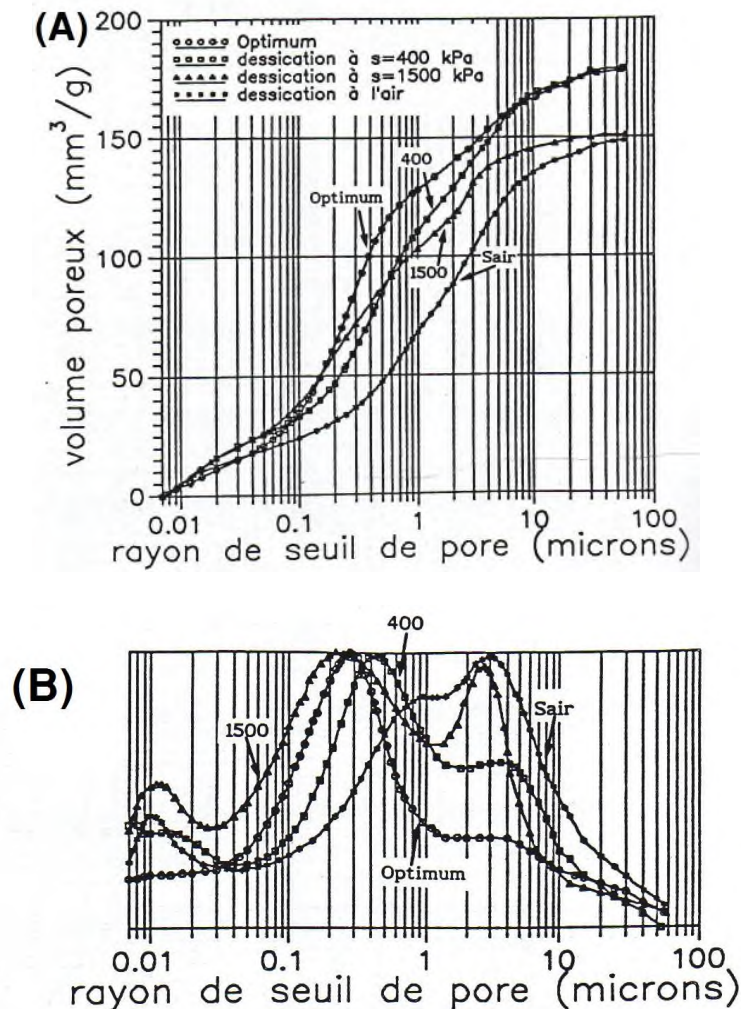


Figure. 1-18 . Résultats de porosimétrie à mercure du limon de Jossigny compactée à l'optimum puis soumise à une succion de 400 et 1500kPa et séché à l'air libre, a) courbes cumulées, b) courbes dérivées, (Cui, 1993).

1.6.2.2. Effet de l'humidification

Lors de l'hydratation d'une Argile tunisienne initialement compactée à l'optimum Proctor ($w_L=60\%$, $I_p=30\%$, $\gamma_{dmax}=15.4\text{ kN/m}^3$, $w_{opt}=28.5\%$), Souli et Fleureau, 2008 ont noté que c'était essentiellement les macropores interagrégats qui participaient au processus de gonflement global du sol. Ceci correspond à l'augmentation de la taille des particules argileuses par l'insertion de 3 à 4 couches d'eau dans l'espace interfeuillets, quand les échantillons sont hydratés sous faibles charges, par contre ce dernier reste inchangé sous de fortes charges. Par ailleurs, la diffraction des rayons X (Figure. 1-19) a montré qu'il se produisait une augmentation de l'anisotropie du matériau lors de l'humidification sous charge, liée à la diminution de la succion. Cette anisotropie augmente avec la diminution de la charge appliquée. Ce résultat a été confirmé par des observations au MEB, qui ont montré que les particules se regroupaient pour former des agrégats qui s'orientaient parallèlement les uns aux autres. Dans tous les cas, la contrainte extérieure appliquée au sol joue un grand rôle dans l'agrégation des particules et des feuillets, qui se traduit par une diminution de la surface spécifique quand la charge augmente. Les résultats de porosimétrie à mercure ont montré que le volume des pores augmente durant

l'hydratation (gonflement), pour atteindre son maximum sous une charge de 10 kPa (Figure. 1-20a). Sous cette charge, les échantillons présente deux familles de pores : la première à un diamètre d'accès de 20µm correspondant aux pores interagrégats, et la deuxième correspond aux pores intra-agrégats avec à un diamètre d'accès inférieur à 1µm. L'augmentation de la charge à 400kPa, résulte à une diminution du volume des pores sans changement dans leurs taille (Figure. 1-20b).

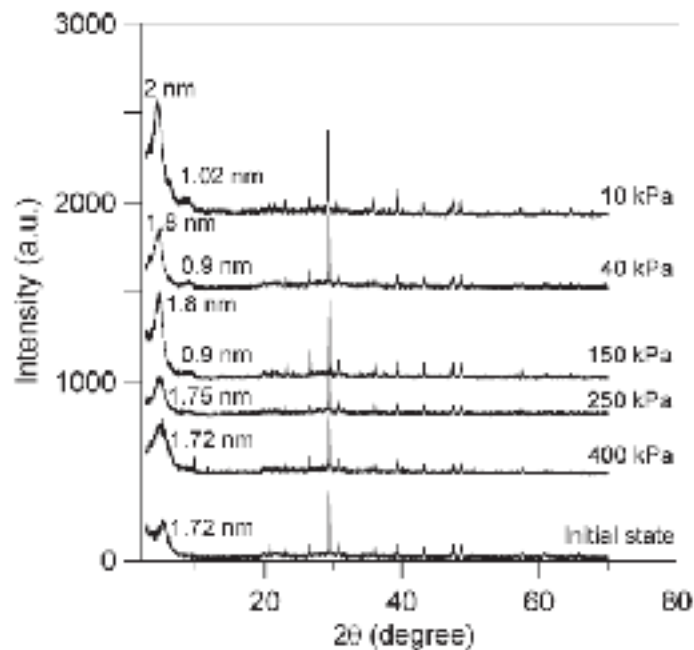


Figure 1-19 . Résultats des courbes de diffraction X de l'argile tunisienne compactée à l'optimum et hydratée sous différentes charges, (Souli et Fleureau, 2008).

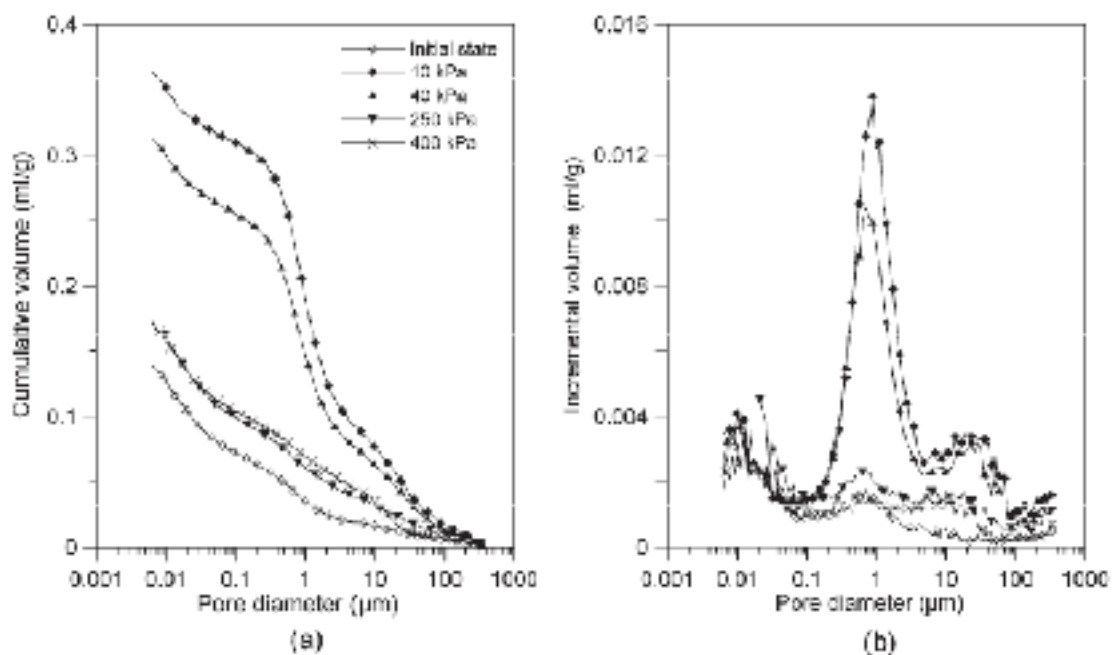


Figure 1-20 . Résultats de porosimétrie à mercure de l'argile tunisienne compactée à l'optimum et hydratée sous différentes charges, a) courbes cumulées, b) courbes dérivées, (Souli et Fleureau, 2008).

De même *Saiyouri, 1996*, en étudiant l'hydratation d'échantillons compactés d'une smectite MX80 et d'une argile FoCa7, par la méthode de la diffraction X aux petits angles, a constaté qu'au cours de l'hydratation, la distance entre les feuillets élémentaires augmente par adsorption progressive de couches d'eau. Ainsi, pour une succion inférieure à 50 MPa, l'hydratation intraparticulaire passe d'une à deux couches d'eau à partir de 7 MPa, elle est de 3 couches pour atteindre 4 couches dans le cas d'une succion quasi nulle. Dans le même temps, les particules d'argile se divisent, passant de 350 à 10 feuillets pour MX80 et de 100 à 10 feuillets pour FoCa7 jusqu'à une succion de 10 MPa. Pour des succions inférieures, l'hydratation se fait uniquement par éloignement progressif des feuillets.

Saiyouri, 1996 suppose l'existence de deux domaines énergétiques : un premier où l'eau est organisée, donc liée aux feuillets et un deuxième où l'eau est libre et remplit des espaces poreux plus grands. Le mécanisme de gonflement serait donc composé d'un processus d'insertion d'eau couche par couche où l'on assiste à une micro-division des particules, qui elle-même provoquerait une diminution de la surface de ces particules, puis d'une répulsion à surface constante entre les cristaux plus petits. Toujours selon *Saiyouri*, l'eau au début de l'hydratation, serait essentiellement interfoliaire, avec peu ou pas d'eau externe. À des teneurs en eau plus élevées, l'eau externe deviendrait plus significative et d'épaisseur compatible avec les distances intervenant dans la théorie de la double couche diffuse. La *Figure 1-24* représente les distances interfoliaires et interparticulaires pour chaque valeur de succion imposée. Les distances interfoliaires restent inférieures ou égales à 22 Å et les distances interparticulaires évoluent au fur et à mesure de l'hydratation. Selon *Tessier, 1984* et *Popescu 1980*, le phénomène de division des agrégats ne se produit que lorsque le gradient de succion de l'eau auquel le sol est soumis est élevé, autrement dit, lorsque l'humidification est faite brutalement.

La comparaison faite par *Monroy, 2005*, sur trois échantillons de l'argile de Londres ($w_L=83\%$, $I_p=54\%$), compacté aussi du côté sec de l'optimum ($w=23.61\%$, $\gamma_d=13.81\text{ kN/m}^3$), et saturés sous différentes conditions de confinement (gonflement libre (mta2), gonflement à volume constant (mta5); saturation sous une contrainte de 220kPa (mta6), (*Figure. 1-25*), a mis en évidence le rôle de la charge de confinement sur l'évolution de la porosité. L'application d'une charge de 130 kPa, résulte en une importante réduction dans le volume et diamètre d'accès des macropores, qui passe de 1.73 μm pour mta2 à 0.840 μm pour mta5. En augmentant la charge à 220 KPa (mta6), on remarque juste un léger décalage du diamètre d'accès des pores qui devient 0.67 μm . Dans tous les cas, les pores inférieurs à 0.1 μm ne semblent pas affectés.

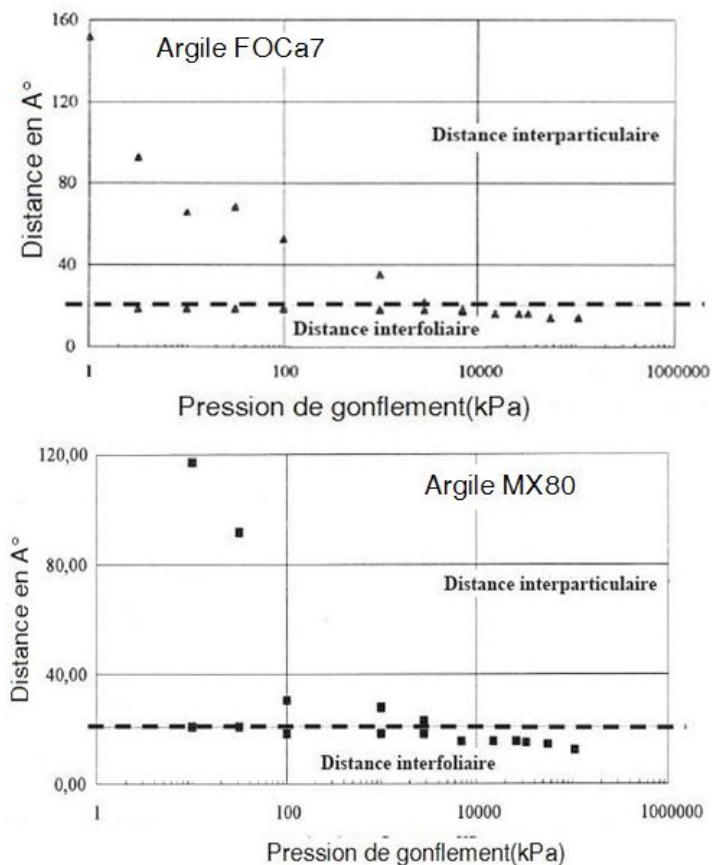


Figure 1-24. Distances interfoliaires et interparticulaire pour l'argile FoCa7 et l'argile MX80, Saiyouri, 1996.

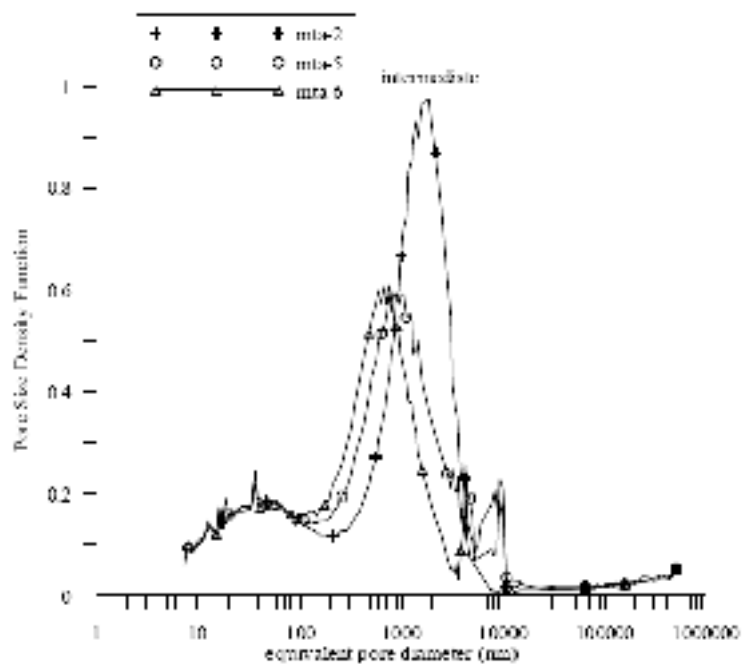


Figure 1-25 . Évolution de la courbe porosimétrique de l'argile de Londres compacté et saturé sous différentes conditions de confinement, Monroy, 2005.

Cui *et al*, 2002 ont étudié l'évolution volumique, au cours de l'hydratation sous chargement constant (*charges de compactage*), d'échantillons d'argile FoCa7 compactés. Les résultats présentés dans la *figure 1-26* montrent deux types principaux de comportement. Pour l'échantillon compacté sous l'énergie la plus forte ($\sigma_v=22,24$ MPa), au cours de l'hydratation, le volume de l'échantillon augmente et atteint la stabilisation au bout de 120 heures. En revanche, pour l'échantillon le moins compact ($\sigma_v=10,20$ MPa), en début d'hydratation, le volume diminue, atteint sa valeur minimale après 80 heures, augmente ensuite et se stabilise au bout de 180 heures. Cette diminution initiale pourrait être expliquée par l'effondrement des macropores dans les échantillons moins compactés lors de l'hydratation sous chargement constant. Ces effondrements sont négligeables lors de l'hydratation des échantillons fortement compactés, car le volume total des macropores dans ces échantillons a presque disparu.

Par ailleurs, les résultats de Nowamooz, 2007, sur un mélange à 40 % de limon et 60 % de bentonite ($w_L=87$ %, $I_p=22$ %), compacté du côté sec de l'optimum à une teneur en eau de 15% et une densité sèche de $12,7\text{kN/m}^3$, ensuite humidifié sans confinement jusqu'à la succion d'entrée d'air ($20\text{ MPa}\rightarrow 2\text{ MPa}$), ont montré que la double structure est préservée, et ceci, avec une réduction dans les macropores, accompagnée d'une augmentation des micropores sans changement de leurs diamètre d'accès.

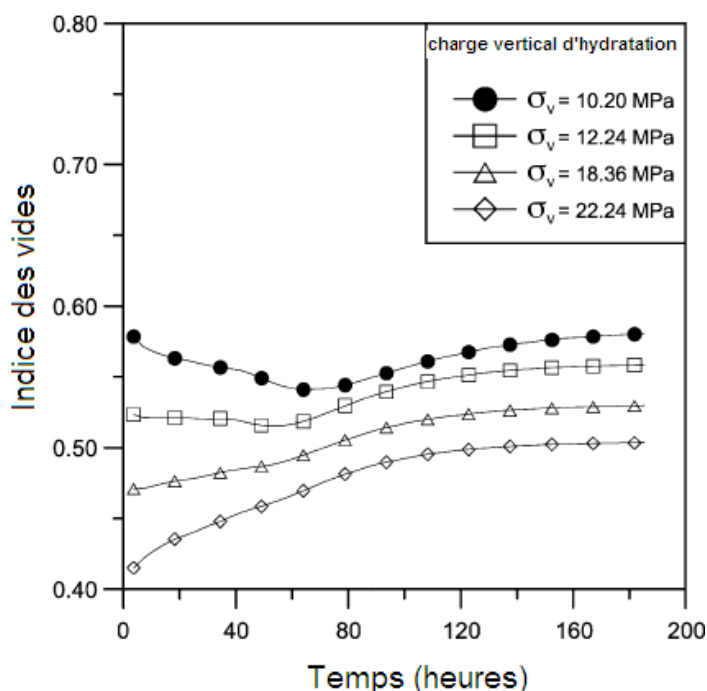


Figure. 1-26 . Humidification des échantillons en argile FoCa7 sous contraintes constantes. (Cui *et al*, 2002).

1.7. CONCLUSION

L'organisation des particules d'argiles est extrêmement variable d'un type d'argile à un autre. Il s'ensuit par conséquent que le type de texture et le réseau poreux des sols argileux sont influencés par différents facteurs tels que la taille des particules, la capacité d'échange cationique, le type de cation, la nature et la concentration d'électrolyte, les forces d'interaction entre particules, l'histoire des contraintes (*mécaniques ou hydriques*) subies par le matériau, les cycles de drainage humidification, etc. Le comportement

hydrique et mécanique des sols argileux dépend de cette organisation et plus particulièrement de la cohésion ou de la liaison entre les différentes entités (particules, agrégats, grains,...) à l'origine de cette organisation. La morphologie de cet assemblage conditionne largement les interactions eau-sol ainsi que des phénomènes telque le retrait et le gonflement.

Pour les sols compactés, le développement d'outils d'investigations tels que la porosimétrie à mercure et la microscopie à balayage et aussi la diffraction X, à permis de pousser les recherches de l'étude de l'orientation des particules argileuse à travers la courbe Proctor, à l'étude de l'évolution de leur microstructure suivant différents chemins de sollicitations hydromécaniques. Sur cela on peut dire :

- La double structure est plus marquée pour les sols compactés du côté sec de l'optimum, alors qu'à l'optimum et du côté humide la microstructure est plutôt homogène, est présente un caractère unimodal.
- Le chargement mécanique influence d'une manière importante les macropores sans produire de modification au niveau des micropores. Un effet similaire de l'augmentation de la teneur en eau a été observé sur le limon de Jossigny (*Delage et al, 1996*). Cependant, les résultats existant dans la littérature sur ce point (*effet de la teneur en eau*) sont souvent perturbés par une influence conjuguée de la masse volumique et les auteurs eux-mêmes restent prudents quant à l'interprétation qui peut en être faite.
- La succion a une influence notable sur le comportement des sols compactés non saturés et il est intéressant de voir ici la complexité de ses relations avec les paramètres caractérisant le sol (*nature, état hydrique, masse volumique*) ainsi que les phénomènes qui y sont rattachés (*adsorption, capillarité*).
- Une sollicitation hydrique conduit à une variation du volume des pores de petite dimension, qui sont probablement localisés au sein des agrégats argileux. Il s'agit soit d'une augmentation de volume en cas d'humidification (*gonflement*), soit d'une diminution en cas de séchage (*retrait*).
- Pour les matériaux à matrice argileuse soumis à des potentiels matriciels croissants, le séchage provoque une rétraction entraînant une diminution de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale, contrairement aux matériaux à squelette granulaire où le séchage entraîne une augmentation de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale.
- Les déformations par humidification résultent de mécanismes multiples qui prennent leur source dans la nature et l'organisation des particules argileuses. Ceci se traduit par une réduction des macropores due à une augmentation dans le volume des micropores.

CHAPITRE-II

COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES

SOLS COMPACTES NON SATURES :

CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION,

CHEMIN ŒDOMETRIQUE ET ISOTROPE.

2.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter les principales caractéristiques du comportement hydromécanique des sols non saturés compactés. En premier lieu, le chemin de drainage humidification sous une contrainte extérieure nulle d'une pâte saturée et d'un sol compacté seront décrits. Après, nous mettons l'accent sur l'influence de la teneur en eau et la densité de compactage sur un tel chemin. En suite, la réponse des sols compactés sur chemin œdométrique et isotrope à succion contrôlée sera abordée. Dans cette section nous discutons l'évolution des paramètres de compressibilité et la pression de préconsolidation apparente, ainsi que l'effet d'un cycle de drainage humidification sur ces derniers. Enfin, le comportement volumique sous sollicitations hydriques cycliques et mécaniques sera mis en évidence.

2.2. CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION SUR UNE PATE :

La *figure 2-1* représente le premier cycle de drainage humidification de la pâte d'argile de Vieux pré ($w_L=32\%$, $I_p=19\%$) dont la teneur en eau initiale est égale à 1.5 fois la limite de liquidité. L'intérêt d'un tel chemin, et de comprendre le rôle de la succion, pour un matériau dont son l'histoire est simple, ainsi de suivre l'évolution de la saturation et des déformations en fonction de la succion. Les 3 graphiques de la partie droite représentent respectivement les variations de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau avec la succion ou le pF. Sur la partie gauche, l'indice des vides et le degré de saturation sont tracés en fonction de la teneur en eau.

- Du point initial « a » au point d'entrée d'air « b » , qui correspond à une succion $S_e=0.7$ MPa, le sol reste saturé et se comporte premièrement de façon analogue à un sol saturé surconsolidé jusqu'à une succion S_0 de l'ordre de 3kPa, ensuite comme un sol saturé normalement consolidé sur un chemin de consolidation isotrope, avec une variation sensiblement linéaire de l'indice des vides en fonction du logarithme de la succion.
- Du point « b » au point « c », le sol se désature légèrement, mais cela n'affecte pas sa compressibilité. On note sur le diagramme $[e, w]$ que le point « c », dont la succion S_{SL} est de l'ordre de 2 MPa, correspond à la limite de retrait conventionnelle du sol défini par l'intersection de la droite de saturation d'équation $e = G_s \cdot w$, où G_s représente la densité des grains solides, et de l'asymptote horizontale au palier de retrait pour $w = 0$.
- De « c » à « d », le matériau ne se déforme pratiquement plus, tandis que son degré de saturation diminue très rapidement jusqu'à 0. On constate sur le graphe $[S_r, w]$, que, pendant cette phase de forte désaturation, la variation du degré de saturation est sensiblement proportionnelle à celle de la teneur en eau.

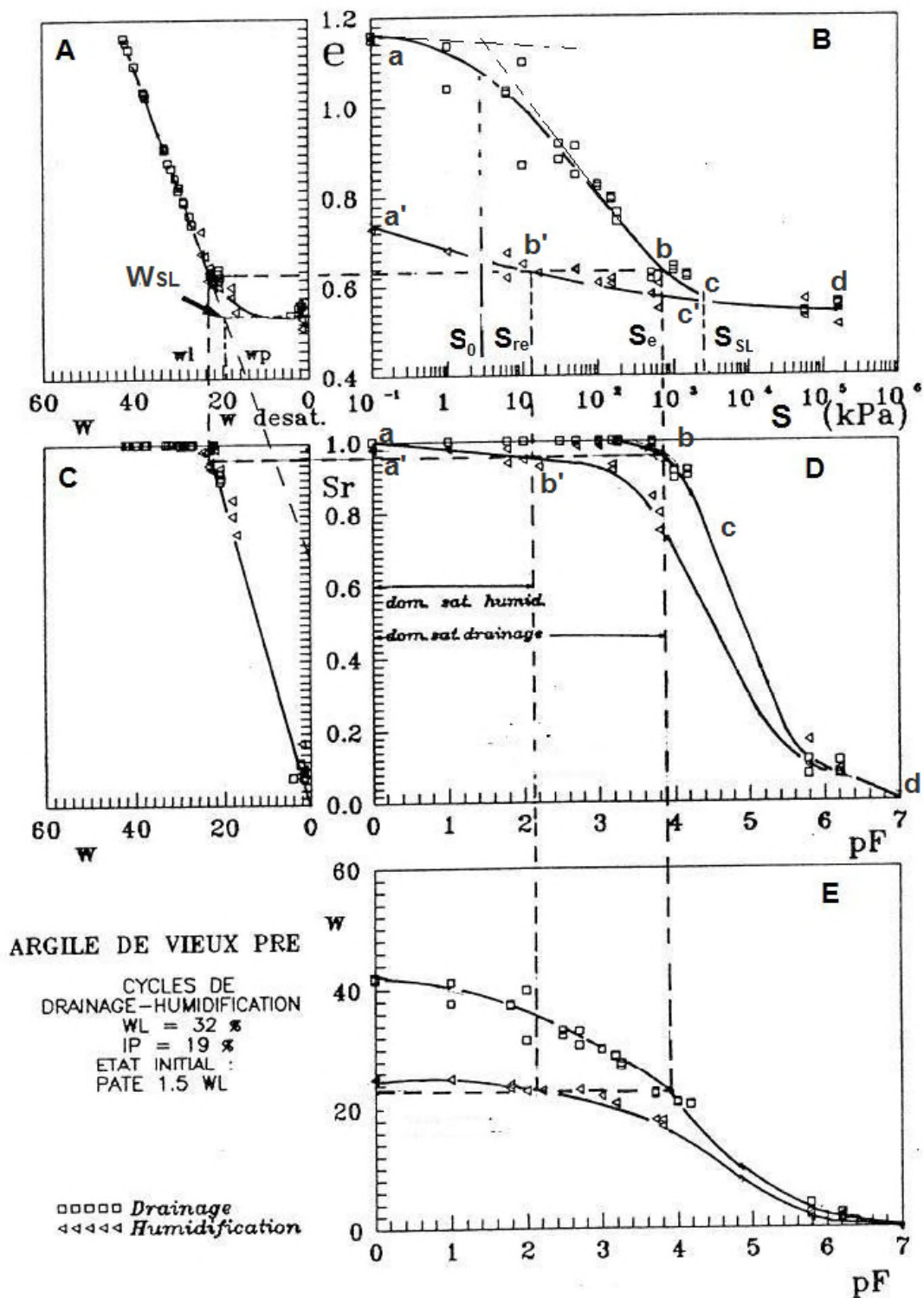


Figure. 2-1 . Premier cycle de drainage humidification sur l'argile Vieuxpré initialement sous forme de pâte à $w_i=1.5w_L$, Indarto, 1991.

Sur le chemin d'humidification, on retrouve les mêmes phases de comportement :

- De « d » à « c' », le comportement volumique est parfaitement réversible, mais on observe une hystérésis importante du degré de saturation,
- de « c' » à « b' », le matériau se resature, mais présente une forte irréversibilité dans le plan $[e, \log(S)]$; la succion de resaturation S_{re} est plus faible que la succion de désaturation, et vaut 10kPa.
- Enfin, entre « b' » et « a' », le sol se comporte comme un sol saturé surconsolidé.

La description du premier cycle de drainage humidification de l'argile de Vieux pré, met en évidence trois phases dans le comportement du matériau, que l'on retrouve dans tous les types d'argile, y-compris les argiles gonflantes, *Fleureau et al, 1993*:

- pour $S < S_e$: un domaine saturé où le sol subit des déformations plastiques importantes,
- pour $S > S_{SL}$: un domaine non saturé dans lequel le sol se déforme très peu et de façon élastique ; c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation.
- dans le domaine intermédiaire $S_e < S < S_{SL}$) : le sol reste quasi-saturé ($S_r > 85\%$) et son comportement est peu différent de celui du sol saturé; la phase eau reste généralement continue, mais présente des bulles d'air dispersées.

Les remarques précédentes s'appliquent globalement à tous les matériaux argileux remaniés ayant suivi le même processus de fabrication.

2.3. CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION SUR UN SOL COMPACTE :

Les échantillons compactés sont préparés par compression dynamique ou statique d'une poudre humide dans un état partiellement saturé. En raison de leur mode de fabrication, l'histoire des sols compactés est très complexe, et très difficile à connaître (influence de la durée pendant laquelle l'échantillon est maintenu sous charge, et la durée pendant laquelle il reste dans le moule après retrait de la contrainte verticale et enfin le temps qui s'écoule entre le démoulage et le début de l'essai). La *figure 2-2*, présente le chemin de drainage humidification de l'argile de Vieux pré compactée statiquement à une énergie de 5MPa obtenu par *Taibi, 1994*.

Sur le chemin de drainage, les échantillons compactés se trouvent généralement à des indices des vides inférieurs à ceux de la pâte saturée, ce qui se traduit par de faibles déformations volumiques et par des caractéristiques différentes par rapport à la pâte en terme de teneur en eau de retrait qui diminue, et en terme de succion de retrait et d'entrée d'air qui se trouvent à des valeurs supérieures.

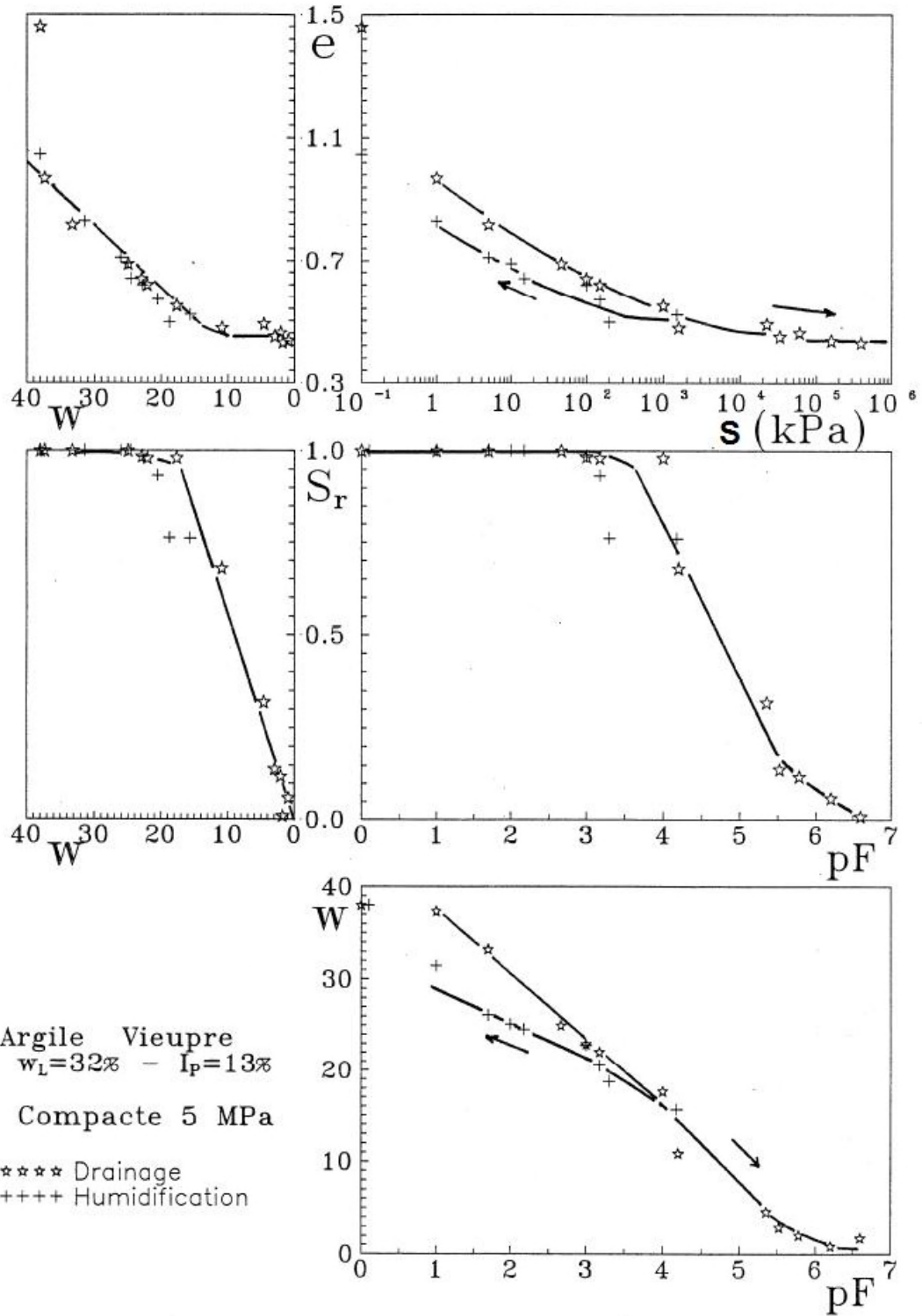


Figure. 2-2 . Chemin de drainage humidification sur l'argile de Vieux pré compactée à 5MPa, (Taibi, 1994).

2.3.1. Influence des paramètres de compactage

2.3.1.1. Influence de la densité sèche initiale

Le compactage à des énergies croissantes se traduit par une densification du matériau. Toujours sur la *figure 2-2*, on peut constater aussi que l'hystérésis entre le chemin de drainage et d'humidification est moins marquée que celui de la pâte, ce qui montre le rôle de la contrainte mécanique et par conséquent la densité sèche sur la réversibilité des chemins de drainage humidification.

En extrapolant cette observation, on peut envisager l'existence d'un seuil de consolidation à partir duquel les déformations irréversibles disparaissent totalement. Ceci est en accord avec les résultats obtenus par *Delage et al, 1997*, et *Cui et al, 2001* sur des échantillons de l'argile FoCa7 fortement compactés (*contrainte isotrope de compactage=60 MPa*, $\gamma_d=19,2 \text{ kN/m}^3$), soumis à un cycle humidification-drainage sous une contrainte extérieure nulle.

La *figure 2-3* montre que le comportement volumique est réversible le long de la gamme de succion étudiée (*0,39-262 MPa*). Donc, l'apparition de déformations irréversibles au cours de cycles de succion est associée au type de structure du matériau testé qui est contrôlée par les paramètres de compactage. En effet, si le matériau est fortement compacté, la macroporosité n'existe pas et le comportement du matériau tend vers celui des plaquettes argileuses dont le comportement est supposé élastique (*Bolt, 1956*).

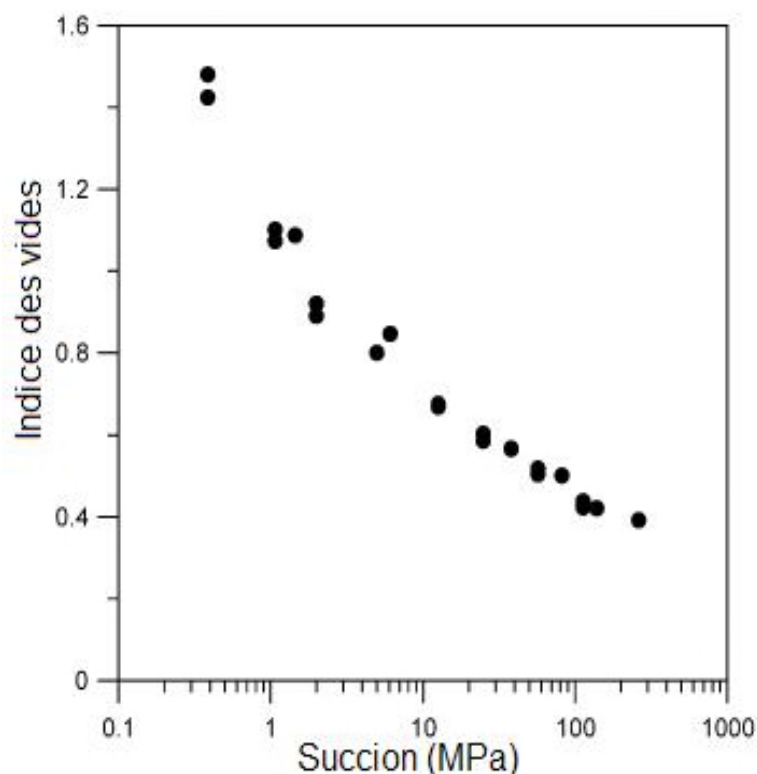


Figure. 2-3 . Chemin d'humidification drainage de l'argile FOCa7 compactée isotropiquement à 60 MPa ,(*Cui et al, 2002*).

Il apparaît aussi à travers les résultats obtenus par *Soemetro, 1992*, sur une montmorillonite ($w_L=170\%$, $I_p=110\%$), *Zerhouni, 1991* sur l'argile blanche ($w_L=60\%$, $I_p=30\%$), et par *Taibi, 1994* sur l'argile de Vieuxpré compactées à différentes contraintes (*Figure. 2-4*), que le gonflement observé sur le chemin d'humidification est d'autant plus important que l'énergie de compactage est élevée. La différence entre les courbes apparaît essentiellement pour les faibles succions.

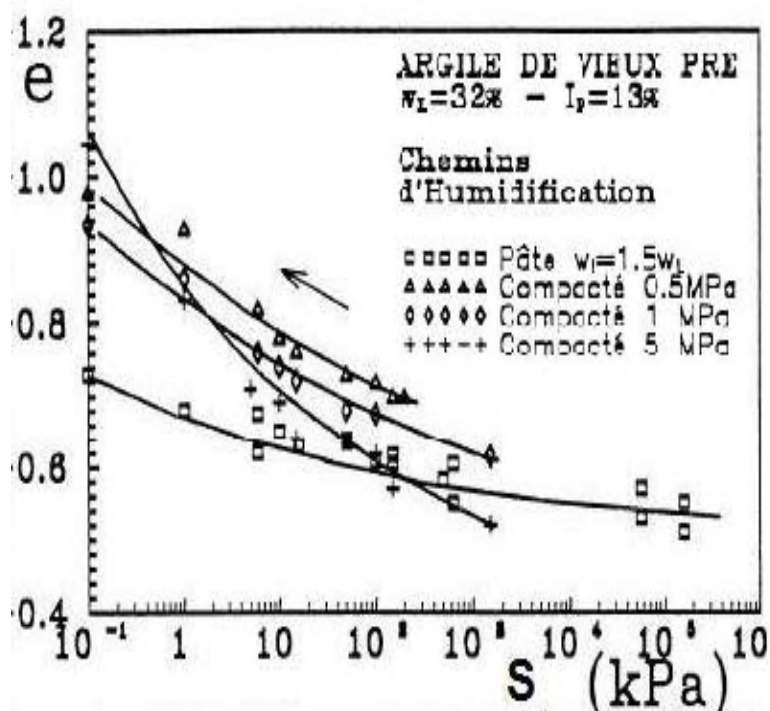


Figure. 2-4 . Chemin d'humidification sur l'argile de Vieuxpré compactée à différentes contraintes, (*Taibi, 1994*).

Les résultats obtenus par *Romero et al, 1999*, sur l'argile de Boom ($w_L=54\%$, $I_p=29\%$), compactés à deux densités sèches différentes (1.67 et 1.37) et à une teneur en eau $w=15\%$, ont montré que les courbes de rétentions dépendent fortement de la microstructure (*Figure. 2-5*). Les observations faites par le MEB, et les courbes de prosimètre à mercure ont révélé une structure à double porosité (interagrégat et intra-agrégat), avec une dominance des pores intra-agrégats pour les échantillons les plus denses. Les courbes de rétention (*Figure. 2-5a*), montrent qu'au-delà d'un certain seuil les courbes de drainage humidification deviennent indépendantes de la densité sèche initiale. Cette limite correspond à une succion de 2 MPa, ce qui coïncide selon la loi de Laplace, au diamètre d'accès des pores intra-agrégat égale à 150 nm.

Au-delà de cette valeur de succion limite, la relation succion teneur en eau dépend des propriétés d'adsorption de l'argile (minéralogie), et elle est contrôlée par les échanges à travers les pores intra-agrégats. Par contre, pour des valeurs de succion plus faibles, les échanges se font par capillarité et à travers les pores inter-agrégats, qui se trouvent en volume réduit pour les échantillons les plus denses, et par conséquent, la valeur de la teneur en eau pour une succion donnée est toujours supérieure par rapport aux échantillons les moins denses. Il est intéressant aussi de remarquer que sur plan $[Sr, \log(S)]$ (*Figure. 2-5b*), cette limite n'apparaît pas, et les courbes se distinguent nettement, selon leurs densités initiales.

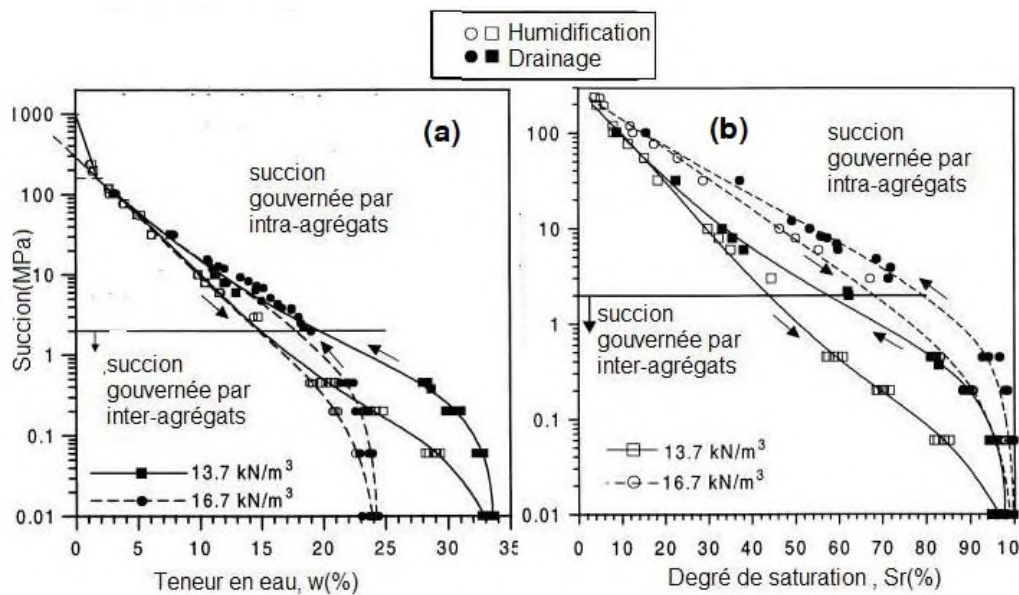


Figure. 2-5 . Chemin de drainage humidification de l'argile de Boom compactée à deux densités différentes, (Romero et al, 1999).

2.3.1.2. Influence de la teneur en eau de compactage

Vanapalli et al, 1999 ont réalisé des essais de drainage sur une argile sableuse ($w_L=36\%$, $I_p=19\%$) compactée à des teneurs en eau correspondante à : l'optimum Proctor ($w=16.3\%$, $\gamma_d=18\text{ kN/m}^3$), coté sec de l'optimum ($w=13\%$, $\gamma_d=17.3\text{ kN/m}^3$), et côté humide de l'optimum ($w=19.2\%$, $\gamma_d=17.7\text{ kN/m}^3$). Les résultats obtenus sont donnés en termes de courbes de désaturation (plan $[Sr, \log(S)]$), sur la figure 2-6.

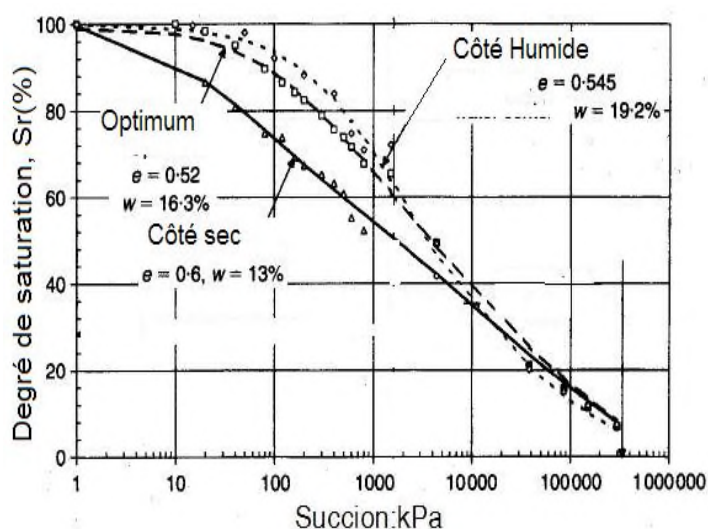


Figure.2-6 . Courbes de désaturation pour des échantillons compactés à différentes teneurs en eau, (Vanapalli et al, 1999).

Du côté sec, la courbe de désaturation obtenue diffère de celles des échantillons compactés à l'optimum et du côté humide. À une suction donnée, le degré de saturation

de l'échantillon compacté du côté sec se trouve toujours à une valeur inférieure des deux autres échantillons, et par conséquent, la valeur de sa succion d'entrée d'air est inférieure à celle obtenue à l'optimum Proctor et du côté humide.

De sa part, *Fleureau et al, 2002*, ont constaté que le compactage du matériau de la Verne ($w_L=35\%$, $I_p=17\%$) à l'OPN ($w=16.5\%$, $\gamma_d=17.9\text{ kN/m}^3$), et du côté humide de trois et cinq points (OPN+3%, et OPN+5%) induit qu'en plus de la réversibilité observée sur le chemin de drainage et humidification, une indépendance de ces deux chemins de la teneur en eau de compactage, (*Figure. 2-7*).

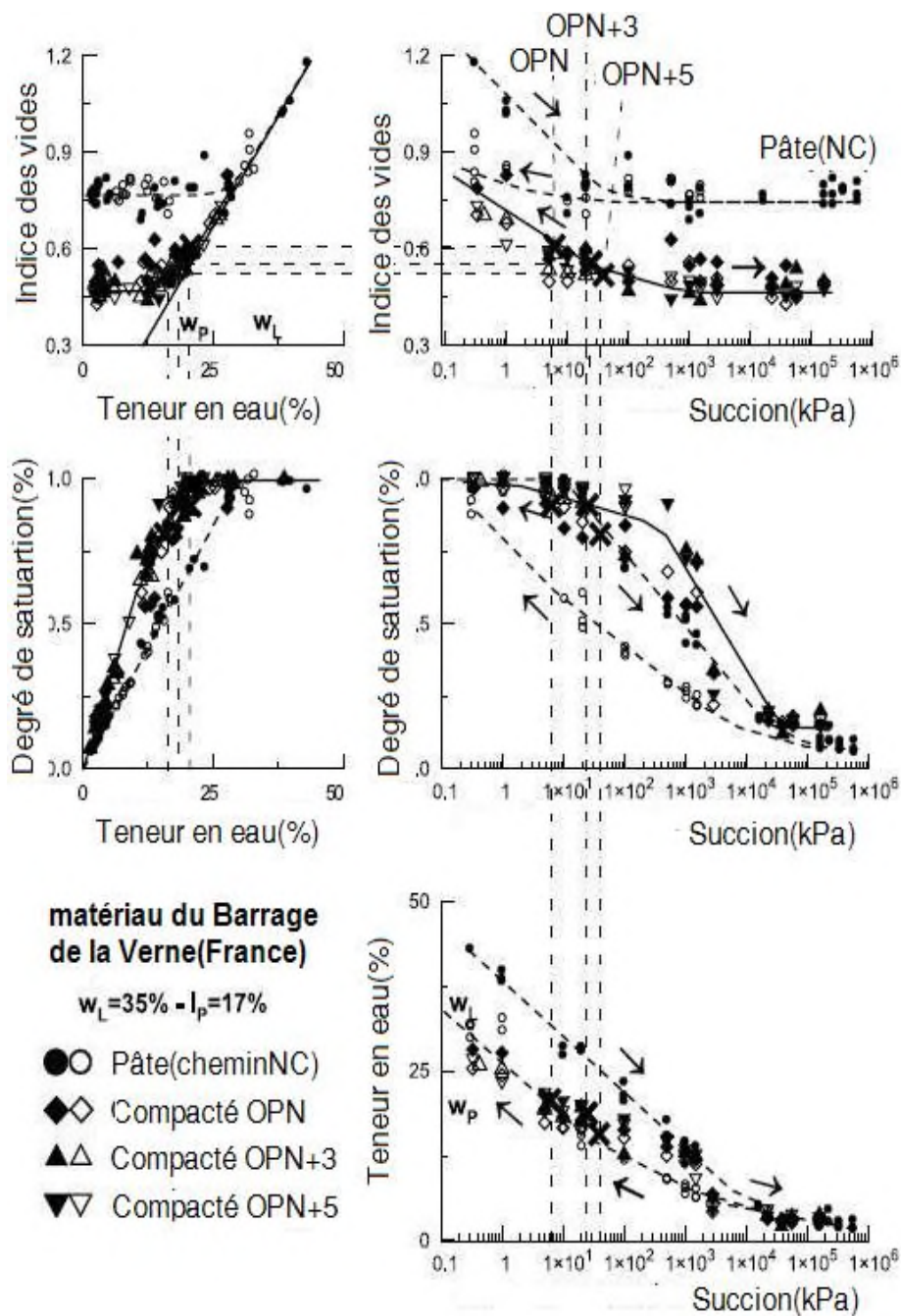


Figure. 2-7 . Comparaison entre le premier cycle de drainage humidification sur l'argile de la Verne compactée à une teneur en eau correspondante à L'OPN+3%, OPN, OPN+5%, (*Fleureau et al, 2002*).

2.3.2. Construction du chemin d'Humidification

Une autre constatation faite par *Fleureau et al, 2002*, sur une dizaine de sols étudiés au conditions Proctor normale et modifié (*Figure. 2-8*), que le chemin d'humidification en partant de l'état initial correspondant à l'optimum Proctor normal ou modifié est toujours linéaire dans les plans $[e, \log(S)], [w, \log(S)]$. De ce fait, le chemin d'humidification dans ces deux plans peut être déduit simplement en connaissant la pente de cette droite et le point initial, en termes de teneur en eau de compactage ou indice des vides et la succion correspondante.

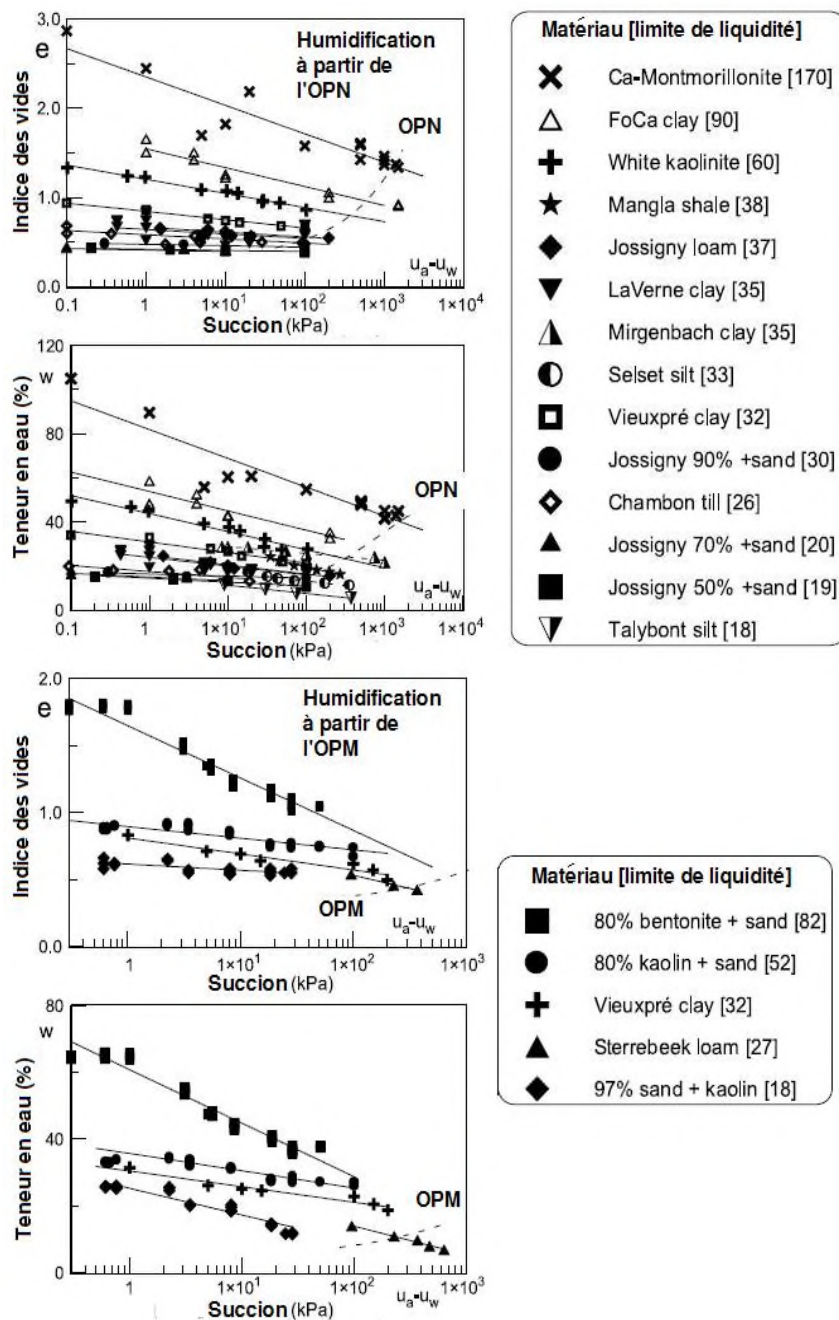


Figure. 2-8 . Chemin d'humidification d'échantillons compactés à l'optimum Proctor normal et modifié, (*Fleureau et al, 2002*).

2.3.3. Compressibilité hydrique

Les résultats expérimentaux, notamment ceux de *Biarez et al, 1988, Fleureau et al, 1993, etc*, ont montrés que les coefficients de compressibilité de la partie élastique et plastique κ_s et λ_s déterminés à partir d'un essai de compression isotrope ou œdométrique dans le plan $[e, \ln(P^*)]$ (P^* désigne la pression moyenne nette) sont équivalents à la pente de droite de drainage et d'humidification calculée dans le domaine saturé ($S \leq S_e$), (Figure. 2-9). Ceci montre l'analogie entre l'effet de la succion et la contrainte mécanique dans le domaine saturé à succion non nulle, et par conséquent, la validité du principe de la contrainte effective de Terzaghi dans cet intervalle de succion.

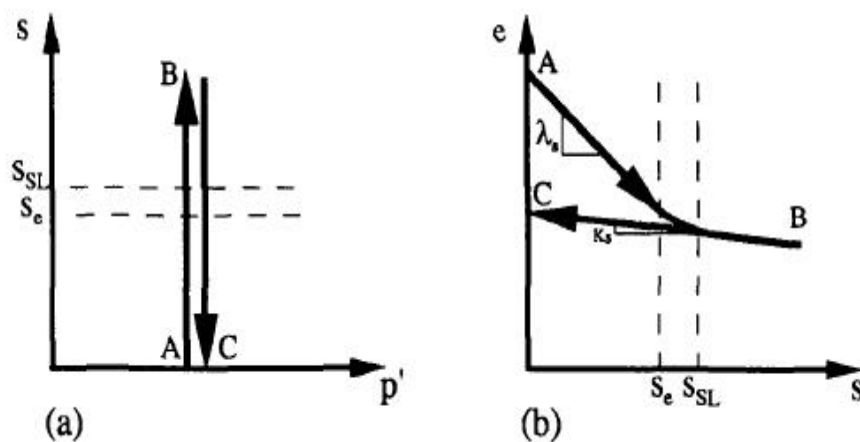


Figure. 2-9 . (a) Chemin de sollicitation hydrique dans le plan $[S-\ln(P^*)]$, (b) Évolution de l'indice des vides avec la succion (échelle logarithmique), (*Geiser, 1999*).

2.4. COMPORTEMENT SUR CHEMINS ŒDOMETRIQUE ET ISOTROPE

Différents travaux ont été effectués à l'œdomètre et au triaxial à succion contrôlée afin d'étudier l'effet de la succion sur la compressibilité. La plupart de ces travaux ont révélé une augmentation de la rigidité du matériau avec l'imposition de succion croissante.

2.4.1. Compressibilité mécanique

La figure 2-10, représente un exemple de comportement sur chemin de compression isotrope et œdométrique à succion contrôlée obtenue par *Lloret et al, 2003* sur une bentonite ($\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$, $w \approx 13 \%$), et par *Chen et al, 1999* sur un loess compacté ($\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$, $w=17.15 \%$, $S_i=20 \text{ kPa}$). Ces résultats sont présentés comme exemple, mais des tendances similaires sont observées dans plusieurs travaux publiés. Le comportement volumique sous chargement isotrope ou œdométrique sous différents niveaux de succions peut être qualitativement résumé dans les points suivants :

- La réponse d'un sol est composée en deux domaines : élastique et plastique, comme dans le cas d'un essai conventionnel de compression saturée.
- La compressibilité dans la partie élastique κ_s est généralement peu affecté par la succion.
- La compressibilité dans la partie plastique λ_s décroît généralement avec la succion.

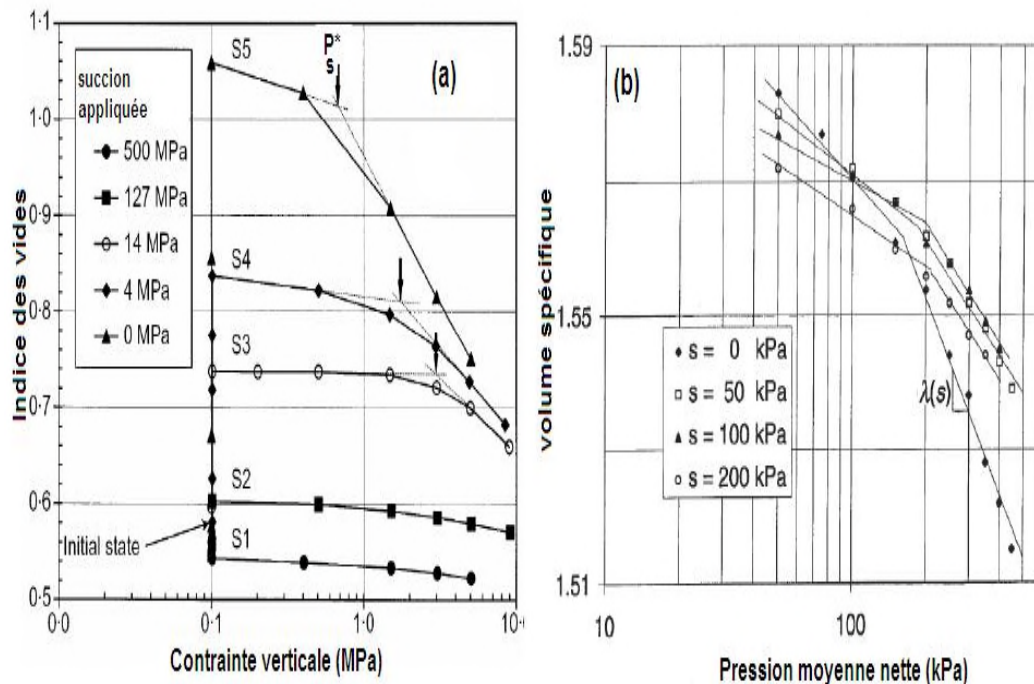


Figure. 2-10 . Variation de l'indice des vides sur chemin de chargement à succion contrôlée, (a) chemin œdométrique, (Lloret *et al*, 2003). (b) chemin isotrope, (Chen *et al*, 1999).

Bien que la plupart des résultats s'accordent sur ces points, d'autres tendances d'évolution ont été observées pour les compressibilités λ_s et κ_s . On peut citer par exemple le cas des résultats de compression isotrope de Rampino *et al*, 2000, obtenus sur le matériau du corps de barrage de Metramo (Italie) ($w_L=34.6\%$, $I_p=13.3\%$), compacté à l'OPN ($w_{opt}=9.8\%$, $\gamma_{dmax}=19.64\text{ kN/m}^3$), où il ont constaté que les coefficients de compressibilité λ_s et κ_s diminuent avec la succion, pour atteindre enfin une valeur asymptotique (Figure. 2-11a).

Par contre, Estabragh *et al*, 2004 ont constaté que le compactage à deux énergies différentes affecte différemment l'évolution de la compressibilité. Sur la figure 2-11b, on constate qu'au moment où les échantillons les plus denses présentent une évolution non monotone de leurs compressibilités, caractériser par une augmentation cette dernière puis une stabilisation quand la succion est supérieure à 100 kPa ; la compressibilité plastique des échantillons les plus lâches semble diminuer, et reste inférieure à ceux des échantillons les plus denses. Dans le cas saturé, les deux compressibilités restent identiques.

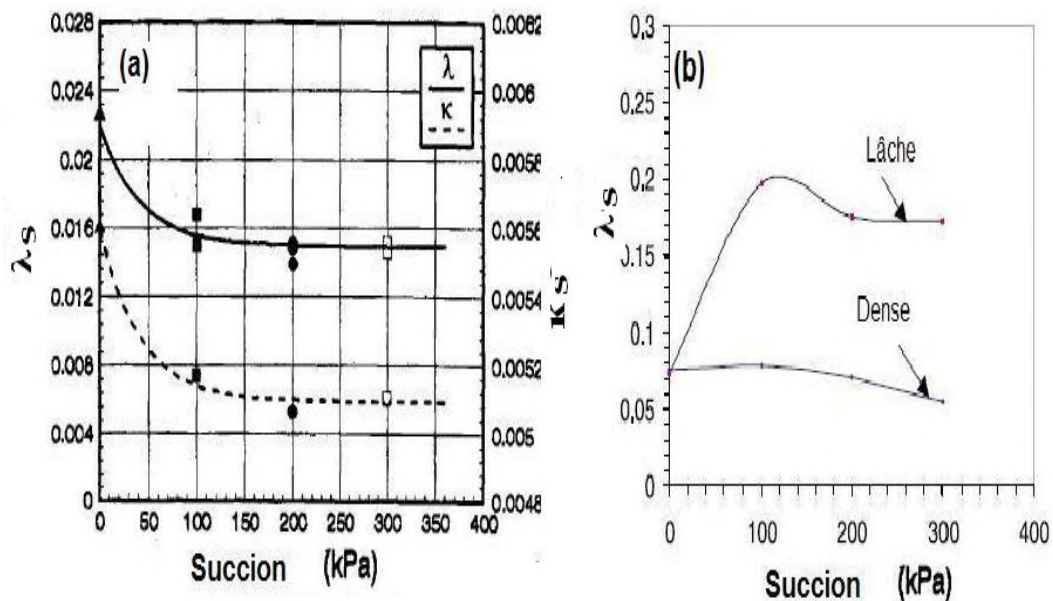


Figure. 2-11 . Évolution de la compressibilité λ_s et κ_s , (a) Rampino et al, 2000, (b) Estabragh et al, 2004.

L'évolution non monotone λ_s a été aussi déjà observée par Wheeler et Sivakumar, 1995 sur un kaolin ($w_L=64\%$, $I_p=32\%$) compacté à une densité sèche de 1.2 et une teneur en eau de 25 % correspondant à OPN-4.5%. En ce qui concerne la pente de déchargement κ_s , ces auteurs ont constaté que celle-ci est indépendante de la suction.

De sa part, Cuisinier, 2002, a réalisé des essais œdométriques à suction contrôlée sur un mélange limon/Bentonite (40 % de limon, 60 % de Bentonite, $w_L=87\%$, $I_p=22\%$), compacté statiquement à un poids volumique sec $\gamma_d=12.7 \text{ kN/m}^3$ et une teneur en eau égale à 15 %. En partant d'une suction initiale de compactage de 20 MPa, les échantillons testés ont subi soit un drainage, soit une humidification selon la suction imposée. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 2-12. L'auteur met en évidence deux types de comportement :

Pour des succions inférieures ou égales à 4 MPa, les courbes rejoignent la droite NC saturée, tandis qu'au-delà de cette limite, les courbes s'éloignent de plus en plus de la droite NC. Dans le premier domaine, juste la courbe correspondant à 4MPa croise la droite NC pour la rejoindre en fin de chargement. De ce fait, le suivi de la variation de la pente de compressibilité λ_s , a montré une évolution non monotone de celle-ci (Figure. 2-13). Entre une suction de 0 et 2 MPa, la pente semble constante et correspond à celle du matériau saturé, ensuite elle tend vers une valeur maximale entre une suction de 4 et 8.5MPa. Au-delà de cette valeur, la pente diminue. Pour la pente de déchargement κ_s , il semble qu'elle est peu affectée par les variations de succions.

Par contre, Nowamooz, 2007, en travaillant sur le même matériau et les mêmes conditions initiales des échantillons de Cuisinier, 2002, il a constaté que la compressibilité λ_s reste constante pour les succions proches de la saturation (suction ≤ 3 MPa), pour ensuite diminuer avec l'augmentation de la suction.

Cette différence vient de la procédure de détermination de cette pente. Les résultats de Cuisinier et Nowamooz, montrent que les courbes de compressibilité sous différentes

succions croisent la courbe normalement consolidée du matériau saturé, par la suite, elles convergent vers l'état saturé sous les fortes contraintes appliquées (Figure. 2-12). Le sol continue son chemin sur la courbe de comportement normalement consolidée à partir d'une pression obtenue par l'intersection de cette courbe et la courbe de compressibilité à la succion imposée. Cette pression est nommée : pression de saturation : P_{sat} , et elle est d'autant plus importante que la succion imposée est élevée. On note que cette constatation est en accord avec les résultats de Taibi, 1994 sur le limon de Streebeek ($w_L=27\%$, $I_p=4\%$) consolidée à 100 kPa, et par Guiraj-skandaji 1996 sur une argile compactée ($w_L=22.4\%$, $\gamma_d=14.9\text{ kN/m}^3$), ainsi que Alshihabi, 2002 sur l'argile de Bavent compactée ($w_L = 44\%$, $I_p = 16\%$).

Au moment où Cuisinier ne considère pas cette pression dans le calcul de la compressibilité λ_s (pente de la droite AB, figure 2-14), Nowamooz considère la pente de la droite comprise entre la pression de saturation et la pression de préconsolidation apparente (droite A'B', figure2-14) déterminée par l'intersection du prolongement des droites normalement consolidées et surconsolidées.

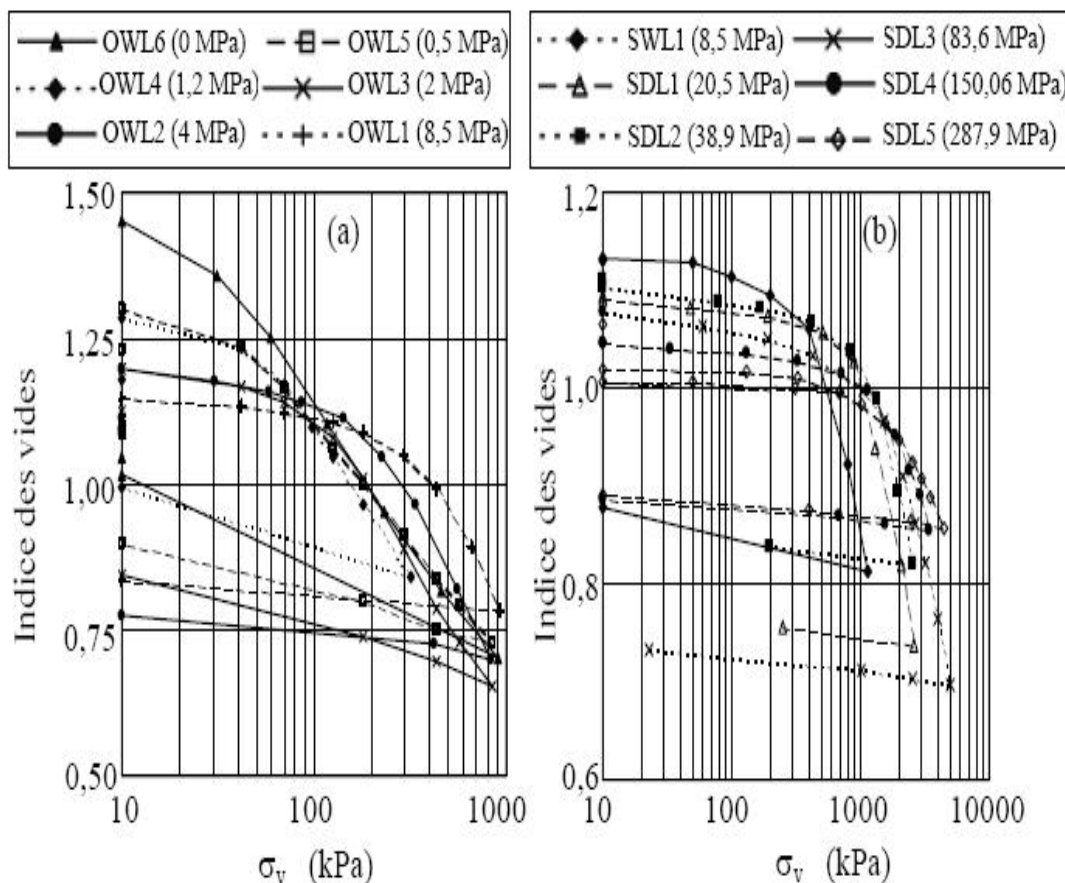


Figure. 2-12 . Résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée, (Cuisinier, 2002).

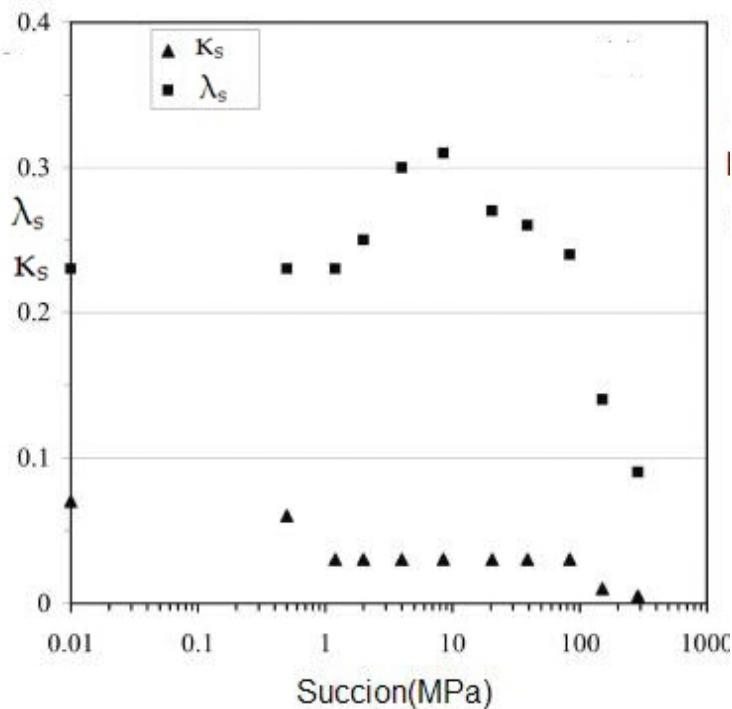


Figure. 2-13 . Variation de λ_s et κ_s avec la succion, (Cuisinier, 2002).

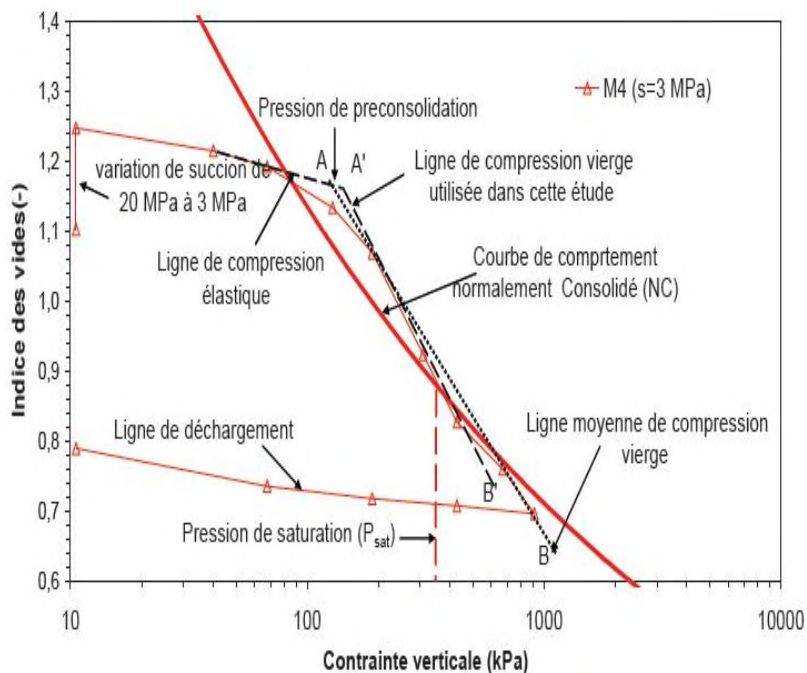


Figure.2-14 . Procédure de détermination de la compressibilité λ_s et la pression de consolidation apparente P_s^* , (Nowamooz, 2007).

Les essais de chargement déchargement puis rechargement réalisés par Cui et al, 2002, sur l'argile FoCa7, fortement compacté indiquent que la réponse mécanique dépend fortement de la succion (Figure. 2-15). On observe un bon ordonnancement des différentes courbes et de leurs pentes en fonction de la succion imposée ; la pente de compressibilité

diminue avec la succion, ce qui rigidifie le matériau. Par ailleurs, le cycle chargement-déchargement-rechargement fait apparaître une boucle d'hystérésis d'autant plus importante que la succion est faible. De plus, on remarque qu'à l'exception de l'essai réalisé sous une succion de 12.6 MPa, les courbes de compression à succion contrôlée tendent à rejoindre la courbe de compressibilité à l'état saturé ($S=0$), pour s'y confondre ensuite. Cette observation est clairement mise en évidence avec l'essai de compression à succion contrôlée $S = 38$ MPa.

Geiser, 1999, affirme aussi, que certaines différences d'évolution de la compressibilité, peuvent être dues au calcul de la compressibilité dans deux plans différents. La figure 2-16 représente les résultats de compressibilité calculée dans le plan de contraintes totales nettes $[e, \ln P^*]$ (Figure 3-16a) pour plusieurs sols, puis recalculé dans le plan de contraintes effectives $[e, \ln P']$, (Figure 3-16b). 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 Mâakouk, 1993, on observe globalement une diminution de la compressibilité dans le plan $[e, \ln P^*]$ et une augmentation dans le plan $[e, \ln P']$. Par contre si on représente les résultats de Matyas et Radakrishna, 1968 et ceux effectués sur le limon de Sion (essais réalisés par Geiser, 1999), 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_s dans un plan semi-logarithmique.

À noter aussi que dans la majorité des résultats publiés, les succions imposées ne dépassent pas quelques kilopascals, ce qui laisse à penser que la représentation de l'évolution de la compressibilité n'est pas complète.

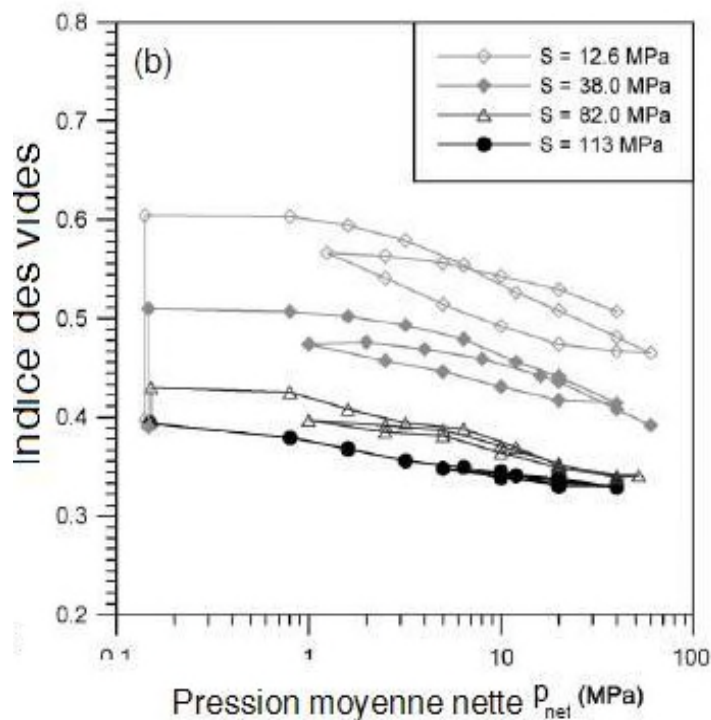


Figure. 2-15 . Évolution de l'indice des vides durant un essai de chargement déchargement puis rechargement sur l'argile FoCa7 compactée à 60MPa. (Cui et al, 2002).

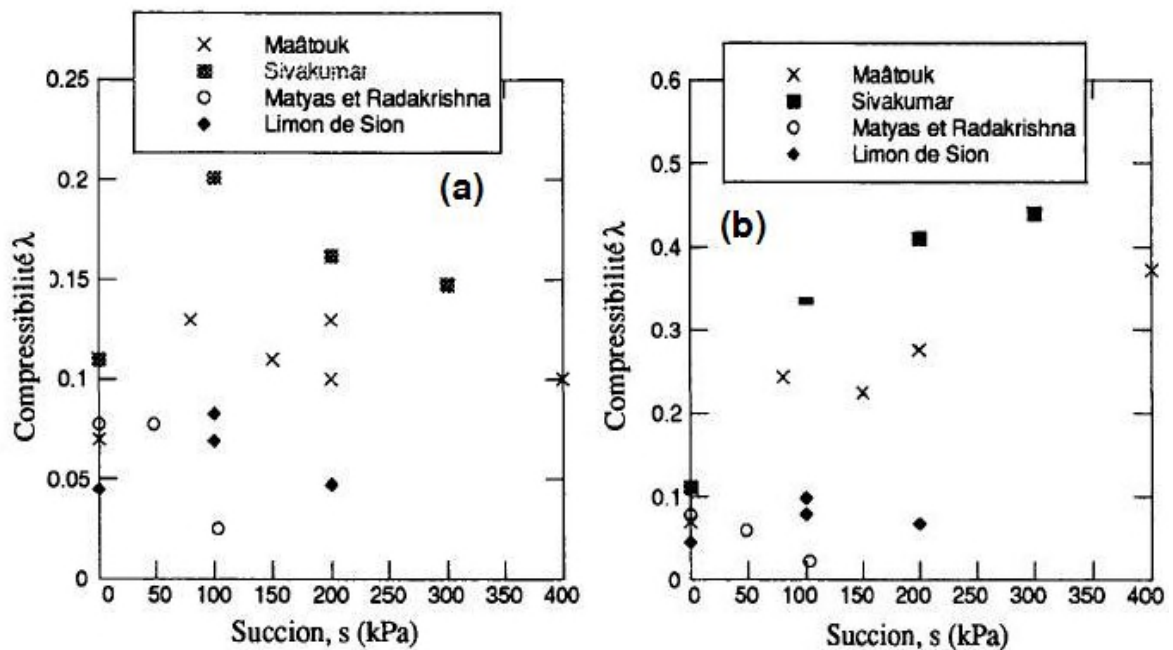


Figure.2-16 . Évolution des pentes de compressibilité découlant d'une représentation semi-logarithmique, interprétation dans le plan de :(a) contraintes nettes, (b) contraintes effectives, (Geiser, 1999).

2.4.2. Pression de préconsolidation apparente

Concernant la pression de consolidation apparente, la *figure 2-17*, donne trois cas d'exemple issus de la bibliographie de variation de la pression de consolidation apparente avec la suction. *Guiras-Skandaji, 1996* travaille sur une bentonite calcique compactée à l'optimum, et *Romero, 1999* sur l'argile de Boom compactée et *Alonso et al, 2001* sur un mélange sable bentonite. L'ensemble de ces résultats ainsi que d'autres, montre une croissance de la pression P_s^* avec la suction. Cependant, *Cuisinier, 2002* a constaté que l'évolution de la pression de préconsolidation apparente passe par trois phases (*Figure. 2-18*):

- La première phase correspond au domaine de faibles succions. Dans ce domaine la pression de préconsolidation apparente est généralement peu affectée par la suction. Dans cette phase le sol reste saturé, et la suction est inférieure à la suction d'entrée d'air. La phase d'eau est continue tandis que celle de l'air est discontinue, ce qui implique que la pression de préconsolidation apparente tend vers celle de l'état saturé.
- Dans la deuxième phase, la variation de la pression de préconsolidation apparente est plus marquée avec la suction. Cette phase est caractérisée par la formation de bulles d'air, du fait que la suction d'entrée d'air est dépassée, engendrant ainsi des ménisques sur le contour des agrégats. La formation de ces ménisques provoque un réarrangement de la structure, incluant ainsi une densification et par conséquent la pression de préconsolidation se trouve largement influencé par la suction.
- En fin, une troisième phase, où la pression de préconsolidation apparente commence à tendre vers une valeur asymptotique, et ceci pour des succions

très élevées. À ces niveaux de succion, l'air et l'eau deviennent discontinus, et les ménisques se trouvent localisés aux points de contact entre les agrégats, et ne provoquent aucun réarrangement de ces derniers. Ceci explique la stabilisation de la valeur de la pression de préconsolidation apparente.

Certains auteurs comme *Cui, 1993* et *Bujang et al, 2005* ont mis en évidence l'effet du type de chargement sur les paramètres de compressibilités et par conséquent la pression de préconsolidation apparente. Ces résultats ont montré que l'adoption d'un chargement par palier chaque 48 heures dans un essai œdométrique ou un chargement quasi continu à une très grande vitesse (compression ou consolidation avec application directe de la charge désirée), peut conduire à des valeurs de λ_s et P_s^* nettement différentes de celles obtenues d'un chargement quasi continu à très basse vitesse ($0.6\mu\text{m}/\text{min}$ dans le cas de *Cui, 1993*), ou par paliers appliqués par incrément progressif (*Bujang et al, 2005*).

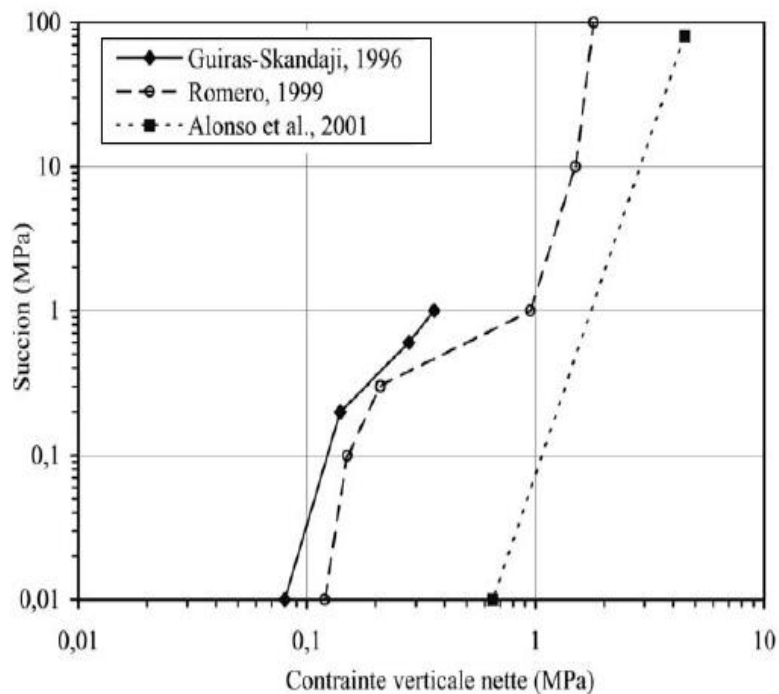


Figure. 2-17 . Variation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion, (cité dans *Cuisinier, 2002*).

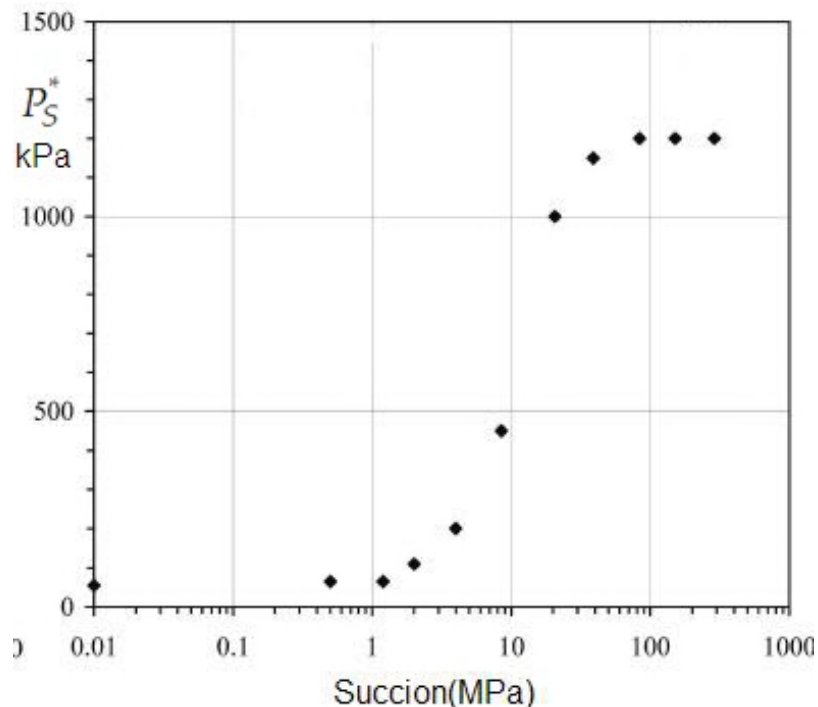


Figure. 2-18 . Variation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion, (Cuisinier, 2002).

2.4.3. Influence des cycles de succions :

L'influence des cycles de drainage humidification sur le comportement hydromécanique des sols non saturés n'a pas fait l'objet de beaucoup d'études. Les résultats disponibles mettent en évidence une dépendance des pentes λ_s et κ_s ainsi que la pression de préconsolidation apparente des cycles suivis.

Dans l'étude menée par *Alshihabi et al, 2002*, deux séries d'essais ont été réalisées dans les quelle une des séries le chargement et le déchargement à succion constante se fait après réalisation d'un cycle de drainage humidification. L'argile étudiée est l'argile de Bavent, compactée à une teneur en eau de 24 % et de densité sèche de l'ordre de 1,62. Le chemin de contraintes des deux séries ainsi que les résultats obtenus sont représentés sur la *figure 2-19*.

D'une façon générale, le cycle de drainage humidification conduit à une rigidement supplémentaire des échantillons, traduit par une augmentation de la pression de préconsolidation apparente et une réduction des compressibilités λ_s et κ_s .

De leur part, *Cuisinier et Masrouri, 2003* ont constaté sur un mélange de sable bentonite compacté qu'un cycle débutant par un drainage conduit à une réduction de la pente λ_s de manière significative, au contraire d'un cycle débutant par une d'humidification qui augmente légèrement la pente λ_s . La même observation été faite sur la pression de préconsolidation apparente, qui a diminué par un cycle d'humidification drainage et augmenté par un cycle de drainage humidification. Par contre, les auteurs affirment que la pente κ_s reste pratiquement invariable dans les deux cas.

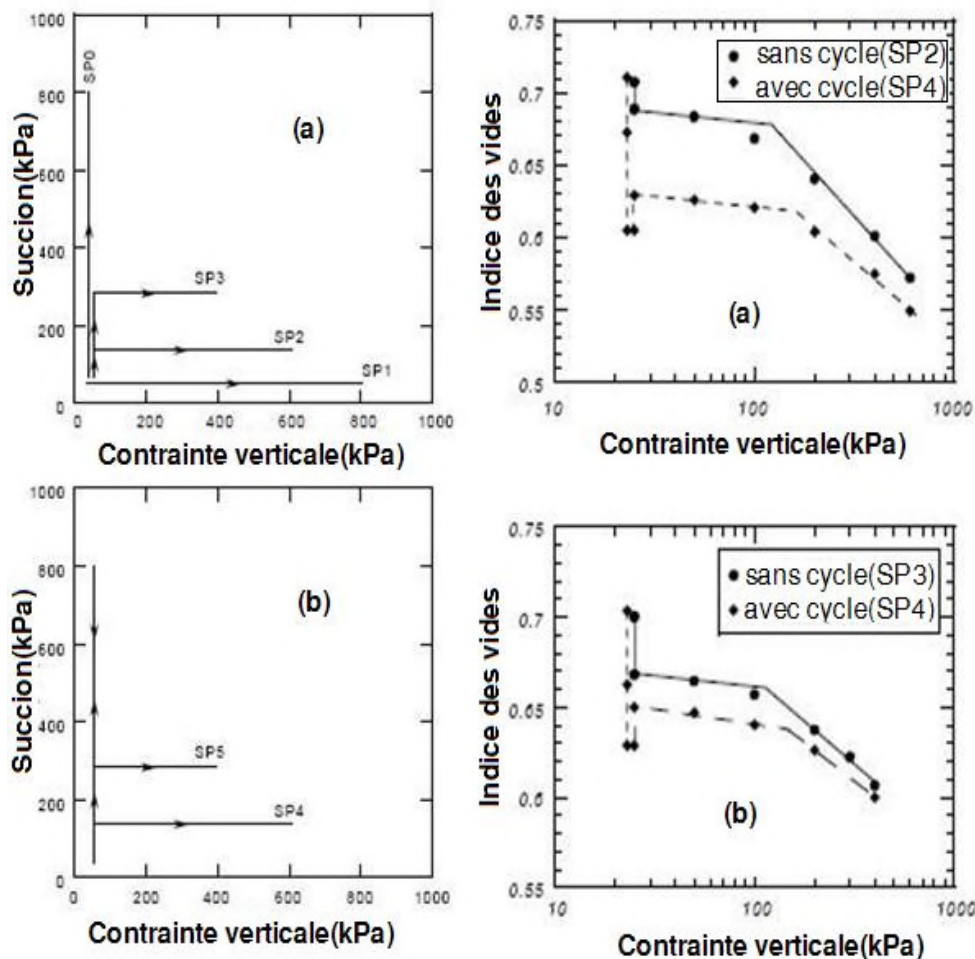


Figure. 2-19 . Chemin de contraintes suivi et courbes de compressibilités à succion contrôlée, (Alshihabi et al, 2002).

Wheeler et al, 2003 ont aussi étudié l'influence des cycles d'humidification drainage sur le comportement mécanique d'un mélange compacté de bentonite et de kaolin. La figure 2-20-a montre un cycle de chargement déchargement isotopique (a-b-c) à une succion constante de 200 kPa, suivis par un cycle d'humidification-drainage (c-e) et ensuite le deuxième cycle de chargement déchargement (e-f-g) à la succion constante de 200 kPa.

Une augmentation significative du degré de saturation se produit pendant le cycle d'humidification drainage (c-e), à cause de l'hystérésis hydraulique (Figure 2-20-b). En revanche, aucune compression irréversible n'a été mesurée pendant ce chemin. Pendant le deuxième cycle de chargement isotrope (e-f), la pression de préconsolidation apparente obtenue est plus petite que la valeur de 100 kPa précédemment appliquée. Ceci est dû à l'augmentation du degré de saturation pendant le cycle d'humidification drainage. Cependant, lorsque le deuxième cycle de chargement continue, la courbe de compression graduellement converge vers la courbe de référence correspondant à un échantillon de même matériau qui n'avait pas été soumis à un cycle d'humidification-drainage.

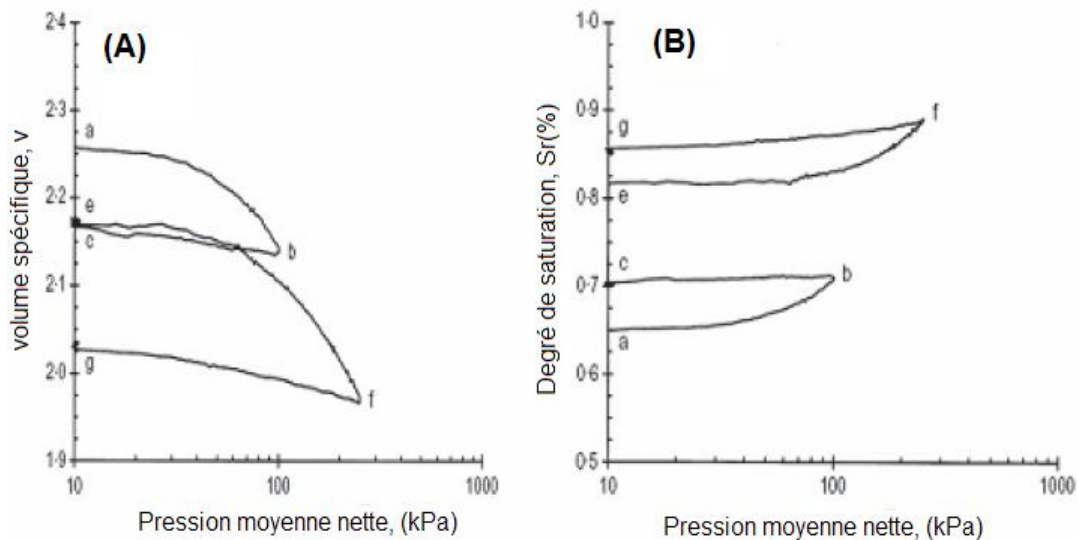


Figure. 2-20 . Comportement mécanique et hydrique d'un mélange compacté de bentonite/kaolin à la succion constante 200 kPa (Wheeler et al, 2003).

2.5. DEFORMATION VOLUMIQUE LORS D'UNE HUMIDIFICATION SOUS CHARGE MECANIQUE

Lorsqu' un échantillon compacté est soumis à un processus d'humidification, il pourra subir soit un gonflement soit un effondrement (collapse). Ceci est en fonction de l'état de contrainte, ainsi que les conditions initiales de compactage en termes de teneur en eau et de densité, ainsi que la microstructure et la composition minéralogique et physico-chimique du sol. Dans tous les cas, le sol sujet à ce phénomène se trouve dans un état moins dense que le sol saturé normalement consolidé sous la même contrainte.

Un exemple d'essai réalisé par Maswowe, 1985 cités dans Fleureau, 1992, sur un sable argileux ($w_L=25\%$, $I_p=13\%$) compacté ($w=11\%$, $S_r=45\%$, $\gamma_d=15.9\text{ kN/m}^3$). Il s'agit d'un essai œdométrique fait dans une cellule triaxiale, dans laquelle la pression latérale est asservie de manière à maintenir en permanence la condition de déformation radiale nulle. Pendant tout l'essai, on impose une pression d'air dans l'échantillon et on mesure la pression d'eau. L'essai consiste à charger l'échantillon dans des conditions non drainées jusqu'à une contrainte verticale de 340 kPa, puis à l'humidifier jusqu'à annuler la succion. Parallèlement, Maswowe a effectué un essai à teneur en eau constante et un essai NC sur le matériau saturé. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 2-21.

Dans les plans $[\sigma_v, \sigma_h]$, ou $[P, q]$ on constate que l'on suit d'abord chemin de type œdométrique, caractérisé par $\sigma_h / \sigma_v = 1 - \sin \phi'$ (formule de Jaky), avant de s'en écarter sensiblement. La succion pendant le chargement diminue de 240 à 180 kPa environ, puis s'annule lors de l'humidification.

Dans le plan $[e, P]$ ou $[e, \log(P)]$, on retrouve l'allure habituelle des courbes de compression non drainée pour les essais à teneur en eau constante, avec une limite élastique de l'ordre de 300 kPa. En fin, d'humidification, l'échantillon à son point

représentatif situé sur le chemin NC saturé, qui est confondu avec la ligne donnée par les corrélations usuelles.

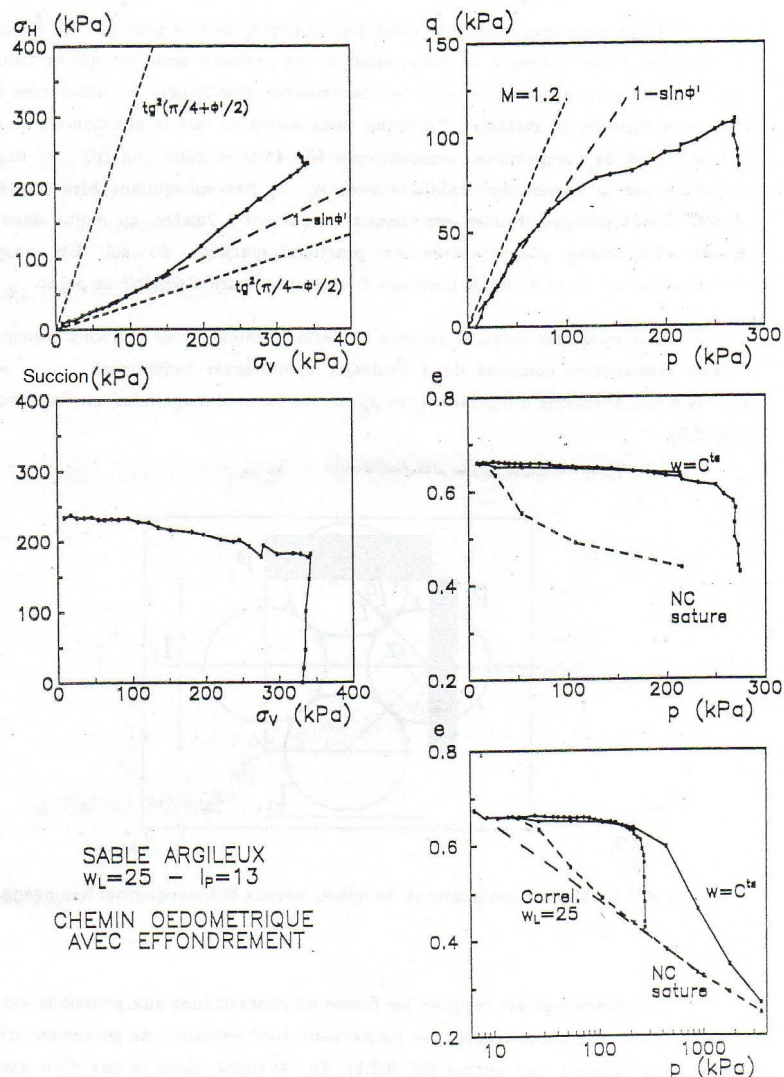


Figure. 2.21 . Chemin œdométrique non drainé avec mesure de succion sur un sable argileux compacté : mise en évidence de l'effondrement, (Maszowe, 1985).

L'effet de la densité sèche de compactage ainsi que la contrainte sur la déformation volumique lors de l'humidification a fait l'objet de plusieurs travaux qu'on peut citer comme exemple celle d'Alonso *et al*, 1995. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons à double structure (macroscopique et microscopique), composés de pastilles d'environ 2mm et de poids volumique initial de 20 kN/m³, obtenu par concassage de l'argile de Boom ($w_L=55.9\%$, $I_p=26.7\%$). La macrostructure correspond à l'arrangement des pastilles, et la microstructure correspond au niveau d'arrangement des plaquettes argileuses. Les éprouvettes ont été compactées à des densités sèches de 1.3, 1.4 et 1.5 est une teneur en eau de 3%. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 2-22. Il paraît clairement que la déformation finale générée par l'humidification dépend à la fois de la structure initiale (*densité sèche*) et la charge appliquée, de façon à ce que plus la charge augmente et la densité diminue, le potentielle d'effondrement augmente et celui de gonflement diminue, et par conséquent, la pression de gonflement (*contrainte ou charge correspondante à une déformation nulle*), diminue-elle aussi.

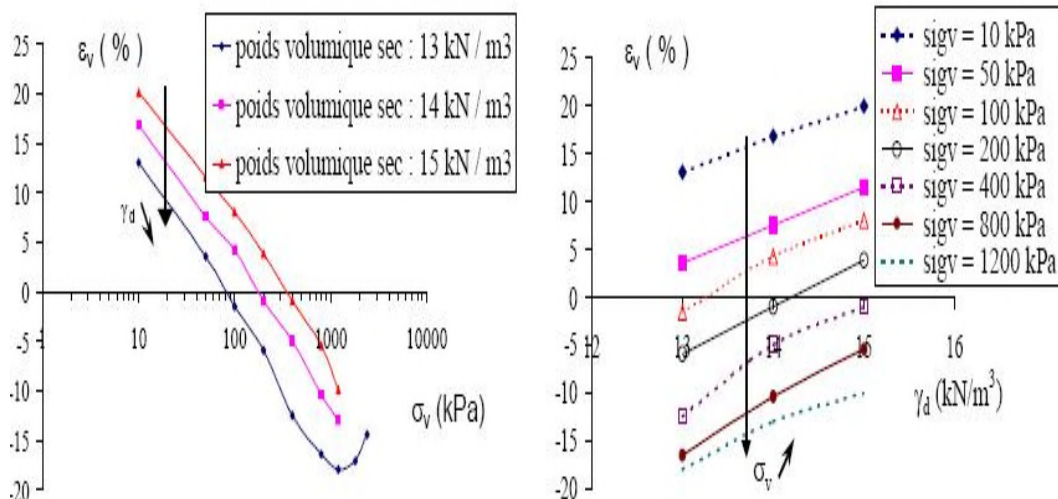


Figure.2-22 . Déformations verticales à la fin d'humidification de l'argile de Boom sous forme de pastilles compactées, (Alonso et al, 1995).

Par contre, les phénomènes de gonflement et d'effondrement peuvent se mettre en évidence à différents moments durant l'humidification. L'un peut masquer l'autre selon la structure du sol et la charge appliquée au cours du temps. Sur la *figure 2-23*, on montre les évolutions de la déformation au cours de l'humidification pour des échantillons compactés à différents poids volumiques secs sous des charges différentes.

On note les constatations suivantes :

- Il existe une limite inférieure de la charge sous laquelle le phénomène de gonflement est toujours présent : $\sigma_v=10$ kPa pour des échantillons avec $\gamma_d=13$ kN/m³ , $\sigma_v\approx 50$ kPa pour ceux avec $\gamma_d=14$ kN/m³, tandis que pour les échantillons plus denses ($\gamma_d=15$ kN/m³), cette limite s'élève à 200 kPa.
- Il existe une limite supérieure de la charge, au-dessus de laquelle le phénomène d'effondrement est toujours présent: $\sigma_v=200$ kPa pour des échantillons avec $\gamma_d=13$ kN/m³, $\sigma_v=400$ kPa pour ceux avec $\gamma_d=14$ kN/m³ et, pour des échantillons compactés à $\gamma_d=14$ kN/m³, cette limite s'élève à environ 800 kPa. De plus, l'effondrement se manifeste en général en deux étapes : la courbe montre deux paliers au cours de l'humidification dans la plupart des cas.
- Entre les limites inférieure et supérieure, la déformation se manifeste d'abord par une phase de gonflement suivie par une phase d'effondrement, bien que la déformation finale soit en général un gonflement. Il est clair que les limites inférieure et supérieure dépendent de la structure du sol. Elles sont schématisées à la *figure 2-23d*.

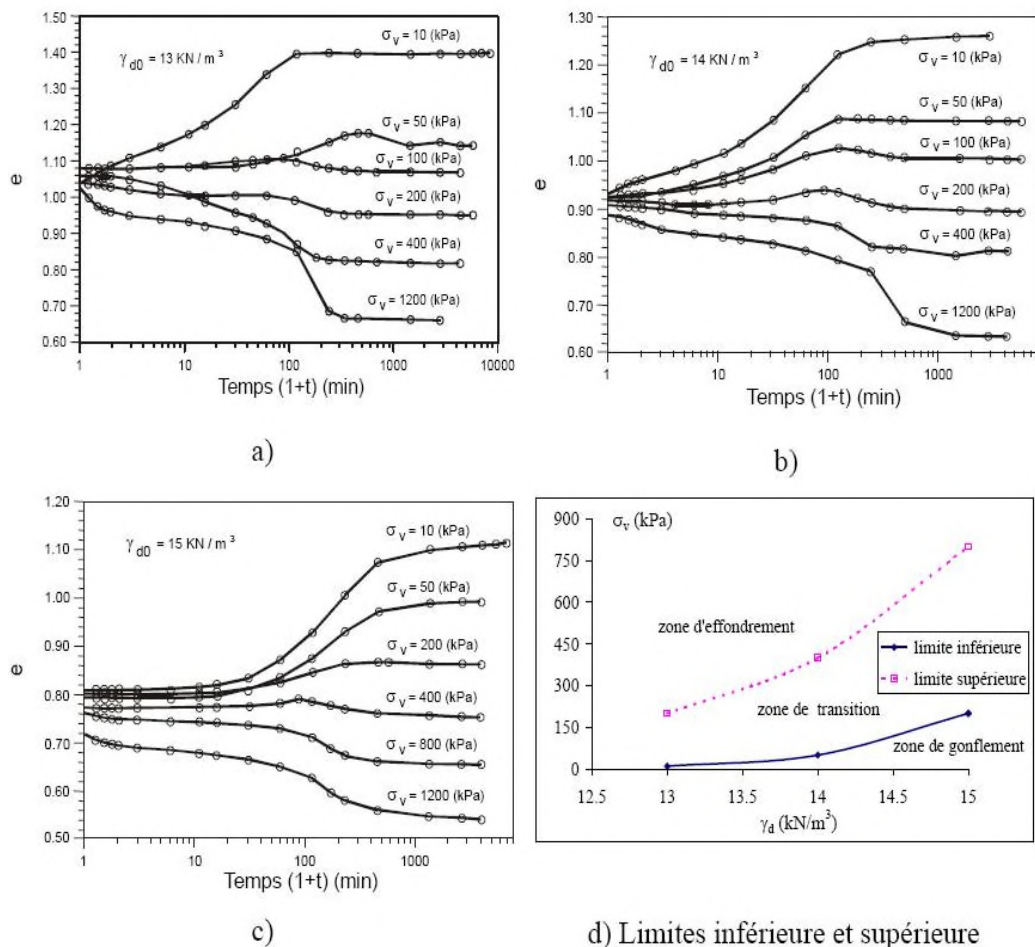


Figure. 2.23 . Évolution de la déformation lors d'humidification sous différentes charges de l'argile de Boom sous forme de pastilles compactées, (Alonso *et al*, 1995, cité dans Li, 2000).

À l'aide du concept de déformations microstructurale et macrostructurale, Li, 2000, interprète ces résultats de la façon suivante :

- Lorsque la charge est faible (*inférieure à la limite inférieure : cas 1 ci-dessus*), au cours de l'humidification, les pastilles ou les agrégats gonflent certainement (*au niveau microstructural*). En même temps, les pores interagrégats peuvent aussi gonfler sous l'effet de la diminution de la succion (*au niveau macrostructural*). Le gonflement microstructural entraîne probablement aussi une augmentation des vides interagrégats (*couplage entre les déformations microstructurale et macrostructurale*). Comme la charge est faible, on peut imaginer que les forces de contact entre les particules élémentaires du sol (pastilles ou agrégats) ne se modifient guère, ce qui explique que le phénomène d'effondrement n'a pas lieu dans ces conditions.
- Si la charge se trouve entre les deux limites (*cas 3, zone de transition à la figure 3-23d*), les gonflements microstructural et macrostructural se manifestent essentiellement au début de l'humidification. Par la suite, la succion diminue et les forces de contact diminuent également. En conséquence, les agrégats peuvent "envahir" les espaces interagrégats: on observe ainsi une phase d'effondrement suivant la phase de gonflement.

- Enfin, si la charge est fort élevée (*supérieure à la limite supérieure, cas 2*), le phénomène de gonflement est probablement complètement masqué par l'effondrement. Les deux étapes de l'évolution de la déformation sont certainement liées aux différentes étapes de modification de la structure: envahissement des pores interagrégats libres par les agrégats, suivi d'une phase d'écrasement ou de réarrangement des agrégats.

Vilar, 1995, a mis en évidence le rôle de la teneur en eau initiale sur la déformation finale engendrée lors d'une saturation progressive. L'argile utilisée ($w_L = 71 \%$, $I_p = 35 \%$), été compactée à une densité sèche $\gamma_d = 12.3 \text{ kN/m}^3$, ensuite soumis à une succion de 3.5 MPa sous une contrainte verticale de 40 kPa, la hauteur finale après équilibrage est notée H_a . La figure 2-24a donne les variations du rapport entre la hauteur finale de l'échantillon H_i pour chaque stage de succion et la hauteur H_a , en fonction de la succion appliquée, pour différentes teneurs en eau initiales, sous une contrainte verticale de 250kPa. Il apparait que le gonflement est nettement marqué pour des teneurs en eau supérieure à 28%, tandis que pour des teneurs en eau inférieure à 25.1 %, on remarque en premier lieu un gonflement et à l'approche de la saturation, un effondrement c'est produit. Il semble aussi que plus la teneur en eau est faible, la succion pour la qu'elle se produit l'effondrement est faible. Dans l'intervalle des succions où les échantillons ont subi un gonflement, les courbes sont bien ordonnées, de façon à ce que plus ta teneur en eau est élevée, le gonflement est plus important.

En rapportant les mêmes résultats (figure 2-24b). dans le plan indice des vides initial (*après mise en succion et la charge*) : e_a , en fonction du rapport H_i/H_a , les auteurs ont montré que l'effondrement maximal est relié à l'indice des vides initial le plus grand. Les échantillons présentant un indice initial relativement faible ont tendance à gonfler lors de l'humidification, ce qui rejoint la plus part des résultats expérimentaux dans la littérature.

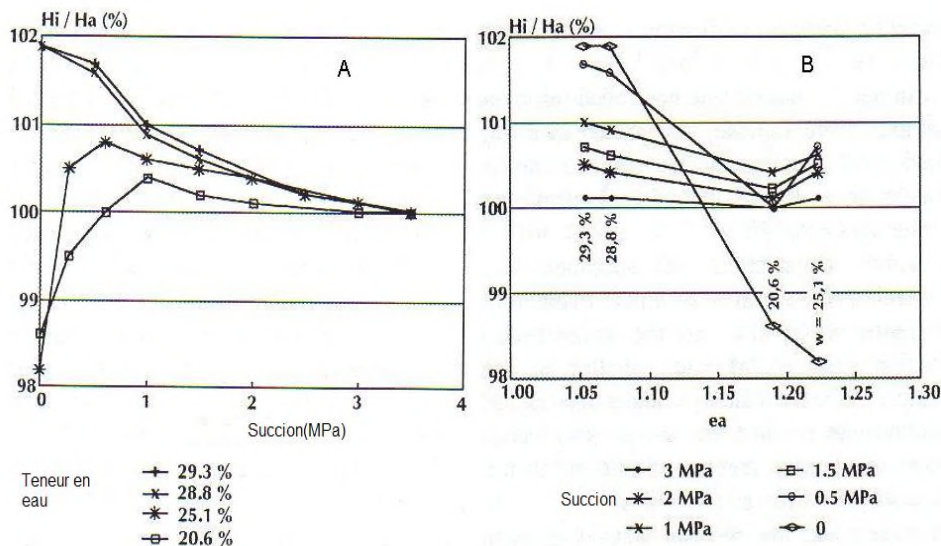


Figure. 2-24 . (a)Évolution de la hauteur d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau sur chemin d'humidification sous une contrainte verticale de 250 KPa, (a) en fonction de la succion, (b) en fonction de l'indice des vides initial, (Vilar, 1995).

De même, les résultats de *Sudhakar et al, 2006* sur un sol résiduel ($w_L=37\%$, $I_p=18\%$), compacté à trois teneurs en eau : $w=10.6\%$, 17.6% et 26.4% , correspondant respectivement à w_{OPN-7} , w_{OPN} et w_{OPN+9} , et à un même poids volumique sec $\gamma_{dopt} = 17.7 \text{ kN/m}^3$, ont montré que l'effondrement est plus marqué du côté sec de l'optimum, tandis que du côté humide il est pratiquement négligeable (*Figure. 2-25*).

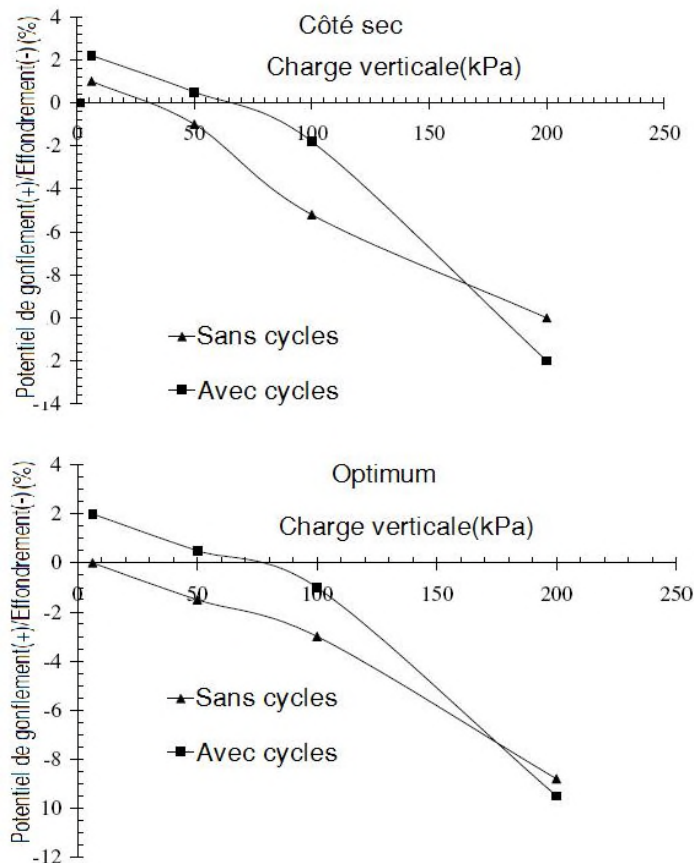
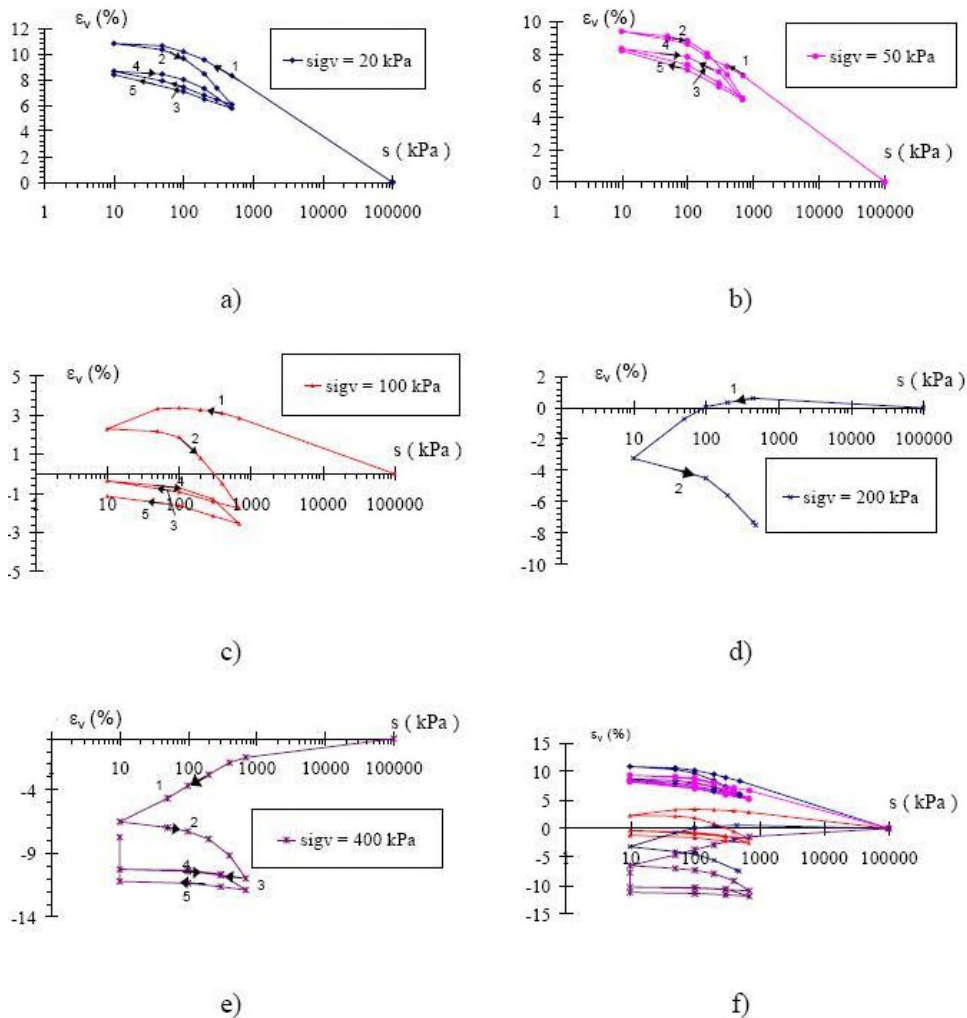


Figure. 2-25 . Évolution du potentiel de gonflement et effondrement en fonction de la charge verticale, *Sudhakar et al, 2006*.

2.6. COMPORTEMENT LORS DES CYCLES D'HUMIFICATION DRAINAGE SOUS CHARGE MECANIQUE

Alonso et al, 1995 a conduit une série d'essais à succion contrôlée avec des cycles d'humidification drainage sous différentes charges verticales. Les échantillons ont une densité sèche initiale de 1.4 et une teneur en eau de 3 %. La succion initiale est de l'ordre de 100 MPa.

Les échantillons ont d'abord subi un chargement mécanique jusqu'à une charge prédéterminée (20, 50, 100, 200, 400 kPa). Le chargement se fait en condition non drainée (teneur en eau constante), ce qui entraîne une légère diminution de la succion. Une fois la charge appliquée, une succion constante (0.5/0.7 MPa) est imposée à l'échantillon. Un gonflement se produit durant cette phase de réduction de la succion (de 100 MPa à 0.5/0.7 MPa). Après équilibrage, des cycles d'humidification drainage entre $s=0.5/0.7 \text{ MPa}$ et $S=0.01 \text{ MPa}$, ont été effectués. Les résultats obtenus sont représentés sur la *figure 2-26*.



Figures. 2-26. Résultats des essais œdométriques avec des cycles d'humidification - drainage sous différentes charges verticales, *Alonso et al, 1995*.

On note les constatations suivantes :

- Les phénomènes de gonflement ou d'effondrement apparaissent selon la charge appliquée.
- Sous une faible charge, une déformation de gonflement irréversible se développe pendant la première humidification: les chemins 1 et 2 ne sont pas confondus. En plus, les phases de drainage suivantes engendrent encore des déformations de contraction irréversibles: les chemins 2 et 3 ne sont pas superposés non plus.
- La déformation devient de plus en plus réversible au cours de cycles de drainage humidification subséquents : les boucles dans le plan $[\epsilon_v, \log(S)]$ se referment peu à peu. On peut aussi observer l'évolution du phénomène de gonflement et d'effondrement au cours d'humidification. L'essai sous une charge verticale de 100 kPa montre clairement un effondrement à la fin de l'humidification, bien que la déformation totale soit un gonflement. L'essai sous une charge verticale de 200 kPa manifeste d'abord un léger gonflement et ensuite un important effondrement. Le gonflement est complètement masqué

par l'effondrement. Il est intéressant de remarquer que même pour l'essai sous faible charge verticale (20 kPa), un léger effondrement s'est manifesté à la fin d'humidification.

Le phénomène inverse (*augmentation du potentiel de gonflement au fil des cycles*) a été mis en évidence par d'autres auteurs. Day, 1994, dans une étude sur un silt argileux, a montré qu'en laissant un temps de maturation, des liens entre particules peuvent se développer, ce qui réduit à son tour le gonflement ou le retrait initial. Dans cette étude, le sol a été compacté à 6% du côté humide de l'Optimum Proctor Modifié. Le premier cycle de drainage humidification a causé des faibles valeurs de gonflement/retrait. Mais après les cycles répétitifs, l'amplitude du gonflement et de retrait augmente considérablement. Day explique ce phénomène par la destruction causée par les cycles de drainage humidification de la structure formée par le compactage.

Aussi, Sudhakar et al, 2006 ont démontré que le potentiel d'effondrement est nettement réduit pour les échantillons compactés à l'optimum et du côté sec de l'optimum après quatre cycles d'humidification drainage (Figure. 2-25).

Par ailleurs, Sharma, 1998 et Buisson, 2003 ont trouvé que l'apparition des déformations irréversibles lors des cycles d'humidification drainage sur un sol argileux non gonflant est absente si le volume spécifique initial du sol avant l'application de cycles hydriques est faible (*sol fortement compacté ou le sol a subi un cycle de chargement avant l'application de cycles de succion*). Ceci est en accord avec les résultats de Cui et al, 2002 sur l'argile FoCa7 fortement compactée. Comme l'indique la figure 2-27, les cycles de succion entre 0,35 MPa et 38 MPa n'ont pas engendré de déformations irréversibles même dans le cas de fortes pressions verticales (10 MPa et 20 MPa). En effet, dans ces échantillons fortement compactés, les macropores ont presque disparu sous l'effet mécanique, l'hydratation a entraîné donc seulement le gonflement des agrégats qui a causé l'augmentation du volume total.

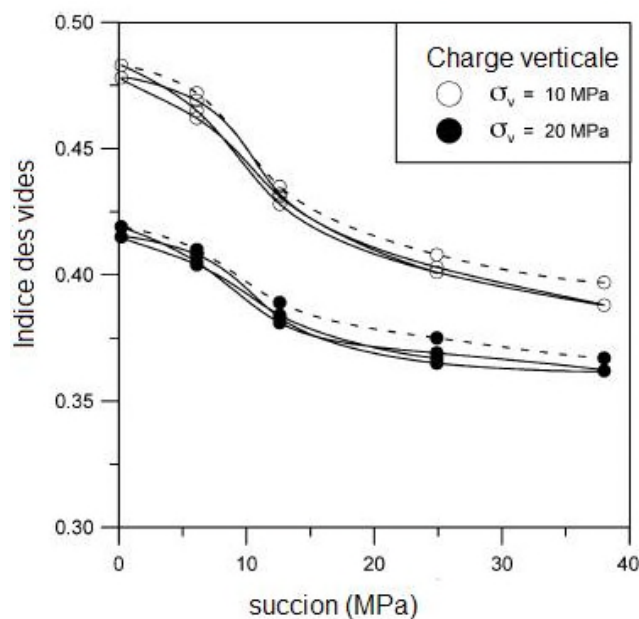


Figure. 2-27 . Réversibilité des cycles d'humidification-drainage de l'argile FoCa7 sous différentes charges mécaniques, Cui et al, 2002.

Tripathy *et al*, 2002 en étudiant deux types de sol: sol A :($w_L=100\%$, $I_p=58\%$), et sol B :($w_L=74\%$; $I_p=42\%$), compactés à différentes conditions initiales en terme de teneur en eau et densité sèche, ont constaté les points suivantes (Figure. 2-28):

- Les déformations sont irréversibles durant les deux premiers cycles, ensuite ils se stabilisent après le quatrième ou le cinquième cycle.
- Le gonflement est associé aux faibles charges, tandis que pour les fortes charges, la déformation finale est de type retrait. Le comportement du sol (A), sous la charge de 50 kPa est intermédiaire.
- La valeur finale de la déformation se stabilise autour d'une valeur finale qui est indépendante des conditions initiales de compactage. Elle est de l'ordre de 20 % pour le sol A, et de 14.5 % pour le sol B, est ceci pour une contrainte verticale de 6.2 kPa.

Les auteurs ont constaté aussi, qu'après des cycles d'humidification drainage partiel (*la phase du drainage partielle est achevée quand la déformation verticale atteint 50% de celle obtenue durant un drainage complet*), que la déformation finale obtenue pour le sol A, compacté à l'optimum Proctor, est comparable à celle obtenue dans le cas d'un cycle d'humidification drainage complet. Contrairement à ce point, Alshihabi, 2002 affirme que le drainage des échantillons de l'argile de Bavent compactée du côté humide de Proctor normal ($\gamma_d=16.3\text{ kN/m}^3$, $w=24\%$) à deux niveaux de teneurs en eau correspondant à 4% et 14%, valeur proche de la limite de retrait, les valeurs finales en terme d'indice des vides et teneur en eau ne sont pas identiques pour les deux essais (Figure. 2-28).

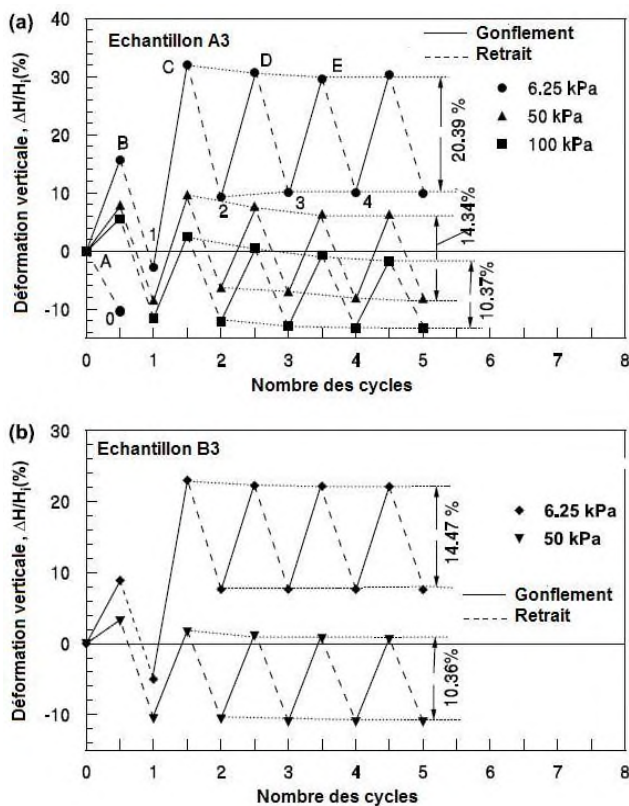


Figure. 2-28 . Influence de la charge verticale sur la déformation verticale pour deux types de sols lors d'essais d'humidification drainage cycliques, Tripathy *et al*, 2002.

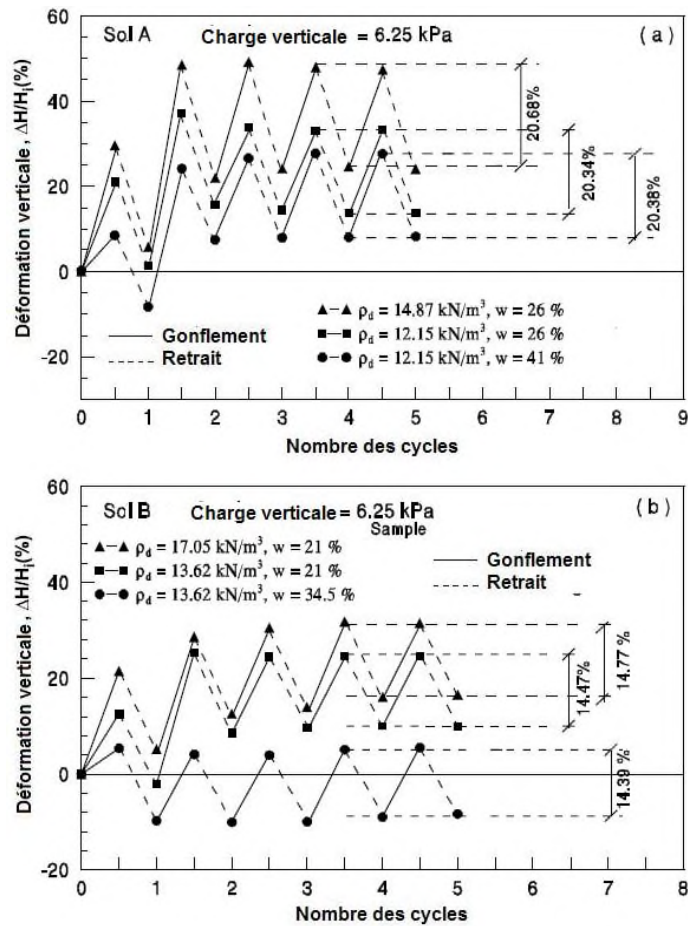


Figure. 2-29 . Influence des conditions initiales de compactage sur la déformation verticale lors d'essais d'humidification drainage cycliques pour deux types de sols, (Tripathy et al, 2002).

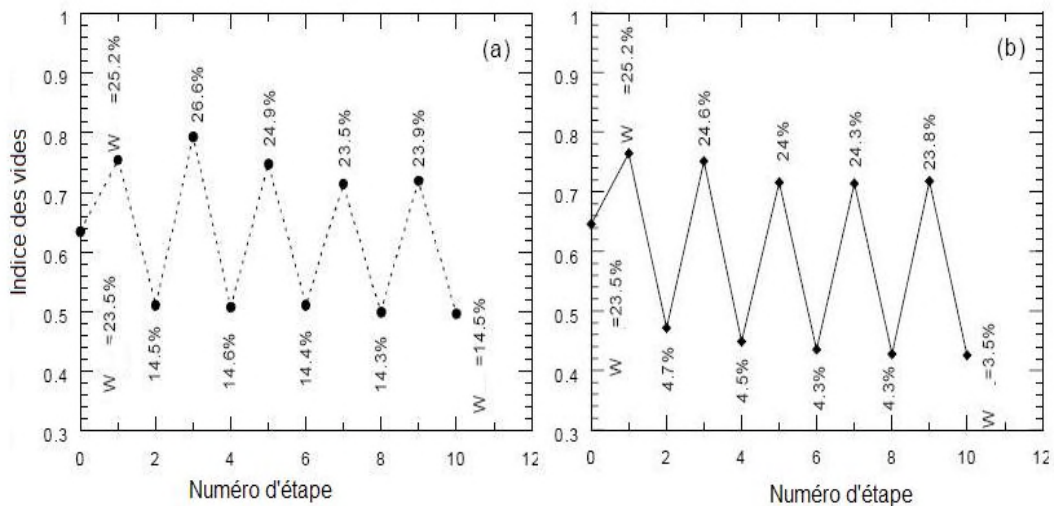


Figure. 2-30 . Influence du niveau de drainage sur les paramètres finaux lors d'un essai d'humidification drainage cyclique sur l'argile de Bavent compactée, (Alshihabi, 2002).

2.7. CONCLUSION

À travers ce chapitre, les principales caractéristiques du comportement hydromécanique des sols compactés ont été décrites, et que nous pouvons résumer comme suit :

Sur chemin drainage humidification sous contrainte extérieure nulle :

- Existence d'un domaine saturé à succion non nulle, où l'effet de la succion est assimilé à une contrainte isotrope ou contrainte verticale, sur chemin NC du matériau saturé. Dans ce domaine les déformations volumiques sont irréversibles, tandis qu'au dépassement de la succion d'entrée d'air, les déformations deviennent réversibles.
- Dans le cas des sols compactés, le matériau surconsolidé se comporte de façon différente de la pâte, et présente des valeurs caractéristiques différentes (la succion de désaturation et de retrait ($S_{désat}$, S_{SL}), et la teneur en eau de retrait (w_{SL})).
- L'hystérèse observée lors du chemin de drainage humidification tend à disparaître avec l'augmentation de la contrainte de compactage, d'où la possibilité de supposer l'existence d'un seuil en contrainte de compactage à partir duquel les chemins de drainage humidification deviennent complètement réversibles.

Sur chemin de compression œdométrique et isotrope sur sols compactés :

- L'application de la contrainte de compactage confère au sol un caractère surconsolidé. Ainsi, le comportement volumique des sols compactés est marqué par un comportement de type surconsolidé, avec une contrainte limite (pression de préconsolidation apparente) séparant un comportement élastique raisonnablement réversible d'un comportement plastique
- Tous les auteurs sont en accord sur le fait que la pression de préconsolidation apparente augmente avec la succion appliquée.
- Pour la pente de déchargement κ_s , malgré les tendances observées, et vu sa faible importance dans la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés, la majorité des auteurs suggèrent quelle est indépendante de la succion.
- Pour la pente λ_s , certains auteurs ont constaté qu'elle décroît d'une façon monotone, tandis que d'autres ont observé le contraire. En fait, si le chargement est poursuivi le degré de saturation augmente, ce qui implique que la droite NC non saturée va croiser la droite NC saturée pour la rejoindre en fin de chargement.

L'effet des cycles hydriques sur le comportement hydromécanique sous de faibles et fortes charges mécaniques a été mis en évidence.

- Les résultats montrent que le chargement mécanique effectué après un cycle de drainage humidification sous faible charge tend à réduire la pente λ_s de manière significative au contraire du cycle d'humidification drainage qui augmente légèrement la pente λ_s . Le même type d'observation peut être fait sur la pression de préconsolidation apparente, qui a diminué par un cycle

d'humidification drainage, et augmenté par un cycle de drainage humidification.

- Lors d'un chemin d'humidification sous une charge extérieure, le sol peut gonfler ou s'effondrer. L'ampleur de la charge et l'état initial de l'échantillon décide de la nature de la déformation finale. Ce type de comportement peut être expliqué par l'interaction microstructure-macrostructure.
- Les échantillons qui présentent une structure ouverte (indice des vides initial élevé, densité sèche faible ou teneur en eau faible), présentent généralement un comportement de type effondrement lors de la saturation progressive sous une contrainte.
- La densité pour laquelle se produit un changement de signe de déformation (effondrement ou gonflement) est d'autant plus élevée que la contrainte extérieure est élevée.
- Les déformations sur chemin d'humidification drainage cyclique sous une contrainte extérieure sont irréversibles pour les premiers cycles, ensuite les déformations tendent vers un état d'équilibre.

CHAPITRE-III

APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES.

3.1. INTRODUCTION :

Le chapitre précédent a permis d'avoir une vue globale des traits fondamentaux du comportement hydromécanique des sols non saturés. L'ensemble des données existantes a servi aux développements de modèles de comportement, dont le choix des variables d'état pour la description de la relation contrainte-déformation reste encore un problème ouvert. Deux temps forts sont remarquables dans l'évolution de ces modèles. Le premier correspond à la définition d'une seule variable d'état, correspondant à la contrainte effective au sein du milieu poreux non saturé. Le second est une rupture entre la notion de contrainte effective et la nécessité de décrire le milieu poreux non saturé par des variables indépendantes, qui sont généralement la contrainte totale nette et la succion.

Dans ce chapitre, nous évoquerons en premier point la question de l'extension du concept de la contrainte effective, ainsi que sa validité dans le domaine non saturé. Puis nous présentons quelques nouveaux modèles élastoplastiques basés sur une définition généralisée de la contrainte effective. Ensuite, les notions de variables d'état indépendantes et de surface d'état seront introduites. Nous exposerons également différents modèles basés sur ces concepts, ainsi que ceux permettant de prendre en compte l'effet des variables hydriques telles que le volume spécifique de l'eau ou le degré de saturation sur le comportement contrainte-déformation. La dernière partie de ce chapitre décrit le modèle élastique développé par *Yahia-Aïssa, 1999 et Cui et al, 2001* concernant les argiles fortement compactées.

3.2. CONCEPT DE CONTRAINTE EFFECTIVE

La notion de « contrainte effective » est peut-être aujourd'hui le concept le plus controversé en mécanique des sols non saturés, (*Taibi, 2007*). Elle est définie à l'origine pour les sols non saturés comme « ..une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle qui contrôle les effets mécaniques résultants des variations de contraintes... » (*Bishop et Blight, 1963*) et s'exerce exclusivement sur le squelette solide du sol (*Terzaghi, 1943*). Le concept peut s'écrire sous la forme de deux propositions (*Jennings et Burland, 1962*):

- Tous les effets d'une variation de la contrainte externe, comme les variations de volume et de résistance au cisaillement sont uniquement dues aux variations de la contrainte effective.
- La contrainte effective σ' est définie comme étant l'excès de la contrainte totale appliquée σ par rapport à la pression interstitielle u_w :

$$\sigma' = \sigma - u_w I \quad [3-1]$$

Où I est le tenseur identité.

De nombreux auteurs, comme *Rendulic, 1936, Bishop et Eldin, 1950, et Skempton, 1960* ont montré que deux conditions sont nécessaires pour que cette définition soit rigoureusement valable. La première consiste à ce que les grains du sol sont incompressibles, et la deuxième, il faut que le champ de contrainte intergranulaire, qui

contrôle les surfaces de contact et la résistance au cisaillement, soit indépendant de la pression de confinement.

La définition de la contrainte effective de Terzaghi permet d'obtenir une bonne approximation du comportement des sols saturés dans la plupart des cas. Dans les sols pour lesquels cette définition n'est pas satisfaisante, la forme $\sigma' = \sigma - ku_w I$, semble plus adaptée pour définir la contrainte effective. *Skempton, 1960* montre que le paramètre k dépend de la compressibilité du solide et du milieu poreux pour les contraintes hydrostatiques. Il dépend plutôt de l'aire de contact entre les particules, de l'angle de friction interne et de l'angle de résistance au cisaillement pour les contraintes déviatoriques.

La possibilité de résoudre les problèmes liés aux sols saturés simplement à l'aide d'une seule variable de contrainte, a motivé de nombreux chercheurs à élargir la notion de contrainte effective aux sols non saturés.

3.2.1. Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés :

Les premiers auteurs abordant la mécanique des sols non saturés ont tenté d'adapter le concept de contrainte effective. Ce point a soulevé d'intenses discussions dans les années 1960. Plusieurs formes de contrainte effective ont été proposées (*Croney et al, 1958 ; Aitchison, 1961 ; Jennings, 1961...*). L'expression de *Bishop, 1959*, généralise toutes celles données par ces auteurs. Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [3-2]$$

χ est un paramètre qui définit la contribution de la succion dans la contrainte effective, nulle pour les sols secs et égale à 1 pour les sols saturés. *Bishop et Donald, 1961*, ont tenté une vérification expérimentale de cette expression à l'aide d'un essai triaxial où les pressions u_a et u_w étaient contrôlées. En admettant ensuite la validité de cette équation, ils ont pu calculer des valeurs de χ , en comparant à la rupture des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de σ' , à ceux d'essais non saturés avec u_a et u_w connus. Ils proposent ainsi une relation entre χ et S_r , par la suite par but de simplification un nombre d'auteurs ont pris directement $\chi = S_r$.

Cette expression à l'avantage de la simplicité. Elle peut être implantée facilement dans un code aux éléments finis. Pour les problèmes dans lesquels les contraintes de cisaillement sont dominantes, le postulat de *Bishop* modélise qualitativement bien les phénomènes (*Schrefler et al, 1990; Charlier et a., 1997*).

Sa validité a toutefois été mise en doute par de nombreux chercheurs lorsque les aspects volumiques sont déterminants; principalement parce qu'elle ne peut prendre en compte le phénomène d'effondrement observé l'ors d'une humidification sous charge importante. D'après le principe de contrainte effective, une augmentation de la contrainte effective entraîne une diminution de l'indice des vides. Selon l'équation [3-2], un chemin

d'humidification implique une diminution de contrainte effective. Or, lors de l'effondrement, la contrainte effective et l'indice des vides diminuent tous deux.

D'autres chercheurs, comme *Jennings et Burland, 1962; Gens, 1995..* etc, ont montré que le paramètre χ est en réalité une fonction fort complexe et dépend probablement de beaucoup de facteurs: saturation, type de sol, microstructure du sol, chemin de contrainte appliqué au sol, (*Figure 3-1*). *Matyas et Radhakrishna, 1968*, ont montré que pour un sol donné au même degré de saturation, la valeur de χ prise pour décrire le comportement volumique ou la résistance au cisaillement n'est pas forcément la même.

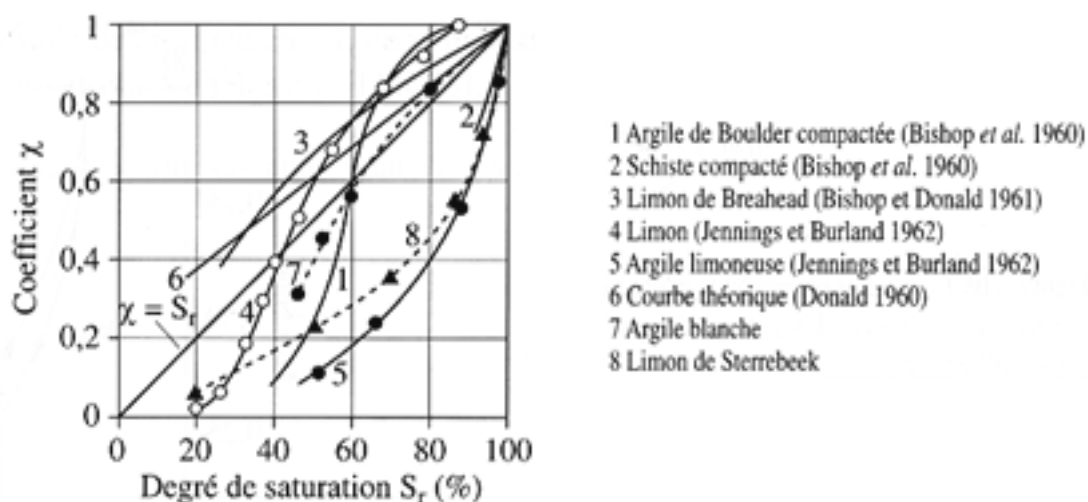


Figure.3-1. Évolution du paramètre χ en fonction du degré de saturation (*Zerhouni, 1991*).

D'autres expressions se sont développées après celle de Bishop. Le *tableau 3-1* résume quelques unes. Le problème essentiel pour la plupart d'entre elles, réside dans leur incapacité de prédire le phénomène d'effondrement.

Par ailleurs, les résultats obtenus par *Biarez et al, 1988 ; Zerhouni, 1991, Fleureau et al, 1993, Taïbi, 1994...*, mettant en évidence la présence d'un domaine saturé à succion non nulle, dans lequel la logique des sols saturés et la notion classique de contrainte effective de Terzaghi restent valables, a poussé plusieurs chercheurs à réadopter ce concept. L'ensemble des travaux publiés dans ce sens : *Kohgo et al, 1993; Taïbi, 1994, Modaressi et Abou-Bekr, 1994 a et b ; Bolzon et al, 1996 ; Loret et Khalili, 2000 ; Khalili et Loret, 2001 ; Coussy et Dangla, 2002 ; Khalili et al., 2004*, etc, ont montré que des déformations irréversibles telles que l'effondrement pouvaient être décrites correctement avec un concept de contrainte effective généralisée associé à une loi de comportement élastoplastique intégrant la définition d'une surface de charge en fonction de la succion.

3.2.2. Définition de la contrainte effective généralisée

La contrainte effective généralisée est égale à la somme de la contribution de la contrainte totale et la contrainte capillaire π_{eq} . Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma + \pi_{eq} \quad [3-3]$$

Alonso *et al*, 1987 en exploitant les résultats de Aitchinson *et Donalds*, 1956 sur plusieurs types de sables au cours d'un processus de drainage, ont tracé l'évolution de la contrainte effective intergranulaire en fonction de la tension de l'eau. Ce résultat a montré que pour chaque sable deux domaines sont distingués. Pour des faibles succions, la relation entre la contrainte intergranulaire est indépendante du type de sable et le deuxième domaine où cette relation n'est plus linéaire et dépend de la granulométrie du sable. La limite entre ces deux domaines correspond au point d'entrée d'air qui est fonction de la granulométrie du matériau. Ce résultat rappelle la conclusion énoncée dans la section précédente et selon laquelle le principe de Terzaghi reste valable pour les succions inférieures au point d'entrée d'air.

Pour la définition de la contrainte capillaire, plusieurs approches ont été suivies. Parmi ces approches on trouve l'approche thermodynamique représentée par le modèle de Coussy *et Dangla*, 2002, et l'approche microstructurale représentée par le modèle de Taibi, 1994. Cette dernière consiste à assimiler le sol à un ensemble de sphères de même diamètre et à calculer la contrainte capillaire π_{eq} , générée par les phases air et eau, interagissant sur les billes et les ménisques.

Tableau. 3-1. Différentes expressions du paramètre χ de Bishop, d'après Taibi, 2007.

Expression de χ	auteurs
$\chi = Sr$	<i>Bolzon et Schrefler 1995, Wheeler et al, 2003, Gallipoli et al, 2003a et b</i>
$\chi = 1 \quad \text{pour } S < S_e$ $\chi = \frac{S_e + \frac{a_e}{S - S_e + a_e}(S - S_e)}{S} \quad \text{pour } S \geq S_e$	<i>Kohgo et al. 1993</i>
$\chi = S(2 - Sr)$	<i>Gudehus, 1995</i>
$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{S}{S_e} \leq 1 \\ \left(\frac{S_e}{S}\right)^{0.55} & \text{pour } 12 \geq \frac{S}{S_e} \geq 1 \end{cases}$	<i>Khalili et Khabbaz, 1998, Loret et Khalili 2000, Loret et Khalili, 2002</i>
$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{S}{S_e} \leq 1 \\ 0.45\chi & \text{pour } 25 \geq \frac{S}{S_e} > 1 \\ 0 & \text{pour } \frac{S}{S_e} > 25 \end{cases}$	<i>Khalili et al, 2004</i>
$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{S}{S_e} \leq 1 \\ \left(\frac{S_e}{S}\right)^{0.55} & \text{pour } 25 \geq \frac{S}{S_e} \geq 1 \\ 25^{0.45} \left(\frac{S_e}{S}\right) & \text{pour } \frac{S}{S_e} > 25 \end{cases}$	<i>Russel et Khalili, 2006</i>

$\chi = Sr$ ou $\chi = \sqrt{Sr}$	Sheng et al, 2003
Sr : degré de saturation en eau, a_e : paramètre fonction du sol, a : paramètre, S_e : succion d'entrée d'air	

3.2.3. Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée

En se basant sur cette définition, plusieurs modèles élastoplastiques ont été développés. Ces modèles ont l'avantage d'utiliser une approche unifiée pour la modélisation du comportement hydromécanique des sols saturés et non saturés, et à travers la simulation de différents essais, ils ont prouvé leur aptitude à reproduire qualitativement et quantitativement les différents aspects de comportement observé, notamment le phénomène d'effondrement. À noter que dans la plus part de ces modèles seule la composante capillaire de la succion matricielle est considérée. Dans ce qui suit, on présente quelques exemples :

3.2.3.1. Modèle Loret et Khalili

Dans *Loret et Khalili, 2000* et *Loret et Khalili, 2002*, les auteurs basent leur travail sur la formulation de Bishop de la contrainte effective (Équation. 3-2). En exploitant différents résultats publiés dans la littérature, *Khalili et Khabbaz; 1998* établissent une nouvelle formule de χ en fonction de la succion d'entrée d'air S_e (Tableau. 3-1):

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } S \leq S_e \\ \left(\frac{S_e}{S}\right)^{0.55} & \text{pour } S \geq S_e \end{cases} \quad 0 \leq \chi \leq 1 \quad [3-4]$$

Ainsi, ils définissent la contrainte capillaire équivalente comme suite :

$$\forall S \geq 0 \Rightarrow \pi_{eq} = S\chi - u_a. \quad [3-5]$$

Le modèle est basé sur la théorie d'homogénéisation des milieux polyphasiques, et adopte le modèle de Cam Clay modifié pour formuler les différentes équations du modèle.

- La déformation volumique élastique :

$$d\varepsilon_v^e = -\kappa_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad [3-6]$$

- La déformation volumique plastique :

$$d\varepsilon_v^e = -(\lambda_0 - \kappa_0) \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad [3-7]$$

Le modèle considère la même évolution de la contrainte de préconsolidation lorsque le sol passe d'un état saturé à non saturé, ce qui se traduit par un écrouissage et procure ainsi une augmentation du domaine élastique. L'évolution de la contrainte de préconsolidation s'exprime par l'équation de la courbe LC (voir modèle d'Alonso *et al*, 1990, §4-1).

- *Déformation au cisaillement :*

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad [3-8]$$

- *La forme analytique de la surface de charge est donnée comme suite :*

$$f = \begin{cases} \frac{q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})} + (\sigma + \pi_{eq}) - \frac{2}{r} P_s^* & \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) \leq \frac{P_s^*}{r}, \\ (r-1)^2 \frac{q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})} + (\sigma + \pi_{eq}) - \frac{2}{r} P_s^* + \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P_s^{*2}}{(\sigma + \pi_{eq})} & \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) \geq \frac{P_s^*}{r} \end{cases} \quad [3-9]$$

r est un paramètre égal à 1.6 ou 2 dans le cas du modèle Cam Clay modifié, et il est indépendant de la succion.

- *Règle d'écoulement plastique*

Comme f à deux expressions différentes en fonction de la valeur de P_s^*/r , la loi d'écoulement est définie par deux expressions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2(\sigma + \pi_{eq})}}{1 - \frac{q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})^2}} \quad \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) < \frac{P_s^*}{r} \\ \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2(\sigma + \pi_{eq})} (r-1)^2}{1 - \frac{(r-1)^2 q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})^2} - \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P_s^{*2}}{(\sigma + \pi_{eq})^2}} \quad \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) > \frac{P_s^*}{r} \end{array} \right. \quad [3-10]$$

3.2.3.2. Modèle de Coussy et Dangla :

À l'échelle macroscopique, la thermodynamique offre un outil puissant pour cerner ce concept. La thermodynamique des processus réversibles ou irréversibles fournit des relations générales d'un intérêt majeur. Mais, compte tenu du fait qu'en général les milieux poreux comme les roches sont des systèmes non homogènes, une approche microscopique est nécessaire pour analyser les propriétés mécaniques à partir d'une description des phénomènes à petite échelle. L'approche microscopique est complémentaire de l'approche macroscopique thermodynamique, elle conduit au calcul des propriétés effectives du milieu. Les propriétés effectives déduites de l'analyse à l'échelle microscopique peuvent être combinées aux relations issues de la thermodynamique pour interpréter les effets de la pression de pore et les effets d'échelle. On résume ci-après les résultats obtenus par Coussy *et Dangla*, 2002.

Dans l'hypothèse où le sol non saturé est considéré comme un matériau poroélastique, autrement dit, le constituant solide à un comportement élastique réversible, la contrainte capillaire équivalente est présentée sous la forme :

$$\pi_{eq} = Sr_g u_g + Sr u_w - U(Sr, T) \quad [3-11]$$

$$Sr_g = 1 - Sr \quad [3-12]$$

$S = u_g - u_w =$ pression capillaire

$U(Sr, T)$: Énergie libre qu'emmagasinent les interfaces (solide-liquide ; solide-gaz et liquide-gaz) rapportée à l'unité de volume de l'espace poreux ($n_0, d\Omega$) dans lequel se localisent physiquement ces interfaces. (n_0 : porosité initiale ; $d\Omega$: élément infinitésimal de volume).

$$U(Sr, T) = \int_{Sr}^1 S(s_{rp}, T) ds_{rp} \quad [3-13]$$

$S(s_{rp}, T)$: Courbe de pression capillaire (pression capillaire- degré de saturation) en transformation non isotherme, qui est en fonction de l'entropie spécifique « S_{rp} » et la température T. La figure 3.2 définit la fonction $U(Sr_l, T)$.

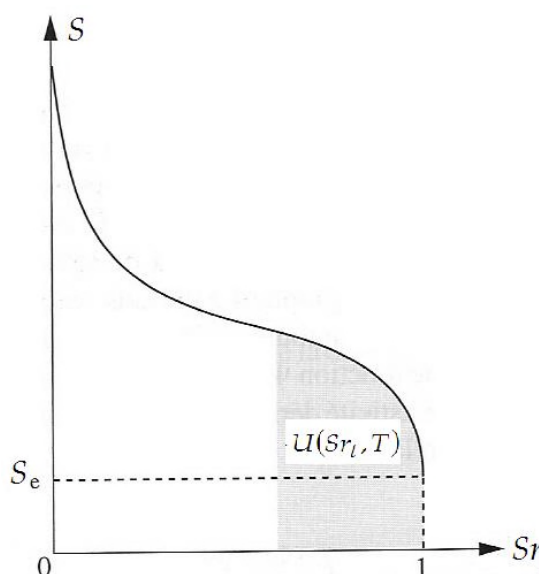


Figure.3-2. Courbe de pression capillaire $S(s_{rp}, T)$ et énergie des interfaces $U(Sr_l, T)$, (Coussy et Dangla 2002).

- Comportement volumique sur des chemins isotropes

Les variables pertinentes pour décrire tous les trajets de chargement isotrope possibles sont définies par la pression moyenne nette $P^* = (\sigma - p_g)$, la pression capillaire S , et la contrainte moyenne totale $\sigma = \frac{1}{3}\sigma_{ii}$.

Lorsque le sol est saturé, la variation de volume, exprimée en indice des vides, s'écrit :

$$\text{Chemin NC (normalement consolidé)} : \quad de = \lambda_0 \frac{d(\sigma + P^*)}{(\sigma + P^*)} \quad [3-14]$$

$$\text{Chemin OC (Surconsolidé)} : \quad de = \kappa_0 \frac{d(\sigma + P^*)}{(\sigma + P^*)} \quad [3-15]$$

Le critère de plasticité s'écrit : $0 \leq (\sigma + P^*) \leq P_0^*$

P_0^* : Pression de préconsolidation à saturation prise comme paramètre d'écroûissage. Dans le cas d'un sol non saturé, le domaine d'élasticité dépend de P^* et S .

D'après le modèle d'Alonso *et al*, 1990 (voir §4.1) : $-kS \leq P^* \leq P_s^*(S, P_0^*)$ avec : $P_s^*(0, P_0^*) = P_0^*$.

P_s^* : pression de préconsolidation à saturation non nulle, évoluant sur la courbe LC (Loading-Collapse).

Dangla suggère que, pour une pression capillaire donnée, le critère d'élasticité s'écrit : $0 \leq (\sigma + \pi_{eq}) \leq P_\pi^*$

P_π^* : pression de préconsolidation ou limite élastique actuelle en compression calculée avec la contrainte $(\sigma + \pi_{eq})$ à la pression capillaire donnée.

- Dans le domaine élastique, la variation de volume s'écrit :

$$de^e = \kappa_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad [3-16]$$

- Dans le domaine plastique :

$$de = \lambda_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad [3-17]$$

Expression valable uniquement sur des trajets en contraintes (π_{eq} constant).

La figure 3-3a illustre le fonctionnement du modèle sur un chemin isotrope. Lorsqu'on soumet un échantillon à la succion S_1 , la contrainte isotrope initiale restant constante, le comportement est élastique et le point représentatif du chargement suit le trajet AA' car la limite élastique actuelle P_π^* croît plus rapidement que $(\sigma_0 + \pi_{eq})$ (la fonction $P_\pi^* + \pi_{eq}$ est croissante de S). L'échantillon subit ensuite une compression isotrope. Le comportement est d'abord élastique et le point représentatif continue à suivre la droite A'C jusqu'à atteindre la limite $P_{\pi 1}$ en C. au-delà du point C, le comportement devient plastique et le point représentatif suit la droite CD de pente λ_0 .

Le trajet A'CD est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta e = -\kappa_0 \ln \left| \frac{\sigma + \pi_{eq}}{\sigma_0 + \pi_{eq}} \right| \quad \text{si} \quad (\sigma + \pi_{eq}) < P_\pi^* \\ \Delta e = -\kappa_0 \ln \left| \frac{P_\pi^*}{\sigma_0 + \pi_{eq}} \right| - \lambda_0 \ln \left| \frac{\sigma + \pi_{eq}}{P_\pi^*} \right| \quad \text{si} \quad P_\pi^* < (\sigma + \pi_{eq}) \end{array} \right. \quad [3-18]$$

Les valeurs de P_π sont estimées à partir de l'identification : $P_\pi^* + \pi_{eq} = P_s^*$

- *Comportement volumique sur des chemins de drainage humidification*

La figure 3-3b illustre la réponse du modèle sur un chemin de drainage. Considérons un échantillon normalement consolidé à une pression P_0^* . Lorsqu'on le soumet à une pression capillaire $S \leq S_e$, l'échantillon reste saturé et suit une droite de consolidation de pente λ_0 (trajet AB). La limite élastique est entraînée vers la droite (en pointillés). Au-delà du point B, le point représentatif reste à l'intérieur du domaine élastique (trajet BC).

L'objectif fixé est de retrouver une formulation identique au modèle Cam-Clay modifié lorsque le sol est saturé, autrement dit $S \leq S_e$ (Figure. 3-4).

- *L'équation de la surface de charge :*

$$q^2 + M^2 (\sigma + \pi_{eq}) (\sigma + \pi_{eq} + P_0^* \ell(S)) = 0 \quad [3-19]$$

La fonction $\ell(S)$ traduit l'évolution de la limite élastique en fonction de la pression capillaire.

$$P_\pi(S, P_0^*) = P_0^* \ell(S)$$

$\ell(S)$ doit satisfaire la propriété : $\ell(S) = 1$ pour $S \leq S_e$

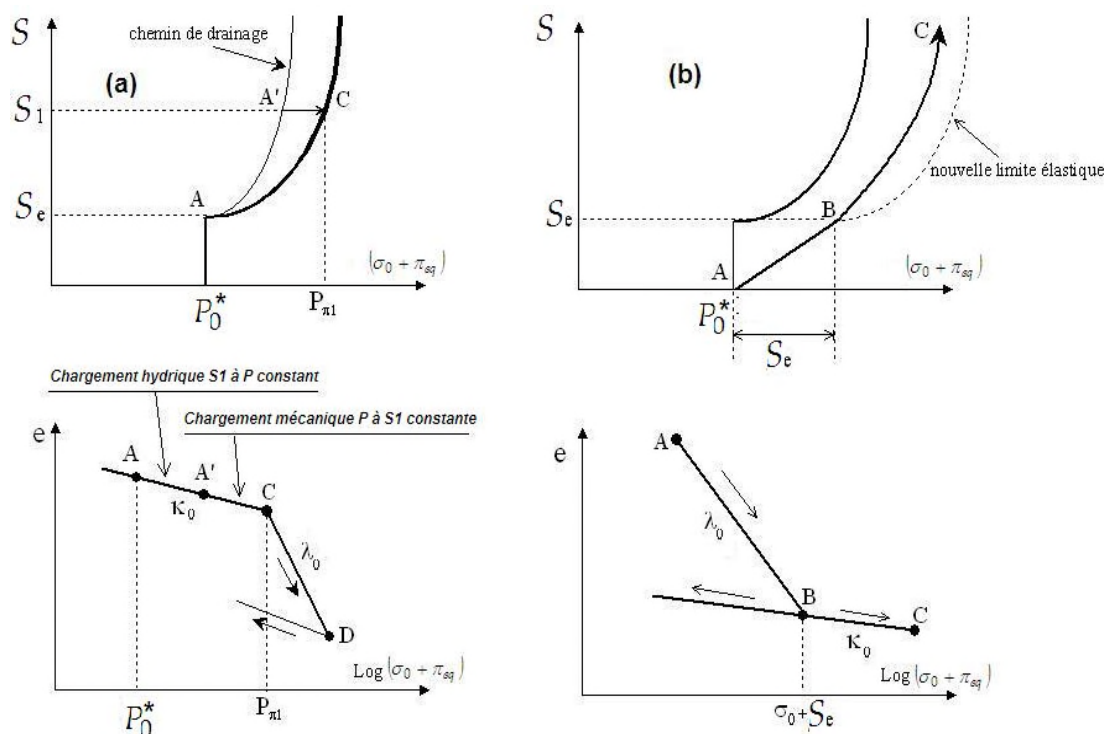


Figure.3-3. (a) Réponse du modèle sur un chemin isotrope: dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), S]$ et dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), e]$; (b) : Réponse du modèle sur un chemin de drainage humidification (Coussy et Dangla 2002).

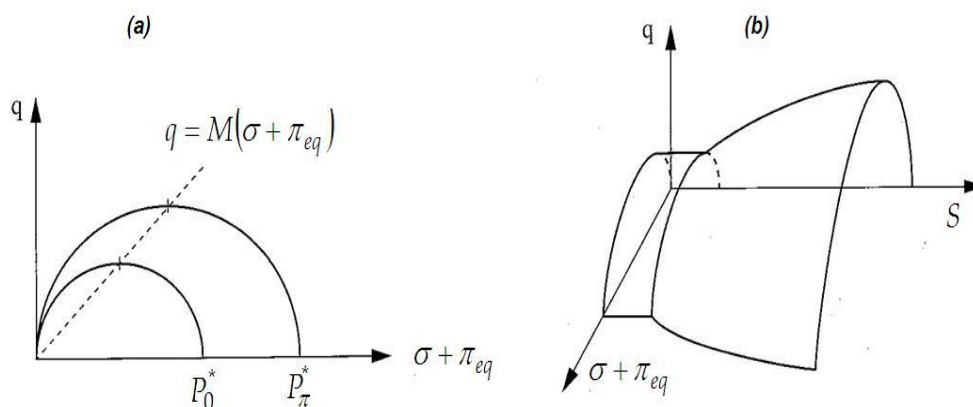


Figure.3-4. (a) domaine d'élasticité dans le plan $[(\sigma + \pi_{eq}), q]$ à pression capillaire constante ; (b) vue tridimensionnelle du critère de plasticité dans l'espace $[(\sigma + \pi_{eq}), q, S]$, (Coussy et Dangla 2002).

3.2.3.3. Modèle Modaressi et Abou-Bekr :

Dans *Modaressi et Abou-Bekr, 1994 a et b, Abou-Bekr, 1995* ; les auteurs proposent de définir un tenseur de contrainte capillaire en fonction de la succion ainsi que la densité et la granulométrie du matériau. Cette fonction est choisie de façon à :

- Assurer la continuité entre le domaine saturé et non saturé,
- Montrer un palier de valeur maximale pour des valeurs élevées de pressions capillaires.

L'expression de la fonction π_{eq} :

$$\pi_{eq} = \pi_{eq}^{max} th\left(\frac{S}{\pi_{eq}^{max}}\right) \quad [3-20]$$

π_{eq}^{max} Caractérise le palier de la succion maximale et « th » représente la fonction tangente hyperbolique. L'influence de la densité et la granulométrie sur la succion est prise en compte dans le paramètre π_{eq}^{max} qui s'écrit sous la forme suivante, déduite du modèle microstructural de *Taibi, 1994* :

$$\pi_{eq}^{max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot T_s}{K(e) \cdot \omega} \quad [3-21]$$

Où T_s est la tension superficielle à l'interface eau air, et le terme $\pi = 3.141$, $K(e)$ est une fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères donnée par :

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11 \quad [3-22]$$

La *figure 3-5* illustre la transition entre les deux états de saturation dans le plan (S, π_{eq}) . Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où π_{eq} est égale à π_{eq}^{max} .

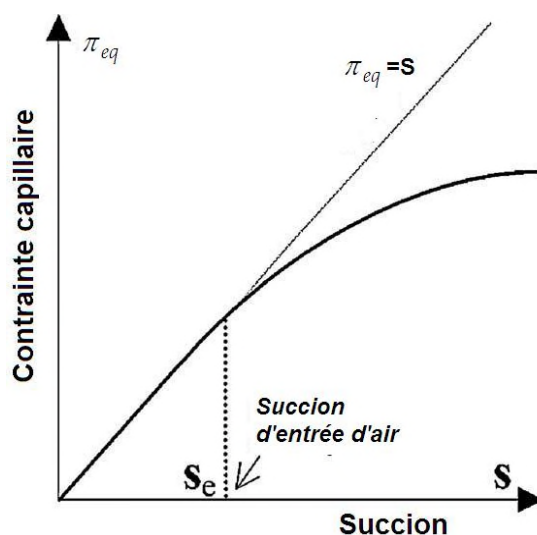


Figure.3-5. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion, (*Abou-Bekr, 1995*).

Selon le modèle microstructural de *Taibi, 1994*, D_{10} est le paramètre représentatif de ω . Des résultats sur le sable de *Perafita, (Hariwardoyo, 2002, cité dans Modaressi, 2004)* montrent

qu'en présence d'une quantité importante de fines, le paramètre ω peut-être inférieur à d_{10} (rapport de 1/20).

Le modèle proposé par les auteurs est l'extension aux sols non saturés du modèle multimécanisme de Hujieux (*Aubry et al, 1982 et Hujieux, 1985*). Le modèle est basé sur la décomposition des phénomènes irréversible en plusieurs mécanismes élémentaires couplés entre eux : un mécanisme isotrope et trois mécanismes déviatoriques qui permettent de prendre en compte les anisotropies initiales et induites. Chaque mécanisme déviatorique est relié à un plan qui a sa propre variable d'écroutissement correspondant à la distorsion sur ce plan, et son critère de rupture et de type Coulomb avec la fonction de charge de Cam-Clay. Ce modèle est essentiellement régi par l'influence de la succion sur l'indice des vides. Ainsi, les variations de la succion font évoluer la pression de préconsolidation (*pression critique*). Ceci est explicitement pris en compte dans le mécanisme isotrope. En terme de plasticité, ce ci est équivalent à une expansion du domaine élastique pris en compte par l'introduction d'une sorte de cohésion isotrope résultant de l'augmentation de la pression de consolidation due aux forces capillaires.

La fonction de charge isotrope est :

$$f_i = |P| + dP_{cri}^{ns} \cdot r_i \quad [3-23]$$

$$P_{cri}^{ns} = P_{cri} - R(S) \quad [3-24]$$

$$P_{cri} = P_{cri}^0 \exp(-\beta \varepsilon_v^p) \quad [3-25]$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{\beta} \frac{dp'}{p'} \quad [3-26]$$

$$P' = P - \pi_{eq} \quad [3-27]$$

P' : la pression moyenne effective.

P_{cri}^{ns} : Pression critique dans le domaine non saturé.

P_{cri} : Pression critique dans le domaine saturé, qui représente la pression de préconsolidation, à un coefficient de proportionnalité près.

P_{cri}^0 : Pression critique à l'état initial.

β : Compressibilité plastique.

r_i : Le degré de mobilisation du mécanisme « i » variant d'une valeur minimale déterminant le domaine élastique à l'unité correspondant à la plasticité parfaite. Son évolution est gérée par la variation de la déformation volumique plastique.

$R(S)$: Une fonction de la succion pour contrôler l'étendue du domaine élastique $= k' \pi_{eq}$, ou k' est un paramètre intrinsèque du matériau. Les auteurs affirment que cette fonction doit avoir des améliorations.

d : un paramètre mesurant la distance entre la droite d'état critique et la droite de consolidation isotrope normalement consolidé pour un sol saturé (Figure. 3-6).

D'après les résultats expérimentaux, l'ors d'un essai de drainage humidification (plan $[e, \log(S)]$), la courbe tend vers un palier horizontal lorsque la succion dépasse la succion de retrait (S_{SL}). Ce ci correspond à l'asymptote de la fonction π_{eq} .

D'es que la succion atteint la valeur de S_{SL} :

- Le matériau est considéré non saturé,
- L'auteur utilise la définition généralisée de la contrainte affective et l'expression de la fonction de charge isotrope.
- *Déformation élastique*

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dP}{K(P')} \quad [3-28]$$

- *Déformations déviatoires élastiques*

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G(P')} \quad [3-29]$$

$$K(P') = K_i \cdot p_{ref} \cdot \left(\frac{P'}{P_{ref}} \right)^n \quad \text{et} \quad G(P') = G_i \cdot p_{ref} \cdot \left(\frac{P'}{P_{ref}} \right)^n \quad [3-30]$$

K_i et G_i étant les modules à la pression de référence P_{ref} et n l'exposant élastique variant entre 0 et 1 suivant la nature du matériau.

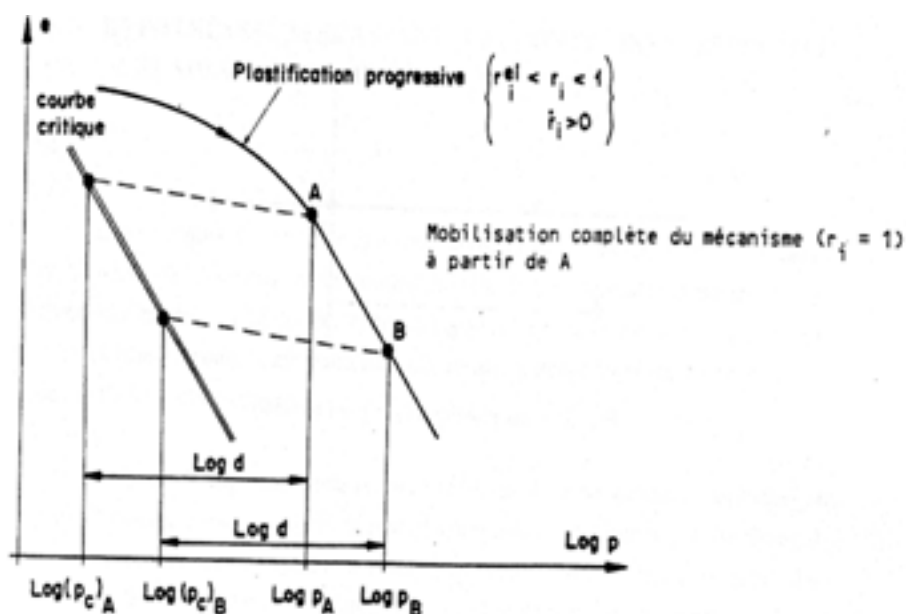


Figure.3-6. Mécanisme isotrope définition de paramètre d (Hajal, 1984).

- *Déformation plastique*

L'évolution de la déformation volumique plastique se fait selon la loi de dilatance de Roscoe :

$$\text{Mécanisme isotrope} \quad d\varepsilon_{vi}^p = d\xi_i \left(\frac{q_i}{P'_i} + \sin \psi \right) \quad [3-31]$$

Où ψ représente l'angle de dilatance, ξ_i est le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme i .

L'autre mécanisme de plasticité est la surface de charge de Cam-Clay, dans laquelle la notion de la mobilisation du mécanisme et la pression critique modifiée ont été introduites :

$$f_i = q' + MP'(1 - b \cdot \text{Ln} \frac{P'}{P_{cri}^{ns}}) r_i \quad [3-32]$$

q' ; est la contrainte effective déviatorique donnée par $\sqrt{3j_2(\sigma')}$ ou $j_2(\sigma')$ est le deuxième invariant du tenseur déviateur des contraintes effectives,

$M = 6 \sin \varphi / (3 - \sin \varphi)$, ou φ est l'angle de frottement intrinsèque du matériau, et qui est supposé constant pendant la non saturation. La variation de l'angle de frottement apparent est due à la non saturation est pris en compte par P_{cri}^{ns} qui couple les deux mécanismes.

r_k : Le degré de mobilisation du cisaillement définissant le rapport entre le cisaillement mobilisé par le mécanisme et le maximum du cisaillement mobilisable.

b : est un paramètre qui définit la forme de la surface de charge ($b=0$ correspond au critère Mohr-Coulomb, tandis que $b=1$ est celui de Cam-Clay).

Sur la *figure 3.7*, nous présentons les surfaces de charge dans les cas saturé ou sec ainsi que le cas non saturé.

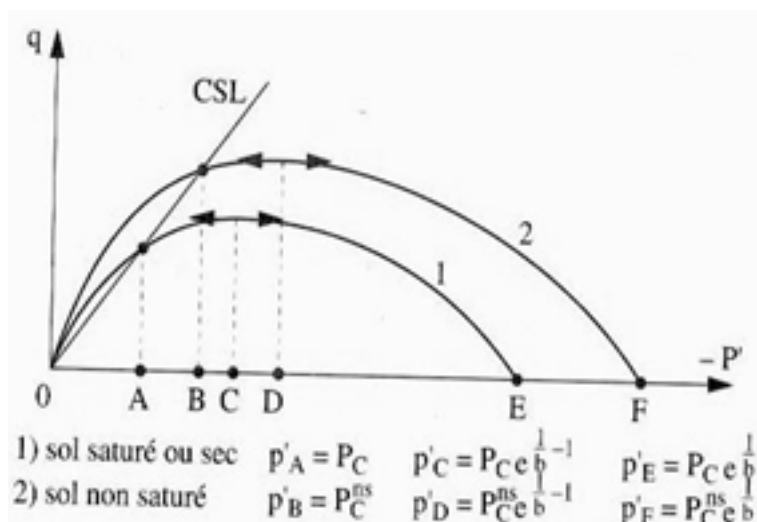


Figure.3-7. Surface de charge du mécanisme déviatoire ($P_C^{ns} = P_{cri}^{ns}$), (Abou-Bekr, 1995)

3.2.4. Concept de surface d'état :

Une autre approche de la modélisation du comportement des sols non saturés est basée sur le concept de surface d'état, introduit par *Matyas et Radhakrishna, 1968*. La surface d'état peut être définie comme le lieu des points représentant tous les états possibles de l'évolution d'une variable de déformation (indice des vides ou degré de saturation), en fonction de deux variables d'état de contrainte (suction et la contrainte nette) dans l'espace. Un exemple de surface d'état est donné sur la *figure 3-8* :

L'allure de la surface montre, en comparant le chemin de consolidation du sol élastique saturé (1) à celui à suction non nulle constante (2) dont la pente ($e/(\sigma - u_a)$) est moins forte, que la compressibilité diminue quand la valeur de la suction augmente, c'est-à-dire quand le sol est plus sec ;

Le chemin (3) à contrainte constante avec diminution de la suction correspond à une humidification sous charge constante, la figure présente un cas d'effondrement.

Le chemin (4) caractérise une humidification sous contrainte nulle, qui se produit avec une augmentation de l'indice des vides et représente un léger gonflement, que l'on peut relier au desserrement produit par le relâchement de l'attraction exercée entre les particules du sol du fait de la diminution de la suction. Ce léger gonflement se produit également pour des contraintes faibles.

Le chemin (5) est obtenu quand le relâchement de la suction se fait à volume constant et son intersection avec le plan $(\sigma - u_a, e)$ donne la valeur de contrainte de gonflement dans ces conditions. En dessous de cette valeur, l'humidification sous charge constante engendre un gonflement (cf. chemin 4) : au-dessus, il engendre une diminution de volume d'effondrement (cf. chemin 3) :

Un essai de compressibilité classique de sol compacté (chemin 6) suffisamment sec se fait pour une valeur de la suction S qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la suction.

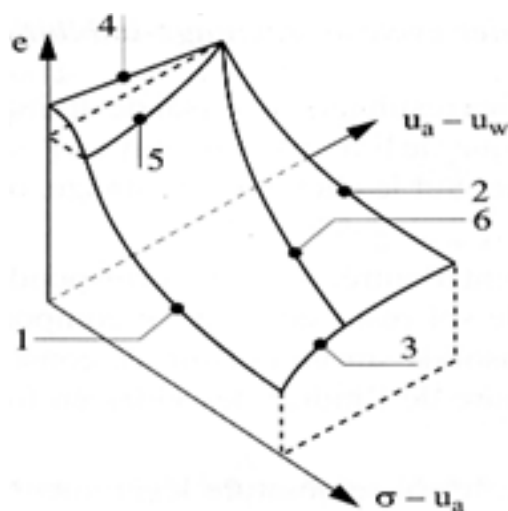


Figure.3-8. surface d'état obtenue par (*Matyas et Radhakrishna, 1968*).

Matyas et Radhakrishna, 1968 établissent également l'existence d'une surface caractéristique du degré de saturation.

L'existence de la surface d'état est cependant liée à des conditions restrictives de variations monotones de la succion; ce qui limite les chemins $(\sigma-u_a, u_a-u_w)$ possibles.

En pratique, les modèles élastiques les plus utilisés sont ceux faisant intervenir le concept de surface d'état, qui permettent d'introduire aisément les aspects non linéaires du comportement des sols non saturés (code de calcul UDAM par exemple).

Fredlund, 1979 donne les premières expressions de surfaces d'état en indices des vides et teneur en eau :

$$e = e_o - C_t \log (\sigma-u_a) - C_m \log (u_a-u_w) \quad [3-33]$$

$$w = w_o - D_t \log (\sigma-u_a) - D_m \log (u_a-u_w) \quad [3-34]$$

Dans ces relations, l'indice o indique les valeurs initiales tandis que C_t, C_m, D_t, D_m sont des paramètres.

Cette relation convient bien pour décrire l'évolution monotone de compression ne comportant pas d'effondrement, la relation reste applicable dans le domaine élastique de déchargement.

La proposition de *Lloret et Alonso, 1985* permet de prendre en compte les phénomènes de gonflement et d'effondrement en introduisant des coefficients de couplage contrainte succion (d et d') :

$$e = a + b \log (\sigma-u_a) + c \log (u_a-u_w) + d \log (\sigma-u_a) \log (u_a-u_w) \quad [3-35]$$

$$w = w_o + b' \log (\sigma-u_a) + c' \log (u_a-u_w) + d' \log (\sigma-u_a) \log (u_a-u_w) \quad [3-46]$$

où : a, b, b', c, c', d, d' sont des paramètres.

Afin d'analyser la stabilité des ouvrages en terre, *Alonso et al, 1987* on proposé le modèle élastique suivant :

- *Déformation volumique :*

$$d\varepsilon_v = \frac{d(\sigma - u_a)}{k} + \frac{d(u_a - u_w)}{F} \quad [3-37]$$

Avec k et F paramètres à déduire de l'expression de surface d'état et ε_v est la déformation volumique

La Déformation de cisaillement est donnée par la relation $\frac{dq}{3G}$, dont G est la module de cisaillement supposé fonction de la succion:

$$G = [G_0 + m(u_a - u_w)] \left[\left(1 - \frac{Rq}{\tau_f}\right) \right] \quad [3-38]$$

Où G_0 , m , R sont des paramètres constants et τ_f est le déviateur de contrainte à la rupture :

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [3-39]$$

Où ϕ^b est la pente de la surface de rupture dans le plan $[\tau, S]$, supposé indépendant de la succion.

Gatmiri et Delage, 1995 ont montré qu'une fois les paramètres G ou E et la loi hyperbolique sont donnés, l'expression de la surface d'état est définie. En d'autres termes les paramètres k , F et G de *Alonso et al, 1987* sont interdépendants. Pour respecter cette interdépendance et assurer la compatibilité globale entre les aspects volumique (*surface d'état*) et déviatorique du modèle, ils ont proposé les expressions suivantes pour la surface d'état :

$$e = \frac{1}{\exp \left(\frac{a \frac{(\sigma - u_a)}{P_{atm}} + b \left(1 - \frac{(\sigma - u_a)}{\sigma_e} \right) + \left(\frac{u_a - u_w}{P_{atm}} \right)}{K_b [1 \quad m]} \right)} \quad [3-40]$$

$$Sr = 1 - [a_s + d_s(\sigma - u_a)] [1 - \exp(\zeta(u_a - u_w))] \quad [3-41]$$

Avec K_b , a , b , a_s , b_s , c_s , sont des constantes, σ_e est la pression de gonflement.

3.2.5. Approche en variables d'états indépendantes

La notion de surface d'état fournit un outil pour décrire la variation de volume d'un sol non saturé en fonction des contraintes nettes et de la succion de façon simple. Ce raisonnement a conduit de nombreux chercheurs (*Bishop et Blight, 1963, Burland, 1964...*) à adopter des approches en variables d'état indépendantes.

Cette évolution fut renforcée à partir de 1977 lorsque *Ferdlund et Morgenstern, 1977* démontrèrent que, parmi les trois variables $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ et $(u_a - u_w)$, n'importe quelle paire convient pour décrire le comportement des sols non saturés. Les deux variables les plus utilisées actuellement sont la contrainte totale nette $(\sigma - u_a)$ et la succion $S = (u_a - u_w)$. Parmi les lois élastoplastiques proposées, il semble que les modèles *d'Alonso et al, 1990* soit les plus intéressants.

3.2.5.1. Modèles élastoplastiques de Barcelone

Le modèle de Barcelone BBM (Barcelona Basic Model), présenté par *Alonso et al, 1987 et Alonso et al, 1990*, est une extension au cas non saturé du modèle de Cam-Clay Modifié développé à l'université de Cambridge, pour les sols argileux saturés. Il permet de rendre compte d'un nombre important de phénomènes spécifiques aux sols non saturés :

- La contrainte de préconsolidation et la rigidité du sol augmentent avec la succion.
- Après effondrement, le sol saturé se trouve dans un état normalement consolidé.
- La résistance à la rupture augmente avec la succion.
- L'existence d'une droite d'état critique à succion constante.

Du point de vue volumique, ces aspects sont pris en compte par le modèle de Barcelone de la façon indiquée sur la *figure 3-9a* qui représente les variations du volume spécifique $v=(1+e)$ en fonction du logarithmique de la contrainte nette. Si l'on présente également des essais dans un plan succion contrainte, on observe que le lien des pressions de préconsolidation à la forme particulière indiquée sur la *figure 3-9b*, compatible avec l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion. Ce lien est appelé *courbe LC (pour Loading Collapse)*. Comme elle représente la limite d'une zone élastique et le lieu à partir duquel se développe une déformation plastique, la courbe *LC* est en fait une surface de charge.

A l'état saturé, c'est-à-dire sur l'axe des abscisses ($S=0$), qui coupe la courbe *LC* au point (P_0^*), on retrouve le comportement classique des sols saturés, caractériser par un écrouissage des contraintes, défini par l'augmentation de la pression de préconsolidation P_0^* , pour tout chargement normalement consolidé à des valeurs supérieures à P_0^* .

L'expérience montre que ce déplacement de P_0^* déplace l'ensemble de la courbe *LC*, ce qui veut dire qu'un chargement plastique réalisé à une valeur donnée de succion (y compris zéro), affecte la réponse volumique à succion contrôlée à toute valeur de succion.

Le modèle est tel que, pour déplacement de la courbe *LC* donné, la déformation volumique plastique, qui constitue le paramètre d'écrouissage, est définie par la déformation engendrée à l'état saturé ($S=0$) par le déplacement de P_0^* .

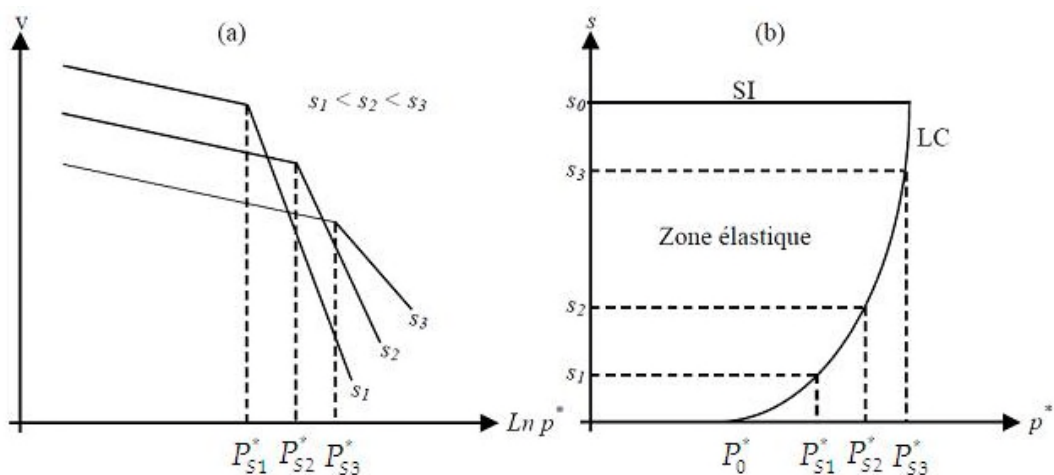


Figure.3-9. Description de la réponse volumique par le modèle BBM, (Alonso et al, 1990).

D'autres aspects importants du comportement, intégrés dans le modèle, sont décrits ci dessous :

- Aspect1 : Lors d'une humidification, le sol gonfle sous faible contrainte et s'effondre sous forte contrainte.
- Aspect2 : Un cycle de succion ayant engendré des déformations irréversibles augmente la pression de préconsolidation.

Le premier aspect est modélisé par l'utilisation d'une surface de charge en succion appelée *SI* (pour *Succion Increase*), également représentée sur la figure 3-9b, il s'agit d'une ligne horizontale, placée à la plus haute succion connue par le sol.

L'ensemble des deux surfaces *SI* et *LC* délimitent une zone élastique, dans laquelle les réponses aux cycles de contraintes et de succions sont réversibles.

La courbe *LC* peut être mobilisée par des chemins verticaux descendants, à des niveaux de contrainte supérieurs à P_0^* . Ceci correspond à une diminution de succion par humidification. Partant d'un point donné sous une succion S_1 et une contrainte $P_1^* > P_0^*$ (Point A sur la figure 3-10) la réduction de la succion dans la zone élastique engendre tout d'abord un gonflement élastique, quand le chemin vertical descendant atteint la courbe *LC*, il la déplace vers le droite, pour que l'intersection de *LC* avec l'axe des abscisses soit finalement située au point P_1^* , qui est la nouvelle valeur de la contrainte de préconsolidation P_1^* . Cette diminution de volume, définie par le déplacement de *LC* depuis P_0^* jusqu'à P_1^* (LC_f), correspond à un effondrement sous humidification. Elle est égale à celle que l'on aurait obtenue en comprimant le sol saturé ($S=0$) de P_0^* à P_1^* . Le modèle reproduit donc bien le premier aspect du comportement.

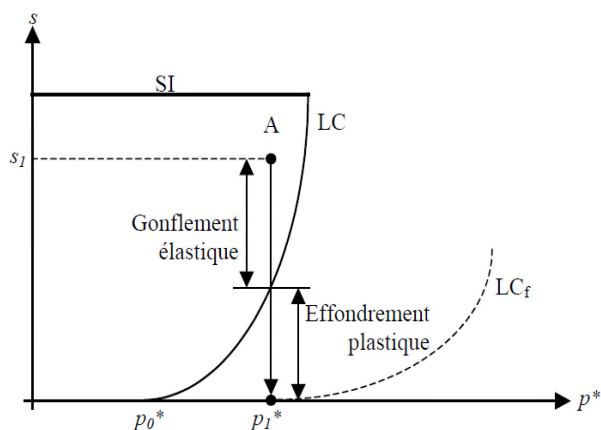


Figure.3-10. Effondrement représenté par le modèle BBM, (Alonso et al, 1990).

Le deuxième aspect est pris en compte en considérant le couplage entre *SI* et *LC*. On admet qu'un déplacement de *SI* déplacera, par couplage, *LC* vers la droite (chemin II, Figure. 3-11). Ainsi lors d'un cycle de succion au-dessus de la valeur maximale connue, on verra la pression de préconsolidation augmenter : en d'autres termes, l'écroutissage en succion entraîne un écroutissage couplé en contrainte. En revanche, l'accroissement de contrainte sous succion constante (Chemin I, Figure. 3-11), se traduit par un déplacement de la courbe *LC* vers la droite correspondante à l'élargissement de la zone élastique sans le déplacement de la courbe *SI*.

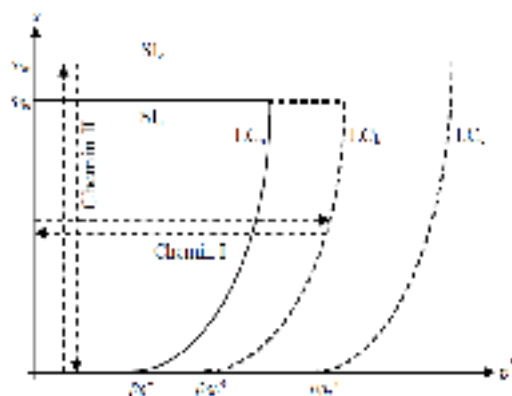


Figure.3-11. Couplage entre *LC* et *SI*, (Alonso et al, 1990).

Le modèle est complété dans l'espace triaxial en considérant le modèle Cam-Clay modifié, dans un espace q , p^* et S (Figure. 3-12), ce qui permet d'intégrer les aspects relatifs au comportement déviatorique.

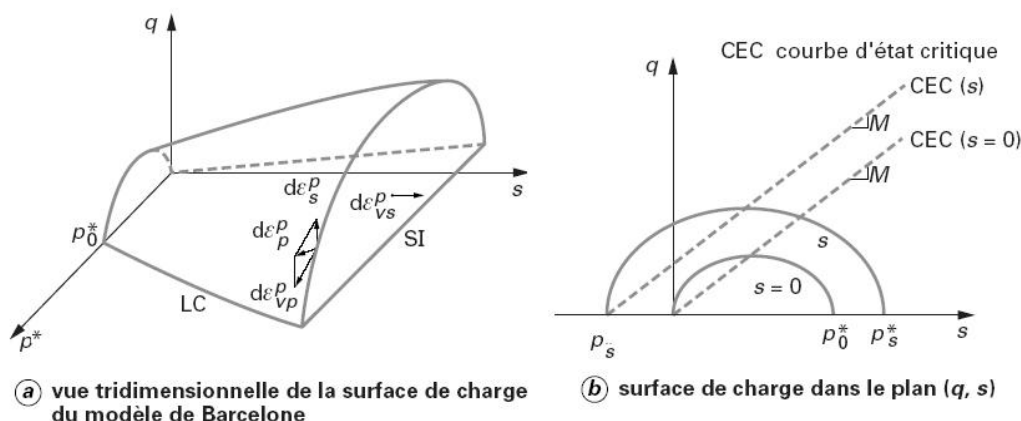


Figure.3-12. Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxial q, P^*, S , (Alonso et al, 1990).

L'écrouissage volumique entraîne un agrandissement de l'ellipse représentée en plan sur la figure 3-12b, ce qui illustre l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion. La formulation mathématique du modèle est donnée comme suit :

- Déformation élastique sous les effets de contrainte et de succion :

Déformation volumique :

$$d\varepsilon_v^e = -\frac{\kappa_0}{v_0} \frac{dP^*}{P^*} - \frac{\kappa_s}{v_0} \frac{dS}{(S + P_{atm})}. \quad [3-42]$$

Déformation au cisaillement :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad [3-42]$$

- Expression de la surface de charge elliptique, paramètre par la succion :

$$F1 = q^2 - M^2 (P^* + P_s) (P_0^* - P_s^*) \quad [3-43]$$

Alonso et al, 1990. considèrent que la succion n'a pas d'influence sur la pente M . Cette dernière est liée directement à l'angle de frottement interne en compression : φ . Ils considèrent également que la résistance en extension triaxiale P_s varie linéairement avec la succion :

$$P_s = k \cdot S \quad [3-44]$$

où k est un paramètre constant du modèle, qui contrôle l'augmentation de la cohésion apparente avec la succion. La résistance en extension triaxiale P_s est liée aussi à la cohésion et l'angle de frottement interne φ , par la relation :

$$P_s = \frac{C}{\text{tg}\varphi_c} \quad [3-45]$$

Donc $C = S \cdot \text{tg}\varphi$

- Expression de la courbe LC :

$$P_s^* = P^c \left[\frac{P_0^*}{P^c} \right]^{\frac{\lambda_0 - \kappa_0}{\lambda_s - \kappa_0}} \quad [3-46]$$

Remarque : l'équation (3-46) représente une droite verticale dans le plan $[P^*, S]$, lorsque $P^c = P_0^*$. Cela implique que la succion n'a pas d'effet sur la pression de préconsolidation. L'existence de cette droite n'a jamais été vérifiée expérimentalement. Enfin, il n'est pas possible de déterminer directement la valeur de P^c par voie expérimentale. Une analyse est toujours nécessaire, car la courbe LC est fortement influencée par la valeur de P^c .

Wheeler et al, 2002 ont proposé une méthode simple et précise pour identifier la valeur de P^c . Elle consiste à tracer les courbes de compression normale isotrope pour différentes valeurs de succion dans le plan : $[v + \kappa_s \ln((S + P_{atm})/P_{atm}), P^*]$ (Figure. 3-13). Si le comportement du sol suit le modèle BBM, les courbes doivent se croiser en un seul point qui permet d'identifier la valeur de P^c . Toutefois, il faut que la valeur de P^c soit significativement inférieure à la plus petite valeur probablement prise par le paramètre P_0^* dans une application donnée.

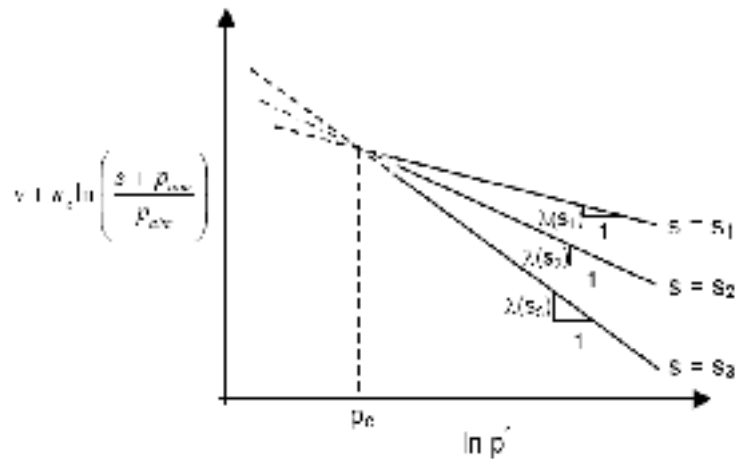


Figure.3-13. Procédure proposée par Wheeler et al pour déterminer P_c , (Wheeler et al, 2002).

Le coefficient λ_s est la pente plastique de la courbe de compressibilité à une succion donnée. Il varie en fonction de la succion suivant la fonction suivante :

$$\lambda_s = \lambda_0 [(1 - r) \exp(-\beta \cdot S) + r] \quad [3-47]$$

Cette relation asymptotique indique comment la rigidité du sol augmente avec la succion: la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente, mais elle ne diminue pas de façon indéfinie, ce qui est observé dans la pratique. r est un paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)} / \lambda_0$ et β un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion.

- Surface de charge SI :

$$F_2 = S - S_0 \quad [3-48]$$

Avec S_0 limité élastique en succion.

- Règle d'écoulement non associée :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 (2P^* + P_s - P_0^*)}{2q\alpha} \quad [3-49]$$

$d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_s^p$: Respectivement les incréments de déformations plastiques volumétriques et de cisaillement. Alonso et al, suggèrent de déterminer le coefficient α de telle sorte que la règle d'écoulement conduise à une déformation latérale nulle pour un état de contrainte défini par le coefficient de pression des terres au repos K_0 donné par la formule de Jaky : $K_0 = 1 - \sin\phi = (6 - 2M) / (6 + M)$. On obtient :

$$\alpha = \frac{M(9 - M)(3 - M)}{9(6 - M)} \frac{\lambda_0}{\lambda_0 - \kappa_0} \quad [3-50]$$

Ce paramètre α , permet en effet de mieux représenter le comportement du sol saturé.

- *Lois d'écrouissages :*

Loi d'écrouissage en chargement :

$$\frac{dP_0^*}{P_0^*} = \frac{v}{\lambda_0 - \kappa_0} d\varepsilon_v^p \quad [3-51]$$

Loi d'écrouissage en succion :

$$\frac{dS_0}{(S_0 + P_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_{vs}^p \quad [3-52]$$

Avec $d\varepsilon_v^p$: déformation volumique plastique totale définie par :

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad [3-53]$$

On observe qu'avec les deux lois d'écrouissage ainsi définies, un déplacement de SI défini par $S > 0$, correspond à une déformation volumique totale $d\varepsilon_{vs}^p > 0$.

Cet apport à la déformation volumique totale $d\varepsilon_v^p$ va produire une augmentation de dp_0^* qui correspond à un déplacement de la courbe LC . C'est ainsi qu'est réalisé mathématiquement le couplage défini par la *figure 3-11*. Pour obtenir la relation incrémentale contrainte-déformation, il suffit d'appliquer les conditions de consistance.

$$dF_1 = 0 \text{ et } dF_2 = 0 \quad [3-54]$$

Ce modèle permet de décrire correctement la plupart des phénomènes observés sur les sols non saturés. Il s'agit notamment de l'effondrement sous charge, de l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, et de la dépendance du résultat d'un essai vis-à-vis du chemin de contrainte.

Certaines limites peuvent cependant être décelées dans ce modèle, en plus du cas particulier des sols fortement expansifs. L'effondrement n'augmente pas indéfiniment avec la charge verticale, la pente λ_s varie de manière monotone alors que certains auteurs mettent en évidence des comportements plus complexes (*cf. chap2*). De plus, le gonflement irréversible n'est pas pris en compte, de même que l'augmentation de la compressibilité du sol associée au gonflement. Aucune indication de l'effet de la densité sur les contraintes de gonflement n'est donnée dans le modèle, et les effets à long terme ou

osmotiques ne sont pas pris en compte dans ce modèle. En fin, le modèle ne prend pas en considération le cas des sols saturés à succion non nulle.

Plusieurs autres lois ont été développées dans le même cadre des variables d'état indépendantes en faisant appel à la notion d'état critique. Certaines modifications mineures ont été apportées au modèle BBM, en vue d'adapter les résultats des modèles aux observations expérimentales.

3.2.5.2. Modèle de Wheeler et Sivakumar

Le modèle de *Wheeler et Sivakumar, 1995* a été développé à partir des résultats d'une série d'essais triaxiaux à succion contrôlée sur des échantillons de kaolinite compactés.

L'équation de *LC* devient :

$$(\lambda_s - \kappa_0) \ln\left(\frac{P_0^*}{P_{atm}}\right) = (\lambda_0 - \kappa_0) \ln\left(\frac{P_0^*}{P_{atm}}\right) + N_s - N_0 + \kappa_s \ln\left(\frac{S + P_{atm}}{P_{atm}}\right) \quad [3-55]$$

Et les variations de volume spécifique sont données comme suit :

$$v = N_0 - \lambda_0 \ln\left(\frac{P_0^*}{P_{atm}}\right) - \kappa_s \ln\left(\frac{S + P_{atm}}{P_{atm}}\right) - \kappa_0 \ln\left(\frac{P_s^*}{P_0}\right) \quad [3-56]$$

où N_s représente le volume spécifique correspondant à la pression de référence sur la courbe vierge de compressibilité. Il dépend de la succion. N_0 est la valeur correspondante en état saturé.

Selon cette équation, la pression atmosphérique est prise comme pression de référence. Cela évite d'utiliser une pression de référence P^c difficile à déterminer comme dans le modèle *LC d'Alonso et al, 1990*. Les termes N_s et λ_s ont une signification physique et sont aisés à déterminer expérimentalement. L'inconvénient est qu'il faut définir une nouvelle fonction v_s .

D'autre part, une fonction empirique λ_s est introduite afin de reproduire les résultats expérimentaux spécifiques. Selon ceux-ci, la pente λ_s en état non saturé est plus grande (*sol plus compressible*) qu'en état saturé, ce qui est opposé à ce qui est postulé dans le modèle *d'Alonso et al, 1990*.

L'influence de la succion sur la ligne d'état critique est prise en compte dans le modèle. L'état critique est donné par les équations suivantes :

$$q = M_s P_{cri}^* + \mu_s \quad \text{dans le plan } [P^*, q] \quad [3-57]$$

$$v = \Gamma_s - \psi_s \ln\left(\frac{P_{cri}}{P_{atm}}\right) \quad \text{dans le plan } [v, P^*] \quad [3-58]$$

Où, M_s représente la pente de la droite d'état critique dans le plan $[P^*, q]$, Γ_s représente le volume spécifique correspondant à la pression de référence P_{atm} sur la droite d'état de critique dans le plan (v, P^*) et ψ_s est la pente de cette droite (échelle logarithmique pour P^*). Ils sont fonctions de la succion.

P_{cri} est la contrainte nette moyenne en état critique et est liée à la pression de préconsolidation correspondante P_s^* par :

$$(\psi_s - \kappa_0) \ln\left(\frac{P_{cri}}{P_{atm}}\right) = (\lambda_s - \kappa_0) \ln\left(\frac{P_s^*}{P_{atm}}\right) + \Gamma_s - N_s \quad [3-59]$$

La surface de plasticité dans le plan (P^*, q) à une succion donnée est représentée à la figure 3-14. La partie reliant les points A et B sont définis par l'équation suivante :

$$q^2 = M_*^2 (P_s^* - P^*) (P^* + P_s^* - 2P_{cri}) \quad [3-60]$$

où la pression de préconsolidation P_s^* varie avec la succion selon l'équation (3.46) (courbe LC) ; M_* varie en fonction de la succion selon :

$$M_* = \frac{M_s P_{cri} + \mu_s}{P_s^* - P_{cri}} \quad [3-61]$$

Par rapport au modèle BBM, les avantages de ce modèle sont :

- tous les paramètres peuvent être déterminés expérimentalement,
- l'évolution de l'état critique avec la succion est prise en compte.

Cependant, les fonctions empiriques N_s , λ_s , Ψ_s , Γ_s , μ_s et M_s doivent être introduites explicitement dans le modèle. Cela augmente inévitablement le nombre de paramètres, mais offre toutefois plus de liberté pour adapter le modèle aux résultats expérimentaux.

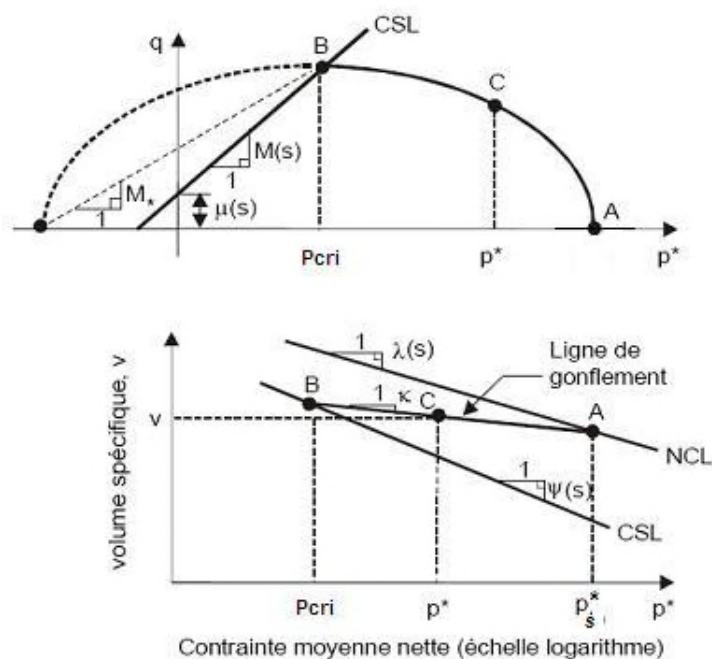


Figure.3-14. Surface de plasticité dans le plan $[P^*, q]$ à une succion donnée, (Wheeler et Sivakumar, 1995).

3.2.5.3. Modèle de Cui et Delage, 1996

Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée obtenus par *Cui et Delage, 1996* sur le limon de Jossigny compacté à l'Optimum Proctor Normal mettent en évidence l'anisotropie de l'état initial de contrainte induit par le compactage. Cette anisotropie est révélée par une surface de plasticité apparemment inclinée dans le plan $[P^*, q]$, (*Figure. 3-15*). L'expression de la surface de charge est donnée comme suite :

$$f = b^2(P^* \cos \theta + q \sin \theta - c)^2 + a^2(-P^* \sin \theta + q \cos \theta)^2 - a^2b^2 = 0 \quad [3-62]$$

Où a et b sont les longueurs des axes majeur et mineur de l'ellipse, c et θ désignent la position et l'inclinaison de l'ellipse et P^* et q sont les contraintes moyenne et déviatoire. Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$a = \frac{P_s^* P_k^* \cos^2 \theta + [(P_s^* / P_s) - 1] P_k^{*2}}{2P_s^* \cos^3 \theta + 2[(P_s^* / P_s) - 1] P_k^* \cos \theta} \quad [3-63]$$

$$b^2 = \frac{ctg\theta [P_s^* P_s \sin 2\theta + c \sin \theta (P_s^* - P_s)]}{2c - (P_s^* - P_s) \cos \theta} \quad [3-64]$$

$$c = \frac{[(P_s^* / P_s) - 1] P_k^2}{2P_s^* \cos^3 \theta + 2[(P_s^* / P_s) - 1] P_k \cos \theta} \quad [3-65]$$

$$\tan \theta = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad [3-66]$$

Où, P_k est la projection sur l'axe P^* de l'intersection entre la droite de pente K_0 et l'ellipse (*Figure. 3-15*). Les résultats expérimentaux montrent que le rapport P_k/P_s^* est approximativement indépendant de la succion.

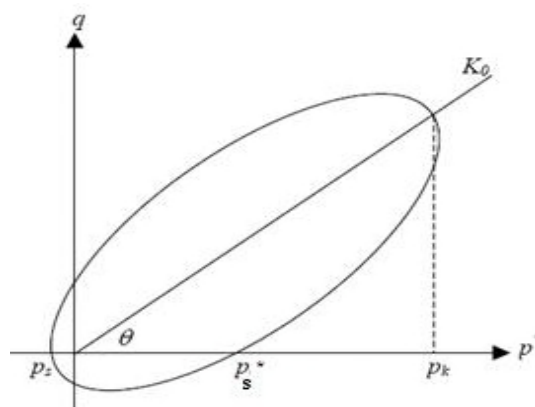


Figure.3-15. Surface de charge elliptique inclinée (*Cui et Delage, 1996*).

P_s : est l'autre intersection entre l'ellipse et l'axe de contrainte P^* , pour $P^* < 0$ (Figure. 3-15). Il est difficile de l'obtenir expérimentalement, il nécessite des expériences supplémentaires. La variation de P_s avec la succion dans le modèle BBM est supposée linéaire ($P_s = k S$), et peut être déduite par des essais triaxiaux à succion contrôlée.

3.3. INTRODUCTION DU VOLUME D'EAU SPÉCIFIQUE OU DU DEGRÉ DE SATURATION COMME 4EME VARIABLE D'ETAT

Dans le modèle de Barcelone (BBM) présenté précédemment, la définition des variations de teneur en eau n'est pas considérée. Il ne fournit aucune information sur la variation de la teneur en eau (w) ou du degré de saturation (S_r). Ce modèle ne peut donc pas être utilisé, par exemple, pour prédire le comportement du sol non saturé durant un chargement non drainé lorsque la variation de la succion est déterminée par la condition que la teneur en eau demeure constante. Cette partie manquante du modèle BBM a été complétée par *Wheeler, 1996* en introduisant :

Le volume d'eau spécifique v_w (le volume de l'eau et des solides dans un élément de sol contenant une unité de volume de solides, définie par :

$$v_w = 1 + e S_r = 1 + w G_s = v - e_a \quad [3-67]$$

e_a : représente l'indice des vides d'air, et qui est exprimé par la relation suivante :

$$e_a = (1 - S_r)e = A(S) - \alpha(S) \ln \left(\frac{P_0^*}{P_{atm}} \right) \quad [3-68]$$

Où, $A(s)$ et $\alpha(s)$ sont deux paramètres qui dépendent de la succion, avec $A(s) = \alpha(s) = 0$ si $S = 0$.

Sachant que *Wheeler* a déduit les variations de volume d'eau spécifique élastique (dv_w^e) et plastique (dv_w^p) de la variation volumique totale :

$$dv_w^e = -\frac{\kappa_s dP^*}{P^*} - \left\{ \frac{\kappa_s}{S + P_{atm}} + \frac{d(A(S))}{dS} - \frac{d(\alpha(s))}{dS} \ln \left[\frac{P_0^*}{P_{atm}} \right] \right\} dS \quad [3-69]$$

$$dv_w^p = -[\lambda_0 - \kappa_0 - \alpha(S)] \frac{dP_0^*}{P_0^*} \quad [3-70]$$

La loi d'écoulement se présente comme suite :

$$\frac{dv_w^e}{dv_w^p} = \frac{\lambda_0 - \kappa_0 - \alpha(S)}{\lambda_0 - \kappa_0} \quad [3-71]$$

Rampino et al, 2000 ont utilisé le degré de saturation (S_r) à la place du volume d'eau spécifique (v_w) dans la construction de leur modèle :

$$S_r = \Gamma_{sr}(S) - \psi_{sr}(S) \ln \left(\frac{P^*}{P_{ref}^*} \right) \quad [3-72]$$

où $\Gamma_{sr}(S)$ est le degré de saturation sous la contrainte moyenne nette de référence P^*_{ref} et ψ_{sr} est la pente de la courbe donnant la variation du degré de saturation en fonction de la contrainte moyenne nette dans le plan $[S_r, (\ln P^*)]$. Selon les résultats de *Rampino et al, 2000*, cette courbe est une droite. Ces deux paramètres qui dépendent de la succion ne sont pas facilement déterminables.

Gallipoli et al, 2003 ont présenté un modèle élastoplastique pour des sols non saturés qui prend explicitement en compte les mécanismes par lesquels la succion affecte le comportement mécanique ainsi que leur dépendance vis-à-vis du degré de saturation. Le modèle proposé est formulé en termes de deux variables constitutives directement liées à ces mécanismes de succion

En se basant sur l'équation de Bishop (Équation. 3-2), *Gallipoli et al, 2003 a et b*, considèrent que le paramètre $\chi = S_r$, et une autre variante constitutive scalaire supplémentaire, ξ , qui est liée à la magnitude de l'effet d'adhérence exercé par l'eau de ménisque aux contacts entre particules. Cette variable est fonction du degré de saturation de l'air $(1 - S_r)$ et de la succion S .

$$\xi = f(s)(1 - S_r) \quad [3-73]$$

La fonction $f(S)$ varie d'une manière monotone entre 1 et 1,5 pour des valeurs de succion qui varient entre 0 et l'infini respectivement (Figure. 3-16).

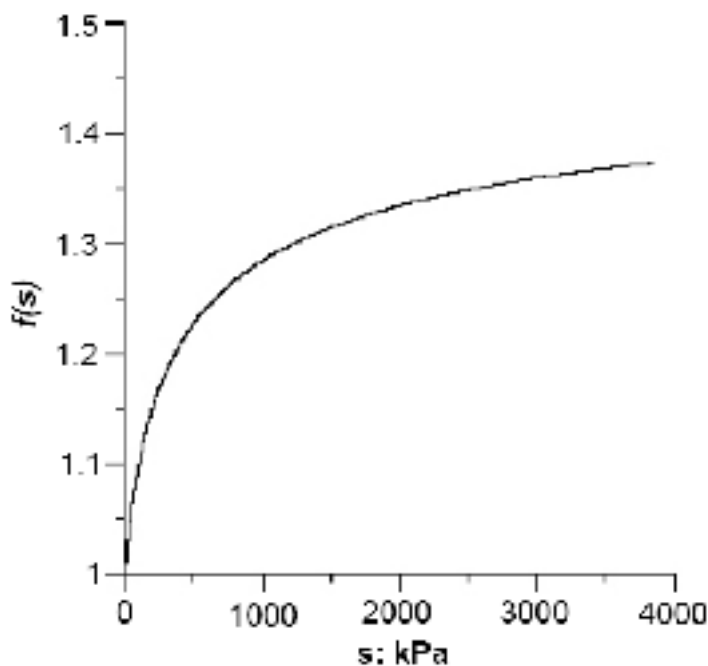


Figure.3-16. Forme typique de la fonction $f(s)$ (*Gallipoli et al, 2003*)

D'après les données expérimentales de *Sivakumar, 1993 et Shama, 1998, Gallipoli et al, 2003*, ont montré que pour un état de contrainte isotrope, le rapport, e/e_s , entre l'indice des vides dans les conditions non saturés, e , et l'indice des vides correspondant à l'état saturé, e_s , est une fonction unique de la variable ξ (Figure. 3-17) :

$$\frac{e}{e_s} = 1 - a.[1 - \exp(b.\xi)] \quad [3-74]$$

avec a et b deux paramètres d'ajustement. Gallipoli et al, 2003 ont montré que cette équation (Équation. 3-74) peut également prédire précisément les valeurs des indices des vides pour des états de contraintes déviatorique (Figure. 3-18).

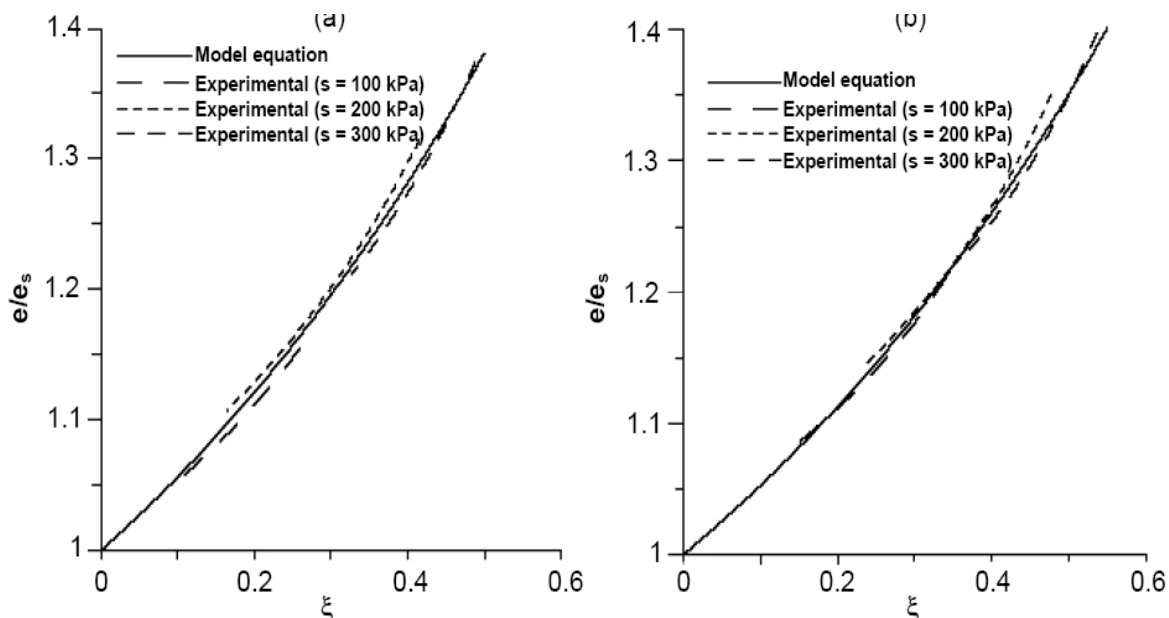


Figure.3-17. Relation entre le rapport e/e_s et la variable ξ lors d'un chargement isotrope à succion constante (Gallipoli et al, 2003) : a) données expérimentales de Sharma, 1998 ; b) données expérimentales de Sivakumar, 1993

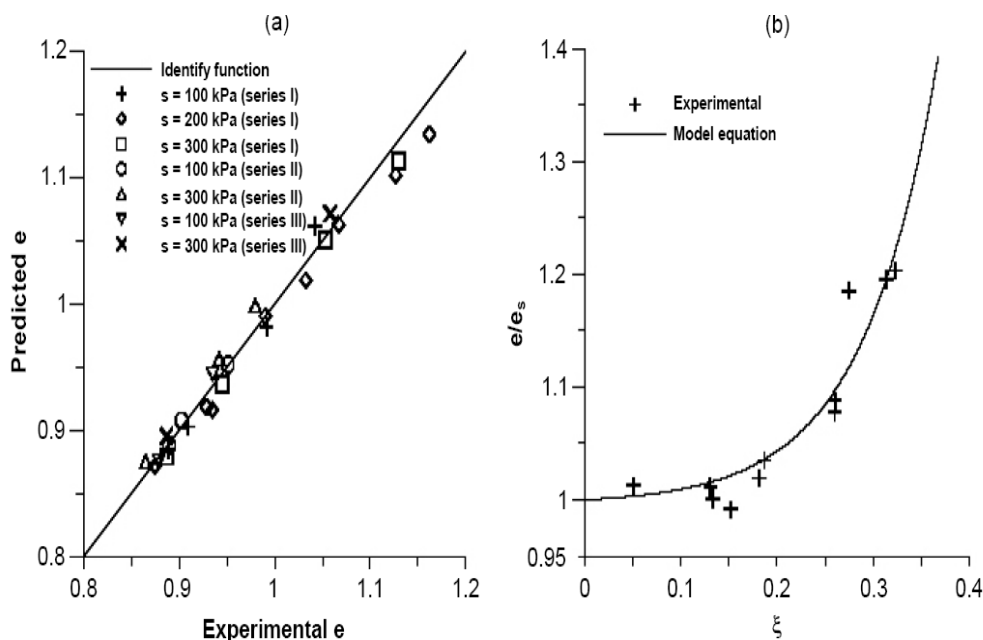


Figure.3-18. Extension de l'équation (3-83) pour des états de contraintes déviatoriques (Gallipoli et al, 2003) : a) comparaison entre les indices des vides expérimentaux et ceux prédits par l'équation (3-83) (essais triaxiaux réalisés par Sivakumar, 2003 et Wheeler et Sivakumar, 2000) ; b) relation entre le rapport e/e_s et la variable ξ lors d'un chargement déviatorique (essais triaxiaux réalisés par Toll, 1990).

Le modèle de *Gallipoli et al, 2003* a été formulé pour des états de contrainte isotrope. La formulation de ce modèle requiert la définition :

- d'une surface d'état de compression normale, qui relie la valeur de l'indice des vides, e , la contrainte effective moyenne isotrope, P' , et la variable ξ lors du comportement irréversible du sol ;
- d'une expression incrémentale qui relie la portion élastique du changement de l'indice de vide, e , aux changements de la contrainte effective moyenne isotrope, P' , et de la variable ξ .

Gallipoli et al, 2003 ont montré que ce modèle, malgré sa simplicité, reproduit correctement bien des caractéristiques importantes du comportement d'un sol non saturé. La *figure 3-19* montre la comparaison entre les résultats expérimentaux, obtenus par *Sharma, 1998* sur un mélange de bentonite et de kaolin compacté, et les prédictions du modèle pour trois essais de chargement isotrope à succion contrôlée (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa respectivement). Un bon accord entre la réponse du sol et les prédictions du modèle a été observé. Cette figure montre également que le modèle proposé permet de prédire correctement les contraintes à partir desquelles les déformations plastiques apparaissent.

Les *figures 3-20a et 3-20b* représentent la comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions du modèle pour des cycles d'humidification-drainage sous des contraintes isotropes nettes de 50 kPa et 10 kPa respectivement (essais expérimentaux réalisés par *Sharma, 1998* sur un mélange compacté de bentonite et de kaolin). Cette comparaison montre que, bien qu'une seule surface de charge ait été utilisée dans la formulation du modèle, le comportement irréversible dans les cycles humidification-drainage est bien représenté.

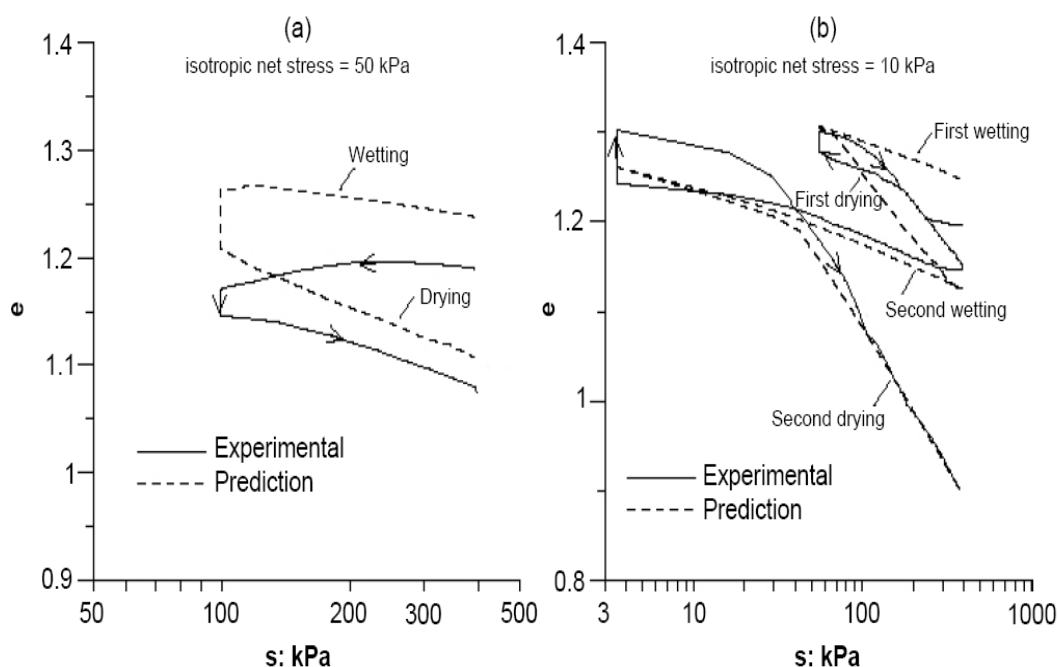


Figure.3-19. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques des cycles d'humidification-séchage sous contraintes isotropes nettes constantes (*Gallipoli et al, 2003*)

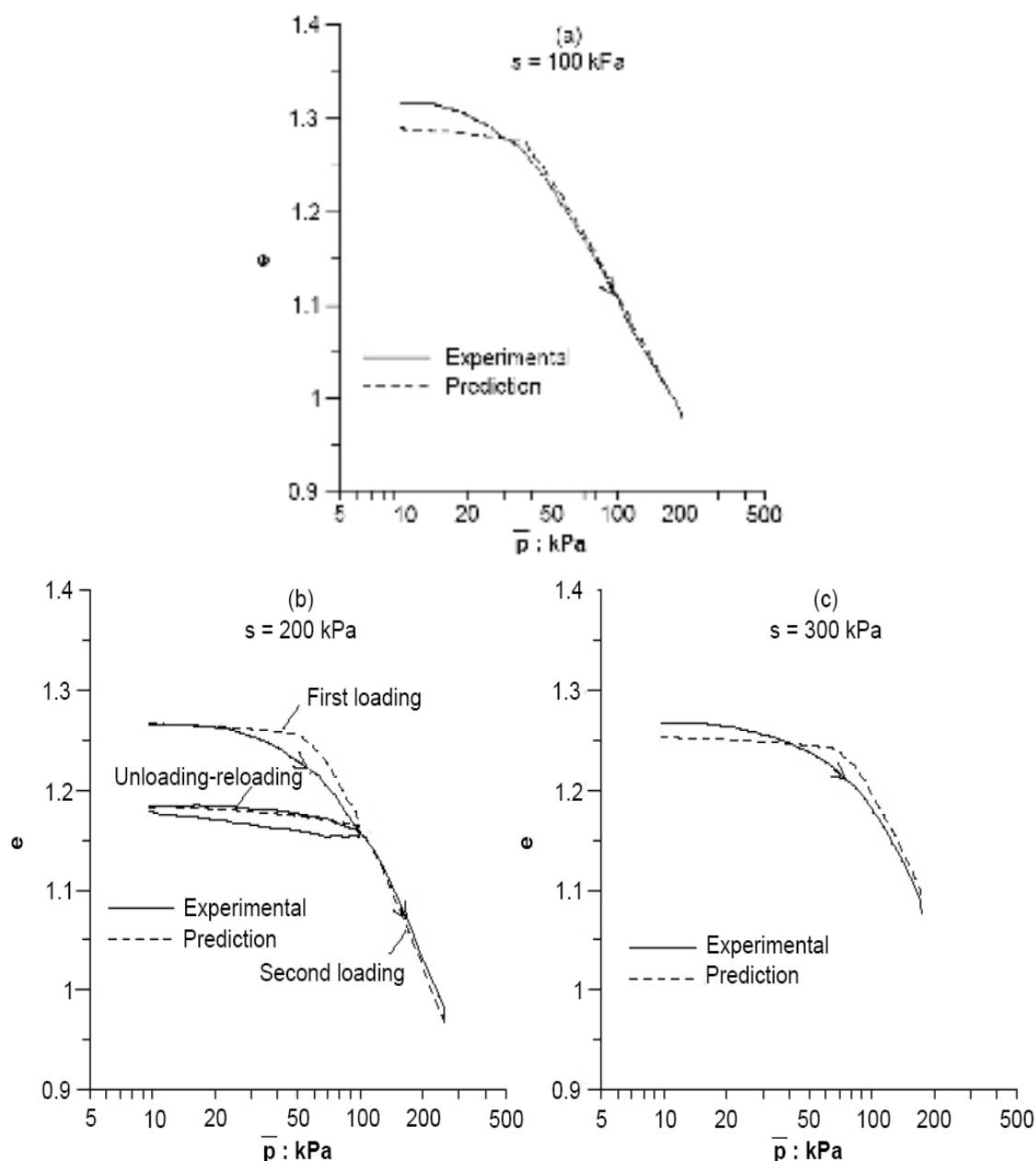


Figure.3-20. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques de trois essais de chargement isotrope à succion contrôlée (Gallipoli et al, 2003)

Enfin, la figure 3-21 montre la comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions du modèle pour deux essais de chargement isotrope à succion constante ($S = 300$ kPa) où la dépendance de la pente de compression vierge vis-à-vis du chemin de contrainte hydrique suivi a été observée. Elle montre que le modèle est capable de prendre en compte la dépendance de la réponse du sol pendant le chargement isotrope à succion constante de la succion qu'a connu le sol au cours de son histoire.

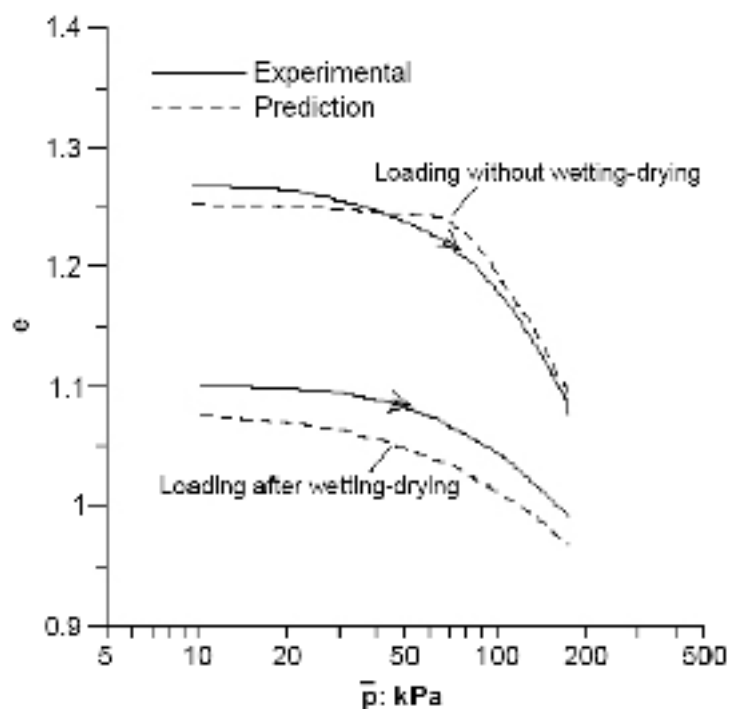


Figure.3-21. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques de deux essais de chargement isotrope à succion contrôlée (données expérimentales de Sharma, 1998) (Gallipoli et al, 2003)

3.4. MODELE DE COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS FORTEMENT COMPACTES (YAHIA-AÏSSA, 1999 ; CUI et al, 2001) *

3.4.1. Présentation générale

Yahia-Aïssa, 1999 et Cui et al, 2001 ont présenté un modèle élastique non linéaire permettant de décrire le comportement des sols gonflants fortement compactés. Ce modèle est basé sur des observations expérimentales obtenues sur l'argile FoCa₇ dont voici les principales :

- les essais d'humidification-drainage et de chargement-déchargement ont montré un comportement réversible, relié à l'absence de l'effondrement des macropores (Figures. 2-34, 2-15, 2-27) ;
- les indices des vides des échantillons chargés puis humidifiés correspondent bien à la courbe de compression obtenue à partir d'un échantillon compacté saturé. Donc, la courbe de compression à l'état saturé semble être la référence de la stabilité du gonflement.
- la compression à succion contrôlée fait apparaître une pression limite à partir de laquelle le comportement volumique du matériau devient indépendant de la succion. Cette pression limite représente le contact avec la courbe de compression vierge à l'état saturé (cette pression correspond à la pression nommée P_{sat} de la figure 2-14).

* Paragraphe issue de la thèse de Mrad, 2005.

Ces observations sont représentées schématiquement sur la *figure 3-22*. L'hydratation des échantillons à partir des points a et b, correspondant aux pressions respectives P_1 et P_2 génère du gonflement suivi d'une stabilisation aux points respectifs a' et b', situés sur la courbe de compression à l'état saturé. À ces points, la succion n'est pas égale à zéro, bien que la stabilisation du gonflement lors d'une humidification soit atteinte. La succion de stabilisation augmente avec l'augmentation de la pression appliquée. On voit aussi sur la *figure 3-22* la bonne correspondance du point de stabilisation du gonflement (points a' et b' : chemins a→a' et b→b') avec la pression limite (points a' et b' : chemins a₁→a' et b₂→b'), nommée aussi "pression de gonflement en compression". Cette pression augmente avec l'augmentation de la succion.

La synthèse de ces observations a conduit à mettre en évidence l'existence d'une courbe de stabilisation du gonflement, nommée *CSC (Critical Swelling Curve)*, prenant en compte l'effet du couplage succion-pression sur la déformation volumique du matériau. Une représentation de cette courbe dans le plan pression-succion est donnée sur la *figure 3-23*.

Dans la partie gauche de la courbe, l'humidification d'un échantillon sous charge constante génère du gonflement élastique jusqu'à atteindre la courbe de stabilité CSC. Au-delà, aucune déformation volumique n'est admise, bien que la succion diminue dans l'échantillon. En fait, la succion limite est liée à la contrainte mécanique appliquée, et elle augmente avec l'augmentation de la contrainte, ce qui est illustré sur la *figure 3-23*.

De même, la compression à succion constante dans la partie gauche génère des déformations élastiques dépendant de la succion. À l'atteinte de la courbe de stabilité, la déformation volumique devient équivalente à celle de l'échantillon saturé. La courbe représente donc une limite en dessous de laquelle l'effet de la succion sur le comportement volumique disparaît.

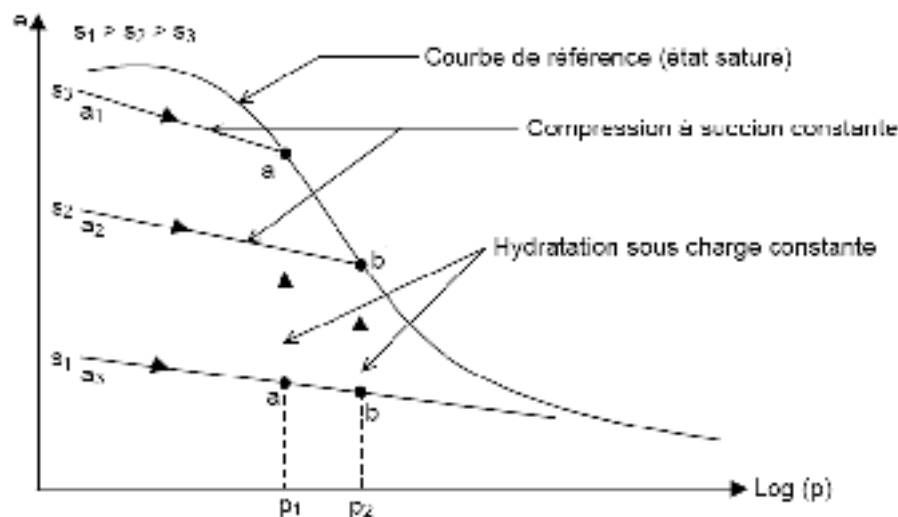


Figure.3-22. Représentation schématique du comportement hydromécanique des sols gonflants fortement compactés (*Yahia-Aïssa, 1999*)

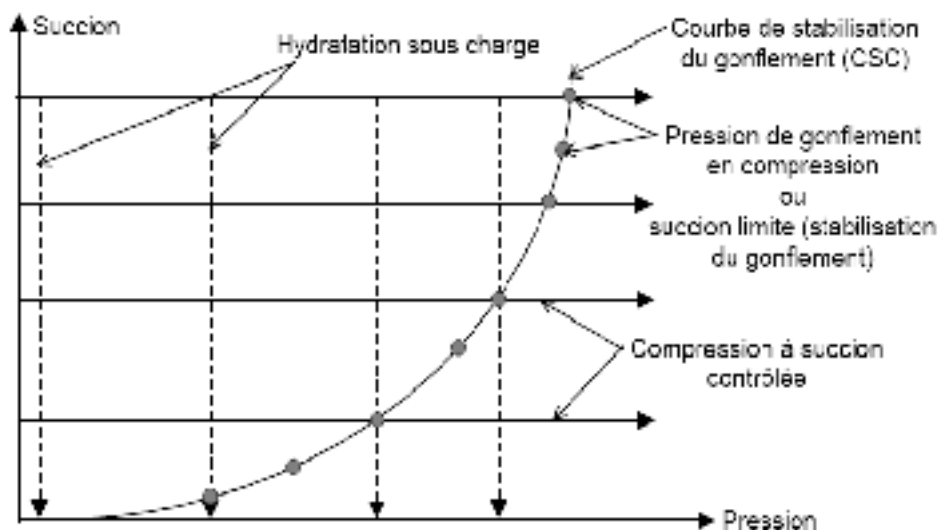


Figure.3-23. Schématisation de la courbe CSC (Yahia-Aïssa, 1999)

3.4.2. Formulations mécaniques et hydriques des variations de volume

En mécanique des sols, les variations de volume des sols sont habituellement présentées dans un diagramme semi-logarithmique [$e, \log(P)$ indice des vides-logarithme de la contrainte). Les relations linéaires dans ce diagramme fournissent des formulations mathématiques plus faciles, comme observé dans les modèles de Cam-Clay. Quand des contraintes élevées sont appliquées, la relation liant les variations de volume en fonction du logarithme de la contrainte devient non linéaire et n'est plus adéquate (Wroth et Houlsby, 1985, Graham et al, 1989, Cui et al, 2001, Yahia-Aïssa, 1999). La présentation des mêmes données dans un diagramme logarithmique $\log(P)$ - $\log(e)$ semble plus appropriée et conduit à adopter une expression exponentielle, correspondant à une relation linéaire dans ce diagramme logarithmique.

Cui et al, 2001 ont proposé ainsi à adopter l'expression suivante pour la variation de volume en fonction de la contrainte moyenne P :

$$e = A^p(S) \times \left(\frac{P}{P^c} \right)^{N_p(s)} \quad [3-75]$$

qui dépend de deux paramètres: $A^p(S)$ qui est la valeur de l'indice des vides à la pression critique P^c correspondante à 1 MPa, et $N_p(s)$ représente la pente de la courbe de compressibilité dans le diagramme $\log(P)$ - $\log(e)$. Ces deux paramètres dépendent de la succion imposée S ($S \geq 1$ MPa). En analysant les courbes de compressions obtenues expérimentalement, Cui et al, 2001 ont déduit que l'allure de ces deux fonctions peut être représentée par les fonctions suivantes

$$A_p(S) = a \times \left(\frac{S}{S^c} \right)^b$$

$$N_p(S) = c \times \ln \left(\frac{S}{S^c} \right) + d \quad [3-76]$$

où a, b, c et d sont les paramètres du modèle, et S^c est la succion critique égale à 1 MPa.

La combinaison des équations 3-75 et 3-76 permet de déduire l'expression incrémentale de la déformation volumique élastique sous chargement mécanique suivante :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{A_p(S)}{1+e_0} \times N_p(S) \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^{N_p(S)-1} \frac{dP}{P^c} \quad [3-77]$$

Afin de respecter le principe de conservation d'énergie relative à la nature élastique du comportement, les auteurs du modèle ont déduit la formulation hydrique à partir de la formulation mécanique. En effet, à partir des équations 3-75 et 3-76 on peut écrire :

$$e = \left(a \times \left(\frac{S}{S^c}\right)^b \right) \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^{\left[c \ln\left(\frac{S}{S^c}\right) + d \right]} \quad [3-78]$$

$$e = \left(a \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^d \right) \times \left(\frac{S}{S^c}\right)^{c \ln\left(\frac{P}{P^c}\right) + b}$$

Cette équation est de la forme :

$$e = A_s(P) \times \left(\frac{S}{S^c}\right)^{N_s(P)} \quad [3-79]$$

Avec :

$$A_s(P) = a \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^d \quad [3-80]$$

$$N_s(P) = c \times \ln\left(\frac{P}{P^c}\right) + b$$

Ainsi, l'écriture de l'expression incrémentale de la déformation volumique élastique sous chargement hydrique peut être établie par :

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\left(a \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^d \right)}{1+e_0} \times \left[c \ln\left(\frac{P}{P^c}\right) + b \right] \times \left(\frac{S}{S^c}\right)^{\left(c \times \ln\left(\frac{P}{P^c}\right) - b - 1 \right)} \frac{dS}{S^c} \quad [3-81]$$

3.4.3. Formulation de la courbe de gonflement critique CSC

Comme expliqué précédemment, la courbe de gonflement critique représente le seuil à partir duquel il y a compensation mutuelle entre les effets de contrainte et de succion. Elle représente l'évolution de la pression de gonflement en compression avec la succion, qui est définie par le point de contact entre la courbe de compression à l'état saturé et celle à succion contrôlée.

D'après la formulation mécanique, le point de contact entre les courbes est donné par :

$$A_p(S) = \left(\frac{P}{P^c}\right)^{N_p(S)} = A_s(0) \left(\frac{P}{P^c}\right)^{N_p(0)} \quad [3-82]$$

Ou encore :

$$\left(a \times \left(\frac{P}{P^c}\right)^d \right) \times \left(\frac{S}{S^c}\right)^{c \ln\left(\frac{P}{P^c}\right) + b} = A_s(0) \left(\frac{P}{P^c}\right)^{N_p(0)} \quad [3-83]$$

Où $A_p(0)$ et $N_p(0)$ sont respectivement l'indice des vides et la pente de la courbe de compression vierge dans le plan logarithmique à la pression $P=P^c=1$ MPa et $S=0$ MPa.

Ainsi, la formulation de la courbe CSC est donnée par :

$$S = \left[\frac{A_p(0) \left(\frac{P}{P^c} \right)^{N_p(0)}}{a \left(\frac{P}{P^c} \right)^d} \right]^{\frac{1}{\left(c \ln \left(\frac{P}{P^c} \right) + b \right)}} \quad [3-84]$$

L'analyse de cette équation (Équation. 3-84) fait apparaître une singularité, car la limite de cette expression lorsque la pression tend vers zéro donne une valeur de succion non nulle, donnée dans l'expression 3-85. En d'autres termes, ceci signifie qu'une cohésion persiste, malgré la saturation d'un échantillon sous pression nulle, ce qui n'est pas réaliste. Cette irrégularité serait la conséquence de la formulation logarithmique choisie.

$$\lim(S) \Big|_{P \rightarrow 0} = S^c \text{Exp} \left[\frac{N_p(0) - d}{c} \right] \quad [3-85]$$

Yahia-Aïssa, 1999 a remarqué que l'augmentation des paramètres a , b et d redresse la courbe CSC vers la gauche. Un effet opposé est obtenu avec les paramètres $(c, A_p(0)$ et $N_p(0))$. Du fait de la formulation logarithmique, une très faible variation de chacun des paramètres peut faire déplacer considérablement la courbe CSC.

3.4.4. Fonctionnement du modèle

Pour montrer le fonctionnement du modèle dans le cas d'un chargement mécanique, deux chemins de compression à succion contrôlée sont présentés sur la *figure 3-24a* : ($a1 - b1 - c1$) et ($a2 - b2 - c2$). Les variations de volume correspondantes sont présentées sur la *figure 3-24b*. Tant que la courbe CSC n'a pas été touchée par le chemin de chargement ($a1 - b1, a2 - b2$), l'évolution de l'indice des vides avec la pression suit une allure linéaire, dont la pente est reliée à la succion. Quand la courbe CSC est atteinte (points $b1$ et $b2$), la courbe rejoint la courbe de compression à l'état saturé. Par conséquent, les indices des vides des deux chemins deviennent confondus à la fin de chargement après avoir croisé la courbe CSC (points $c1$ et $c2$).

Sur la *figure 3-25a*, deux chemins d'hydratation sous deux charges distinctes, $P1$ et $P2$, sont représentés ($a1 - b1 - c1$) et ($a2 - b2 - c2$) afin de montrer le fonctionnement du modèle dans le cas d'un chargement hydrique. L'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion appliquée est présentée dans un plan logarithmique (*Figure. 3-25b*). La réponse du matériau lors de son hydratation sous charge se traduit par un gonflement dont la pente, linéaire dans le plan logarithmique, diminue avec la contrainte appliquée ($a1 - b1$ et $a2 - b2$). Quand la courbe CSC est atteinte (points $b1$ et $b2$), l'hydratation des échantillons n'engendre plus de gonflement. La stabilisation du gonflement se fait à une succion plus forte quand la contrainte est plus forte. Par conséquent, l'indice des vides final après stabilisation diminue avec l'augmentation de la contrainte (points $c1$ et $c2$).

3.4.5. Détermination des paramètres du modèle

Les six paramètres du modèle sont les suivants : a , b , c , d , $A_p(0)$ et $N_p(0)$. Les paramètres d'états sont également à connaître ; ils correspondent respectivement au volume spécifique initial, et aux valeurs initiales de la succion et de la pression.

Ces paramètres sont facilement déterminables à l'aide de quatre essais de compression ou d'hydratation sous charge à succions contrôlées, pour déterminer a , b , c et d , avec un essai de compression de l'échantillon à l'état vierge saturé, pour déterminer $A_p(0)$ et $N_p(0)$.

Ce modèle non linéaire élastique, semble être en même temps simple et performant : simple parce que c'est un modèle élastique non linéaire, seulement exigeant six paramètres ; performant parce que les simulations, réalisées par *Cui et al, 2001* sur l'argile FoCa₇, fournissent des prévisions tout à fait satisfaisantes, sous sollicitation hydrique et mécanique. En revanche, la validation du modèle n'est pas encore réalisée sur d'autres matériaux gonflants fortement compactés. Des améliorations de ce modèle devront également être effectuées pour qu'il prenne en compte le chemin de contrainte suivi ainsi que l'effet de l'anisotropie.

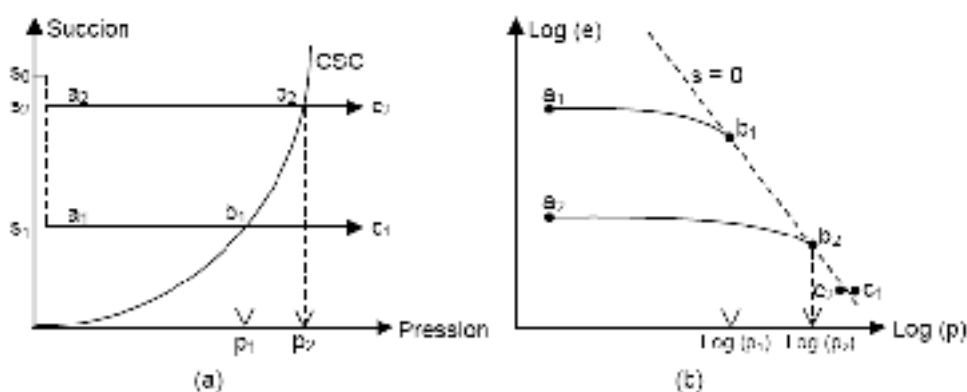


Figure.3-24. Fonctionnement du modèle lors d'une compression à succion contrôlée (Yahia-Aïssa, 1999)

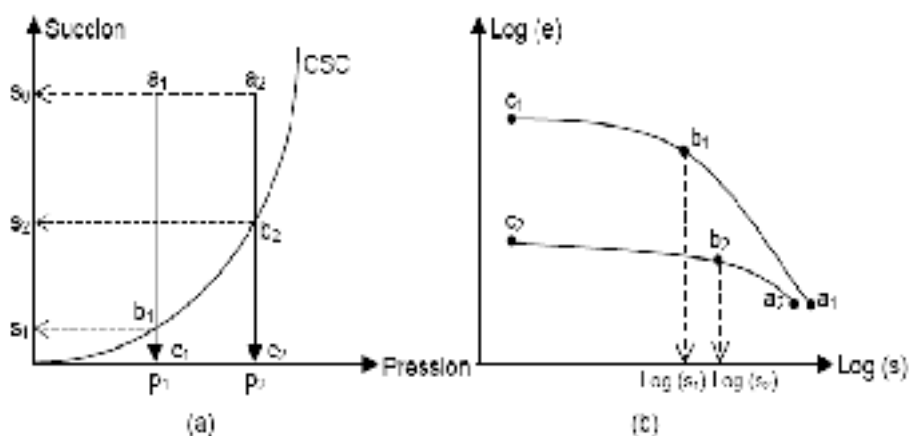


Figure.3-25. Fonctionnement du modèle lors d'une hydratation sous charge (Yahia-Aïssa, 1999).

3.5. CONCLUSION :

De ce chapitre se dégagent plusieurs conclusions importantes sur la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés :

- Le concept de contrainte effective est applicable pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air.
- L'utilisation de la contrainte effective, telle qu'elle est définie dans sa version initiale ne peut pas être adaptée pour décrire le comportement des sols non saturés.
- Un bon choix d'une contrainte effective équivalente permet l'extension de ce concept pour les sols non saturés en utilisant des modèles plus complets, et dans un cadre de travail convenable comme celui de l'élastoplasticité.
- Le concept de surface d'état fournit un outil facile pour décrire le comportement des sols non saturés sur des chemins de chargements monotones, ce qui a permis de développer des modèles élastiques, facilement implémentables dans les codes de calcul.
- Le concept de variables d'état indépendantes utilisant généralement la contrainte nette et la succion comme variables, a permis de développer des modèles élastoplastiques, notamment celui de Barcelone, qui est très riche en possibilités, et permet de représenter pratiquement tous les phénomènes essentiels observés expérimentalement sur les sols non saturés. L'intérêt principal de ce modèle est la définition de la courbe LC. Ce modèle a d'ailleurs inspiré d'autres chercheurs, qui en ont proposé des extensions ou modifications pour l'adapter à certains résultats expérimentaux spécifiques, notamment l'introduction d'une troisième variable hydrique (teneur en eau, ou degrés de saturation), pour permettre la description du comportement des sols non saturés dans les conditions non drainées. Cependant, certaines lacunes ont été décelées, notamment la non-prise en compte du domaine saturé à succion non nulle.
- Les études expérimentales réalisées par *Yahia-Aïssa 1999 et Cui et al, 2001* sur une argile fortement compactée, ont permis aux auteurs de développer un modèle élastique non linéaire assez simple. Son originalité est dans la définition de la courbe CSC, représentant la ligne de stabilisation du gonflement, en prenant en compte l'effet du couplage succion-pression sur la déformation volumique du matériau. Les prédictions du modèle en termes de variation volumique satisfaisantes, sur chemin d'hydratation et de compression mécanique. Par contre, ce modèle ne prend en considération que les argiles compactées sous chargement isotrope ou œdométrique.

Partie 2 :

ETUDE EXPERIMENTALE.

CHAPITRE-IV

TECHNIQUES EXPERIMENTALES

UTILISEES.

4.1. INTRODUCTION

L'étude du comportement hydromécanique des sols non saturés requiert l'utilisation de dispositifs expérimentaux permettant l'imposition la succion dans une très large gamme, entre quelques kilopascals et plusieurs centaines de MPa.

Afin de caractériser le comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara, un programme expérimental a été établi, et qui consiste à réaliser des essais de drainage humidification et de compression œdométriques à succion contrôlée, sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire. Pour les essais de drainage humidifications, deux méthodes ont été sélectionnées : la méthode osmotique et la méthode de contrôle par phase vapeur. Cependant, les essais œdométriques à succion contrôlée étaient réalisés, après développement d'une nouvelle cellule mettant en œuvre la technique osmotique, dont une description sera présentée. On présentera aussi dans ce chapitre une nouvelle technique de mesure des échanges hydriques, basée sur la mesure de résistivité des échantillons.

4.2. CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

4.2.1. Méthode osmotique

La méthode osmotique est une technique simple à mettre en œuvre. Son principe consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable ne laissant passer que l'eau. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG, et à l'équilibre la pression interstitielle de l'eau dans l'échantillon correspondra à cette pression osmotique. La courbe d'étalonnage de PEG en fonction de la succion imposée a été établie par plusieurs auteurs. La *figure 4-1* représente celle obtenue par *Williams et Shaykewich, 1969*, et complétée par *Delage et al, 1998*. Cette relation est indépendante du type de PEG et elle peut être approchée par une équation parabolique de forme : $S=11C^2$ où S : est la succion (MPa) et C : est la concentration en PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

La préparation des solutions été réalisées en utilisant du PEG 6000 et 20000. Les membranes utilisées son en triacétate de cellulose de référence commerciale : Spectra/Por® n°3 avec un MWCO (Molecular Weight Cut-Off) de 3500 Dalton pour le PEG6000, et Spectra/Por® n°=4 avec MWCO de 12000 Dalton pour le PEG20000.

Pour la réalisation de cette méthode, il faut tenir compte de certains points : (i) Si l'augmentation de volume de la solution osmotique provoquée par un essai de drainage, ou sa diminution suite à une humidification n'est pas négligeable, la concentration de la solution de référence pourra varier entre le début et la fin des essais. Il suffit pour annuler cet effet d'utiliser une solution de volume suffisamment important, (ii) L'instabilité chimique de la membrane cellulosique se traduit par sa décomposition en milieu acide, ou sous l'effet des bactéries présentes dans le sol. Pour remédier à ce problème, il suffit d'ajouter à la solution osmotique quelques gouttes d'antibiotique du type pénicilline ou une cuillère à café d'acide benzoïque, (iii) Selon *Cui, 1993*, il est nécessaire d'attendre deux jours entre la préparation et l'utilisation d'une solution, car ce délai permet la stabilisation de la densité de la solution.

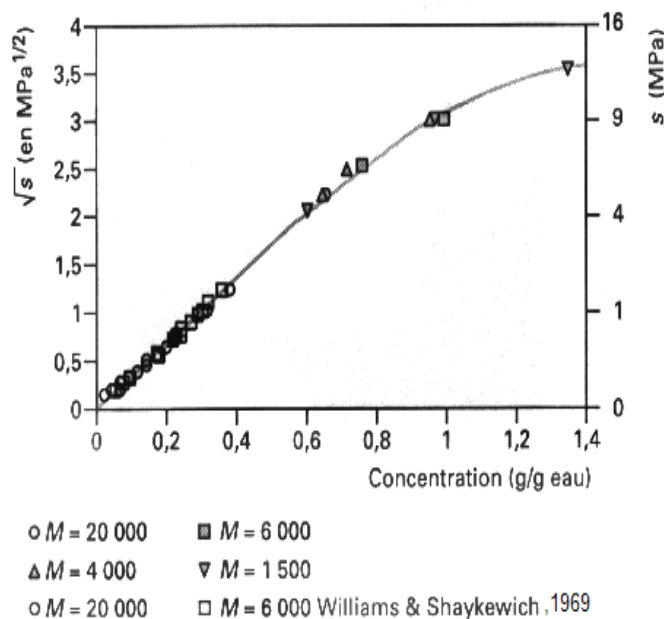


Figure. 4-1 . Courbe d'étalonnage du PEG, *Delage et al, 1998*.

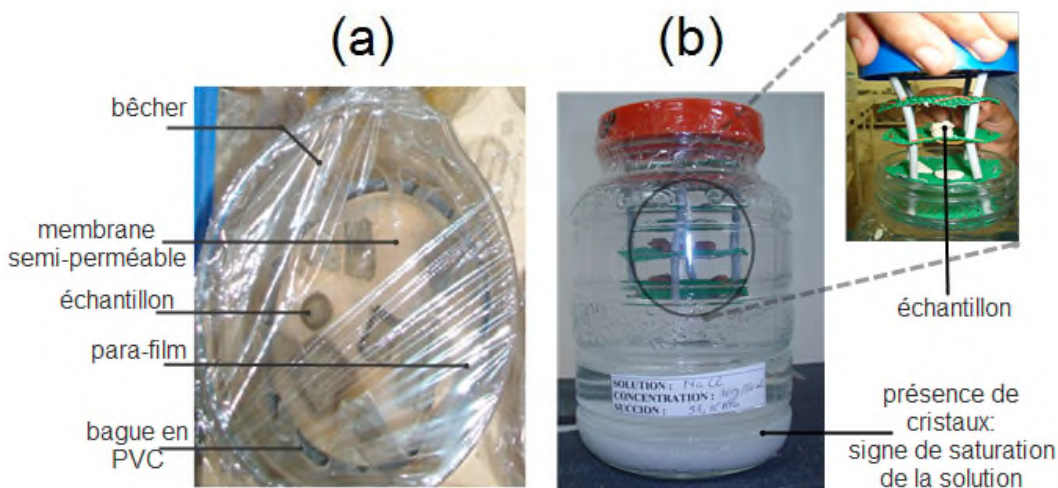


Figure. 4-2 a) Dispositif d'essai pour la technique osmotique, b) Dispositif d'essai pour la technique de contrôle par phase vapeur.

La *figure 4-2a*, représente une photo du dispositif d'essai réalisé pour cette technique. Il consiste à fixer la membrane semi-perméable dans un bêcher contenant du PEG, par l'intermédiaire d'une bague en PVC. La bague est ensuite glissée sur les parois du bêcher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfait (pas de bulles d'air emprisonnées sous la membrane). Les échantillons sont déposés sur la membrane, puis un para film vient fermer le bêcher pour éviter toute évaporation. L'ensemble des succions imposées par cette technique sont données dans *le tableau 4-1*.

Tableau. 4-1. Succions imposées par la technique osmotique.

Technique Osmotique		
Type de PEG	Succion (MPa)	Masse du PEG(g)/500 ml de solution
20 000	0.05	33.71
	0.1	47.67
	0.2	67.48
	0.4	95.35
	0.6	116.75
	0.8	134.85
	1	150.76
	1.5	184.64
6000	2	213.2
	3	261.1
	6	369.25
	8	426.4

4.2.2. Technique de contrôle par phase vapeur (ou technique des solutions salines saturées)

Cette technique est généralement utilisée pour l'imposition de succions allant de quelques MPa jusqu'à des centaines de MPa. Elle est basée sur la loi de Kelvin :

$$S=(\rho_w.R.T/M_v)\ln(H_r). \quad [4-1]$$

R désigne la constante des gaz parfaits, M_v est la masse molaire de la vapeur d'eau, et H_r est l'humidité relative de l'air, ρ_w la masse volumique de l'eau liquide à la température T.

Le principe général de cette méthode consiste à placer un échantillon du sol dans une enceinte hermétique (appelée dessiccateur) contenant une solution saline. À l'intérieur du dessiccateur, le taux d'humidité relative de l'air H_r est fixé par la solution saline saturée. La succion est imposée au niveau des bords de l'échantillon par l'intermédiaire du taux d'humidité relative de l'air, H_r . Au-dessus d'une solution saline saturée, l'humidité relative de l'air H_r , est définie comme étant le rapport entre la pression de la vapeur d'eau en équilibre avec la solution saline P_v , et la pression de la vapeur saturante, P_{vs} .

$$H_r=[p_v/p_{vs}(T)] \quad [4-2]$$

La valeur de H_r dépend à la fois de la solution employée (sel et concentration) et de la température. Pour un sel donné, tant que la solution saline reste saturée et la température constante, le taux d'humidité relative est lui aussi constant. Pour nos essais à température ambiante, les dessiccateurs ont été placés dans une armoire thermostatée où la température est réglée à 20°C.

Vu que le nombre de dessiccateurs disponibles dans notre laboratoire est insuffisant pour manipuler le nombre important des échantillons, on a utilisé des bocaux dans lesquels une nacelle composée de quatre niveaux (pour augmenter le nombre d'échantillons manipulés) est fixée dans leurs couvercles. Sur la *figure 4-2b*, on donne une photo représentant le montage de cette technique.

La série des succions imposées par cette technique ainsi que les sels utilisés sont donnés dans *le tableau 4-2*.

Tableau. 4-2. Caractéristiques des solutions salines utilisées à 20°C.

Technique de contrôle par phase vapeur			
Solution saline saturée	Humidité relative Hr(%) ^c	Succion (MPa)	Masse du sel(g)/500ml de solution
Eau distillée	100	0	
NaCl	37.7	137.3	179.45
KCl	85	22.59	345
(NH ₄) ₂ SO ₄	81	29.9	375.65
NaCl	76	38.15	360
MgCl ₂ .6H ₂ O	32.5	156.22	730
KOH	9	326	1000
H ₂ SO ₄	8.5	500	1litre ⁽¹⁾
Nota : (1) : solution concentrée à 98 %			

4.3. CHEMIN ŒDOMÉTRIQUE

Dans ce qui suit, nous allons faire une brève description des adaptations des techniques d'imposition de succion à l'appareil œdométrique, ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque technique, et ceci afin de faire le choix de la méthode adaptée à notre cellule œdométrique.

4.3.1. Méthode de translation d'axe

La méthode de translation d'axe consiste à imposer au sol une succion en appliquant une pression d'air u_a et une pression d'eau u_w , de façon à avoir une valeur de succion $S = u_a - u_w$ positive. Dans cette méthode la pression d'air est contrôlée à travers une pierre poreuse standard, tandis que la pression de l'eau est contrôlée ou mesurée à travers un disque céramique à pression d'entrée d'air élevée (*HAED : High air entry disc*). Ce type de disque permet le passage de l'eau mais pas l'air (passage sous forme d'air diffusé à long terme).

La *figure 4-3* montre schématiquement l'appareil œdométrique à succion contrôlée à l'aide de la technique de translation d'axe développé à LMS (*Cuisinier et Laloui, 2004*). Dans cet appareil, deux contrôleurs de pression volume sont utilisés. Le premier, commande et régule la pression d'air à l'intérieur de l'échantillon, et le deuxième maintient la pression de l'eau à la base de l'échantillon constante. Le disque en céramique à la base de l'échantillon à une valeur d'entrée d'air de 500 kPa. La contrainte verticale est appliquée à l'échantillon de sol à travers une chambre supérieure, et qui correspond à un réservoir d'eau réalisé avec une membrane flexible et pressurisée avec un troisième contrôleur pression volume.

La plupart des essais à succion contrôlée actuellement disponibles correspondent à des succions de quelques centaines de kilopascals. On peut trouver certaines exceptions, comme dans le cas de la cellule œdométrique de *Villar, 1999*, où des succions de l'ordre de 12MPa, ont pu être atteintes. Dans de tels cas, l'appareil doit être en mesure de résister aux pressions élevées imposées.

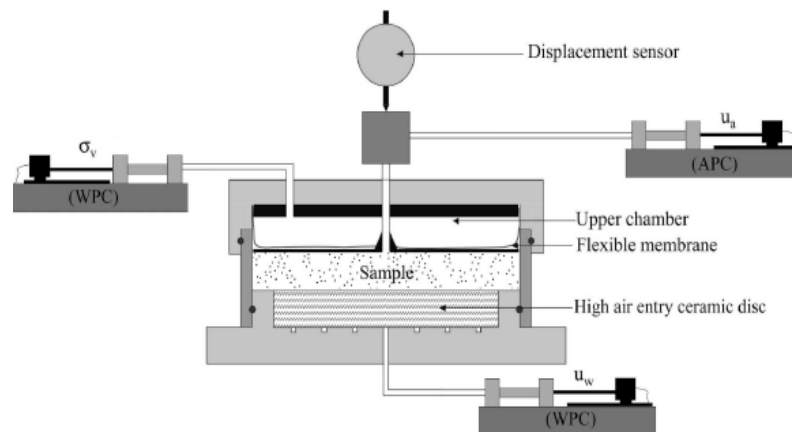


Figure. 4-3. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode de translation d'axe. APC : Contrôleur de pression d'air, WPC : contrôleur de pression de l'eau. *Cuisinier et Laloui, 2004.*

Le choix de la méthode de la surpression d'air induit la possibilité qu'il y ait des fuites d'air. 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 :

- Pertes d'air à travers les flexibles et les connexions,
- Pertes d'air par diffusion à travers la pierre céramique : Ce problème est lié à la diffusion de l'air dans le circuit de pression de l'eau. Le phénomène est d'autant plus important que les pressions d'air imposées sont élevées. L'air diffusé s'accumule derrière la pierre poreuse (HAED), et introduit une erreur soit dans la mesure de la pression d'eau (associée avec les tests non drainés), soit dans les volumes d'eau (associés avec les tests drainés). *Fredlund, 1973* ajoute que le volume d'air qui diffuse peut au bout de quelques jours dépasser le volume total d'eau contenu dans l'échantillon. *Fredlund et Rahardjo, 1993* résument très bien le mécanisme et les conséquences de la diffusion que ce soit pour les tests drainés ou non drainés. Pour les essais non drainés, l'air diffuse à travers la pierre poreuse et forme des "bulles". Cela déplace l'eau et le force à remonter vers l'échantillon. La pression d'eau mesurée change pour atteindre graduellement la pression d'air appliquée. De ce fait, la succion du sol qui devrait tendre vers une valeur constante diminue. Le temps nécessaire à la diffusion dépend de l'épaisseur de la pierre, et de la succion appliquée ou mesurée. Des tentatives ont été faites pour parvenir à prédire le volume d'air diffusé, mais il y a trop de facteurs qui affectent la vitesse de diffusion et rendent les prédictions erronées.

Bien que cette méthode soit parmi les méthodes les plus utilisées, elle souffre de quelques limitations. La méthode de translation d'axe est supposée être valide pour des cas où le degré de saturation est inférieur à 80%, (*Jotinsankasa, 2005*). Pour des degrés de saturation élevés, *Bocking et Fredlung, 1980*, ont démontré que la perméabilité de l'air est effectivement nulle, et l'air se trouve en phase discontinue. Dans ce cas, une surpression d'air résulte en déformation volumique dû à la compression des bulles d'air.

En plus, cette méthode a un inconvénient lié au fait que le disque en céramique pourrait se désaturer, lorsqu'il est exposé à l'air ou aux parties du sol sec. Ceci résulte dans la

discontinuité entre l'eau à l'intérieur et à l'extérieur de l'échantillon et par conséquent, la pression d'eau dans l'échantillon peut différer de la pression de l'eau appliquée. Ceci diminue l'efficacité du disque pour faire obstacle à la diffusion de l'air.

4.3.2. Technique de contrôle par phase vapeur

La première adaptation de cette méthode pour les essais mécaniques a été réalisée par *Esteban, 1990* cité par *Koligi, 2008*. Cette technique est généralement utilisée pour des études de comportement à succion élevée (supérieure à 3MPa).

Différentes valeurs d'humidités relatives peuvent être obtenues en utilisant des solutions volatiles (solution d'acide comme l'acide sulfurique) d'une densité donnée (*Villar et Martin, 1996*), des solutions salines saturées non volatiles (*Cuisinier et Masrouri, 2004; Delage et al, 1998 ; Tang et Cui, 2005*), ou une solution saline non saturée non volatile avec des concentrations différentes (*Romero et al, 2001*). *Tang et Cui, 2005* a signalé que l'utilisation d'une solution saline saturée par rapport à une solution non saturée, permet d'imposer une succion plus stable au cours d'un essai. D'autre part, les solutions non saturées ont l'avantage de donner une gamme de succions continue qui ne peut pas être obtenue en utilisant des solutions saturées. Il est possible de ranger les appareils utilisant les solutions salines en deux catégories (*Figure. 4-4*). :

- La première est celle qui se rapproche le plus du principe du dessiccateur : une cellule œdométrique est placée dans une enceinte close dont l'humidité relative est maintenue constante. La solution saline est disposée dans un réservoir à l'intérieur de l'enceinte (*Oteo Mazo et al, 1995 ; Villar et Martín, 1996 ; Bélanteur et al, 1997 ; Al-Mukhtar et al, 1999, Cuisinier et Masrouri, 2005*)
- La deuxième catégorie est celle où une circulation d'air est assurée en permanence au niveau de l'éprouvette (*Lagny, 1996, Bernier et al, 1997 ; Robinet et al, 1997 ; Alonso et al, 2001 ; Dueck et al, 2001*). Dans ce cas, l'air mis en circulation est préalablement porté à une humidité relative déterminée dans un échangeur qui contient la solution saline. Un exemple d'appareil utilisant ce principe est donné sur la *figure 4-5*.

Marcial et al, 2002, a signalé que l'aide d'une pompe de circulation, il est possible de réduire le temps d'équilibre pour chaque étape de succion de 3- 6 mois à 2- 4 semaines. *Bernier et al, 1997*, affirment que le temps d'équilibre pourrait être réduit même à une semaine. La gamme de succion qui pourrait être appliquée dans cette méthode est évaluée par *Delage et al, 1998*. Ces auteurs ont exprimé la relation entre les incertitudes de l'humidité relative, et la succion correspondante en différenciant l'équation de Kelvin, et ont montré que l'incertitude de ces méthodes pourrait être acceptable, que pour des valeurs de succions supérieures à 8 MPa.

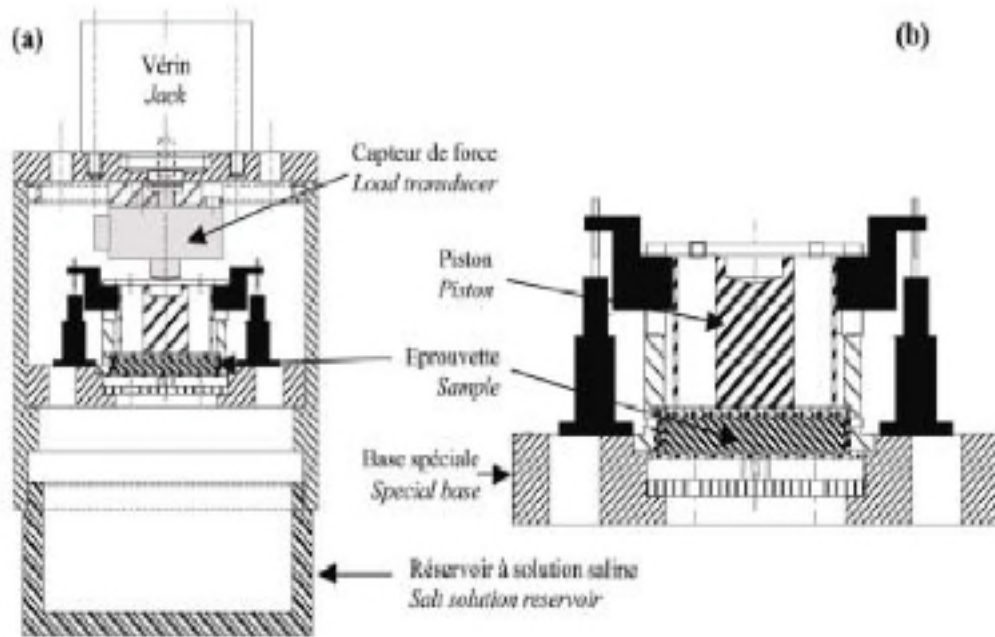


Figure. 4-4. Schéma d'un œdomètre à solutions salines : (a) vue générale ; (b) détail de l'emplacement de l'éprouvette. *Cuisinier et Masrouri, 2005.*

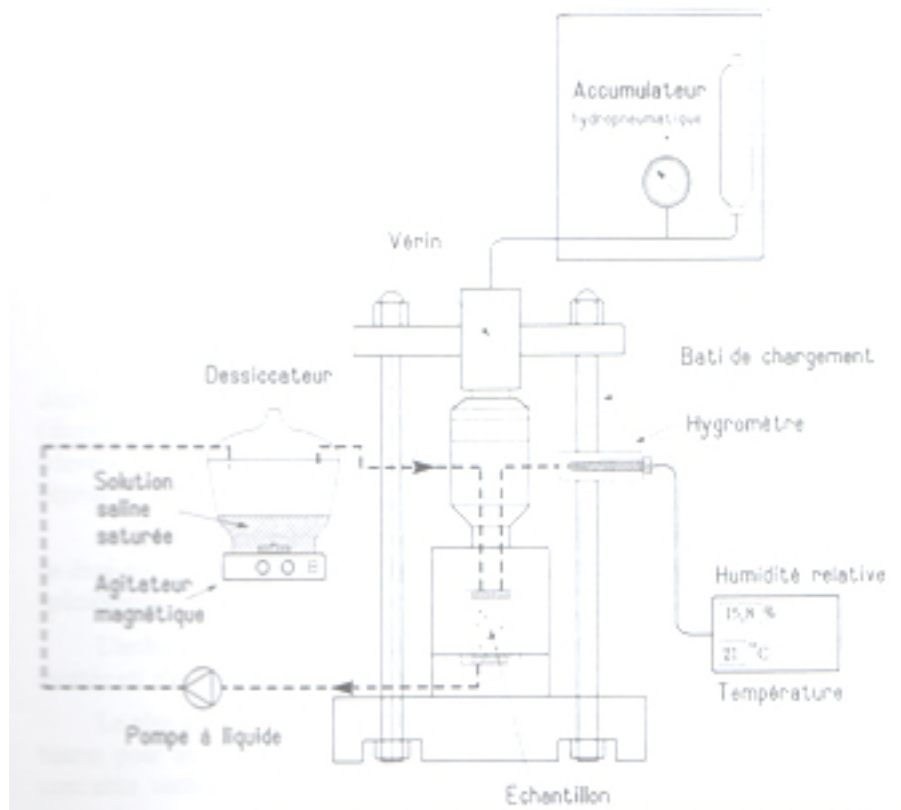


Figure.4-5. Appareil œdométrique à solutions salines, *Lagmy, 1996.*

4.3.3. Méthode osmotique

L'adaptation de la technique osmotique aux appareils d'essais mécaniques a connu une grande réussite pour l'appareil œdométrique (*Kassif et Ben Shalom, 1971, Suraj de Silva, 1987, Delage et al, 1992, Slatter and Allman, 2000 a et b, Cuisinier et Masrouri, 2005, Koligi, 2008, etc*). Le mérite revient à *Kassif et Ben Shalom, 1971*, d'avoir réalisé le premier œdomètre osmotique, où les pierres poreuses inférieures et supérieures sont remplacées par des membranes posées sur des tamis fins (*Figure. 4-6*). La solution de PEG était mise en circulation entre le tamis et le métal de la cellule par un système de burettes. Chaque jour, la solution est changée afin d'assurer une concentration constante durant l'essai. Ce système a été repris et amélioré par *al Delage et, 1992*, et ceci, par l'adjonction d'un circuit fermé activé par une pompe péristaltique entre la cellule osmotique et un réservoir contenant la solution du PEG, placé dans un bain thermostatique (*Figure. 4-7*). L'étanchéité entre la membrane et le piston ou l'embase, est assurée par collage, renforcé par un joint torique.

Les variations du volume d'eau sont suivies au moyen de deux tubes capillaires, le premier est placé au niveau du réservoir de la solution de PEG, et le deuxième est placé dans un autre réservoir, afin de suivre les pertes dues à l'évaporation. *Guiras-Skandaji, 1996* a proposé l'utilisation d'un système de circulation étalon identique au circuit réel, mais ne comprenant pas de cellule œdométrique. Les variations de volume étant alors uniquement dues à l'évaporation à travers les différents raccords. À Imperial college, *Dineen et Burland, 1995*, ont repris le même principe avec un contrôle des échanges d'eau par pesée continue du réservoir de la solution, et mesure de la succion dans l'échantillon à l'aide d'un tensiomètre fixé sur le piston de chargement. Ce même dispositif a été aussi amélioré par *Monroy, 2005*, en permettant la mesure des contraintes latérales, par le biais de jauges de déformation placées sur la bague entourant l'échantillon.

L'un des problèmes majeurs rencontrés dans l'utilisation de la technique osmotique, est la fragilité de la membrane semi-perméable vis à vis des attaques de bactéries, naturellement présents dans le sol, et aux sollicitations mécaniques, notamment ceux de cisaillement. La sensibilité aux bactéries peut être corrigée en ajoutant des gouttes de pénicilline, ou d'acide benzoïque dans la solution du PEG préparée (*Kasiff et Ben Shalom, 1971, Ghembaza, 2004*). *Cuisinier, 2002*, affirme avoir atteint deux mois et demi sans constatation de dégradation de la membrane cellulosique, par ailleurs, plus de trois mois ont été atteints par *Monroy, 2005*, en utilisant une membrane de type PES-UF : Poly-Ether Sulphonate Ultra-Filtration.

En ce qui concerne les sollicitations mécaniques, *Delage et al, 1992*, ont constaté que la membrane semi-perméable se comporte correctement au-delà de contraintes uniaxiales dépassant 1600kPa. Même dans le cas des essais triaxiaux, où les sollicitations sont compliquées, *Delage et al, 1996*, ont remarqué que la membrane semi-perméable (de type MWCO 12000-14000) résistait bien à une pression de confinement de 400kPa, et un déviateur de contrainte de 1300kPa.

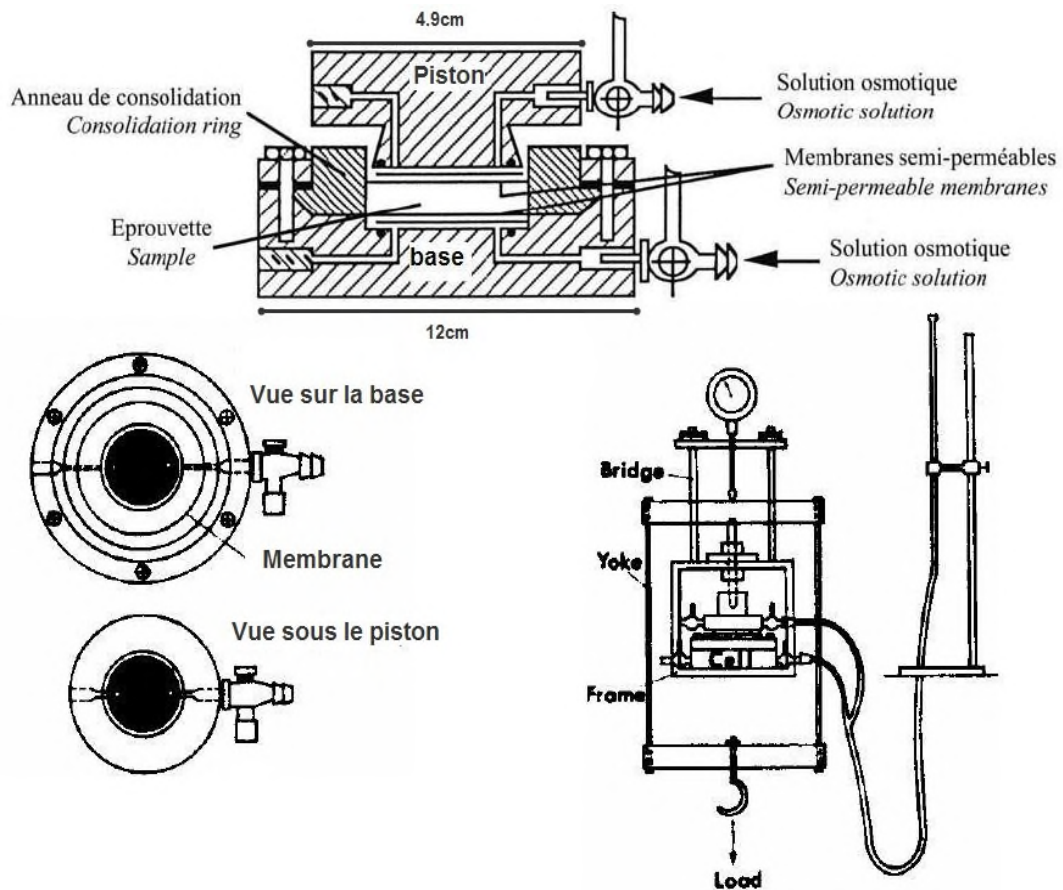


Figure. 4-6. Œdomètre osmotique développé par Kasiff et Ben Shalom, 1971

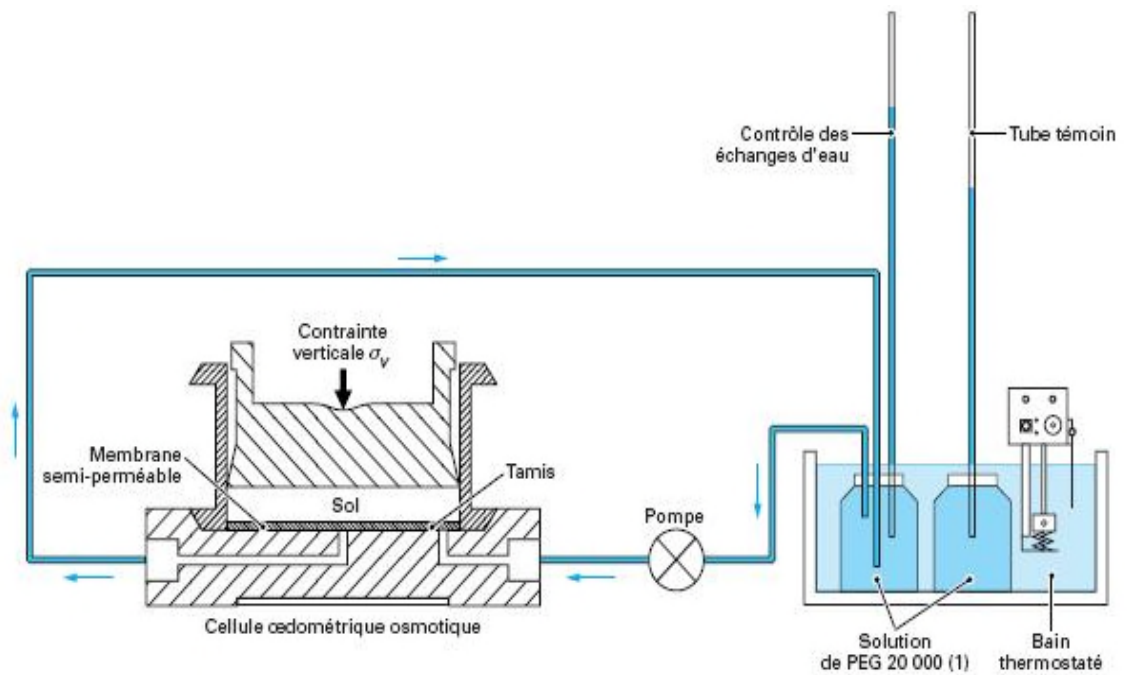


Figure. 4-7. Montage de l'œdomètre à succion contrôlée utilisé par Delage et, 1992.

4.3.4. Choix de la technique d'imposition de la succion

Concernant la technique de contrôle par phase vapeur, cette dernière et à exclure, principalement dû à ces limites dans l'imposition de faibles succions, ce qui ne s'adapte pas avec le but de ce travail. La deuxième alternative sera l'utilisation de la technique de translation d'axe. Cependant, notre laboratoire ne dispose pas suffisamment de moyens pour l'adaptation de cette technique à un œdomètre, en plus de ces limites concernant la succion maximale à appliquer, et qui reste dans la majorité des cas inférieurs à 1500kPa, ainsi que les problèmes liés à la diffusion de l'air à travers la pierre céramique, et qui nécessitent eux aussi toute un dispositif qui permet de leurs pallier.

La comparaison entre la méthode osmotique avec les deux autres méthodes d'imposition de succion, montre que la méthode osmotique se rapproche davantage des conditions réelles dans lesquelles se déroulent les écoulements non saturés, puisque la succion n'est pas imposée artificiellement par une surpression d'air, mais par une succion de l'eau (Kormonik *et al*, 1980), et qui peut atteindre une valeur de 10MPa, avec un simple matériel, et sans danger de manipulation des hautes pressions. De plus, avec cette méthode, il est possible d'imposer comme c'est le cas dans la nature, des variations de succion douces et progressives, sachant que la perméabilité des membranes (Tableau. 4-3) est d'un ordre de grandeur comparable a celle des pierres poreuses à pression d'air élevée-HAED- (1.2×10^9 pour HAED de 5 bars, et 8×10^{-11} , pour une HAED de 15 bars), et leur épaisseur est beaucoup plus faible (0,047 mm), (Delage *et al*, 1987).

Tableau 4-3: Valeurs de perméabilité de différents types de membranes, Delage et Cui, 2008.

MWCO	Perméabilité k_m (m/s)	références
12000-14000	10^{-12}	Suraj de Silva, 1987
	$1.5 \text{ à } 2.9 \times 10^{-13}$	Monroy <i>et al</i> , 2007
14000	$10^{-13} < k_m < 3 \times 10^{-13}$	Slatter <i>et al</i> , 2000a
PES-UF	8×10^{-11}	Monroy <i>et al</i> , 2007
	1.5×10^{-13}	Slatter <i>et al</i> , 2000
3500	1.3×10^{-13}	Suraj de Silva, 1987

Ce ci nous a amené à réfléchir sur la technique osmotique ; qui paraît comme la technique la plus appropriée, en tenant compte du matériel disponible, et le programme expérimental prévu dans cette étude.

4.4. DEVELOPPEMENT D'UN ŒDOMÈTRE OSMOTIQUE A DOUBLE ECHANGE

En partant d'une cellule existante pour les sols saturés, les plans d'usinage ont été établis (Annexe A), et l'usinage était réalisé au laboratoire « Ondes et milieux complexes » à l'université du Havre. Cet appareil a été conçu de façon à permettre :

- Une imposition de la succion par la base et la tête de l'échantillon, ce qui réduit la hauteur de drainage, et homogénéise la succion sur la hauteur de l'échantillon.

- Appliquer des charges élevées sans avoir de problème de circulation du PEG notamment quand la concentration de ce dernier devient élevée.

Une coupe transversale de l'œdomètre est représentée sur la *figure 4-8*, ainsi qu'une vue de l'ensemble du dispositif expérimental en cours d'un essai est illustrée sur la *figure 4-9*. Les plans détaillés d'usinages de la cellule sont représentés dans l'annexe A. Le type de PEG utilisée au cours de tous les essais est PEG 6000, avec une membrane semi-perméable de type Spectra /Por® n°3 avec un MWCO (Molecular Weight Cut-Off) de 3500 Dalton.

4.4.1. Description de la cellule

4.4.1.1. Embase de la cellule

L'embase de la cellule (1) est modifiée de façon à permettre l'imposition de la succion par la base de l'échantillon, et ceci en usinant un réservoir (6) de 70 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur, surélevé par une plaque perforée (3); suffisamment rigide pour supporter les contraintes appliquées à l'échantillon de sol. Cette plaque repose sur un joint torique (4) logé sur le périmètre du réservoir, afin d'assurer son étanchéité. Ce dernier est relié d'un côté au piston par le biais d'un tube flexible et un robinet (8), et de l'autre, par un deuxième robinet (8) raccordé au réservoir de la solution de PEG par un autre tube flexible.

4.4.1.2. Bague de la cellule

Un joint torique (7) fixé sur le périmètre assure l'étanchéité entre la membrane semi-perméable (5) posée sur la plaque perforée (3) et l'échantillon de sol. L'ensemble de ces modifications assurent une étanchéité parfaite après le serrage vertical de la bague par les boulons de fixation (9).

4.4.1.3. Piston à double fonction

Usuellement, le piston (10) assure la transmission de la charge appliquée à la surface supérieure du sol. Dans cette cellule, il assure une double fonction. D'une part, la transmission de la charge et d'autre part, l'imposition de la succion sur la face supérieure de l'échantillon.

De la même façon, un réservoir (11) de 47mm de diamètre et de 7mm de hauteur est usiné, et sur lequel repose une plaque perforée rigide (13) de 63 mm de diamètre. Une différence par rapport au système de l'embase, est que l'étanchéité est assurée par un joint torique (15) logé sur un écrou (14) qui se fixe avec le piston. Le serrage de ce dernier provoque l'emboîtement du joint torique avec la membrane semi-perméable (12) placée sur la plaque perforée.

4.4.1.4. Mesure des déplacements verticaux

Les déplacements verticaux sont mesurés à l'aide d'un capteur de déplacement de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer, N°DCTH1000A, domaine de

linéarité ± 25 mm) relié à un afficheur. Le capteur de déplacements utilisé permet d'avoir une précision de l'ordre de 0,01mm. Les déformations verticales ont été corrigées en prenant en compte les déformations du système "bâti-cellule-capteur" qui ont été évaluées en utilisant une cale en acier pouvant être considérée comme indéformable.

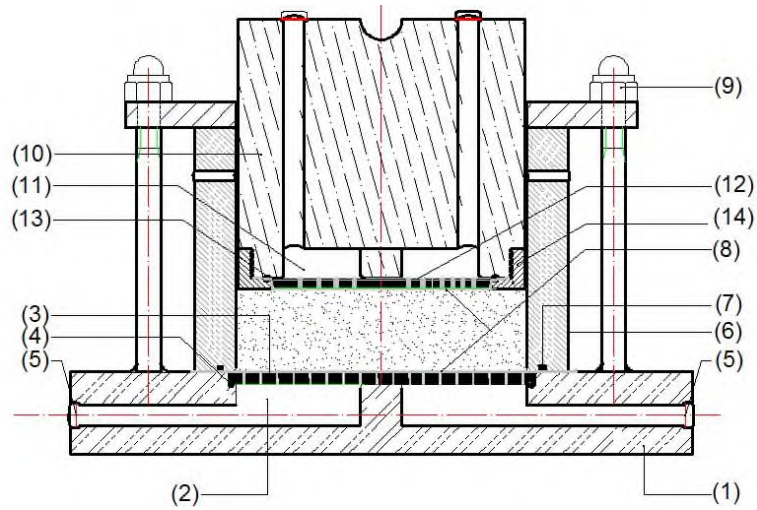


Figure. 4-8. Coupe transversale de l'œdomètre osmotique à double échange ;(1) : Embase de la cellule, (2) : Réservoir de la base, (3) : Plaque perforée, (4) : Joint torique, (5) : Robinet, (6) : Bague de la cellule, (7) : Joint torique, (8) : Membrane semi-perméable, (9) : Boulon de fixation, (10) : Piston, (11) : Réservoir du piston, (12) : Plaque perforée, (13) : Joint torique, (14) : Écrou.



Figure. 4-9. Vue d'ensemble d'un essai œdométrique utilisant la cellule osmotique à double échange.

4.4.2. Mode de chargement mécanique

Le mode de chargement mécanique qui a été retenu dans les essais utilisant l'œdomètre osmotique est le chargement par paliers successifs. Cependant, ce mode de chargement peut perturber l'interprétation des essais hydromécaniques, du fait que les différents paramètres mécaniques qui peuvent être obtenus à partir des courbes de compressibilité dépendent du mode de chargement adopté. *Cui et Delage 1996*, ont comparé les résultats d'essais à succion contrôlée avec chargement par paliers chaque 48h avec ceux obtenus par un chargement quasi continu à une vitesse =0.6 $\mu\text{m}/\text{min}$. Dans le cas du chargement par étapes, la pression de préconsolidation apparente est sous-estimée de même que les pentes de compressibilité (calculées en contrainte totale). Ainsi, *Guiras-Skandaji, 1996* a montré que selon que les incréments de charge étaient effectués toutes les 24h ou bien après avoir atteint l'équilibre des déformations, les paramètres étaient significativement différents. Donc et afin de limiter l'influence du mode de chargement retenu, il a été décidé d'attendre la stabilisation des déformations de l'éprouvette avant d'appliquer l'incrément de charge suivant.

4.4.3. Mesure des échanges hydriques

Les variations de la teneur en eau de l'échantillon durant un essai correspondent aux échanges entre l'échantillon et la solution de PEG circulant dans un circuit fermé. Ces échanges peuvent être estimés soit par mesure des variations du volume ou de la masse du flacon de la solution.

Dans ce travail, comme celui de *Delage et al, 1992*, nous avons tenté de mesurer les variations des échanges hydriques, par mesure du volume du réservoir. Cette méthode consiste à relier un tube capillaire gradué au réservoir de la solution osmotique, et de suivre son niveau. Cette mesure peut cependant être perturbée par l'évaporation qui peut avoir lieu au niveau des différentes parties du système de circulation. Pour pallier à ce problème, la cellule œdométrique était entourée de papier cellophane, et des morceaux de coton saturés sont posés pour enfermer l'espace annulaire entre le piston et la bague, ce qui permet de maintenir une humidité relative importante au niveau de l'éprouvette. Aussi, le réservoir sera placé dans un bain thermostaté afin que les mesures ne soient pas affectées par la dilatation thermique de la solution. À ce même circuit, on a connecté un piège à air (*Figure. 4-9*) pour récupérer l'ensemble des bulles d'air générées dans le circuit de la solution osmotique soit par turbulence au niveau de la pompe, soit par cavitation.

Malheureusement, cette technique n'a pas réussi, et ceci, à cause des fluctuations permanentes de la solution dans le tube capillaire, dues aux pulsations de la pompe péristaltique bien que la vitesse de cette dernière était réglée au minimum, et l'apparition de quelques fuites du PEG dans certaines connexions, ainsi que la cristallisation de la solution PEG, au niveau de l'œdomètre. Dans cette situation, l'état d'équilibre en termes d'échange hydrique entre l'échantillon et la solution de PEG est considéré comme atteint lors que les déformations se stabilisent.

4.5. ADAPTATION DE LA MÉTHODE ÉLECTRIQUE A L'ŒDOMÈTRE

Dans ces circonstances, nous avons essayé de développer une nouvelle méthode pour la mesure des échanges hydriques au cours des essais œdométriques à succion contrôlée et ceci, en se basant sur le principe de la méthode électrique. L'utilisation de cette méthode dans le domaine de prospection géophysique a fait ses preuves d'efficacité. Cependant, l'utilisation de cette dernière au laboratoire et pour la détermination de l'état hydrique d'un sol non saturé au cours d'un essai mécanique tel que l'œdomètre reste très rare. Parmi les travaux réalisés dans ce cadre, on peut citer ceux de *DellaVecchia et al, 2009* et de *Cosentini et al, 2011* de l'université de Torino. Dans ces travaux, une cellule œdométrique a été confectionnée, mettant en œuvre la technique électrique. Des photos de cet appareil sont données sur la *figure 4-10*. Cette cellule est équipée de 42 électrodes, dont 16 sont équidistantes et fixées sur la bague, tandis que les autres sont réparties sur sa base (fixées sur un système de drainage) et le piston (*Figure. 4-10 b et c*). Ce dispositif a permis aux auteurs de reproduire une évolution spatiotemporelle de la résistivité, et par conséquent la teneur en eau durant le mouillage et la consolidation d'échantillons sableux et limoneux sous différentes charges. Les résultats obtenus par cette méthode sont prometteux, du fait de sa facilité de mise en œuvre, et son caractère non destructif, et peut constituer une alternative aux méthodes de mesure des échanges hydriques dans les essais mécaniques adaptés aux sols non saturés.

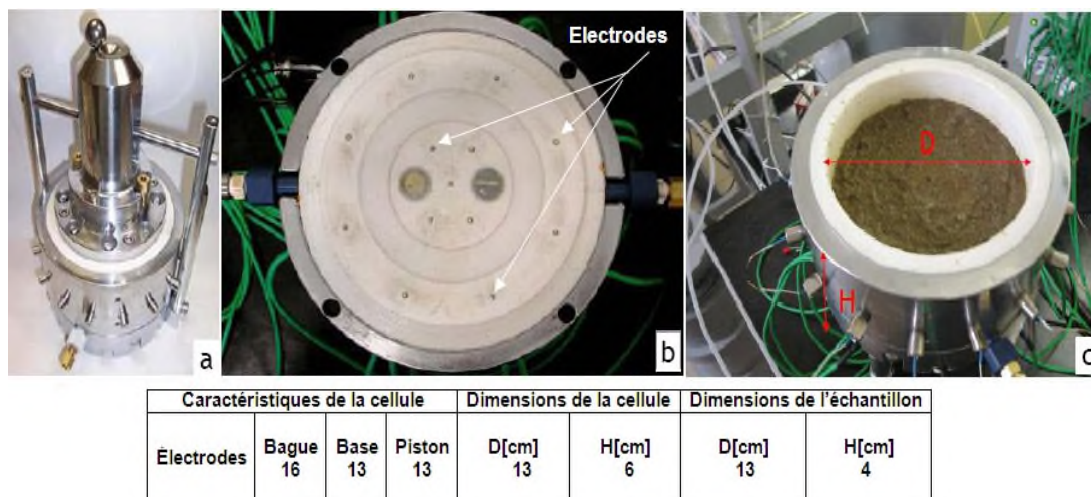


Figure. 4-10. Cellule œdométrique mettant en œuvre la technique électrique. a) Vue d'ensemble, b) détails de la base de la cellule, c) détail de l'emplacement de l'échantillon. *DellaVecchia et al, 2009 ; Cosentini et al, 2011*

4.5.1. Rappels sur la résistivité électrique

La résistivité électrique « ρ » est un paramètre bien connu de la communauté scientifique en géophysique. Elle représente la capacité du sol à s'opposer au passage d'un courant injecté. Elle dépend soit d'une variable intrinsèque si elle est prédominante dans le milieu prospecté, soit d'un groupe de variables au sein duquel des interactions très complexes existent. En 1827, Georg Simon Ohm, inspiré par les travaux de Fourier et Poisson sur les transferts de chaleur, a présenté une base dérivée mathématiquement de quelques observations qualitatives des précédents chercheurs. Si un courant continu I se

propageant dans un milieu homogène et isotrope, la densité de courant J (A/m²) et le champ électrique E (V/m) sont reliés par l'intermédiaire de la loi d'Ohm (Équation. 4-2). La conductivité « σ » en [S/m] est l'inverse de la résistivité ρ (ohm.m).

$$J = \sigma \cdot E \quad [4-2]$$

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \quad [4-3]$$

Considérons une portion de circuit limitée par deux surfaces équipotentielles S_1 et S_2 respectivement aux potentiels V_1 et V_2 , situant à une distance l . L'intensité I du courant est donné par le flux de \vec{J} à travers S_1 (ou S_2), (Figure. 4-11) :

$$I = \int dI = \iint_S \vec{J} \cdot \vec{dS} \quad [4-4]$$

De même, en faisant circuler le champ de 1 à 2, on obtient

$$\Delta V = V_1 - V_2 = \int_1^2 \vec{E} \cdot \vec{dl} \quad [4-5]$$

Dans le cas de conducteur de longueur l et de surface S , les équations 4-4 et 4-5 deviennent :

$$I = J \cdot S \quad [4-6] \text{ et}$$

$$\Delta V = V_1 - V_2 = E \cdot l \quad [4-7]$$

En remplaçant les équations 4-3, 4-6 et 4-7 dans 4-2, on obtient :

$$\Delta V = R \cdot I \quad [4-8], \text{ avec}$$

$$R = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{L}{S} \quad [4-9]$$

La grandeur R est appelée résistance de la portion du conducteur considérée. Elle est exprimée en ohms (Ω). Cette grandeur est reliée à la résistivité par le biais d'un coefficient géométrique k , à la dimension d'une longueur, et qui dépend de la géométrie du conducteur. Dans le cas étudié, k est donné par:

$$k = \frac{L}{S} \quad [4-10]$$

Pour la majorité des matériaux, qu'ils soient solides, solutions, où milieux poreux, la loi d'Ohm est valide, tant qu'ils ne sont pas sous l'effet de changements dus à la mesure elle-même (réactions électrochimiques aux électrodes, génération de gaz, électrolyse dans les

solutions aqueuses, flux électrocinétique qui pourrait altérer la structure du milieu poreux, la génération de chaleur, qui à son tour affecte le pouvoir conducteur du solide ou de la solution). La majorité des réactions citées ci-dessus est associée aux courants continus, et l'utilisation d'un courant alternatif en élimine la plupart.

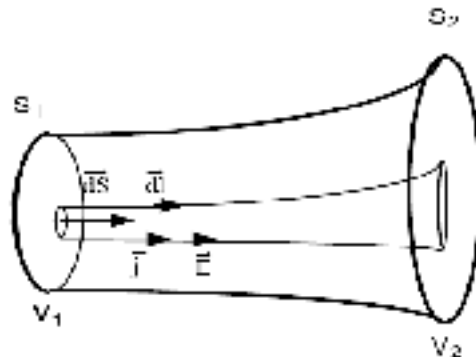


Figure. 4-11. Validité de la loi d'Ohm.

4.5.2. Méthodes de mesure de la résistivité en laboratoire

Différentes méthodes de mesure de la résistivité électrique d'un sol en laboratoire sont proposées dans la littérature. Dans l'ensemble, la résistivité électrique, la teneur en eau et la température du sol sont étudiées en laboratoire grâce à une cellule ou une boîte de géométrie et de dimensions bien calibrées, qui est composée d'un matériau très isolant du type PVC (Giao et al., 2002; Jackson et al., 2002; Kalinski et Kelly, 1993; Michot, 2003; Rhoades et al., 1976 et 1977). Les électrodes sont souvent en métal très conducteur (argent, or, platine ou cuivre).

L'échantillon de sol étudié en laboratoire peut être soit un échantillon de sol intact, ou reconstitué. Il convient de présenter les principaux dispositifs ainsi rencontrés.

4.5.2.1. Dispositif expérimental à électrodes surfaciques:

Un tube en PVC ou une boîte en plexiglas contient l'échantillon de sol à étudier. En utilisant une configuration à quartes électrodes, le courant passe à travers l'échantillon grâce à deux plaques conductrices de surface connue situées aux deux extrémités du moule comme le proposent Giao et al, 2003. Les deux électrodes de potentiel sont insérées dans la longueur de l'échantillon à des positions bien définies. Une boîte appelée boîte de Miller, est commercialisée pour effectuer ce type de mesures de résistivité sur des sols ou sur des solutions (Figure. 4-12). La dimension du dispositif est calibrée afin de mesurer des résistivités lorsque la boîte est remplie à niveau, dont l'expression est directement en ohm.centimètre. Cette boîte de Miller présente tout de même des inconvénients tels que le problème de contact entre les électrodes surfaciques et l'échantillon ou bien la difficulté à compacter un échantillon de sol dans cette boîte. Les plaques appliquées au matériau comme électrodes d'injection ajoutent quelques erreurs sur les mesures engendrées par la mauvaise approximation de la surface de contact. Cette mauvaise approximation est due à l'irrégularité de la surface régie par les grains et varie en fonction de la teneur en eau (si l'échantillon était saturé en eau, le problème serait négligeable).

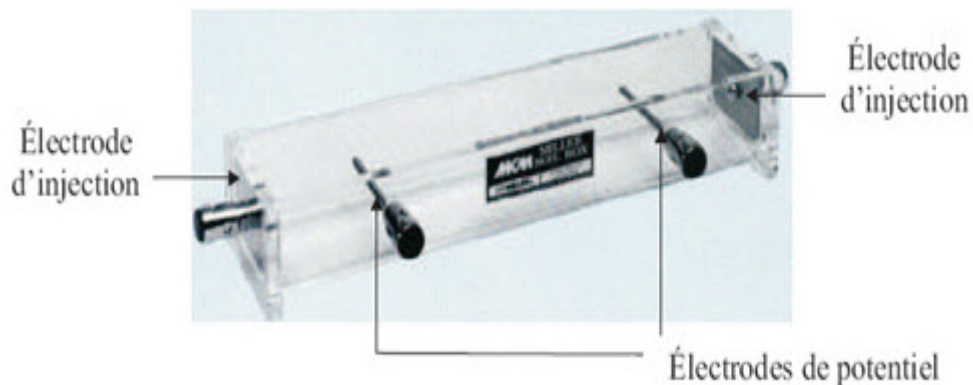


Figure. 4-12. Boîte de Miller pour mesurer la résistivité électrique d'un sol.

4.5.2.2. Dispositif expérimental à électrodes « ponctuelles » :

Le matériau est contenu dans un cylindre en PVC possédant quatre trous pour installer les électrodes (Rhoades et al, 1976 et 1977). Quatre électrodes en acier inoxydable, deux électrodes de potentiel et deux électrodes d'injection sont enfoncées dans l'échantillon. La position des électrodes peut varier autour de l'échantillon :

- un alignement des quatre électrodes équidistantes enfoncées verticalement sur la face circulaire de la cellule (Figure. 4-13a) rappelant un dispositif de prospection électrique de type Wenner (Rhoades et al, 1977),
- les quatre électrodes sont enfoncées horizontalement à mi-hauteur, dans le plan médian de l'échantillon. Ces quatre électrodes peuvent suivre une configuration carrée proposée par Michot, 2003, ou en un positionnement équidistant des électrodes (Kalinski et Kelly, 1993; Rhoades et al, 1976 et 1977) comme l'illustrent les figures 4-13b et 4-13c. Kalinski et Kelly, 1993 définissent une cellule cylindrique construite en matériau non conducteur avec huit électrodes insérées tous les 45° et à mi-hauteur sur le côté du moule. Un dispositif est constitué de chaque ensemble de quatre électrodes voisines. Ils proposent de faire une rotation de 45° du dispositif pour chaque prise de mesure autour de la cellule. Grâce à la moyenne effectuée sur les huit mesures de résistivité, l'impact des hétérogénéités locales ou de la non-uniformité de la saturation sur la résistivité représentative de l'échantillon est très réduit.
- d'autres dispositifs géométriques à quatre électrodes peuvent être imaginés. Par exemple, l'article de Jackson et al, 2002 présente une mise au point d'un dispositif avec deux électrodes d'injection aux extrémités longitudinales de la cellule et deux électrodes de potentiel sur le côté comme l'illustre la figure 4-13d.

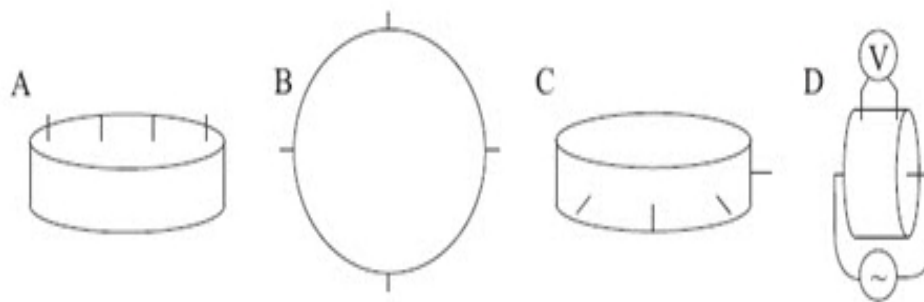


Figure. 4-13. Représentation schématique des principaux dispositifs de mesure à électrodes ponctuelles

4.5.3. Relations observées entre l'état des sols et leur résistivité

Différentes études ont déjà été menées pour déterminer les paramètres gouvernant la résistivité d'un sol argileux et décrire cette influence. on peut citer par exemple :

4.5.3.1. La conductivité de l'eau des pores

Un des chemins les plus importants et dans certains cas, l'unique chemin du courant électrique à travers le système eau-sol est l'eau contenue dans les pores. Ainsi, plus la conductivité de l'eau des pores est forte, plus la conductivité du système est forte. La conductivité du fluide des pores dépend du type du fluide, des sels présents et de leur concentration, et de la température.

4.5.3.2. La porosité

La porosité « n » est définie comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume total de l'échantillon. Pour un échantillon saturé par un fluide donné, quand la porosité décroît, la résistivité doit croître. *Archie, 1942* associe la résistivité électrique ρ d'un sol saturé à la résistivité électrique ρ_w du fluide interstitiel par la relation :

$$\rho = a \rho_w n^{-m} \quad [4-11]$$

où n est la porosité, a et m sont des constantes dépendant du type du sol (*Parkhomenko, 1967*). Cette équation est généralement désignée sous le nom de la loi d'Archie, montre que la résistivité électrique d'un sol saturé est sensible à la porosité, à la résistivité électrique du fluide interstitiel, aux caractéristiques du solide et à la structure des pores (i.e. différents sols avec les mêmes ρ_w et n peuvent avoir différents a et m). La constante m est habituellement désignée sous le nom de facteur de cimentation, et varie entre 1.4 et 2.2 pour les sables propres et les graviers contenus dans les couches aquifères. Dans le cas des sols fins, cette relation est mise en cause, du fait que dans ce type de sols, la conductivité électrique se produit dans le liquide interstitiel et aussi sur la surface des particules d'argiles chargées électriquement (*Rhodes et al, 1976 ;Urish, 1981*). Dans ce cas, la conductance de surface peut être un facteur significatif affectant la résistivité électrique totale du sol (*Mitchell, 1993 ; Sadek, 1993*).

4.5.3.3. Le degré de saturation et la teneur en eau

La résistivité électrique dépend aussi du degré de saturation S_r . La résistivité électrique ρ d'un sol non saturé peut-être liée à celle d'un sol saturé ρ_{sat} comme suit (Keller et Fricknecht, 1966 ; McNeill, 1990):

$$\frac{\rho}{\rho_{sat}} = S_r^{-B} \quad [4-12]$$

où B un paramètre empirique. À partir de cette relation, il est évident que l'accroissement du degré de saturation provoque une baisse de la résistivité électrique. Cette équation est applicable quand le degré de saturation est au dessus d'une valeur critique $S_{r_{cr}}$, qui correspond à la quantité minimale d'eau requise pour maintenir un film d'eau continu autour des particules solides. Un accroissement brutal de la résistivité électrique se produit quand le degré de saturation descend au-dessous de $S_{r_{cr}}$ (Parkhomenko, 1967). La figure 4-14 présente un exemple de l'évolution de la résistivité électrique en fonction du degré de saturation initial de quatre types de sols compactés aux énergies Proctor réduite, normale et modifiée, obtenu par Abu-Hassanein et al., 1996.

De sa part, McCarter, 1984 a aussi décrit l'influence du degré de saturation sur la résistivité d'un sol argileux pour différentes teneurs en eau (Figure. 4-15). Les résultats obtenus montrent que la résistivité du matériau est élevée lorsque le matériau est sec, et elle est plus basse lorsque sa teneur en eau augmente. A teneur en eau constante, la résistivité diminue linéairement avec le degré de saturation du matériau. La figure 4-15 fait apparaître une teneur en eau seuil d'environ 10 % au-delà de laquelle les droites à teneur en eau constante semblent se confondre et en dessous de laquelle les diminutions de teneur en eau ont au contraire un fort impact sur la position des droites.

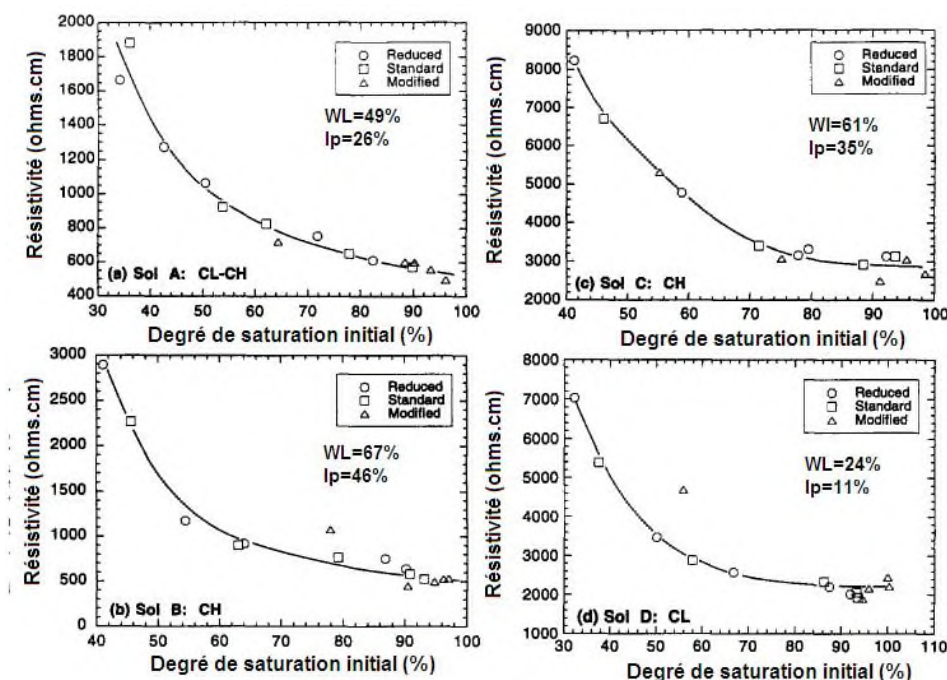


Figure. 4-14. Relation reliant la résistivité électrique et le degré de saturation initial (Abu-Hassanein et al., 1996).

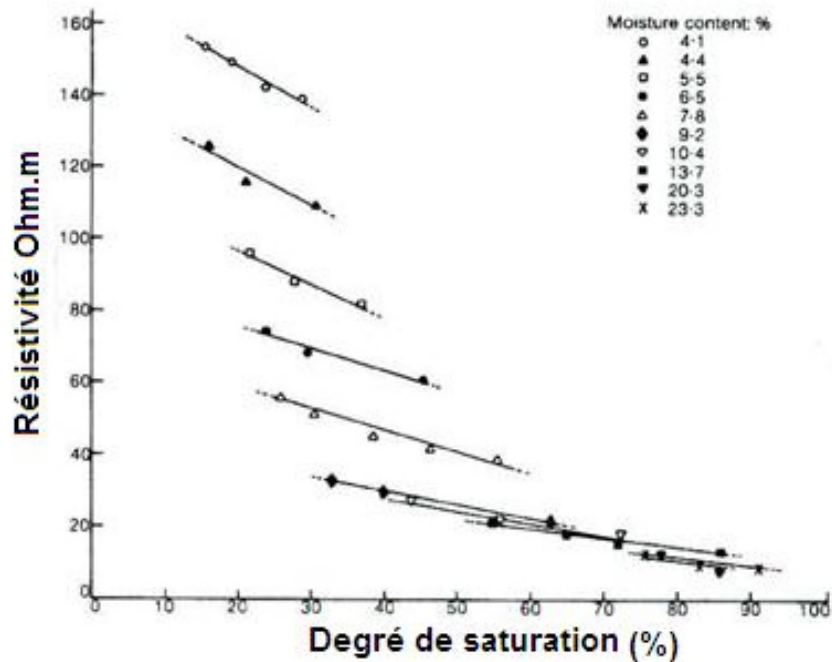


Figure. 4-15. Résistivité en fonction du degré de saturation à différentes teneurs en eau pour l'argile de Cheshire (Mc Carter, 1984).

Fukue et al, 1999 ont proposé un modèle structural simple constitué de différentes parties en série ou en parallèle constituées par trois phases, liquide, solide et gazeuse, qui est construit pour donner des informations sur la structure d'un sol. La structure de ce modèle est caractérisée par le pourcentage de parties en série et en parallèle, ayant des conductivités électriques différentes selon la direction. Ils observent que la résistivité augmente avec le pourcentage de vide du matériau. La résistivité diminue lorsque la teneur en eau augmente et cette diminution présente une chute abrupte à une teneur en eau seuil. Cette teneur en eau (13 % pour l'argile de Kibushi d'après la figure 4-16) sépare selon les auteurs le stade de continuité et de discontinuité de l'eau contenue dans l'espace poral comme l'illustrent les figures 4-17a et 4-17b. Cette teneur en eau seuil distingue alors, le stade humide du stade sec d'un matériau argileux, selon les auteurs. Du côté humide, au-delà de la limite de liquidité du matériau, contrairement à une tendance ordinaire, plus la teneur en eau est élevée plus la résistivité est forte. Cela pourrait s'expliquer par la forte résistivité de l'eau distillée utilisée dans l'expérience de Fukue qui peut séparer les couches d'eau adsorbées (Figure. 4-17c).

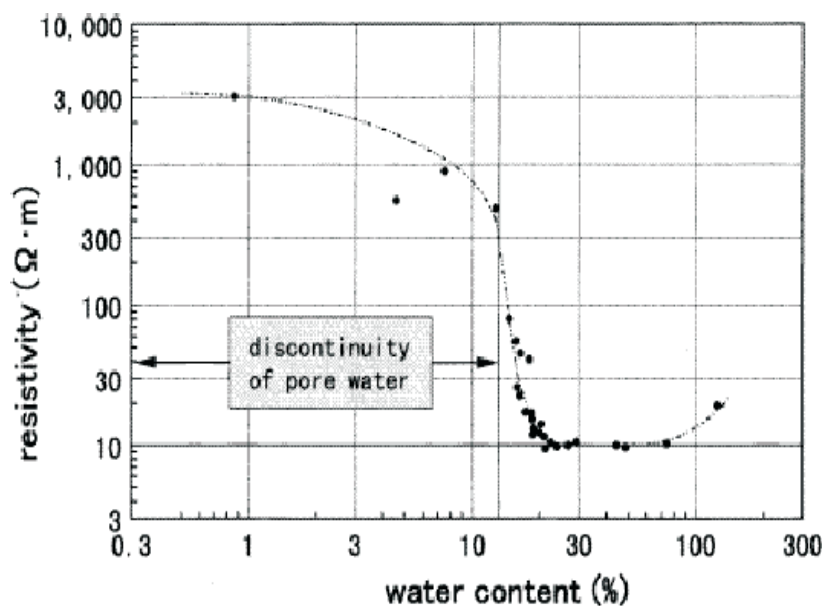


Figure. 4-16. Relation entre la résistivité et la teneur en eau pour l'argile de Kibushi (Fukue et al., 1999).

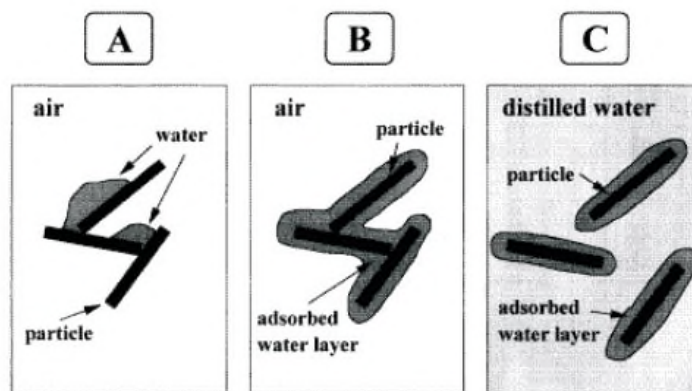


Figure. 4-17. Représentation schématique des trois stades structuraux en relation avec la teneur en eau (Fukue et al., 1999).

4.5.3.4. La température

La conduction électrique dans le sol, principalement de nature électrolytique, dépend de la quantité d'ions présents dans la phase liquide. L'influence de la température sur la conductivité électrique de l'électrolyte est principalement due à son effet sur la viscosité des liquides, qui affecte directement la mobilité ionique. L'augmentation de la température a pour conséquence une augmentation du degré de dissociation des sels minéraux présents dans la solution, une diminution de la viscosité de l'eau et donc une augmentation de la mobilité des ions présents. La résistivité électrique des sols diminue donc avec l'augmentation de la température. Pour pouvoir être comparées entre elles et avec les données obtenues en conditions contrôlées en laboratoire, les résistivités mesurées doivent être corrigées et rapportées à une température de référence, (25°C par exemple). Une loi de croissance de 2 % par degré Celsius de la conductivité électrique du sol apparaît

régulièrement dans la bibliographie (Morat *et al*, 1992, Michot, 2003; Hayachi, 2004, Barry *et al*, 2008, Ruijun *et al*, 2010) :

$$\sigma_{25^{\circ}\text{C}} = \frac{\sigma_T}{\left[1+0.02(T-25^{\circ}\text{C})\right]} \rho \quad [4-13]$$

$$\rho_{25^{\circ}\text{C}} = \rho_T \left[1+0.02(T-25^{\circ}\text{C})\right] \quad [4-14]$$

Avec :

ρ_T : la résistivité électrique à la température T , $\rho_{25^{\circ}\text{C}}$: la résistivité électrique à 25°C, σ_T : la conductivité électrique à la température T , $\sigma_{25^{\circ}\text{C}}$: la conductivité électrique à 25°C.

D'autres auteurs, notamment dans le domaine de géophysique utilisent une température de référence de 18°C est un coefficient de correction $f_T=2.5$ % au lieu de 2 % (Keller *et Frischknecht*, 1966, Abu-Hassanein, 1996, Besson *et al*, 2008). Persson *et Berndtsoon*, 1998, ont constaté que l'adoption d'un coefficient de correction de 2.3%, ou 1.9% par rapport une température de 25°C, simule bien leurs résultats expérimentaux. D'autres équations de correction de température sont proposées dans la littérature, dont certains sont donnés dans le tableau 4-3.

Tableau 4-3: Équations proposées pour f_T

f_T	Auteurs
$\frac{1}{\rho_T} = \sigma_T = \frac{\sigma_{25^{\circ}\text{C}}}{f_T}$	U.S Salinity Staff, 1954
$0.447 + 1.4034 \exp^{-\frac{T}{26.815}}$	Corwin <i>et Lesch</i> , 2005
$0.477 + 1.69 \exp^{-\frac{T}{21}}$	Durlless, 1999
$0.36 + 1.69 \exp^{-\frac{T-12.5}{28.5}}$	Lück <i>et al</i> , 2005
$\exp^{-0.02226(25-T)}$	Besson <i>et al</i> , 2008

4.5.4. Choix et élaboration du dispositif expérimental

Ayant pour but de déterminer l'état hydrique d'un sol durant un essai œdométrique à succion contrôlée, le dispositif expérimental doit répondre à un certain nombre d'attentes. Tout d'abord, les mesures de résistivité du sol non saturé étudié doivent être représentatives. On cherche à éviter les phénomènes de polarisation au niveau des électrodes. La facilité et la rapidité de la mesure sont aussi à prendre en compte lors du choix du dispositif. Les dispositifs existants à électrodes surfaciques ne conviennent pas à cause de problèmes de polarisation rencontrés au niveau du contact entre les électrodes d'injection et le matériau. Le choix du dispositif s'est donc orienté vers un modèle à électrodes ponctuelles, inspiré des travaux de Kalinski *et Kelly*, 1993 (Figure. 4-13c)

4.5.4.1. Bague de l'œdomètre

Dans l'œdomètre original, la bague œdométrique est en bronze. Afin de réaliser des mesures de résistivité durant les essais œdométriques à succion contrôlée, celle-ci est remplacée par une identique, mais en PVC rigide, de 5 mm d'épaisseur. Ce choix est basé sur la propriété isolante de ce matériau. La résistivité électrique du PVC et celle de l'air sont considérées comme infinies.

4.5.4.2. Électrodes :

Les électrodes choisies sont des connecteurs de 20 mm de long et de 3.9 mm de diamètre, non corrosif et ceci, afin de réduire le phénomène de polarisation au niveau de ces derniers. L'enfoncement des électrodes s'est fait de 2 mm maximum afin que le contact avec le matériau reste correct et que l'électrode soit considérée comme ponctuelle.

4.5.4.3. Position des électrodes:

Huit électrodes ont été implantées radialement dans l'échantillon tous les 45°, avec un enfoncement de 2 mm, à mi-hauteur de l'échantillon (*Figure. 4-18*). Ces huit électrodes sont fixes au cours des mesures. Chaque électrode est reliée à un fil de 1m de longueur permettant son branchement soit avec une source de courant, soit avec un multimètre.

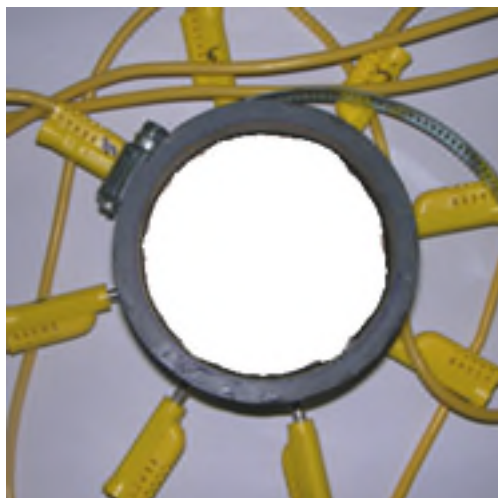


Figure. 4-18. Disposition des électrodes sur la bague.

4.5.4.4. Outils d'imposition et de mesure de courant

Afin d'imposer un courant alternatif à faible fréquence (40 HZ), un transformateur de courant jouant le rôle d'un générateur de courant de marque Leybold Heraeus, a été utilisé. Ce transformateur comporte trois calibres permettant le choix de la gamme de tension et d'ampérage voulue (*Figure. 4-19a*). En ce qui concerne les mesures de tension et de courant, un multimètre de marque ESUN, EM3056 a été utilisé (*Figure. 4-19b*).

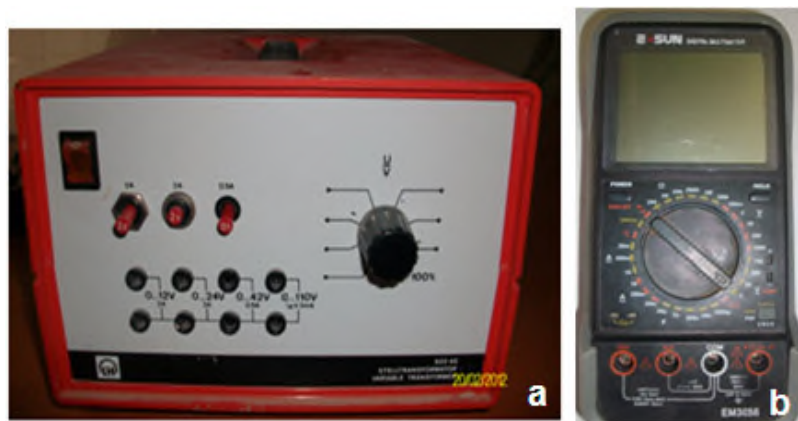


Figure. 4-19. Outils d'imposition et de mesure de courant

4.5.5. Mesures de résistivité

4.5.5.1. Technique de mesure et détermination du coefficient géométrique

Chaque dispositif électrique à quatre électrodes AMNB placées à 45° les unes des autres autour de l'échantillon permet d'avoir une mesure de la différence de potentiel et de l'intensité du courant qui passe par l'échantillon. Chaque prise de mesure ou injection de courant est un ensemble de mesures dont on considère la moyenne. Pour un même échantillon, 8 prises de mesure sont effectuées en décalant le dispositif de 45° comme l'indique la figure 4-20. À chaque mesure, on enregistre la température de la salle, et qui sera considérée identique à celle de l'échantillon de sol. La température de référence sera 25°C, et l'équation 4-13 sera utilisée pour la correction.

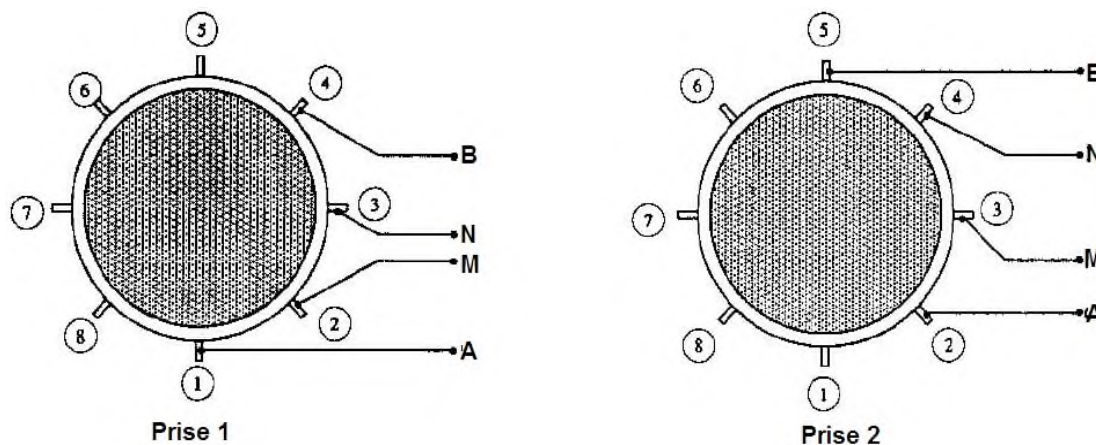


Figure.4-20. Représentation schématique de la prise de mesures.

Une modélisation du champ électrique régnant au sein d'un corps conducteur à l'aide solide du logiciel COMSOL Multiphysics permet de simuler des mesures de résistivité en 3D avec toutes géométries de dispositifs. Dans la définition de la résistivité, l'expression analytique du facteur géométrique k ne peut être déterminée que pour un demi-milieu infini. Dans le cas de la géométrie de l'échantillon utilisé au laboratoire, sa valeur était déterminée numériquement.

En considérant un matériau homogène de résistivité unitaire, l'imposition d'une intensité de courant unitaire entre les deux bornes extérieures (p.ex. A et B, *Figure. 4-20*), permet de déduire des relations 4-8, 4-9 et 4-10, le coefficient de géométrie k , qui sera égal à la différence de potentiel (noté ΔV_{num}), obtenue par modélisation entre les deux électrodes intérieures M et N de la *figure 4-20*.

$$\Delta V_{num} = R.I = \rho.k.I = k \quad [4-15]$$

Dans cette approche, un corps cylindrique de 70mm de diamètre et de 20mm de hauteur a été modélisé. Huit points sont placés sur le plan médian simulant ainsi les électrodes ponctuelles. Le maillage utilisé est composé de triangles libres à trois nœuds. La géométrie créée et le maillage utilisé sont représentés sur la *figure 4-21*. Les faces supérieure et inférieure ainsi que la surface du périmètre du cylindre sont considérées comme isolantes. La variation de la différence de potentiel obtenue par le modèle sur la ligne droite joignant les deux points de mesure (points 10 et 13, *Figure 4-21*) est donnée sur la *figure 4-22*. La différence de potentiel entre ces deux points permet de déduire la valeur de $\Delta V_{num}=k$, et qui s'élève à une valeur de 19.56 m⁻¹. Un maillage plus fin a été testé, mais la valeur de k reste inchangée. La *figure 4-23*, représente les lignes de courant ainsi que les équipotentielles obtenues dans cet exemple. Ces lignes de courant débutent et se terminent des points d'injections, et s'étalent sur toute la surface, reflétant l'homogénéité du corps.

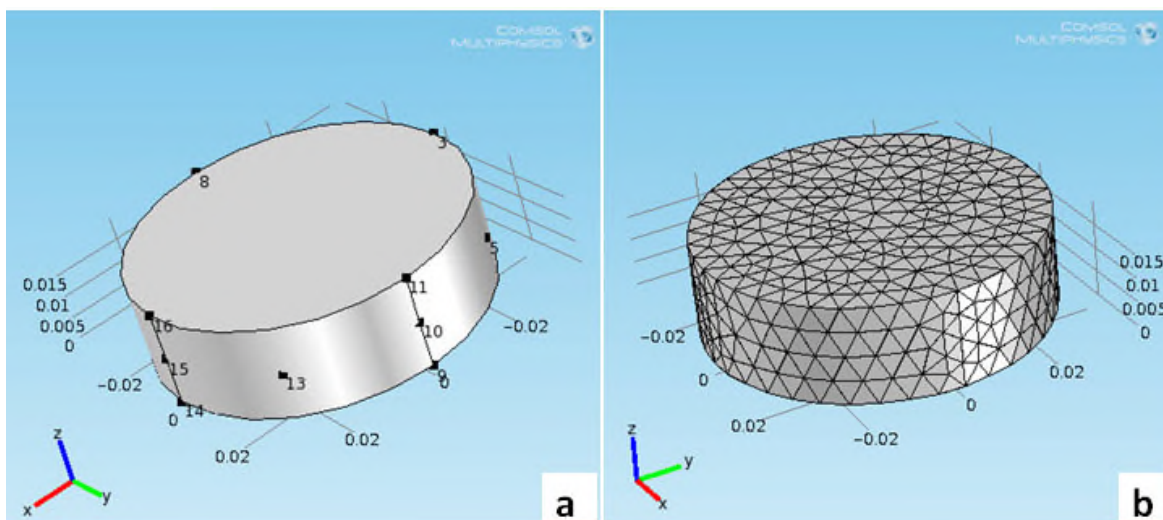


Figure. 4-21. a)géométrie et position des électrodes, b) maillage de la géométrie.

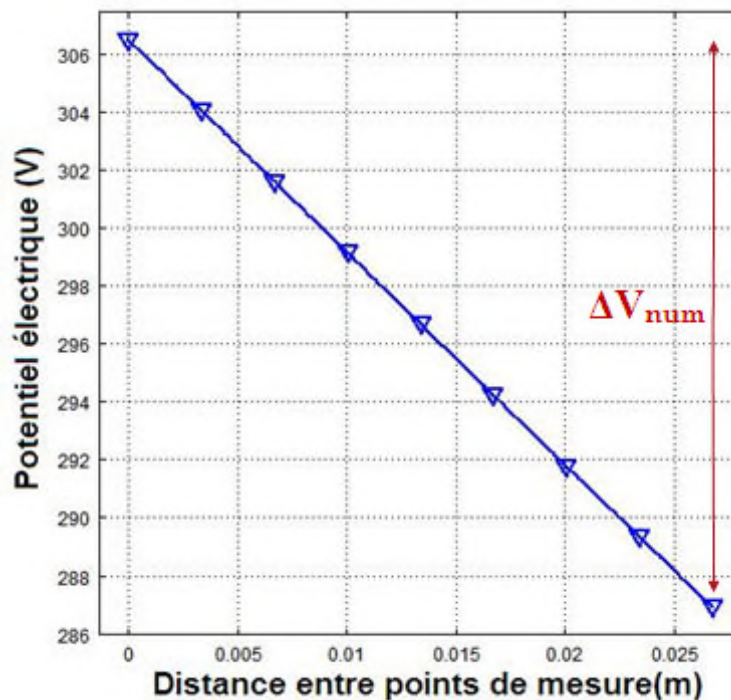


Figure. 4-22. Variation du potentiel électrique entre les électrodes de mesures (points 10 et 13).

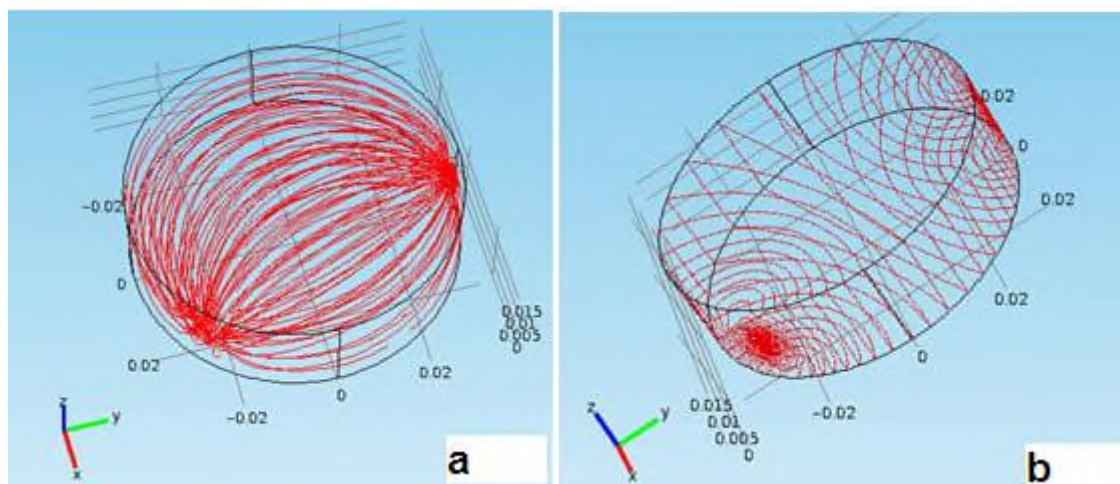


Figure. 4-23. a) Représentation des lignes de courant entre les points d'injection(a), et équipotentielle (b).

4.5.5.2. Effet de la variation de l'épaisseur du disque sur le coefficient géométrique

Durant un essai œdométrique à succion contrôlée, l'échantillon de sol varie de hauteur en fonction de la succion imposée et de la charge appliquée. Dans ces circonstances, il est important de voir l'évolution du coefficient de géométrie en fonction de la hauteur ou l'épaisseur « ep » du disque, et ceci sans changement de la position des électrodes initiales. Les résultats, représentés sur la *figure 4-24*, montrent que la

diminution de l'épaisseur du disque augmente le coefficient de géométrie selon une loi linéaire. La droite de régression obtenue (Équation. 4-16) permet d'avoir un coefficient de corrélation $R^2=0.99$.

$$k = -1.039ep + 40.47 \quad [4-16]$$

4.5.6. Détermination de la relation degré de saturation -résistivité

Afin que les mesures de la résistivité apparente soient représentatives, nous avons préparé plusieurs échantillons de notre matériau d'étude qui est l'argile de Boughrara à différentes teneurs en eau et densités sèches. La gamme de teneur en eau choisie varie de 5 à 25 %, et celles des densités sèches entre 1.32 et 2. Ces valeurs ont été choisies pour permettre le balayage des variations de ces paramètres en cours des essais œdométriques à succion contrôlée, qui seront réalisés sur des échantillons compactés à l'OPN.

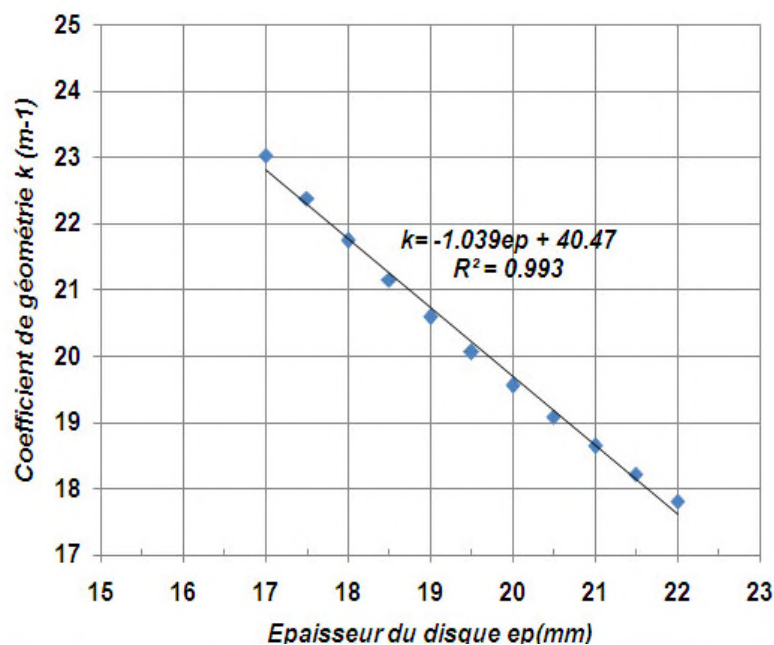


Figure. 4-24 Variation du coefficient géométrique en fonction de l'épaisseur du disque.

La procédure de préparation des échantillons pour mesure de la résistivité est comme suit :

- Préparation du matériau à une teneur en eau donnée et homogénéisation du matériau,
- Tamisage du matériau humide à 4 mm, pour élimination des mottes,
- mise en repos pour l'homogénéité de l'état hydrique,
- Compactage quasi statique de l'échantillon directement dans la bague en PVC, à une vitesse de 1 mm/min. La bague est renforcée par collier de serrage (Figure. 4-18), afin d'éviter sa probable déformation à cause des pressions latérale. Les dimensions finales des échantillons sont : 20 mm de hauteur et 70 mm de diamètre.

- Implantation des électrodes (enfoncement de 2 mm tous les 45° radialement au moule, et à mi-hauteur des échantillons).
- Prise de mesures électriques comme indiquée dans le paragraphe 5-3. L'intensité de courant injecté correspond à une tension de 40 V. Cette valeur correspond à la tension pour laquelle on a pu obtenir des mesures de tension pour tous les échantillons préparés.

La valeur de la résistivité est déduite de la façon suivante : En injectant un courant unitaire dans un milieu homogène de résistivité unitaire, on a $\Delta V_{num} = k$, dans le cas expérimental on a :

$$\Delta V_{exp} = \rho_{exp} \cdot k \cdot I_{exp} \quad [4-17]$$

En remplaçant la valeur de k dans cette équation on obtient :

$$\rho_{exp} = \frac{\Delta V_{exp}}{k \cdot I_{exp}} = \frac{\Delta V_{exp}}{\Delta V_{num} \cdot I_{exp}} \quad [4-18]$$

Si dans le cas expérimental on applique un courant unitaire, on obtient :

$$\rho_{exp} = \frac{\Delta V_{exp}}{k} = \frac{\Delta V_{exp}}{\Delta V_{num}} \quad [4-19]$$

Pour chaque échantillon confectionné, la valeur du degré de saturation initial et de la teneur en eau volumique initiale sont déduites comme suit :

$$Sr = w \frac{\gamma_s - \gamma_d}{(\gamma_s - \gamma_d) \gamma_w} \quad [4-20]$$

$$\theta = w \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad [4-21]$$

Les résultats obtenus sont présentés dans la *figure 4-25 et 4-26*. L'évolution de la résistivité en fonction du degré de saturation est semblable à celle obtenue par *Abu-Hassanein, 1996* (cf. *Figure. 4-14*). La valeur de cette dernière est d'autant plus importante que le degré de saturation, ou la teneur en eau volumique est faible. Cependant, il est à noter que la valeur minimale du degré de saturation obtenue est de l'ordre de 19 %. Sur ces deux figures, nous avons ajouté une courbe de tendance de type puissance. Une bonne corrélation entre le degré de saturation et la teneur en volumique avec la résistivité est observée. Le coefficient de corrélation est de l'ordre de $R^2 = 0.96$ dans le premier cas et de 0.93 dans le deuxième cas. Les équations de corrélation sont données comme suit :

$$\begin{aligned} Sr &= 496.1 \rho^{-0.33} & R^2 &= 0.96 \\ \theta &= 185.2 \rho^{-0.31} & R^2 &= 0.93 \end{aligned} \quad [4-23]$$

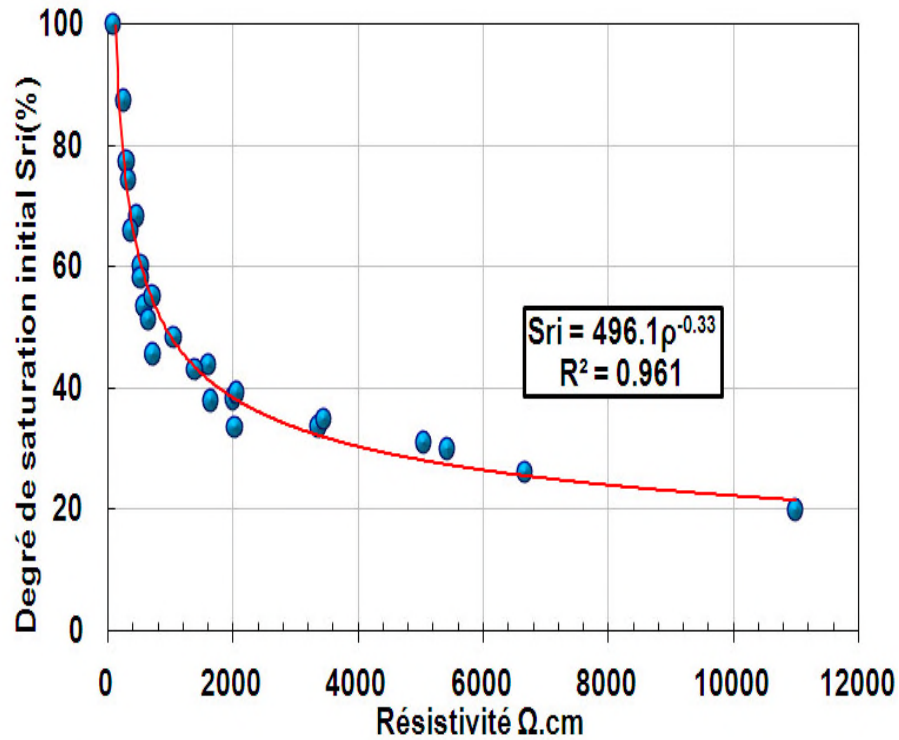


Figure. 4-25. Évolution du degré de saturation en fonction de la résistivité.

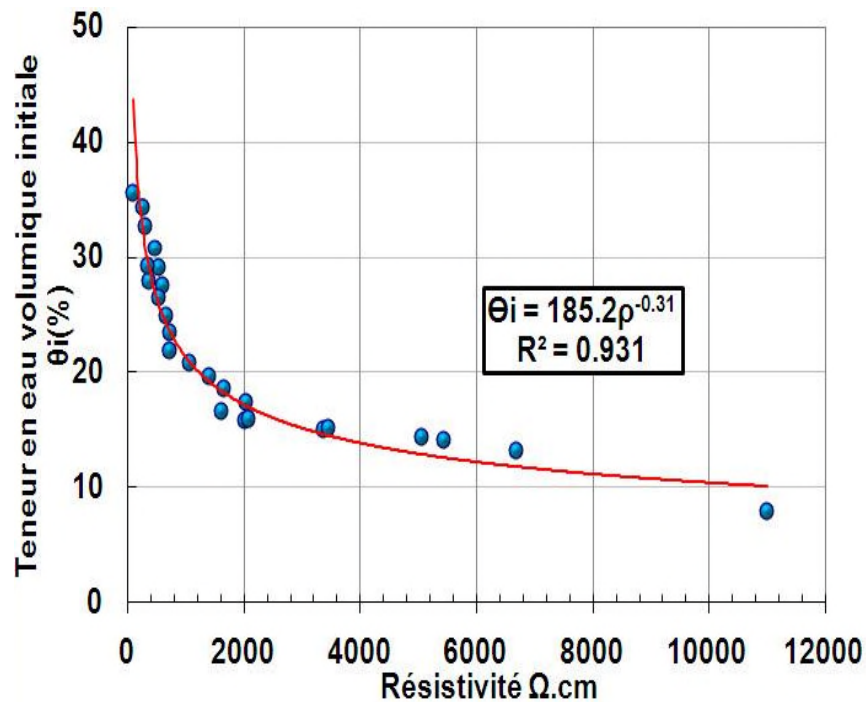


Figure. 4-26. Évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la résistivité.

En comparant l'équation 4-12 avec l'équation 4-23 de la courbe de corrélation du degré de saturation, on peut déduire par identification que la résistivité à saturation ρ_{sat} vaut $496.1 \Omega \cdot \text{cm}$, et le paramètre B est égal à 0.33.

Des échantillons tests ont été préparés, afin d'examiner l'efficacité de ces deux équations de corrélation. Pour cela, nous avons tracé la valeur du degré de saturation et teneur en eau volumique initiale prédites par l'équation 4-23, avec celles mesurées réellement sur les mêmes échantillons. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures 4-27 et 4-28.

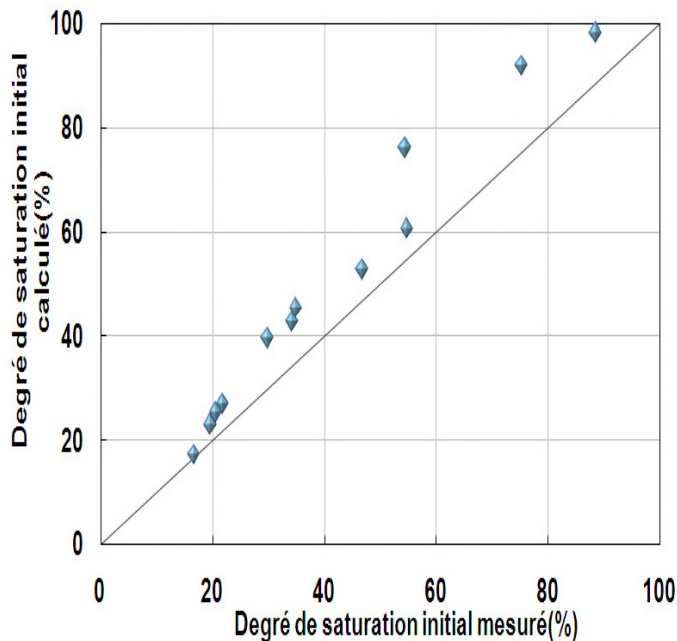


Figure. 4-27. Comparaison entre les degrés de saturation calculés et mesurés par la méthode de résistivité.

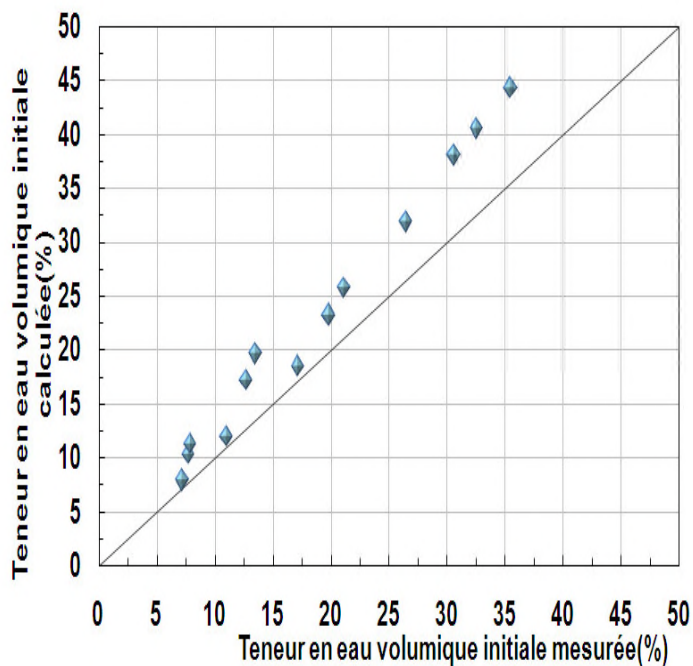


Figure. 4-28. Comparaison entre les teneurs en eau volumique calculées et mesurées par la méthode de résistivité.

On constate que les deux équations ont tendance à surestimer la valeur du degré de saturation ou la teneur en eau volumique initiale. L'erreur relative calculée sur les valeurs obtenues, montre que cette dernière est comprise entre 2.5 et 30 % dans le cas de la prédiction du degré de saturation, et elle varie entre 8 et 45 % dans le cas de la teneur en eau volumique. Ceci montre la nécessité d'avoir davantage de mesures pour l'établissement de la courbe d'étalonnage.

En supposant la validité des relations 4-16 et 4-23 pour n'importe quelle épaisseur d'échantillon, chose qu'on suppose n'être pas loin de la vérité, puisque la variation de la hauteur d'un échantillon au cours d'un essai œdométrique à succion contrôlée résulte en sa variation de sa densité sèche ; ce qui a été pris en considération dans l'établissement des deux courbes d'étalonnage. Dans ce cas-là, la valeur du degré de saturation et de la teneur en eau volumique peuvent être écrites en fonction de l'épaisseur de l'échantillon, comme suit :

$$\begin{aligned} Sr &= 496.1 \left[\frac{\Delta V_{\text{exp}}}{(-1.039ep + 40.47)I_{\text{exp}}} \right]^{-0.33} \\ \theta &= 185.2 \left[\frac{\Delta V_{\text{exp}}}{(-1.039ep + 40.47)I_{\text{exp}}} \right]^{-0.31} \end{aligned} \quad [4-24]$$

4.5.7. Validation de la méthode

4.5.7.1. Validation sur papier conducteur

Pour la validation de la méthode, un papier conducteur a été découpé en forme circulaire de diamètre de 70mm comme le montre la figure 4-29. L'épaisseur du papier mesurée par un pied à coulisse est de 0.08mm. Sa résistivité était mesurée en découpant des bandes rectangulaires de dimensions connues et dont il est facile de déterminer le coefficient géométrique. La valeur de la résistivité obtenue est égale à 0.132 Ω .m.

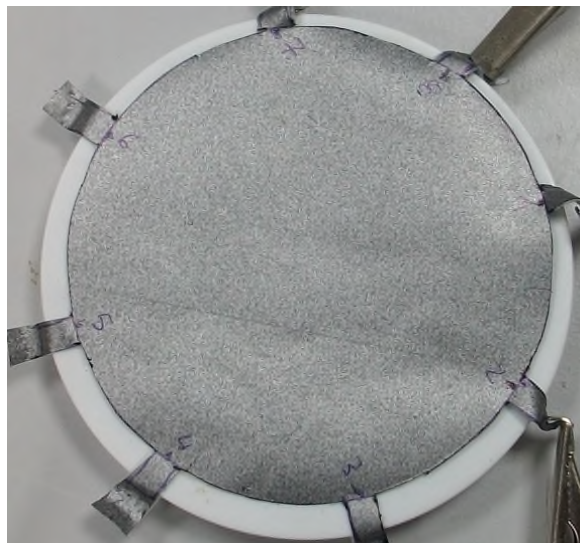


Figure. 4-29. Papier conducteur pour test de la méthode de résistivité.

Un courant de 40 μA a été imposé, et les mesures réalisées sont présentées dans le tableau 4-4 . En utilisant COMSOL, nous avons estimé le coefficient de géométrie avec la même procédure décrite dans le paragraphe 5-4. La courbe de variation de la différence de potentiel entre les bornes de mesures est représentée sur la *figure 4-30*. Le calcul de la différence de potentiel entre ces bornes a donné une valeur 4885.84 V, et qui correspond au coefficient de géométrie du papier conducteur. Il est à noter que l'utilisation de la formule 4-16 n'aboutit pas à cette valeur, ce qui suppose que sa validité est limitée par un seuil en termes d'épaisseur de l'échantillon. L'application de la *formule 4-18* nous permet d'avoir les valeurs de la résistivité, et qui sont reportées dans le *tableau 4-4*.

Tableau 4-4. Données de mesures et résistivité calculée.

I_{imp} (μA)	ΔV_{imp} (V)	ΔV_{exp} (mesuré) (mV)	ρ calculé ($\Omega\cdot\text{m}$)	Erreur relative (%)
40	0.548	25.1	0.128	3.03
	0.605	32.8	0.168	27.27
	0.532	22.3	0.114	13.64
	0.507	27	0.138	4.55
	0.489	27.8	0.142	7.58
	0.487	28.3	0.145	9.85
	0.521	24.2	0.124	6.06
	0.433	27.9	0.143	8.33

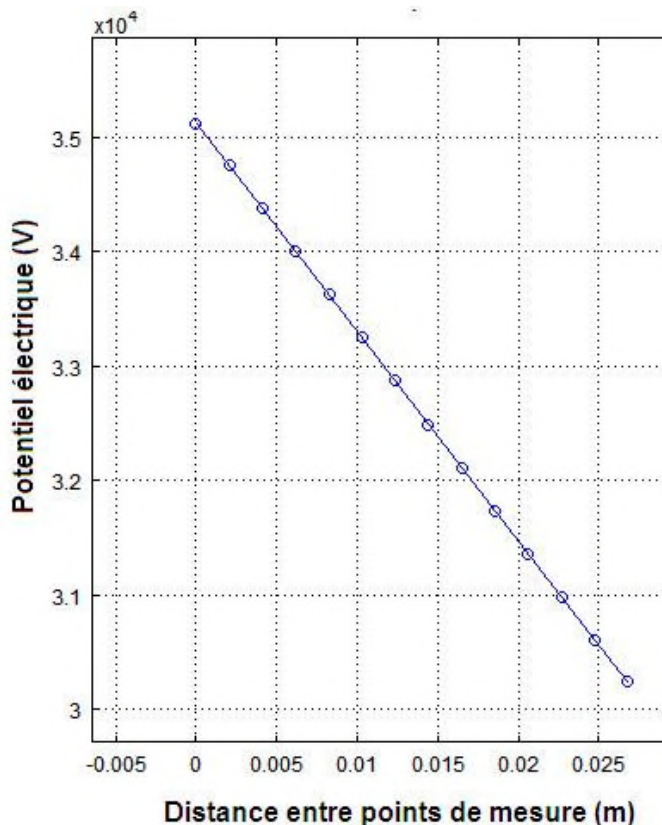


Figure. 4-30. Variation du potentiel électrique entre les électrodes de mesures pour le papier conducteur.

La valeur moyenne des résistivités calculées est de $0.138 \Omega.m$, et l'écart type obtenu est de l'ordre de 0.016. Le calcul de l'erreur relative par rapport à la résistivité du papier conducteur qui vaut $0.132 \Omega.m$, montre que cette dernière reste inférieure dans la majorité des cas à 10 %, ce qui montre la fiabilité du dispositif électrique et la méthode de détermination du coefficient géométrique.

4.5.7.2. Validation sur des solutions salines

La validation du facteur géométrique du dispositif électrique est effectuée aussi grâce à la comparaison entre les résistivités mesurées à l'aide du dispositif étudié et celles provenant d'un conductivimètre étalonné pour une température de référence de $25^{\circ}C$ (ρ_{cond}). Ces mesures sont effectuées sur les mêmes solutions salines à concentration en chlorure de sodium variable, dans une température de $16^{\circ}C$. L'intensité du courant injectée est de 0.5 mA, et la hauteur du liquide considérée dans le moule est de 20 mm. Le nombre et la durée des mesures doivent être réduits afin de limiter l'évolution de l'eau par modification ionique due aux injections de courant et donc limiter la perturbation des résultats expérimentaux. Les mesures obtenues, ainsi que la résistivité calculée est corrigée pour une température de $25^{\circ}C$ en utilisant la relation 4-13, sont rassemblées dans le tableau 4-5.

D'après le *tableau 5-4*, on constate que l'écart type entre les valeurs de résistivité pour chaque concentration en NaCl est généralement inférieur à 2, sauf dans le cas de la dernière concentration, où il s'élève à 26.66. Le calcul de l'erreur relative par rapport à la résistivité obtenue par le conductimètre, montre que cette dernière est généralement inférieure à 10 %, et dans le reste des cas, elle est comprise entre 10 % et 20 %.

En rapportant les valeurs de résistivité obtenues par le dispositif expérimental et celles mesurées par le conductimètre, sur la *figure 4-31*, on observe que l'augmentation de la concentration en sel fait diminuer la résistivité électrique de la solution saline. Les résultats indiquent une bonne cohérence entre les deux protocoles de mesure.

D'après la *figure 4-31*, les valeurs obtenues grâce au dispositif électrique testé semblent être légèrement supérieures à celles du conductivimètre : cette erreur sur la résistivité pourrait s'expliquer par l'erreur expérimentale sur l'estimation du volume d'eau contenu dans le moule, et qui pourrait influencer directement sur la valeur du coefficient géométrique pris en compte.

Tableau 4-5 . Données de mesures et résistivités calculées pour une solution NaCl à différente concentration.

Concentration (mol/l)	ΔV_{imp} (V)	ΔV_{exp} (mesurée) (V)	ρ calculée ($\Omega.m$)	Ecart type	$\rho_{moyenne}$ ($\Omega.m$)	ρ_{cond} ($\Omega.m$)	Erreur relative (%)
0.001	4.43	0.35	29.35	1.72	27.04	27.4	7.12
	4.68	0.3	25.15				8.21
	4.62	0.34	28.51				4.05
	4.98	0.3	25.15				8.21
	4.85	0.33	27.67				0.99
	4.28	0.34	28.51				4.05
	4.67	0.32	26.83				2.08
	4.66	0.3	25.15				8.21
0.003	3.9	0.341	28.59	1.65	26.27	25.77	10.94
	4.33	0.297	24.9				3.38
	4.33	0.324	27.17				5.43
	4.4	0.292	24.48				5.01
	4.47	0.323	27.08				5.08
	3.9	0.331	27.75				7.68
	4.34	0.312	26.16				1.51
	4.25	0.28	24.06				6.64
0.005	2.06	0.166	13.92	0.81	12.64	12.18	14.29
	2.37	0.14	11.74				3.61
	2.46	0.158	13.25				8.78
	2.41	0.141	11.82				2.96
	2.53	0.156	13.08				7.39
	2.07	0.156	13.08				7.39
	2.33	0.148	12.41				1.89
	2.44	0.141	11.82				2.96

Tableau 4-5 (suite) : Données de mesures et résistivités calculées pour une solution NaCl à différente concentration.

Concentration (mol/l)	ΔV_{imp} (V)	ΔV_{exp} (mesurée) (V)	ρ calculée ($\Omega.m$)	Ecart type	$\rho_{moyenne}$ ($\Omega.m$)	ρ_{cond} ($\Omega.m$)	Erreur relative (%)
0.007	2.01	0.167	14	0.75	12.81	12.03	16.38
	2.37	0.144	12.07				0.33
	2.38	0.157	13.16				9.39
	2.49	0.145	12.16				1.08
	2.46	0.157	13.16				9.39
	2.05	0.16	13.42				11.55
	2.36	0.15	12.548				4.31
	2.41	0.142	11.91				1.00
0.049	0.483	0.03	251.5	26.66	227.4	202.84	23.99
	0.747	0.027	226.4				11.62
	0.878	0.029	243.1				19.85
	0.817	0.027	226.4				11.62
	0.838	0.029	243.1				19.85
	0.608	0.029	243.1				19.85
	0.999	0.02	167.7				17.32
	0.788	0.026	218				7.47

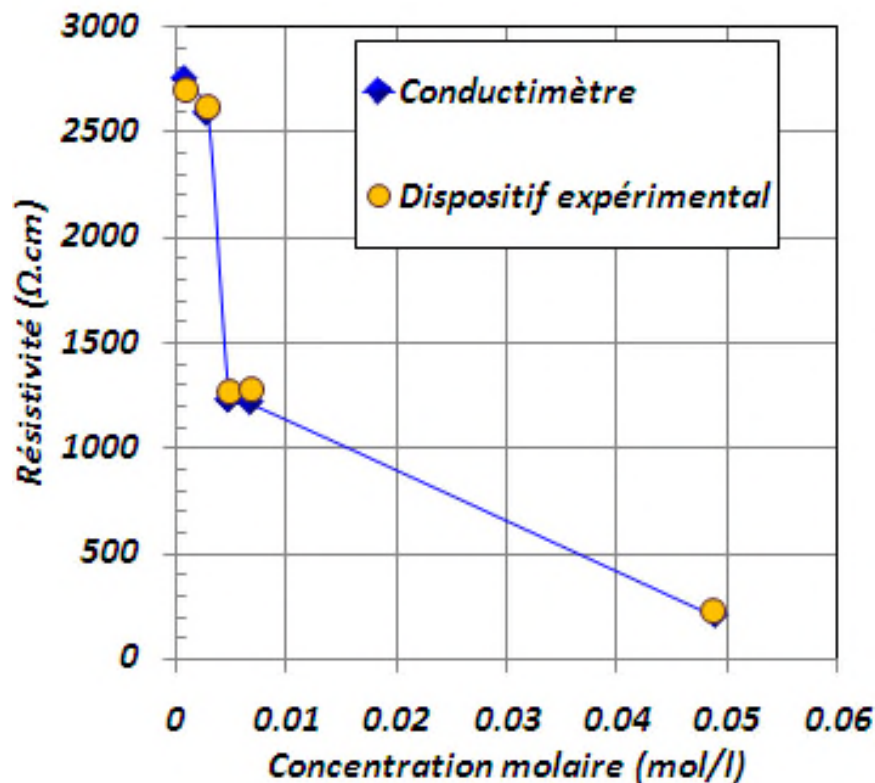


Figure. 4-31. Résistivité électrique de la solution NaCl à différentes concentrations mesurée à partir du dispositif expérimental et du conductivimètre (température de référence=25°C).

4.6. CONCLUSION

Ce chapitre a été l'occasion de présenter l'ensemble des techniques expérimentales qui seront employées dans la suite du travail. La réflexion conduite a permis de mettre en évidence qu'il était préférable d'utiliser la méthode osmotique dans l'œdomètre à succion contrôlée, du fait de sa facilité de mise en œuvre, et la gamme de succion qu'elle peut balayer. Cet appareil permet aussi l'imposition de la succion par la base et la tête de l'échantillon, résultant à une homogénéisation de la succion imposée.

Aussi, dans ce même chapitre, nous avons présenté une adaptation de la méthode électrique à cette cellule œdométrique. Cette méthode consiste à injecter un courant entre deux électrodes, et mesurer la différence de potentiel entre les deux autres. La résistivité est alors déduite du produit du coefficient de géométrie par la résistance de l'échantillon, qui n'est autre que le rapport entre l'intensité de courant injecté et la différence de potentiel mesurée.

La détermination du facteur géométrique était effectuée par modélisation numérique (COMSOL multyphysics), testée et validée numériquement ainsi qu'expérimentalement. Les mesures effectuées sur l'argile de Boughrara compactée à l'OPN, ont permis de déduire une relation de type puissance entre le degré de saturation, ou la teneur en eau volumique et la résistivité mesurée. Le coefficient de corrélation s'élève à plus de 0.93. La comparaison entre des valeurs mesurées et calculées par les expressions obtenues montre

une tendance à une surestimation de la teneur en eau volumique et du degré de saturation.

Une fois le protocole de mesure mis en place, la phase suivante de cette étude consiste à effectuer des séries de mesures au cours des essais œdométriques à succion contrôlée sur l'argile de Bouhrara compactée à l'OPN.

.

CHAPITRE-V

CARACTERISATION DU

COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE

BOUGHRARA SUR CHEMIN DE

DRAINAGE HUMIDIFICATION.

5.1. INTRODUCTION

La partie expérimentale de notre thèse a porté essentiellement sur l'étude du comportement hydromécanique du matériau utilisé dans la réalisation du noyau de barrage de Boughrara. Dans ce chapitre, et après une caractérisation de ce matériau, nous avons étudié son comportement sur un chemin hydrique dans lequel on fait varier la succion tout en gardant la contrainte extérieure nulle. Les conditions initiales des échantillons se présentent sous forme : de pâte saturée à $w_i=1.2w_L$ et consolidée à 100 kPa, en plus compactés aux conditions de mise en place, à savoir l'optimum Proctor.

L'influence de la teneur en eau initiale et la densité sèche de compactage sur la réponse du matériau sur ce type de chemin a été étudiée. En effet, sur un chantier plusieurs facteurs humains et/ou matériels peuvent modifier la valeur de la teneur en eau initiale, ou la densité sèche. C'est ce genre de problèmes incontournable que nous avons voulu prendre en compte en faisant varier la teneur en eau initiale par rapport respectivement à l'état de mise en place, de 3 points du côté sec, et du côté humide, et en simulant un défaut de compactage, résultant d'une densité sèche faible égale à $\gamma_{dmax}-2\%$.

5.2. MATERIAU ETUDIE

Le matériau testé a été prélevé du gisement d'emprunt destiné à la réalisation du noyau du barrage de Boughrara, situé à l'extrême Ouest de l'Algérie. Il est situé sur le point de confluence entre l'oued Tafna et l'oued Mouillah, à environ un kilomètre en amont de la localité de hammam Boughrara et à 60 Km de la ville de Tlemcen. Il est destiné à satisfaire les besoins en eau essentiellement des villes d'Oran (33 millions m³), de Maghnia (17 millions m³) et en eau d'irrigation de la moyenne Tafna (9 millions m³). Vu sa capacité totale qui est de l'ordre de 177 millions de m³, il est considéré comme le plus important de la wilaya de Tlemcen.

Du point de vue géologique (*Figure. 5-1*), le site d'emprunt se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du Jurassique, se développant dans toute l'emprise du barrage. Des marnes grises à verdâtres du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques, et les recouvrent d'un tapis de 60m.

5.2.1. Identification physico-chimique

La figure 5-2, représente la courbe granulométrique de l'argile de Boughrara, obtenue par la méthode de tamisage par voie humide et la sédimentométrie, respectivement selon la norme NF P94-056 et 057. D'après cette courbe, on constate que la fraction inférieure à 80 μm représente 97 %, et que la fraction argileuse ($\leq 2 \mu\text{m}$) représente plus de 70 %. Les valeurs des coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement 1.67 et 0.82, montrent qu'on est présence d'une granulométrie peu étalée.

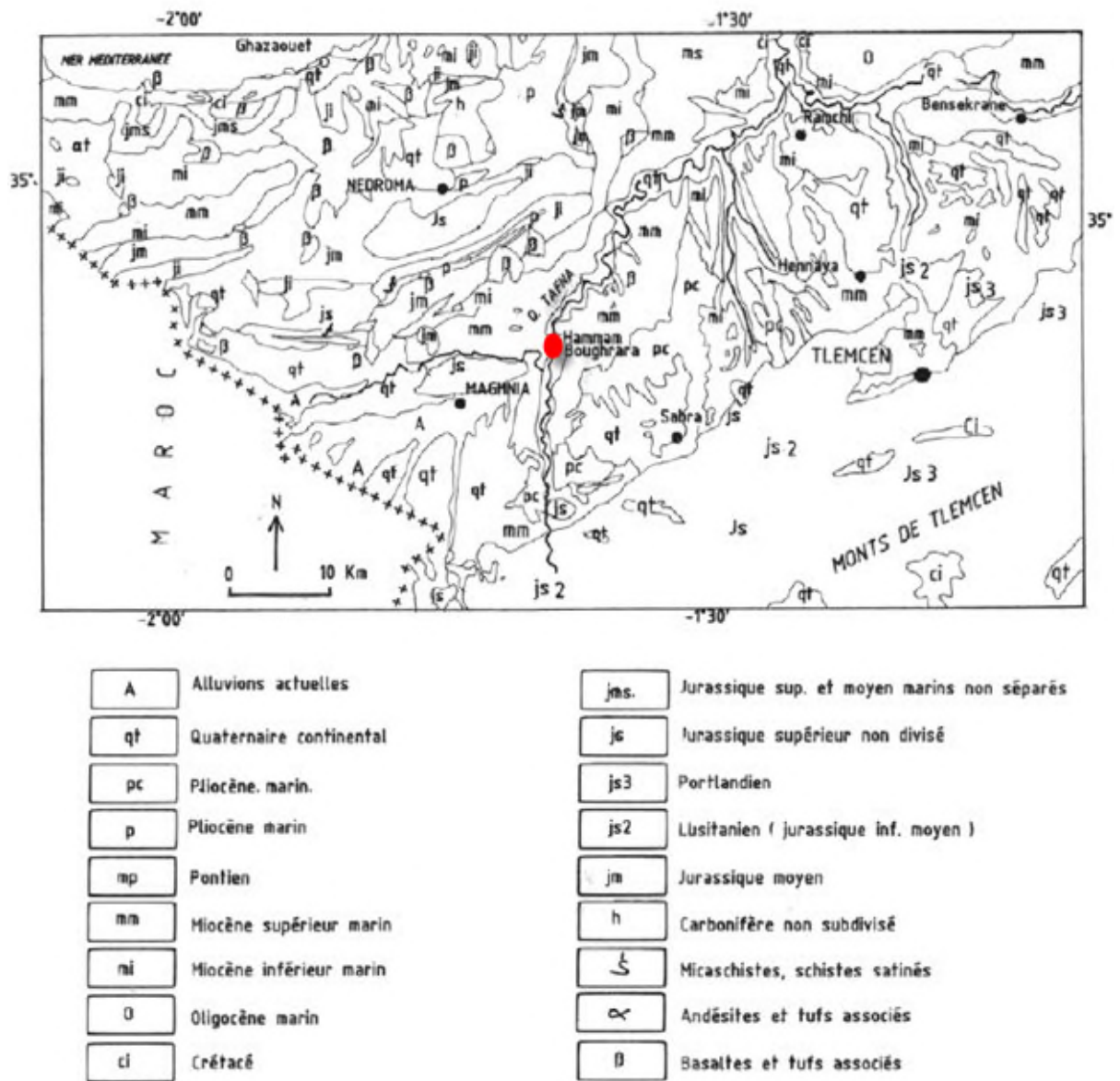


Figure. 1. Carte géologique de la région de Boughrara (source : Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500000. 2^{ème} édition).

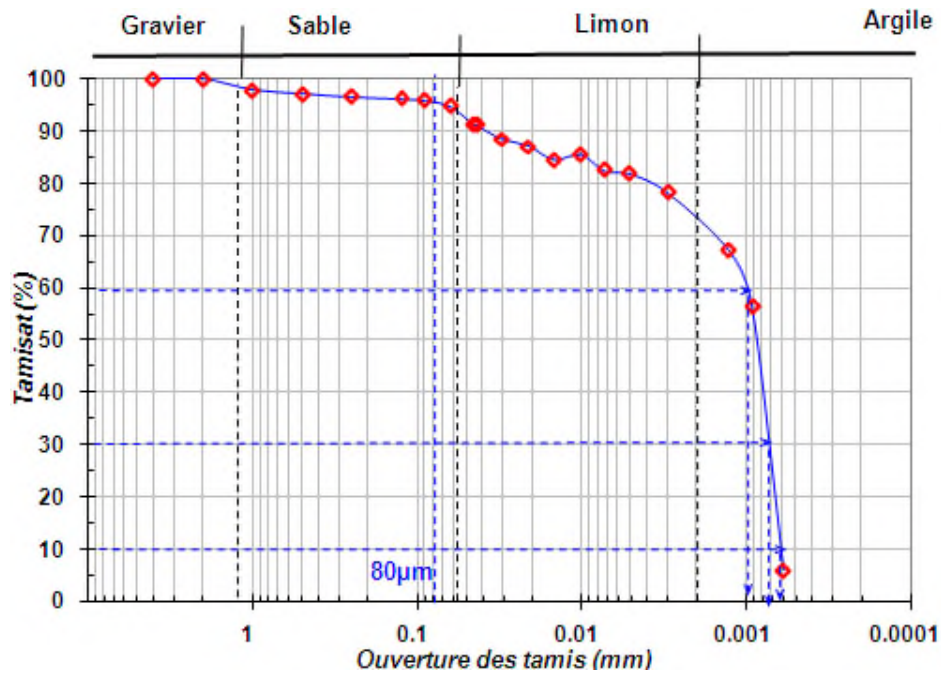


Figure.5-2. Courbe granulométrique de l'argile de Boughrara.

Cette argile présente une limite de liquidité de l'ordre de 54 % et une limite de plasticité de 28 %. Selon le diagramme de Casagrande (Figure.5-3), cette argile se situe dans la gamme des argiles très plastiques. Sur la même figure, nous avons tracé la corrélation de *Biarez et Favre, 1975*, donnée par la formule (5-1), et la ligne U donnée par la formule (5-2).

$$I_p = 0.73(w_L - 13) \quad [5-1]$$

$$I_p = 0.73(w_L - 8) \quad [5-2]$$

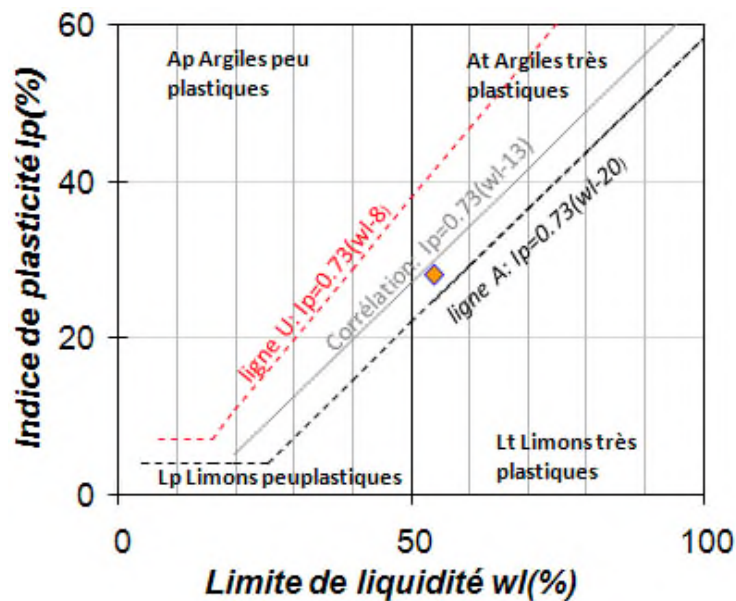


Figure.5-3. Position de l'argile de Boughrara sur le diagramme de Casagrande.

La valeur du bleu vaut 10.11, ce qui permet d'estimer sa surface spécifique par la formule de *Tran Ngoc Lan, 1977*, et qui donne une valeur de 212 m²/g. Le calcul du coefficient d'activité par la formule de *Skempton 1953*, donne une valeur de 0.39. Faute d'analyse minéralogique exacte, on peut dire que cette argile est peu active, et elle est composée essentiellement d'illite et de Kaolinite. Le taux de matière organique est estimé entre 5 et 6.5 %, et celui du carbonate de calcium est de 20 %. Selon la classification USCS/LPC, ce sol est désigné : fO-At, argile très plastique faiblement organique. L'ensemble des résultats des essais d'identifications sont regroupés dans les tableaux 5-1 et 5-2.

Tableau 5-1. Paramètres physiques de l'argile de Boughrara.

Granulométrie XP P94-041 et NF P94-057					Plasticité NF P94-051			Densité des grains solides NF P94-054
<80µm	<2µm(2)	d ₆₀	d ₃₀	d ₁₀	w _L	w _P	Ip(1)	γ _s /γ _w
97%	72%	1µm	0.7µm	0.6µm	54%	26%	28%	2.65

Tableau 5-2. Paramètres chimiques de l'argile de Boughrara.

Teneur en CaCO ₃ NF P94-048	Valeur de bleu NF P94-068	Surface Spécifique	Teneur en MO XP P94-047	Ac (1/2)
20%	10.11	212 m ² /g	5-6.5%	0.39

5.2.2. Courbe de compactage

Afin de compléter la caractérisation de notre matériau, nous avons déterminé les caractéristiques de compactage à l'OPN et l'OPM, selon la norme NF P 94-093. Les résultats sont représentés sur la figure 5-4.

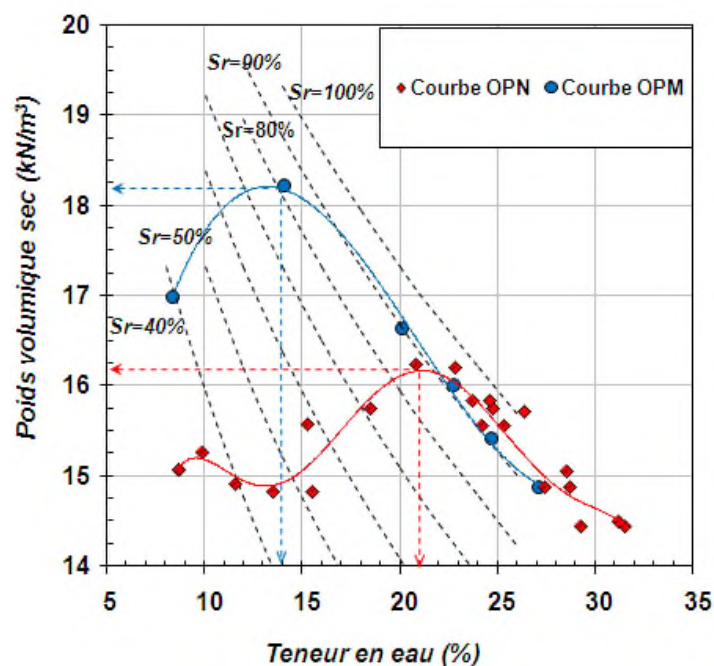


Figure. 5-4 : Courbe de compactage dynamique de l'argile de Boughrara.

Les valeurs de compactage obtenues en terme de teneur en eau optimale est densité sèche maximale sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 5-3. Paramètres de compactage de l'argile de Boughrara.

Paramètres de compactage	OPN	OPM
Teneur en eau (w)	21%	14%
Poids volumique sec (γ_d)	16.2kN/m ³	18.2kN/m ³

Selon les courbes de saturation, l'optimum Proctor normal correspond à un degré de saturation proche de 90 %, et celui de l'optimum Proctor modifié à 80 %.

5.3. PREPARATION DES ECHANTILLONS

Dans le cadre de cette étude, les échantillons ont été préparés :

- Sous forme de pâte saturée ($w_i \geq 1.2w_L$),
- Initialement sous forme de pâte saturée, puis consolidée à 100 kPa,
- Échantillons obtenus par compactage quasi statique. Ce mode de compactage a été retenu du fait qu'il permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes et une meilleure reproductibilité qu'avec le compactage dynamique (Romero, 1999, Tabani, 1999). Selon Carvalho et al, 1987, cette méthode conduit à des échantillons ayant une microstructure et un comportement mécanique plus proche que celui des échantillons compactés en place.

Le matériau a été livré en vrac au laboratoire, et se présente sous forme d'un mélange de blocs d'argiles de dimensions variées. Donc, pour sa préparation aux différents essais projetés, on a suivi les étapes suivantes :

- Broyage des blocs d'argiles,
- Étuvage du matériau à une température de 105°C,
- Pour les échantillons sous forme de pâte à $1.2w_L$ et consolidés à 100 kPa, on pèse une portion suffisante du matériau puis on la malaxe avec une quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention de la teneur en eau désirée, par le moyen d'un malaxeur mécanique comme le montre la figure 5-5. L'opération de consolidation est effectuée dans un consolidomètre spécialement conçu pour cette raison (Figure. 5-6). Il permet d'obtenir des échantillons de diamètre de 100 mm et d'une hauteur variable selon la quantité de matériau introduite.



Figure. 5-5. préparation de la pâte saturée.



Figure. 5-6. Appareil de consolidation.

- Pour les échantillons compactés, toujours la quantité d'eau distillée est ajoutée au matériau sec, par le moyen d'un arrosoir. Au fur et à mesure de l'ajout d'eau on malaxe le matériau afin d'obtenir un mélange homogène. Cette opération permet de réduire de façon considérable la formation de mottes. Après, le mélange est conservé dans des sacs étanches, puis laissé pendant au moins 24h dans un endroit hermétique pour l'homogénéisation de la teneur en eau. Ensuite, on le fait passer dans un tamis de 4mm pour retirer les grumeaux formés. Avant chaque essai, une vérification de la teneur en eau est réalisée.

- Pour les essais œdométriques, le compactage quasi statique était réalisé à une vitesse de 1mm/min directement dans la bague œdométrique (Figure. 5-7), alors que pour les essais de drainage humidification, le compactage été réalisé dans un moule de 22.05 mm de diamètre (Figure. 5-8). Les dimensions de l'échantillon confectionné ainsi que sa teneur en eau (w) et sa densité sèche (γ_d) étant connues, on peut facilement calculer le poids humide Ph à introduire dans le moule de compactage avec la formule (5-3):

$$Ph = V \cdot \gamma_d \cdot (1 + w) \quad [5-3], \text{ avec } V \text{ le volume de l'échantillon.}$$



Figure. 5-7. Compactage quasi statique pour essais œdométriques.



Figure. 5-8. Moule de compactage pour un essai de drainage humidification.

5.4. CARACTERISATION A L'ÉTAT SATURE

Pour étudier l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique, il est essentiel de connaître le comportement du matériau saturé, qui sera utilisé comme état de référence.

5.4.1. Comportement sur chemin œdométrique et isotrope

L'essai œdométrique consiste à appliquer des charges croissantes suivant une progression géométrique telle que le rapport $(\sigma_{i+1}-\sigma_i)/\sigma_i=1$, chaque charge étant maintenue constante durant une période qui est habituellement de 24h. Après que la charge maximale est atteinte, on procède au déchargement.

Trois essais œdométriques saturés ont été réalisés sur une pâte saturée avec une teneur en eau initiale supérieure à $1.2w_L$, consolidée à 100 kPa et compactés aux conditions OPN. En plus, nous avons ajouté un essai de compression isotrope sur l'échantillon consolidé à 100kPa, dans lequel on augmente la pression de confinement dans la cellule triaxiale, tout en assurant le drainage de l'échantillon.

Les conditions initiales et finales des différents échantillons sont données dans le tableau 5-4. L'ensemble des courbes obtenues sont représentées sur les figures 5-9 et 5-10. Sur ces mêmes figures, nous avons ajouté la corrélation de *Biarez et Favre, 1975*, donnée pour le chemin de compression isotrope (Équations. 5-7 et 5-8). Les essais œdométriques ont été réalisés suivant la norme française NFP94-090-1, sauf pour les échantillons compactés, ou cette norme préconise dans le cas où le sol est sensible à l'eau, d'empêcher tout gonflement par l'ajout de charge progressive. Cependant, la réalisation de cette procédure est un peu délicate dans notre laboratoire, du fait que l'expérience avec ce matériau a montré que le gonflement dure plus de 48h avant stabilisation (Figure. 5-10a), ce qui rend l'opération du blocage du gonflement par l'ajout de charge manuellement très difficile. Donc comme alternative, nous avons eu recours à la norme ASTM 4546-03, méthode A, dite méthode de gonflement libre, dans laquelle on laisse l'échantillon gonfler sous la charge du piston, et après stabilisation, on commence le chargement par dédoublement de charge. La pression de gonflement est définie comme étant la charge qui annule la déformation engendrée par le gonflement.

Tableau. 5-4. Caractéristiques initiales et finales des essais œdométriques et isotrope réalisés sur l'argile de Boughrara.

État initial	w _i (%)	γ _d (kN/m ³)	e _i	Sr _i (%)	w _f (%)	e _f	Sr _f (%)
Pâte saturée (E1)	97		2.481	97.04	31.67	0.870	96.47
Pâte consolidée à 100 kPa (E2)	38.88		1.034	99.65	24.78	0.659	99.65
Pâte consolidée à 100 kPa -isotrope-(E3)	39.83		1.056	99.69	26.28		
Compacté à OPN -gonflement libre-(E4)	20.39	16.2	0.636	84.95	21.64	0.577	99.4

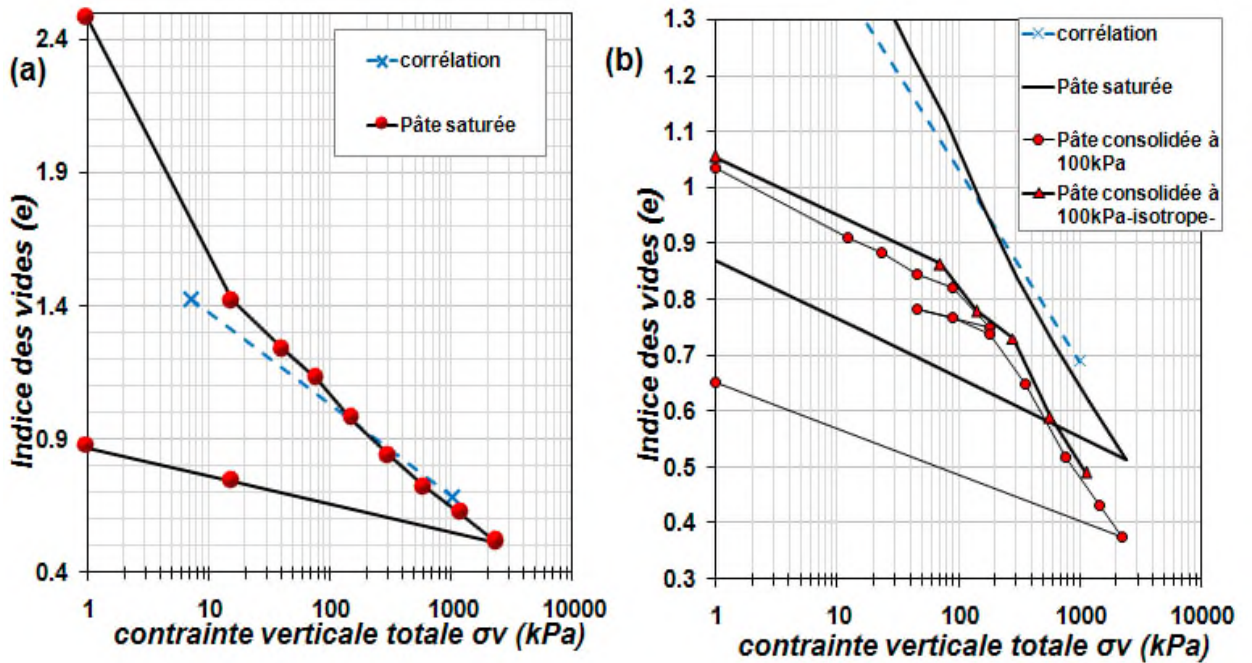


Figure.5-9. (a). Essai œdométrique sur pâte saturée (b). Essai œdométrique et isotrope sur pâte consolidée à 100 kPa.

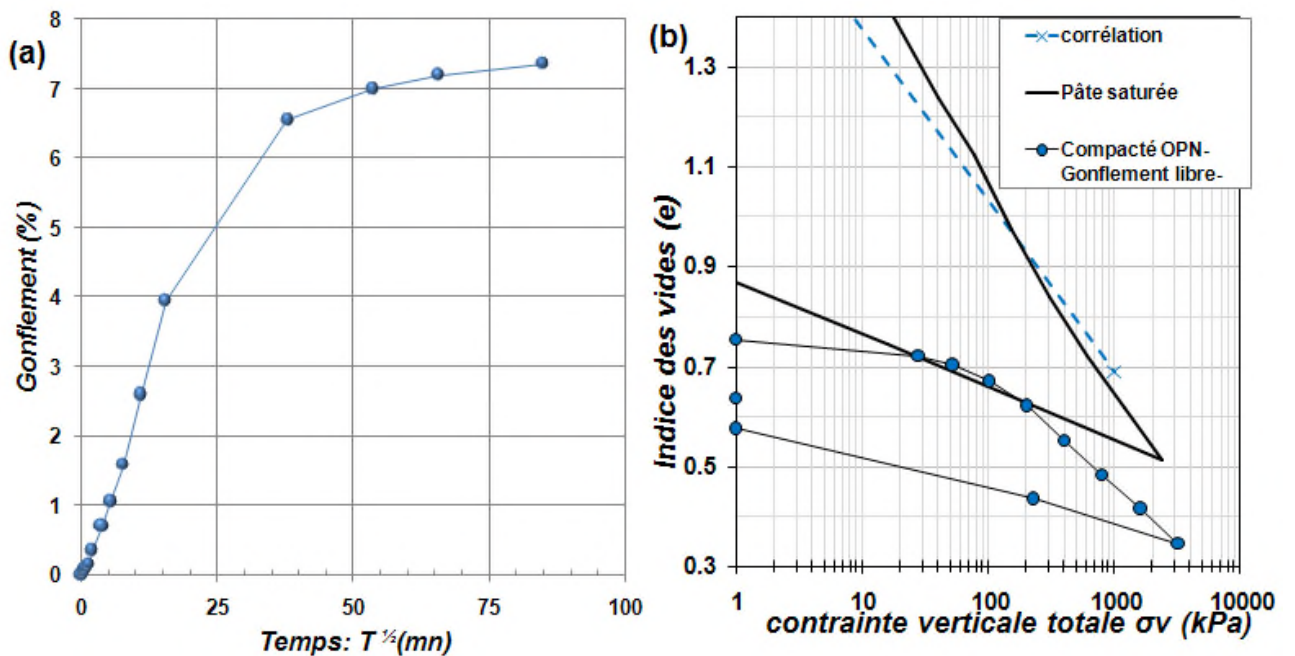


Figure. 5-10. (a). Consolidation de l'échantillon compacté à l'OPN sous piston. (b). Essai de gonflement libre sur échantillon compacté à l'OPN.

Sur le *Tableau 5-5*, nous avons regroupé les valeurs des coefficients de consolidation (C_c et λ) et de déchargement (C_s et κ), calculés pour les différents essais réalisés. Pour le coefficient C_c , ce dernier est calculé entre les deux derniers points de la courbe de chargement, tandis que C_s , il est calculé à partir des deux premiers points de déchargement. Dans le même tableau nous avons ajouté les valeurs de la pression de préconsolidation (P'_0) des essais E2, E3 et E4 déterminés à partir de l'intersection des droites de la partie surconsolidée et normalement consolidée. Pour l'essai E3, le passage des contraintes moyennes effectives aux contraintes verticales effectives s'effectue à partir de la relation 5-4 :

$$\sigma_v = \sigma'_v = 3P' / (1 + 2K_0), \quad [5-4]$$

Avec P' est la contrainte moyenne effective, et K_0 le coefficient de poussée des terres au repos, estimé à partir de la corrélation de *Massarsch, 1979*:

$$K_0 = 0.44 + 0.42(I_p/100) \quad \text{ce qui donne } K_0 = 0.56 \quad [5-5]$$

Tableau. 5-5. Paramètres de compressibilité des essais œdométriques et isotrope.

Essai	C_c -(λ)	C_s -(κ)	C_c / C_s	P'_0 (kPa)
Corrélation	0.369-(0.160)	0.092-(0.040)	4	
E1	0.352-(0.153)	0.106-(0.046)	3.32	
E2	0.3-(0.131)	0.095-(0.041)	3.15	110
E3	0.399-(0.175)			130
E4	0.225-(0.111)	0.075-(0.034)	2.89	140

5.5. COMPORTEMENT SUR CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

5.5.1. Introduction

Nous désignons par chemins de drainage humidification des chemins dans lesquels le paramètre moteur essentiel est la succion, en l'absence de contrainte extérieure.

L'étude des chemins de drainage humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la succion à laquelle est soumis le sol, et de comprendre cet aspect important de son comportement, d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent en première approximation des chemins de drainage ou d'humidification : retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière, etc.

L'essai consiste à imposer au sol une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite de succions décroissantes (humidification): à l'équilibre, sous chaque succion, on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume total, teneur en eau), pour en déduire les paramètres d'état : indices des vides, degré de saturation.

5.5.2. Détermination des paramètres d'états

5.5.2.1. Teneur en eau

La teneur en eau massique des échantillons dans les différents états choisis est déterminée de la manière suivante : à l'instant t_0 , des morceaux d'échantillons humides sont pesés. La teneur en eau massique est mesurée après avoir soumis ces morceaux à l'étuvage. Puisque notre matériau contient un pourcentage non négligeable de matière organique, la norme en vigueur (*NF P94-50*), préconise que l'étuvage soit réalisé à une température de 50°C. Cependant, on a pensé que l'étuvage à cette température peut prendre plusieurs jours. Pour cela, nous avons comparé l'évolution de la teneur en eau d'échantillons préparés à différents états initiaux, à savoir : pâte saturée ($w_i=60\%$), pâte consolidée à 100kPa ($w_i=44\%$) et compactés à l'OPN ($w_i=21\%$), étuvés dans une température de 105°C et 50°C. Les résultats sont représentés sur la *figure 5-11*. D'après ces courbes, on constate que la stabilisation de la teneur en eau des échantillons se produit pratiquement au bout de 2 à 3 jours pour les deux températures. Cependant, dans le cas ou les courbes réalisées à une température de 105°C s'approchent de la valeur de la teneur en eau initiale des échantillons, on constate que les courbes réalisées à une température de 50°C présentent un décalage vers le bas de 4 à 5%. Un autre teste de l'influence de la température d'étuvage sur le pourcentage de la matière organique a été réalisé. Ce test consiste à comparer le pourcentage de la matière organique pour deux échantillons après étuvage à 105°C et 50°C (pendant plusieurs jours). Ce teste à montré que l'échantillon étuvé à une température de 105°C présente un pourcentage de matière organique supérieure à celui étuvé à 50°C d'une valeur de 1.14 %. D'après ces constatations, on a jugé que l'étuvage peut se faire à une température de 105°C, pour une durée de 2 à 3 jours.

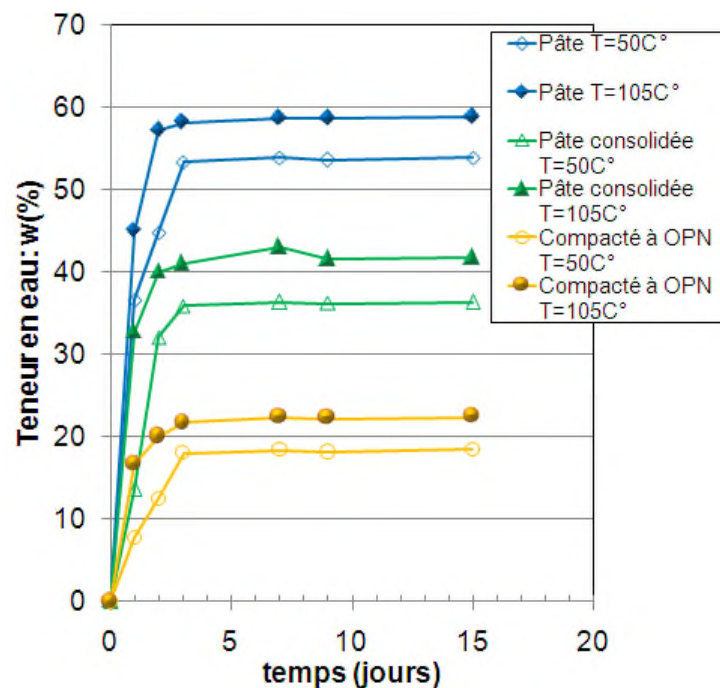


Figure. 5-11. Variation de la teneur en massique en fonction du temps pour différents états initiaux et température d'étuvage.

5.5.2.2. Indice des vides

Le volume externe de l'échantillon est déterminé par pesée hydrostatique dans une huile utilisée pour remplir les pores sans gonfler l'échantillon (Tessier, 1975, cité par Zerhouni, 1991). Cette huile, qui est généralement du kerdane (densité γ_k/γ_w de l'ordre de 0.785), est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à 105 degrés. Le dispositif expérimental utilisé est représenté sur la figure 5.12. Il s'agit donc d'une méthode destructive, qui nécessite un nouvel échantillon pour chaque point de mesure. En fait, compte tenu de la faible dimension des échantillons, la mesure est faite systématiquement sur 2 échantillons au moins, pour chaque valeur de succion.

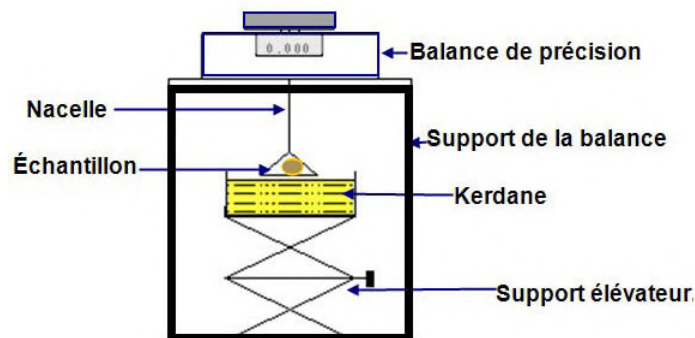


Figure. 5-12 .Dispositif de mesure pour pesée hydrostatique au kerdane.

L'échantillon après avoir atteint l'état de stabilisation, est pesé dans un premier temps pour déterminer son poids humide P_h . Il est ensuite immergé dans le kerdane, et ceci afin de permettre le remplissage des pores superficiels. Après, l'échantillon est retiré du kerdane, puis superficiellement essuyé pour éliminer l'excédent d'huile. Il est ensuite pesé pour déterminer son poids humide + la quantité du kerdane absorbé, soit P_{hk} . Le support élévateur est ensuite surélevé afin de mesurer le poids immergé de l'échantillon, on obtient P_{imm} . Le poids sec P_s s'obtient après passage à l'étuve. Le volume total de l'échantillon est calculé de la manière suivante :

$$V=(P_{hk}-P_{imm})/\gamma_k/\gamma_w. \quad [5-8]$$

Les autres paramètres se déduisent aisément :

Le poids volumique humide $\gamma_h=P_h/V$.

La teneur en eau $w=(P_h-P_s)/P_s$.

Le poids volumique sec $\gamma_d= \gamma_h/(1+w)$.

L'indice des vides : $e= (\gamma_s/ \gamma_d)-1$,

Le degré de saturation : $Sr=w(\gamma_s/ \gamma_w)/e$.

5.5.3. États initiaux des échantillons

Pour les essais de drainage humidification, les états initiaux des échantillons se présentent sous forme :

- De pâte à une teneur en eau initiale égale à $1.2w_L$, (essai de drainage),
- D'échantillons obtenus à partir de pâte saturée, puis consolidés sous une contrainte statique de 100 kPa, (essai de drainage),
- De pâte, et d'échantillons consolidés à 100 kPa, séchés à l'air libre puis dans une étuve à $105C^\circ$ (essai d'humidification).
- D'échantillons compactés statiquement à différentes densités sèches et teneurs en eau. Ces échantillons présentent un diamètre de 22,05 mm et de hauteur de 12 mm.

Les courbes obtenues, sont présentées dans 5 plans, notés de (a) à (e). Ceux de gauche relient l'indice des vides et le degré de saturation avec la teneur en eau, tandis que ceux de droite relient simultanément l'indice des vides, la teneur en eau, le degré de saturation avec la succion imposée.

5.5.4. Cycle de drainage humidification sur une pâte saturée et consolidée

Les résultats des essais de drainage humidification obtenus sur une pâte à $w_i=1.2w_L$ et consolidée à 100 kPa, sont représentés dans la *figure 5-13*.

À travers cette figure, on remarque une bonne corrélation entre les différentes valeurs obtenues, bien que la technique osmotique impose la succion matricielle, et la technique des solutions salines saturées impose la succion totale. À noter aussi que pour des commodités de représentation graphique, une succion de valeur égale à 1 correspond réellement à une succion nulle.

Concernant l'essai de drainage humidification de l'argile initialement sous forme de pâte à $w_i=1.2w_L$ (essai D-H1) : Le plan (a) décrit le retrait par drainage. Sur ce graphique, la saturation de l'échantillon se traduit par une relation entre e et w : $e = (\gamma_s/\gamma_w)w = 2.65 w$, représentée par une droite passant par l'origine du repère. La limite de retrait w_{SL} peut être définie à partir de cette droite, à l'intersection de la droite de saturation et de la droite horizontale partant de l'indice des vides final (correspondant à une teneur en eau nulle). A titre de comparaison, les valeurs des limites de plasticité w_p et de liquidité w_L ont été reportées sur l'axe des teneurs en eau. La limite de retrait w_{SL} estimée graphiquement correspond à une teneur en eau de 13% correspondant à un indice des vides e_{SL} de l'ordre de 0,38.

Sur le second plan (b), on peut distinguer deux domaines de variation d'indice des vides. Le premier est caractérisé par des déformations importantes de l'ordre de 43.25 % (*tableau. 5-6*), tandis que pour le deuxième, elles sont quasi nulles. La limite entre ces deux domaines, correspond au point d'ordonnée e_{SL} et d'abscisse nommée succion de retrait $S_{SL}=4$ MPa.

Le plan (c) met en évidence le domaine de teneur en eau dans lequel le sol reste saturé. Lorsque la teneur en eau devient inférieure à celle du point d'entrée d'air, le degré de saturation diminue très rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau ($\Delta S_r = 90.61 \%$, *Tableau. 5-6*).

Sur le plan (d) on remarque que lorsqu'on augmente progressivement la succion, le sol reste quasi saturés jusqu'à une succion de l'ordre de 2 MPa, nommée succion de désaturation ou d'entrée d'air S_e . Cette dernière est déterminée par l'intersection de la tangente de la courbe de drainage, et la ligne horizontale $S_r = 100 \%$. Cette procédure de détermination du point d'entrée d'air permet d'éviter toute confusion entre cette dernière et la succion S_0 , définie par *Alonso et al, 1990*, comme étant la succion maximale reconnue par le sol, et qui est souvent déterminé dans le plan (e) ou (b) (*cf. Figure. 2-1, chap 2*).

Après le point d'entrée d'air, le degré de saturation décroît rapidement, jusqu'à une valeur résiduelle de l'ordre de 22 %, pour une succion de 500 MPa. La courbe dans ce plan est complétée par des pointillés jusqu'à un degré de saturation égal à 0.

L'effet de la succion sur l'indice des vides apparaît donc étroitement lié à la saturation du matériau : la phase de compressibilité maximale de l'argile correspond au domaine où le sol est quasi saturé, tandis que l'indice des vides ne varie presque plus lorsque le degré de saturation descend au dessous de 90 %.

Enfin, le plan (e) traduit globalement l'effet de la succion sur un paramètre mixte, mais facile à mesurer : la teneur en eau, qui rend compte à la fois de la variation globale de volume du sol, et du remplissage des pores.

La diminution rapide du degré de saturation S_r , se traduit par une chute de la teneur en eau. Tant que la succion est plus faible que S_e , les variations de teneur en eau et du degré de saturation sont liées, alors que la teneur en eau varie avec le degré de saturation pour des succions plus élevées.

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification, on constate qu'il existe une hystérésis des cycles. Ce phénomène a été étudié par plusieurs auteurs, il est dû essentiellement selon *Prapaharan et al, 1985* : (i) à la géométrie non uniforme des pores individuels et de leur interconnexion « effet ink-bottle » (*Figure. 5.14*), (ii) à la différence de l'angle de raccordement en avance et en recul, (iii) au gonflement lors d'une humidification ou le retrait lors d'un séchage.

Selon le domaine de succion considéré, on peut constater ce qui suit :

Pour des $S \leq 500 \text{ MPa}$ à S_{SL} , et à l'exception du plan (d), les chemins de drainage et d'humidification sont réversibles. Dans ce domaine, la variation du degré de saturation sur chemin d'humidification est de l'ordre 80 %, tandis que sur le chemin de drainage elle vaut presque 91 %.

De S_{SL} à S_{re} : succion de resaturation = 320 kPa (définie par analogie à S_{re} , mais sur chemin d'humidification), le matériau se resature, et présente cette fois-ci une forte irréversibilité dans les trois plans (b), (d), et (e). Un gonflement de l'ordre de 10.87 % est observé dans le plan (b), accompagné d'une légère augmentation de la teneur en eau de 6 %.

Pour des $S \leq S_{re}$ le sol est quasiment saturé, et l'hystérésis demeure dans les trois plans déjà cités. Le gonflement s'accroît pour atteindre 21.23 % pour une augmentation de la teneur en eau de 10.5%.

Le chemin de drainage humidification de la pâte consolidée (D-H2) est semblable à celui de la pâte préparée initialement sous forme de pâte, surtout dans les plans (a), (c) et (d), où les courbes se superposent. On note toutefois qu'il présente quelques différences :

Sur le plan (b), le chemin de drainage de l'essai D-H2, commence par un indice des vides $e_i=1.06$, inférieur à celui de la pâte. Il suit tout d'abord un chemin surconsolidé, pour ensuite rejoindre le chemin normalement consolidé de la pâte, à une succion de l'ordre de 500 kPa. Ensuite, le chemin suivi par les deux matériaux est pratiquement le même, ce qui se traduit par les mêmes valeurs caractéristiques : w_{SL} , S_{SL} et S_e .

Sur le chemin d'humidification : Pour des succions inférieures à la succion S_{SL} , les courbes des deux matériaux se séparent. Entre la succion S_{SL} et S_{re} , le gonflement pour la pâte consolidée est moins marqué que celui de la pâte. Il est de l'ordre de 0.724 % pour l'essai D-H2, tandis que pour l'essai D-H1, il est de 10.87 %. Cette différence persiste, même pour des succions inférieures à la succion de resaturation S_{re} . Ceci est peut-être dû à la présence ou la formation de microfissures au cours du premier séchage (passage à l'étuve), qui bloqueront en partie le gonflement. Malgré cela, les deux chemins restent sensiblement parallèles.

Dans les tableaux 5-6 et 5-7, nous avons reporté la variation des différents paramètres : indice des vides, degré de saturation, teneur en eau, sur le chemin de drainage humidification des essais D-H1 et D-H2, en fonction des domaines de succion, et dans le tableau 5-8, nous avons résumé les différents paramètres d'état en termes d'indice des vides, degré de saturation et teneur en eau, correspondant à la succion d'entrée d'air, la succion de retrait et de resaturation.

Tableau. 5-6. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage.

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e/(1+e_0)(\%)$	$\Delta S_r(\%)$	$\Delta w(\%)$
D-H1 :	$S \leq S_e$	1.143	-43.25	4.6	44
	$S_e \leq S \leq S_{SL}$	0.12	-4.54	4.79	5
	$S \geq S_{SL}$	0	0	90.61	9.4
D-H2 :	$S \leq S_e$	0.56	-27.18	4.6	22
	$S_e \leq S \leq S_{SL}$	0.12	-4.54	4.79	5
	$S \geq S_{SL}$	0	0	90.61	9.4
Nota : pour D-H1, $e_0=1.643$ et D-H2, $e_0=1.06$, les valeurs négatives indique un retrait					

Tableau. 5-7. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification.

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e/(1+e_0)(\%)$	$\Delta S_r(\%)$	$\Delta w(\%)$
D-H1 :	$S \leq S_{re}$	0.293	21.23	5	10.5
	$S_{re} < S \leq S_{SL}$	0.15	10.87	15	6
	$S \geq S_{SL}$	0	0	80	9.4
D-H2 :	$S \leq S_{re}$	0.193	13.99	5	8
	$S_{re} < S \leq S_{SL}$	0.01	0.724	15	1
	$S \geq S_{SL}$	0	0	80	9.4
Nota : $e_0 = e_{SL} = 0.38$					

Tableau. 5-8. Paramètre d'états caractéristiques des essais D-H1 et D-H2 en fonction de la succion.

Type d'essai	Succion(MPa)	e	$S_r(\%)$	w(%)
D-H1 :	$S_e=2$	0.5	95.4	18
	$S_{SL}=4$	0.38	90.61	13
	$S_{re}=0.32$	0.53	95	19
D-H2 :	$S_e=2$	0.5	95.4	18
	$S_{SL}=4$	0.38	90.61	13
	$S_{re}=0.32$	0.39	≈95	14

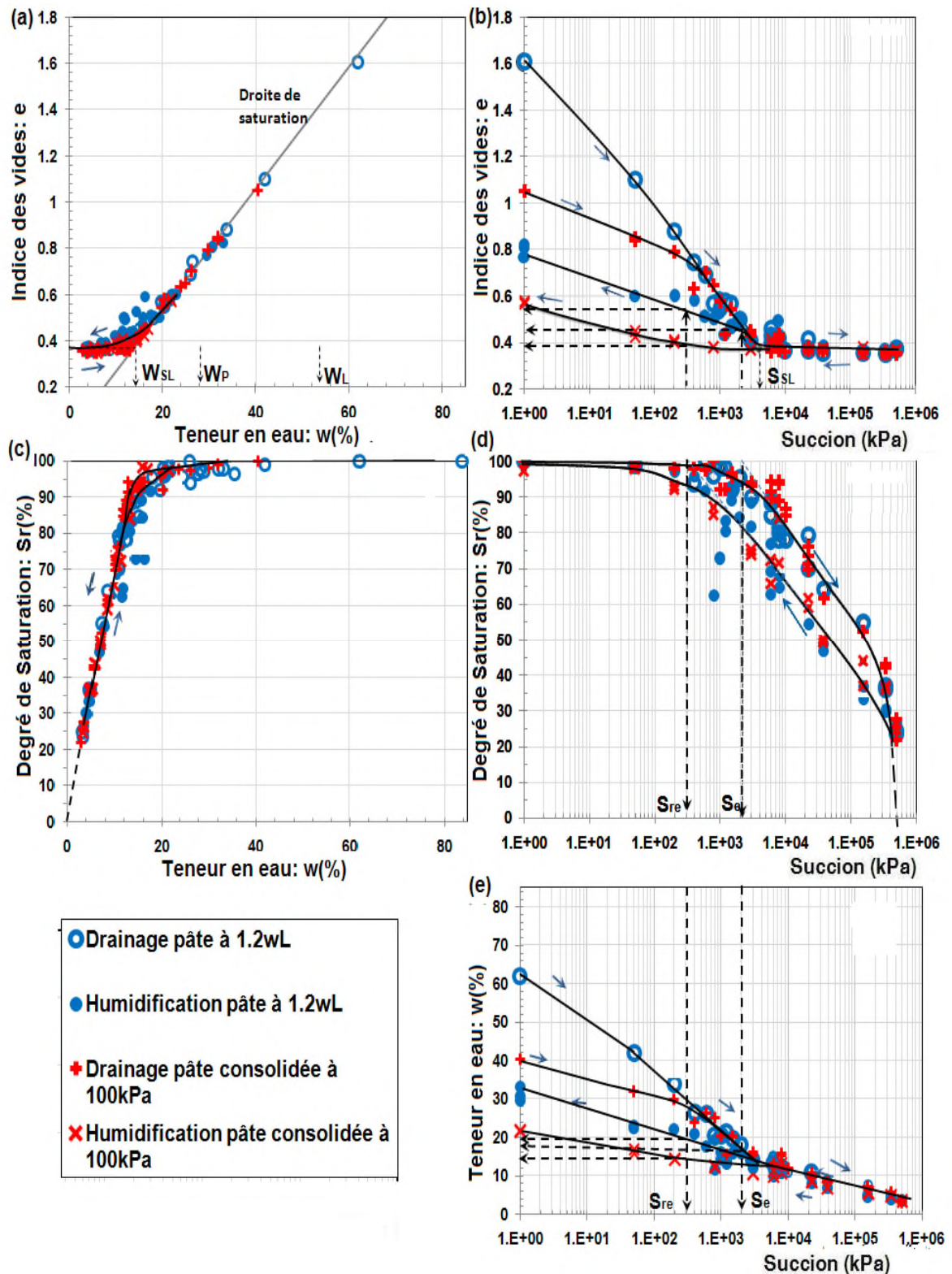


Figure. 5-13. Chemin de drainage humidification sur l'argile de Boughrara sous forme de pâte à $1.2w_L$ (D-H1), et consolidée à 100kPa (D-H2).

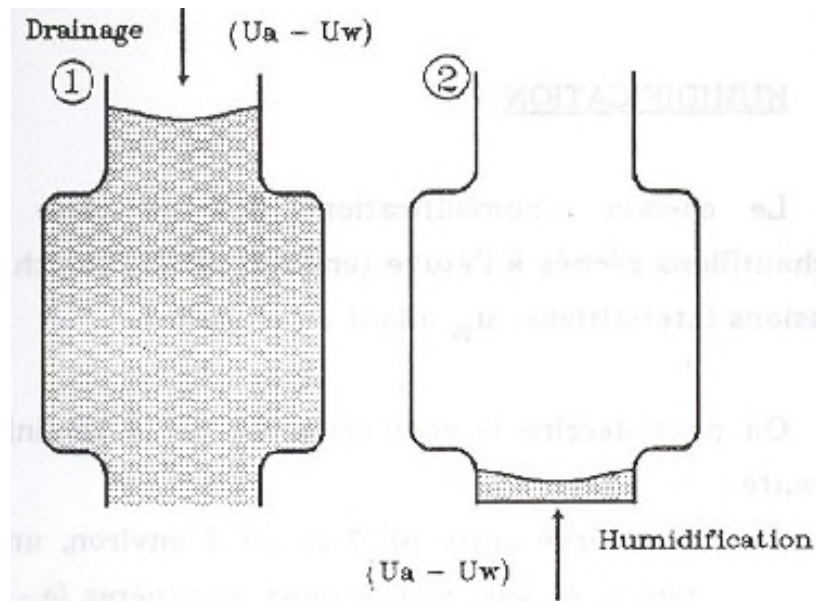


Figure. 5-14. Effet ink-bottle (bouteille d'encre)

5.5.5. Comparaison avec chemin œdométrique et isotrope

Afin de comparer l'effet de la succion et celui du chargement mécanique, nous avons représenté sur le même graphique (Figure. 5-15 et 5-16), d'une part, les courbes de drainage humidification tracées en fonction du logarithme de la succion, et d'autre part les courbes de chargement et déchargement œdométrique et isotrope en fonction du logarithme de la contrainte verticale totale. On a ajouté aussi la corrélation de *Biarez et Favre, 1975* du chemin isotrope, donnée par les relations suivantes:

$$w = w_L, \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \cdot w_L, \text{ pour } P' = 7 \text{ kPa}, \quad [5-9]$$

$$w = w_p, \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \cdot w_p, \text{ pour } P' = 1000 \text{ kPa} \quad [5-10]$$

On constate que, tant que les échantillons restent saturés ($S \leq S_e$), le chemin de drainage est parallèle à la droite de compression œdométrique et isotrope. La comparaison entre les coefficients de compressibilité C_c et C_s d'une part, et d'autre part, les indices de drainage (C_d) et d'humidification (C_h) (définis selon *Biarez et al, 1988*, comme étant respectivement la pente des chemins de drainage et d'humidification dans le domaine saturé), montre que le coefficient de compressibilité C_c , et l'indice de drainage C_d , sont du même ordre. De même pour le coefficient de compressibilité élastique C_s et l'indice d'humidification C_h . Il s'en suit que les corrélations de *Biarez et Favre, 1975*, établies pour C_c et C_s , restent applicables pour C_d et C_h : $C_d = 0.009 (w_L - 13)$, et $C_d / C_h \approx 4$, (Tableau. 5-9).

Tableau. 5-9. Comparaison des paramètres de compressibilité des essais de drainage humidification et des essais œdométriques et isotrope.

Essai	C_c ou C_d	C_s ou C_h	(3/4)
	(3)	(4)	
Corrélation	0.369	0.092	4
E1	0.352	0.106	3.32
E2	0.300	0.095	3.15
E3	0.399		
D-H1	0.374	0.117	3.20
D-H2	0.374	0.077	4.84

On peut conclure de ces observations que des incréments identiques de succion ou de contrainte mécanique produisent la même variation d'indice des vides, tant que le matériau reste saturé. Ceci rejoint les résultats de nombreux auteurs tels que : *Biarez et al, 1988, Fleureau et al, 1993, etc.* Par conséquent, il est possible d'établir une équivalence entre une contrainte mécanique externe et la succion, ce qui mène à dire, que, l'expression de la contrainte effective de Terzaghi reste valable pour des valeurs de succions inférieures à la succion d'entrée d'air (sur chemin de drainage), et de resaturation (sur chemin d'humidification), autrement dit dans le domaine où le sol reste saturé.

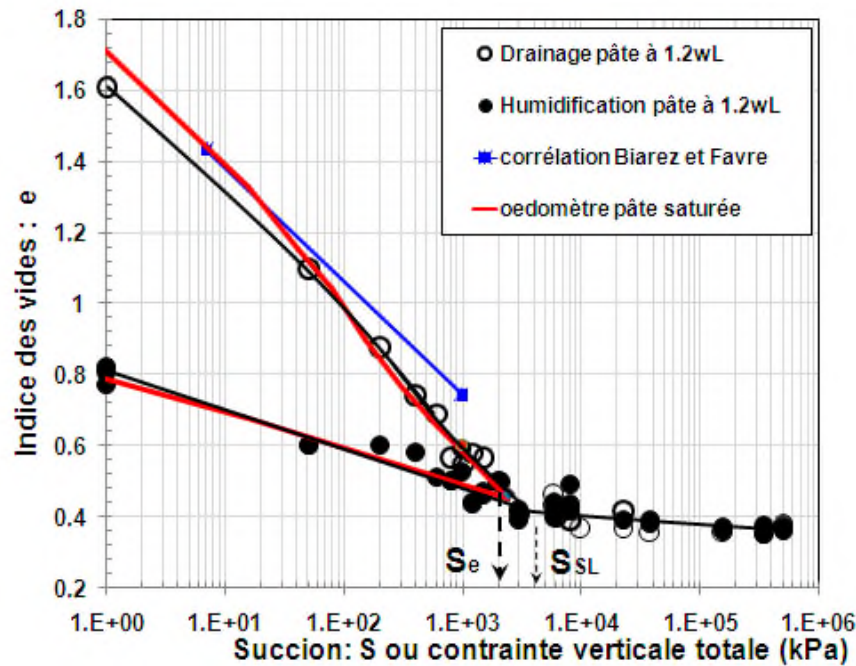


Figure. 5-15. Comparaison entre le chemin de drainage humidification de l'essai D-H1 avec le chemin œdométrique.

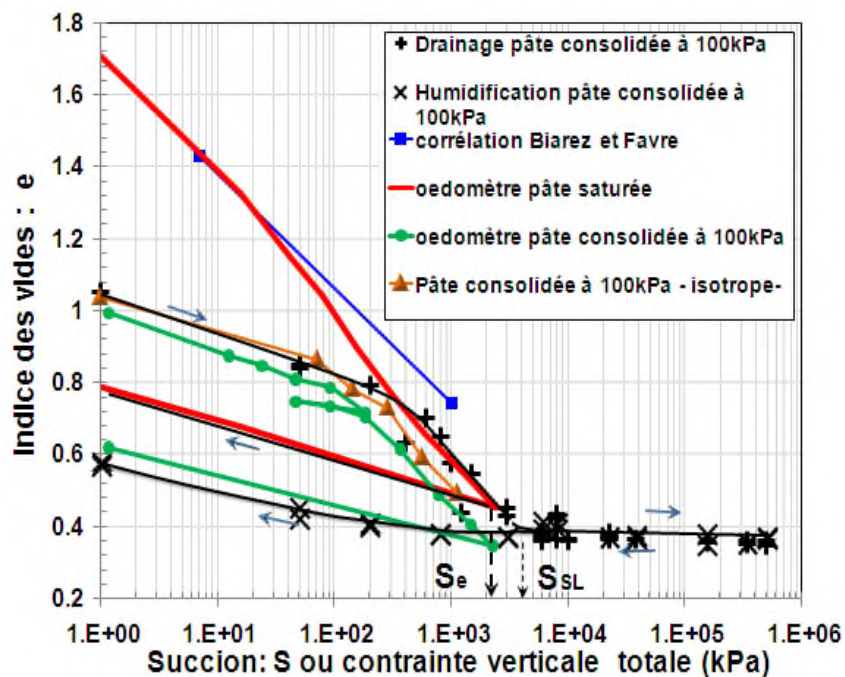


Figure. 5-16. Comparaison entre le chemin de drainage humidification de l'essai D-H2 avec le chemin œdométrique et isotrope.

Selon *Taïbi, 1994*, ce comportement typique sur chemin de drainage humidification peut être expliqué, en supposant un milieu granulaire, saturé d'eau. À l'échelle des grains, le séchage provoque la formation de ménisques d'eau uniquement sur le contour d'un arrangement aléatoire. L'eau est continue à l'intérieur de l'échantillon et remplit tout l'espace poral. L'effet de la succion dans ce cas est identique à celui d'une contrainte isotrope sur le contour de l'échantillon. Cet effet se traduit à l'échelle des grains par des forces de contact intergranulaires F inclinées d'un angle $\beta = \varphi$ (angle de frottement des grains), ce qui provoque des variations de volume plastique (compression C_d). Par conséquent, dans ce domaine ($S \leq S_e$), le chemin de drainage est identique au chemin œdométrique et isotrope du même sol, mais à pression interstitielle positive ou nulle.

En revanche, dans le second domaine ($S > S_e$), l'eau n'est plus continue dans l'échantillon, mais se trouve localisée aux points de contact entre les grains. Dans ce cas, ces ménisques capillaires induisent des forces F qui sont orthogonales aux plans de contact, et ne provoquent plus de réarrangement des grains, donc les variations volumétriques plastiques ne sont plus possibles.

En général, la succion de désaturation est plus faible que la succion correspondant à la limite de retrait. Donc, on peut parler d'un domaine intermédiaire « quasi saturé » où le matériau se désature faiblement. Dans ce cas, l'air dans le sol se trouve sous forme de bulles isolées dans les interstices, et ne joue aucun rôle dans la résistance du matériau. En revanche, il joue un rôle primordial dans la compressibilité du fluide interstitiel, par conséquent la compressibilité du matériau sur le chemin C_c est continue dans ce domaine.

Dans le cas des argiles, et sur de tels chemins, en plus du mécanisme capillaire, des phénomènes d'adsorption entrent en jeu. On peut admettre, pour le cas des argiles simples telles que la kaolinite, l'image désormais classique du milieu composé d'agrégats entre lesquels existent des vides beaucoup plus importants. Par ailleurs, *Tessier, 1984* cité

dans Fleureau, 1992, a montré que dans la plupart des argiles, à l'exception des smectites, le remplissage et la vidange des pores obéissent à un phénomène de type capillaire, régi par la loi de Laplace.

5.5.6. Cycle de drainage humidification sur échantillons compactés

Afin de mettre en évidence l'influence de l'état initial sur le comportement hydrique des matériaux compactés, nous avons réalisé des essais de drainage humidification, sur des échantillons qui présentent différentes densités sèches et teneurs en eau initiales. Les états initiaux des échantillons correspondent à : OPN, OPN-3, OPN+3, 98%OPN-3 et 98%OPN+3. Le chiffre de 98 % qui précède le terme OPN, indique que le compactage s'effectue à une densité sèche égale à 98 % de γ_{dmax} de l'OPN. La position de ces points sur la courbe Proctor est représentée sur la figure 5-17, et l'ensemble des caractéristiques initiales des échantillons sont regroupées dans le tableau 5-10. Une attention particulière a été faite pendant la confection des échantillons, de façon à ce que les échantillons de la même série soit le plus possible homogènes. Le calcul de l'écart type entre les valeurs de densité sèche de chaque série à montrer que ce dernier reste inférieure à 0.01.

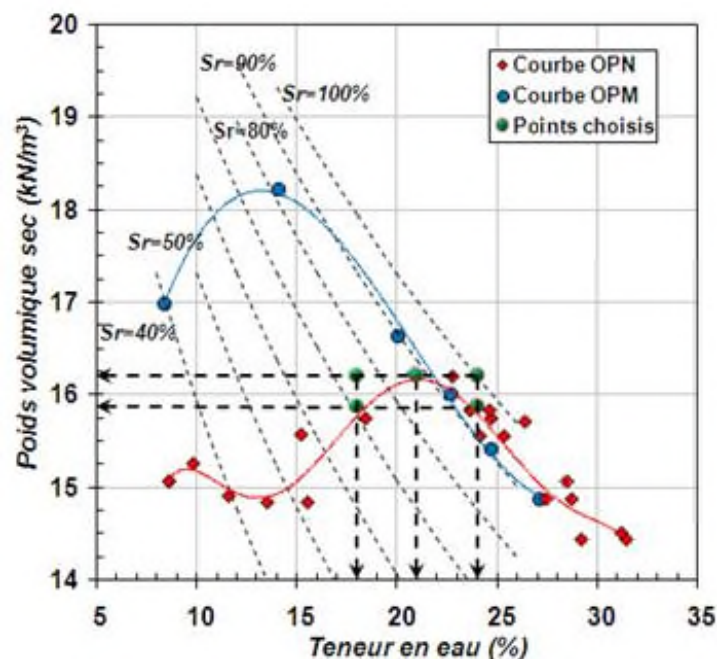


Figure. 5-17. Position des points de compactage sur la courbe Proctor.

Afin de voir la variation de la succion sur le matériau compacté, on doit déterminer la succion initiale des échantillons après compactage. La détermination de cette valeur marquera la limite entre les deux chemins de telle sorte que, si on impose des valeurs de succions supérieures à la succion initiale on suit un chemin de drainage, et si on impose des valeurs inférieures, on suit un chemin d'humidification.

Pour ce faire, nous avons utilisé la méthode du papier filtre (ASTM D5298). Après un temps d'équilibre de 15 jours (Leong et al, 2002), les valeurs de succions mesurées sont déduites à partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre whatman 42 exprimée par la relation (5-11) et (5-12):

$$\text{Log } S = 5.327 - 0.0779w_{fp} \quad \text{pour } w < 45.3 \% \quad [5-11]$$

$$\text{Log } S = 2.412 - 0.0135w_{fp} \quad \text{pour } w \geq 45.3 \% \quad [5-12]$$

Avec w_{fp} est la teneur en eau du papier filtre après équilibre.

L'ensemble des valeurs obtenues sont résumées dans le *tableau 5-10*, où on a ajouté celle qui correspond à l'OPM avec celles calculées par la corrélation de *Fleureau et al, 2002* (Équation, 5-13 et 5-14). En plus, et afin de voir l'évolution de la succion en fonction la courbe Proctor (normale ou modifiée), nous avons aussi réalisé des mesures pour la plupart des points de ces deux courbes. Ces résultats sont représentés dans les cinq plans habituels, sur la *figure 5-18*. À noter, que la valeur de succion mesurée correspond à la succion matricielle puisque le papier filtre sec a été mis en contact avec les échantillons (*Figure. 5-18*).

$$S_{OPT} = 0.118(w_L)^{1.98} \quad r^2 = 0.88 \quad [5-13]$$

$$S_{OPM} = 1.78(w_L)^{1.64} \quad r^2 = 0.88 \quad [5-14]$$

Où, S_{OPT} et S_{OPM} sont respectivement la valeur de la succion en (kPa), correspondant à l'OPN et l'OPM.

Tableau. 5-10. récapitulation des caractéristiques initiales des succions des échantillons compactés.

Conditions initiales	Succion mesurée (kPa)	Succion estimée (kPa)	w_i (%)	γ_{di} (kN/m ³)	e_i	S_{ri} (%)
OPN (*)	700	318	20.68	16.36	0.62	88.49
OPN (**)	757	318	21	16.2	0.636	87.5
OPM (**)	4727	1235	14	18.25	0.452	82.08
OPN-3(*)	1045	/	18.07	16.27	0.629	76.12
98%OPN-3(*)	870	/	18.07	15.92	0.665	72.06
OPN+3(*)	237	/	23.7	16.31	0.625	100
98%OPN+3(*)	93	/	24.2	15.98	0.658	97.46

Nota : (*) compactage statique (**) compactage dynamique-essai Proctor-

On remarque que les valeurs de la succion initiale S_i , mesurées dans le cas du compactage statique et dynamique à l'OPN sont proches, par contre, comparées à celle obtenue par corrélation, les valeurs divergent. La même chose est observée dans le cas d'échantillons compactés à l'OPM.

D'après les résultats de mesure de succion (*Figure. 5-19*), Il est intéressant de noter que la succion ne semble pas dépendre de l'indice des vides, et par conséquent de la densité sèche du matériau du côté sec de l'optimum, les lignes d'iso-succion pouvant raisonnablement être prises parallèles à l'axe des ordonnées, ce qui est en accord avec plusieurs résultats en littératures (*Gens et al, 1995, Cuisinier, 2002, etc.*). Cette indépendance de la densité sèche, se traduit dans le plan $[w, \log S]$, par l'alignement des deux courbes sur la même droite. *Cuisinier, 2002*, affirme qu'au-delà de l'optimum, les courbes d'iso-succion ont tendance à s'incliner, traduisant ainsi une dépendance de la

succion vis-à-vis de la densité sèche, chose qui n'est pas remarquée dans nos courbes, peut être à cause du manque de points de mesures.

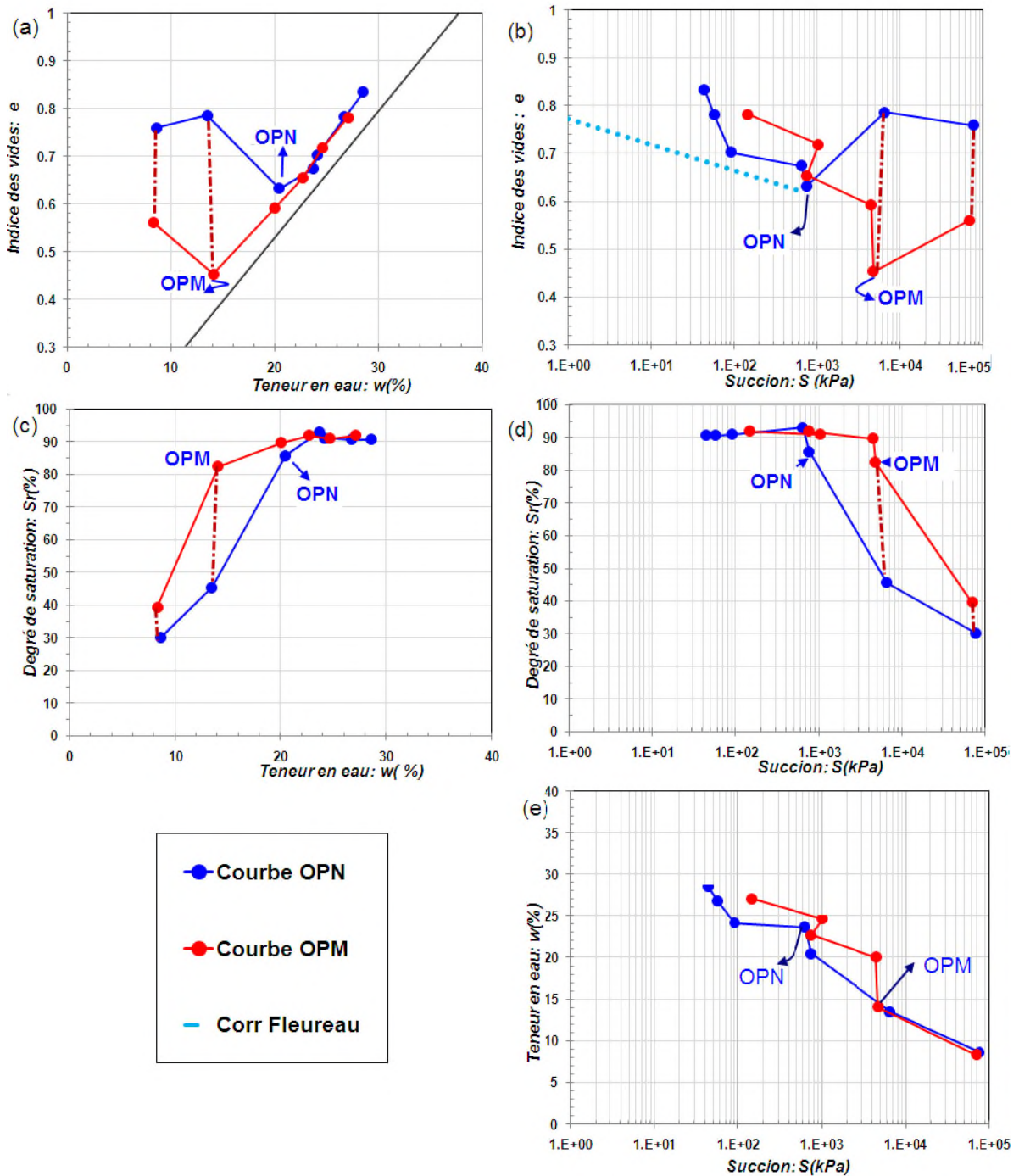


Figure. 5-19. Courbe de compactage avec mesure de succion.

Du côté humide, à partir de l'optimum Proctor, on remarque que les trois premiers points s'alignent assez bien avec la corrélation de *Fleureau, 2002*, donnée par l'équation (5-15). Cependant, les deux derniers divergent. On peut penser que ce décalage de ces deux points est causé par une évaporation de l'eau, résultant à une succion mesurée plus élevée. De ce fait, on peut supposer que la position de ces deux points sur la *figure 5-19*, sera légèrement vers la gauche, ce qui permettra de les callés avec la corrélation.

$$C_{he} = \frac{-\Delta e}{\Delta[\log(S)]} = +0.029 - 0.0018w_L + 5.10^{-6}w_L^2 \quad r^2=0.97 \quad [5-15]$$

Où C_{he} est la pente du chemin d'humidification dans le plan $[e, \log(S)]$, calculée à partir du point initial, qui correspond à la succion à l'OPN. Sa valeur est égale à 0.0536.

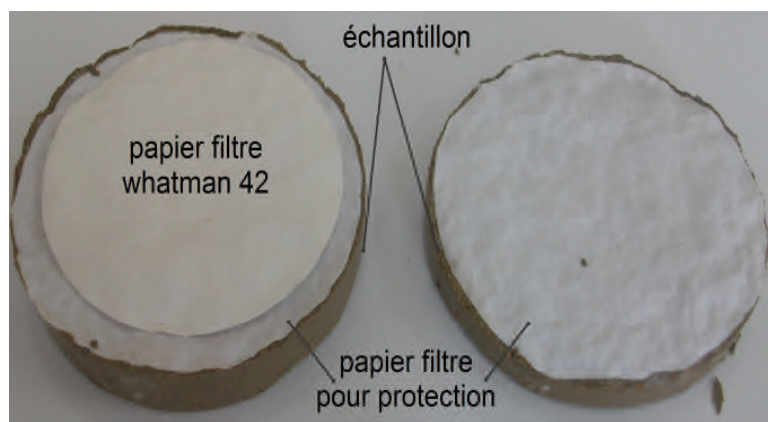


Figure. 5-18. Mesure de la succion matricielle par la méthode du papier filtre.

Les résultats du chemin de drainage humidification des différents échantillons compactés, sont représentés sur les *figures 5-20, 5-21, 5-22, 5-23 et 5-24*. D'après ces courbes on peut constater les points suivants : Sur l'ensemble des résultats obtenus, on remarque que les points initiaux obtenus par la méthode de papier filtre sont bien positionnés sur la courbe de drainage humidification, montrant la fiabilité des mesures de succion avec la méthode de papier filtre.

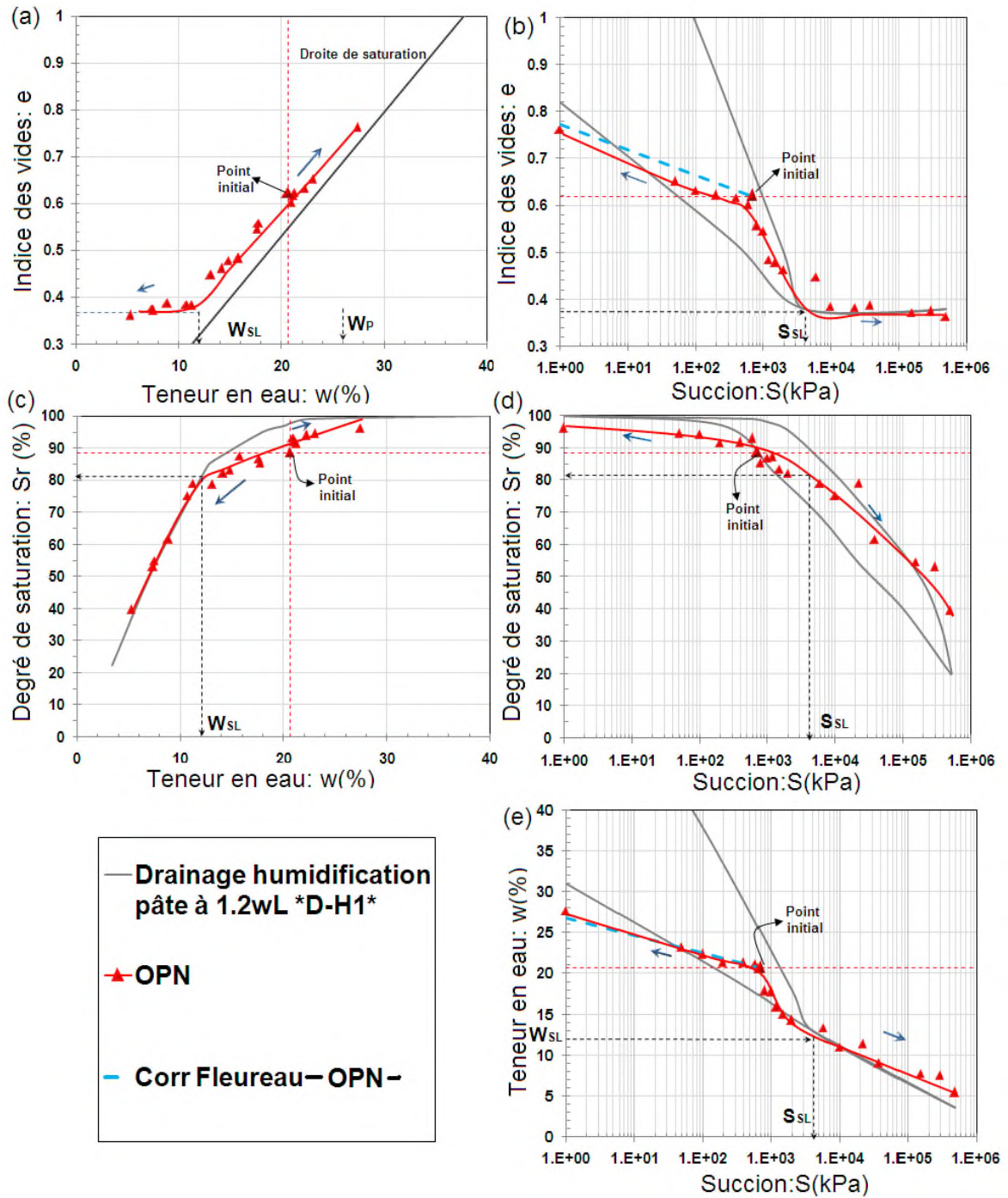


Figure. 5-20. Chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN.

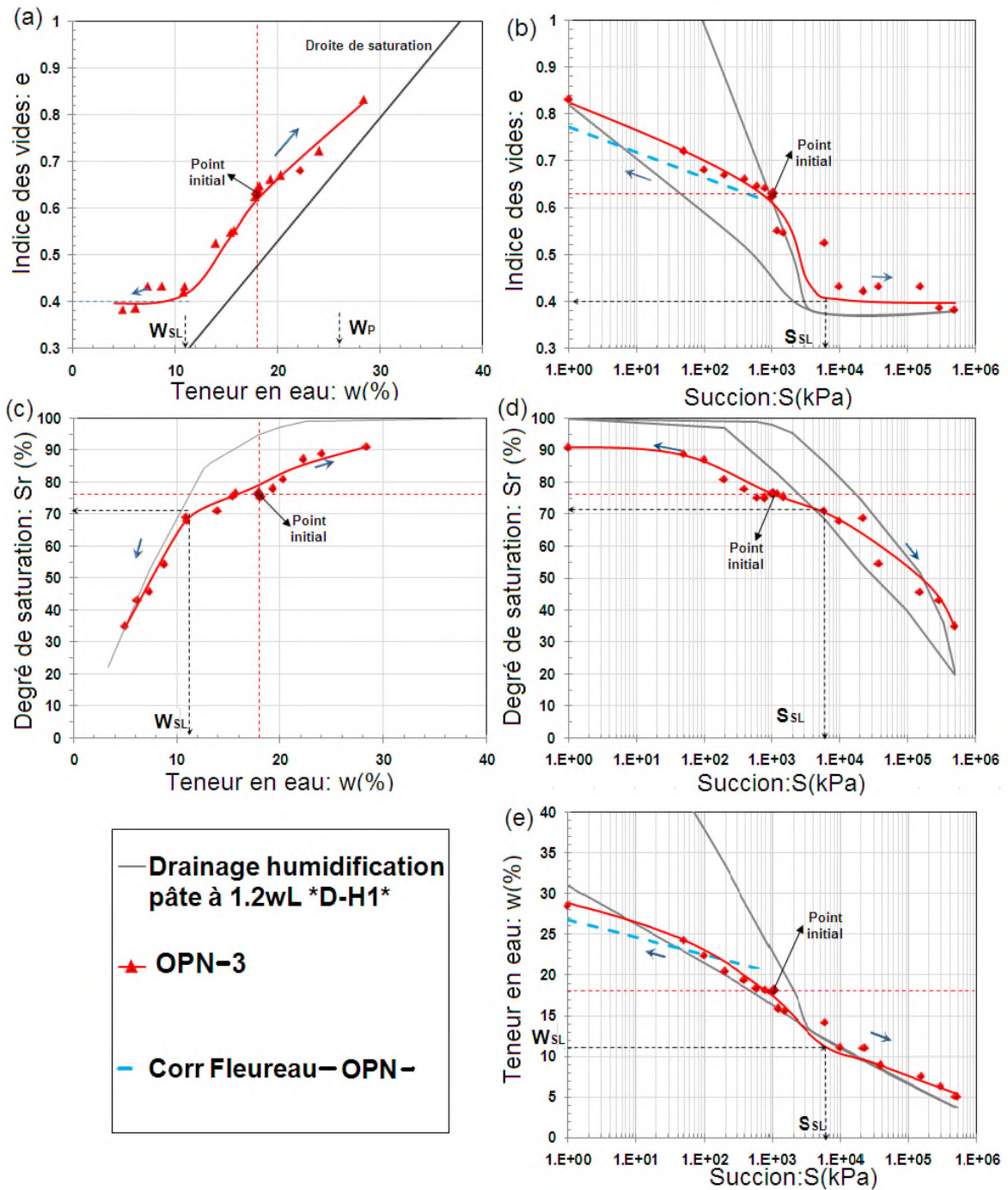


Figure. 5-21. Chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN-3.

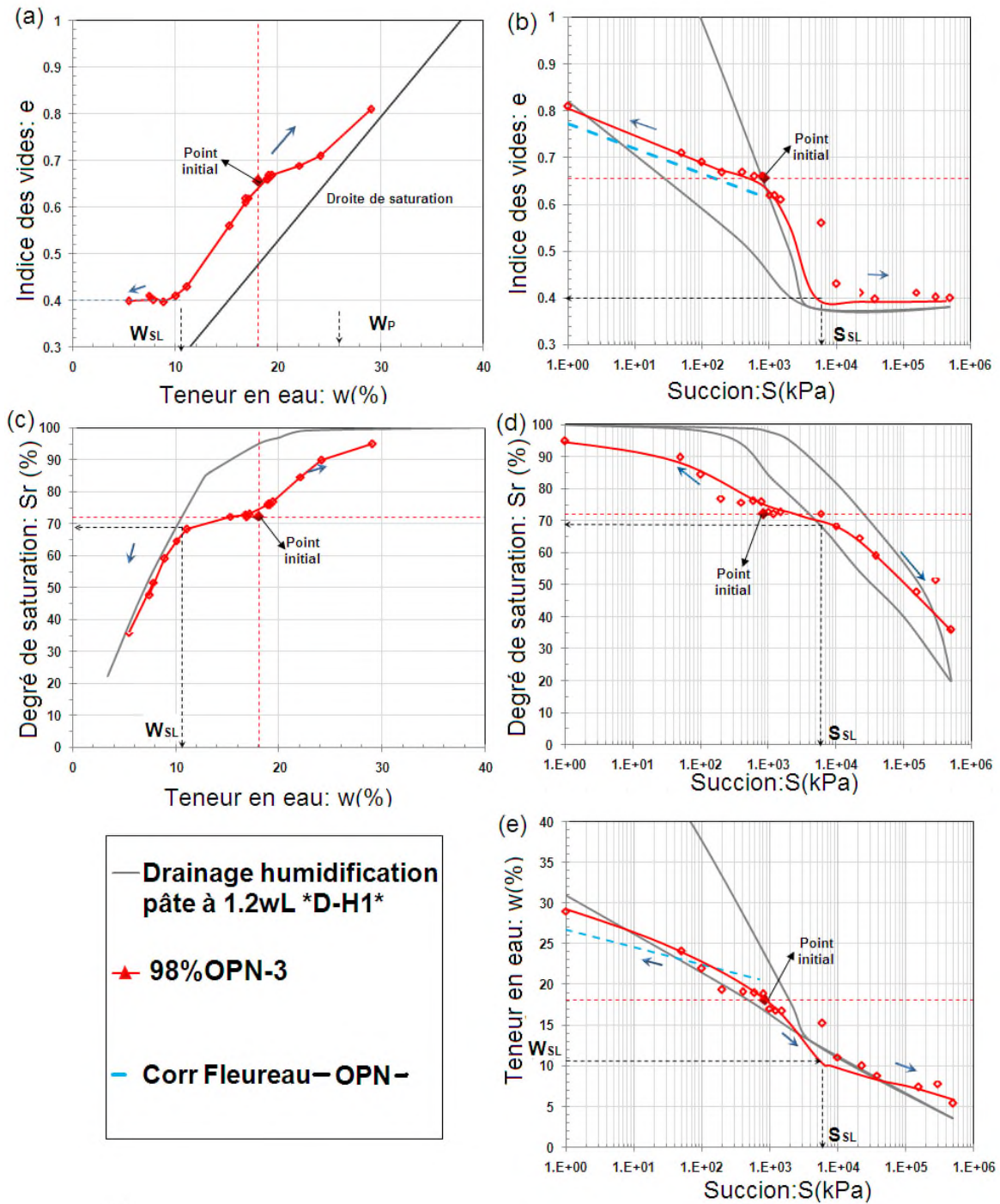


Figure. 5-22. Chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à 98%OPN-3.

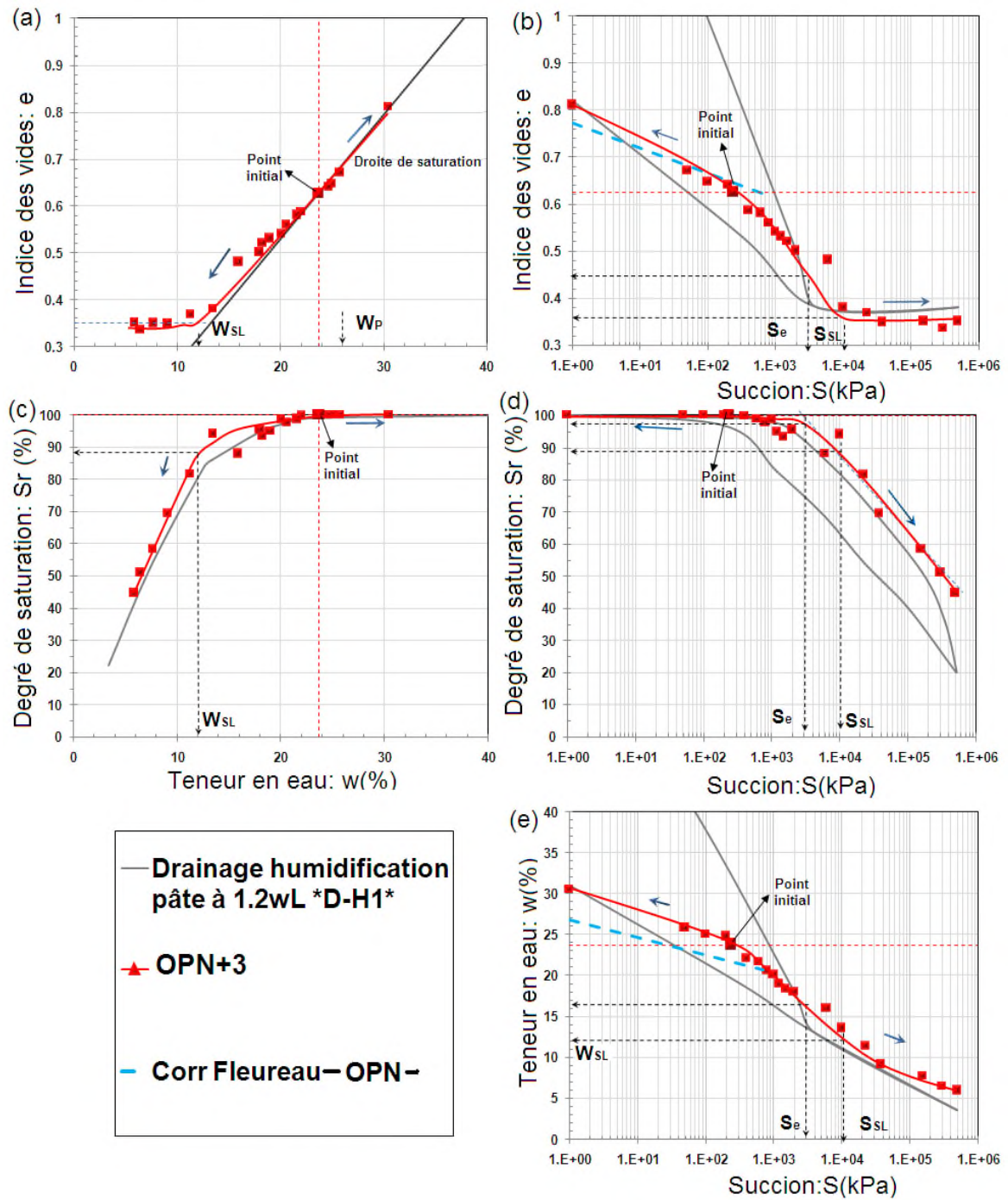


Figure. 5-23. Chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN+3.

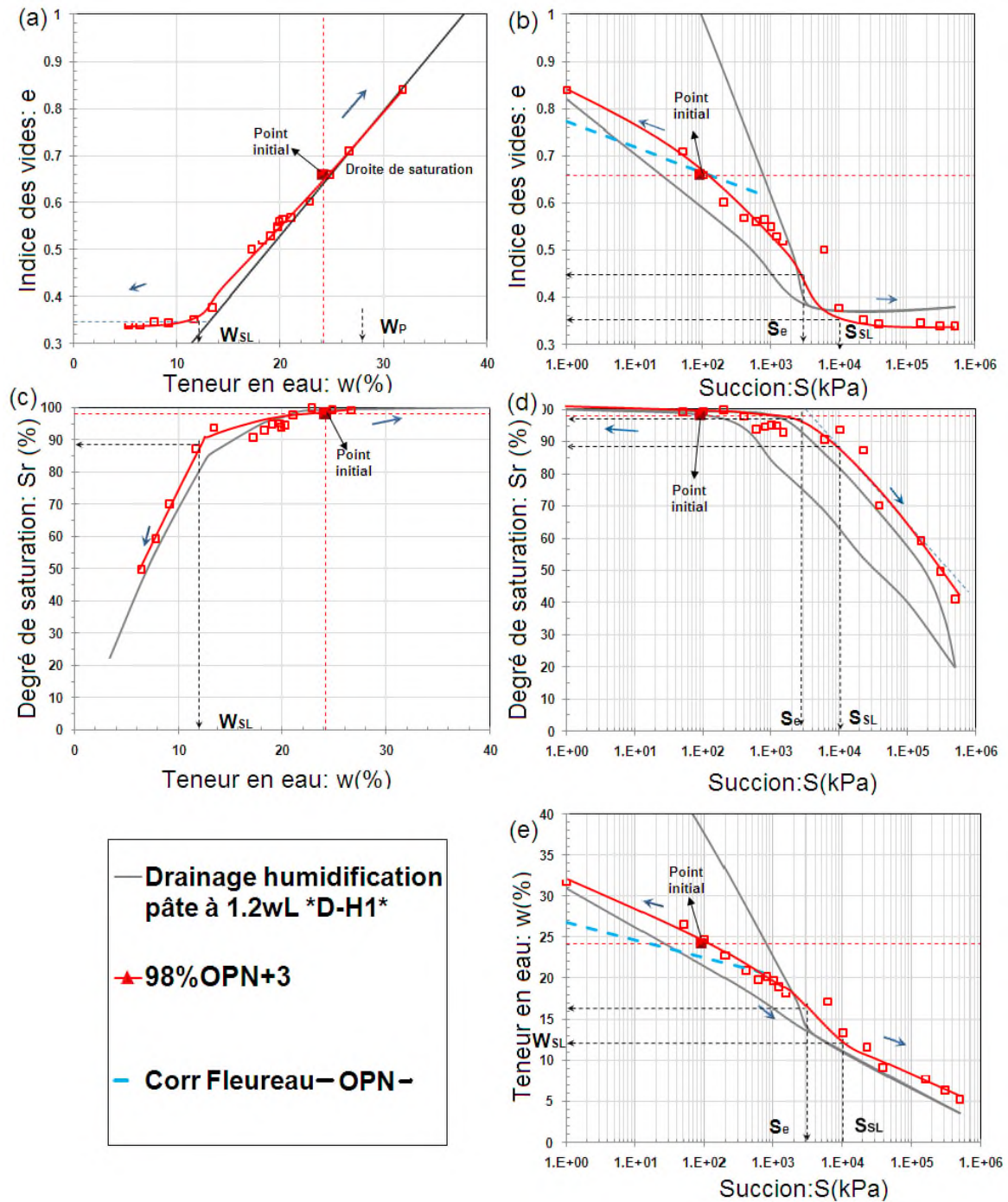


Figure.5-24.Chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara compacté à 98%OPN+3.

Sur chemin de drainage :

- On constate que les valeurs de la limite de retrait sont pratiquement égales pour les états initiaux considérés, et qui varient entre 10.5 et 12 %, contrairement aux valeurs de suctions de retrait (S_{SL}), où elle est de l'ordre de 10 MPa pour les échantillons compactés du côté humide et de 6 MPa pour les échantillons compactés du côté sec ; et vaut 4 MPa pour l'échantillon compacté à l'OPN.
- L'indice des vides final atteint à la fin du retrait est de l'ordre de 0.4 pour les échantillons compactés du côté sec, et de 0.35 pour les échantillons compactés du côté humide, et avoisine 0.37 pour l'échantillon compacté à l'OPN. Ces valeurs restent très proches de celles obtenues sur la pâte à $1.2w_L$, et consolidée à 100 kPa, et qui est de l'ordre de 0.38.

Dans une tentative d'expliquer ces résultats, nous avons déterminé les pressions de préconsolidation à partir des essais œdométriques réalisés sur des échantillons compactés aux mêmes conditions initiales des échantillons destinés aux essais de drainage humidification. D'après la *figure 5-25*, les valeurs de ces pressions déterminées graphiquement, sont comprises entre 100 et 200 kPa, et restent proches de la pression de préconsolidation de l'échantillon consolidée à 100 kPa (*Tableau. 5-5*). Ce résultat est aussi confirmé par la mesure de contrainte de compactage sur les échantillons compactés à la teneur en eau optimale et à différentes densités sèches, où les valeurs de contraintes de compactage restent comprises entre 90kPa et 300kPa. (*Figure. 5-26*). Ces faibles valeurs de contraintes de consolidation sont à l'origine de faibles contraintes de compactage, qui à leurs tours sont dues aux faibles dimensions des échantillons compactés. Ceci nous laisse poser la question sur la représentativité de ces échantillons par rapport au cas réel.

Un autre élément qui peut justifier ce type de comportement, est que les mesures de succion par papier filtre indiquent que ces derniers sont plus faibles que la succion de désaturation de la pâte saturée et consolidée à 100 kPa, ce qui rend logique que les courbes de drainage des échantillons compactés tendent vers un palier de retrait proche de celui de la pâte saturée.

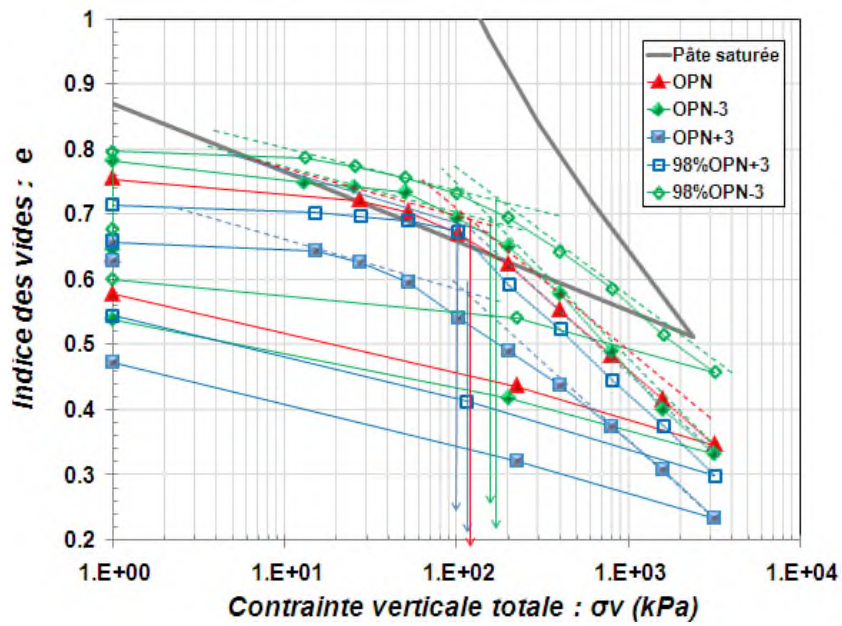


Figure. 5-25. Essais œdométriques sur échantillons compactés à OPN, OPN-3, OPN+3, 98%OPN-3, 98%OPN+3.

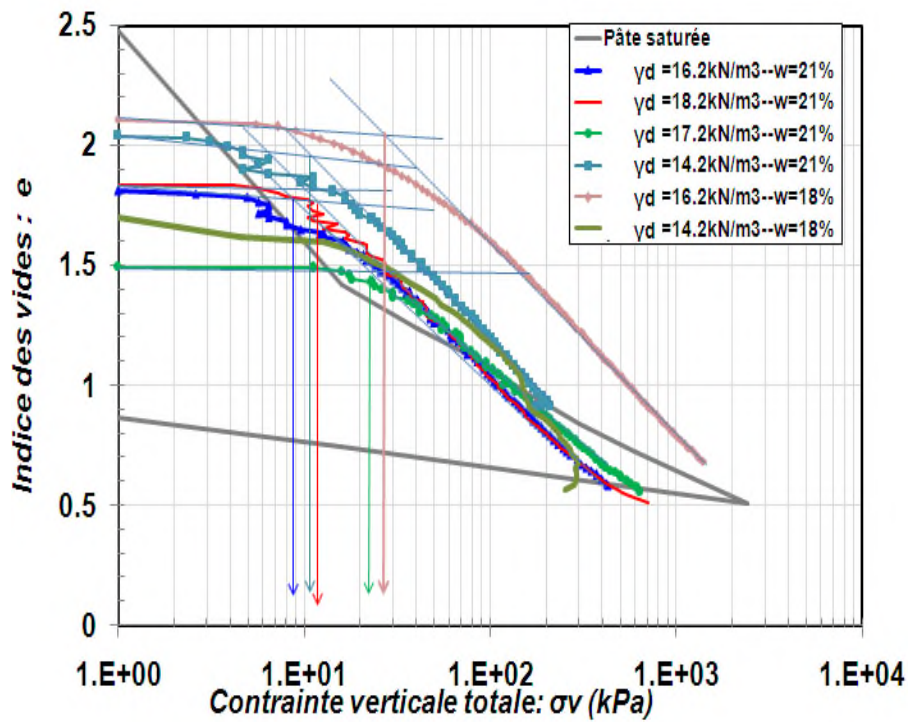


Figure.5-26. Courbe de compactage de l'argile de Boughrara à la teneur en eau optimale et à différentes densités sèches.

Sur le chemin d'humidification,

- On constate que la corrélation de *Fleureau, 2002* (Équation. 5-15), s'applique bien sûr le chemin d'humidification de l'échantillon compacté à l'OPN. La comparaison entre les pentes des chemins d'humidification des différents échantillons (*Tableau. 5-11*) montre que les valeurs maximales ne sont atteintes qu'à l'approche de la saturation ($S < 50$ kPa).
- L'humidification des échantillons compactés du côté sec amène à un degré de saturation compris entre 90 et 95 %, tandis que celui des échantillons compactés à l'OPN il est de l'ordre de 97 %.
- Pour une même teneur en eau, le gonflement maximal est observé pour les échantillons les plus denses, ce qui est en accord avec la majorité des résultats de la littérature. Par contre, l'effet de la teneur en eau n'apparaît pas bien, du fait que les échantillons compactés du côté humide possèdent le coefficient de gonflement le plus important par rapport aux échantillons compactés du côté sec ou à l'optimum. On pense que pour ces derniers, le gonflement a été bloqué par la formation de fissures lors de l'humidification (*Figure. 5-27*).



Figure. 27. Exemple de présence de fissures durant l'humidification.

- La comparaison entre le coefficient de gonflement des échantillons compactés et celui de la pâte (*Tableau. 5-9 et 5-11*), montre que ce dernier est plus important. Cette différence peut être attribuée à la contrainte de consolidation induite par le séchage de la pâte, et qui est plus importante que celle due au compactage.
- De même, la réalisation d'essais œdométriques sur échantillons compactés nous a permis de comparer les chemins d'humidification, et de déchargement œdométrique (*Tableau. 5-11*). Il apparaît que les pentes de déchargement C_s , sur chemin œdométrique sont très proches. Cependant, on constate que pour des succions supérieures à 50kPa, les valeurs de C_h sont trop faibles par rapport à C_s , par contre, à l'approche de la saturation, ($S \leq 50$ kPa), les valeurs de C_h s'approchent davantage de C_s , surtout dans le cas des échantillons compactés à l'OPN et du côté sec. Ceci confirme que le gonflement pour ces échantillons na pas atteint sa vraie amplitude.

Tableau. 5-11. Comparaison entre les coefficients de déchargement œdométrique C_s et ceux de l'humidification C_h pour les échantillons compactés.

Échantillons	C_h		C_s
	Intervalle de succion (kPa)		Intervalle de charge (kPa)
	Chemin d'humidification		Chemin œdométrique
	S_i-50	50-1	3200-1
OPN	0.0262	0.0647	0.075
OPN-3	0.0689	0.0647	0.07
98%OPN-3	0.0363	0.0589	0.072
OPN+3	0.0666	0.0824	0.078
98%OPN+3	0.0193	0.0765	0.078

Le tracé des courbes de drainage humidification des échantillons compactés sur les mêmes plans (*Figure. 5-28*), met en évidence le rôle de la teneur en eau initiale de compactage et la densité sèche. Il apparaît que les courbes des échantillons compactés à l'OPN ou à 98% de l'OPN, à une teneur en eau identique, sont pratiquement superposées, et présentent les mêmes caractéristiques de retrait (*Tableau. 5-12*). Cependant, le compactage à l'OPN ou du côté sec ou humide, induit une différence considérable entre les courbes surtout dans le plan (d), de la *figure 5-28*. Pour une même succion, les échantillons compactés du côté humide présentent un degré de saturation plus élevé par rapport à l'OPN, qui a leurs est tour, sont supérieurs aux échantillons compactés du côté sec.

Tableau. 5-12. Paramètres d'état caractéristiques en fonction de la succion, de l'argile de Boughrara compactée.

Conditions initiales	Succion (MPa)	e	Sr(%)	w(%)
OPN	$S_{SL}=4$	0.37	82	12
OPN-3	$S_{SL}=6$	0.40	71	11
98%OPN-3	$S_{SL}=6$	0.40	70	10.5
OPN+3	$S_e=3$	0.45	97	16.5
	$S_{SL}=10$	0.36	89	12
98%OPN+3	$S_e=3$	0.45	97	16.5
	$S_{SL}=10$	0.35	89	12

Sur le plan $[e, \log(S)]$, l'indice des vides e_{SL} et lié à la teneur en eau de compactage la plus élevée, ce qui rejoint les constatations de *Ho et al, 1982*. Cette différence s'explique par le fait que les échantillons compactés du côté sec possèdent une microstructure plus ouverte caractérisée par une double porosité (inter-agrégats et intra-agrégats), contrairement aux échantillons compactés à l'optimum et du côté humide, où leur microstructure est dominée par une porosité unimodale d'échelle microscopique (intra-agrégats), *Delage et al, 1996*.

Tessier, 1984 cité dans Fleureau, 1992, comme déjà évoqué plus haut, a montré que dans la plupart des argiles, à l'exception des smectites, le remplissage et la vidange des pores obéissent à un phénomène de type capillaire, régi par la loi de Laplace. Ceci mène à ce que les échantillons compactés du côté sec se désaturent rapidement par rapport aux échantillons compactés à l'OPN ou du côté humide, sachant aussi que leurs degré de saturation initial est inférieure aux échantillons compactés à l'OPN et du côté humide.

Nous avons aussi examiné l'effet de la teneur en eau et de la densité sèche sur les valeurs des indices de drainage et d'humidification (I_d et I_h) définie dans le plan $[e,w]$, ainsi le potentiel de retrait et de gonflement (ϵ_r et ϵ_g). Les formules utilisées pour le calcul de ces variables sont donnée comme suite :

$$I_d = \frac{e_0 - e_{SL}}{w_0 - w_{SL}} \quad [5-16]$$

$$I_h = \frac{e_{fh} - e_0}{w_{fh} + w_0} \quad [5-17]$$

$$\epsilon_r = \frac{e_0 - e_{SL}}{1 + e_0} \times 100\% \quad [5-18]$$

$$\epsilon_g = \frac{e_{fh} - e_0}{1 + e_0} \times 100\% \quad [5-19]$$

Où w_{fh} et e_{fh} sont respectivement la teneur en eau finale et l'indice des vides final obtenus sur chemin d'humidification. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5-13.

Tableau. 5-13.. Valeurs des indices de drainage et d'humidification, potentiel de retrait et de gonflement pour différents états initiaux.

Conditions initiales	I_d	I_h	$\epsilon_r(\%)$	$\epsilon_g(\%)$
OPN	0.028	0.021	15.43	8.64
OPN-3	0.032	0.019	14.06	12.33
98%OPN-3	0.03	0.014	14.8	9.37
OPN+3	0.024	0.027	16.30	11.38
98%OPN+3	0.025	0.024	22.81	10.98

Sur chemin de drainage, l'indice de drainage est compris entre 0.024 et 0.033, et la magnitude de retrait varie entre 14.06 % et 22.81 %. Selon les résultats du tableau 5-12 ; on peut dire que le retrait maximal est lié à la teneur en eau la plus élevée (Indice de drainage faible et potentiel de retrait élevé). En outre, l'effet de la densité sèche n'apparaît pas clairement sur les paramètres de retrait.

Sur chemin d'humidification, l'indice d'humidification se situe entre 0.014 et 0.027, tandis que le potentiel de gonflement reste compris entre 9.37 % et 12.33 %. La valeur la plus élevée de l'indice de drainage est associée aux échantillons compactés du côté humide de l'optimum Proctor, par contre, les valeurs les plus faibles sont ceux des échantillons compactés à l'OPN et du côté sec de l'optimum. La relation entre la teneur en eau de compactage et le potentiel de gonflement n'apparaît pas clairement, par contre, ce dernier tend à augmenter en fonction de la densité sèche.

Au-delà d'un certain niveau de succion, les courbes de drainage se superposent (*plans c et e, Figure. 5-28*). Ce seuil correspond à une succion de 30 MPa et une teneur en eau de 10 %. De ce point, les courbes semblent être indépendantes des conditions initiales de compactage, et dépendent plutôt des propriétés d'adsorption des particules argileuses, régit par l'espace inera-agrégat.

Dans ces conditions, une variation de la masse volumique sèche engendre une variation volumique des macropores (cf. chap 1) qui ont peu d'influence sur la variation de teneur en eau et en conséquence sur la succion. Cette région où la succion est indépendante de la densité sèche, est identifiée comme la succion gouvernée par l'intra-agrégat. L'insensibilité relative de la succion à la masse volumique sèche dans cet intervalle est liée à la nature complexe des sols argileux qui présentent une microstructure plus active par rapport aux sols grenus.

Le traçage des points de mesure de la succion de la courbe Proctor sur le même plan avec les courbes de drainage humidification des échantillons compactés à l'OPN (*Figure. 5-29*), montre clairement que les points de mesures obtenus sur la branche sèche de l'OPN et l'OPM se superposent avec la courbe de drainage humidification pour des succions très élevées ($S \geq 30$ MPa). Dans ce domaine, la variation de la teneur en eau en fonction de la succion peut être approchée par une équation de type linéaire :

$$w = -8.10 \cdot 10^{-6} S + 9.58 \quad [5-20]$$

avec S est la succion, donnée en kilopascal. Le coefficient de régression obtenu est de l'ordre de 0.88 (*Figure. 5-30*).

À travers ceci, on peut dire qu'une partie de la courbe de drainage de l'argile de Boughrara peut être directement déduite par simple mesure de la teneur en eau du côté sec de l'optimum Proctor. L'extrapolation de cette conclusion sur d'autres matériaux nécessite plus de résultats expérimentaux.

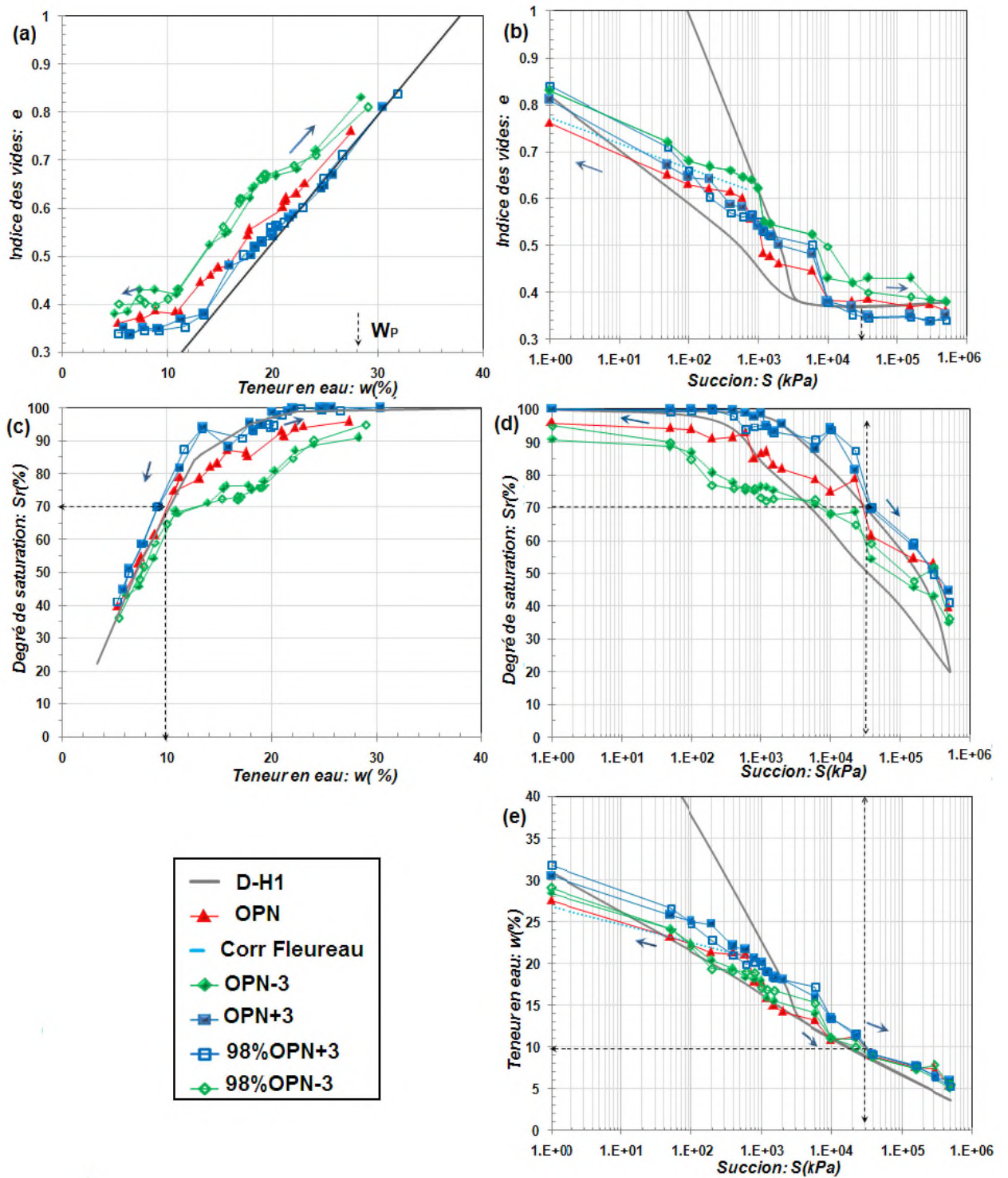


Figure. 5-28. Comparaison entre le chemin de drainage humidification des différents échantillons compactés.

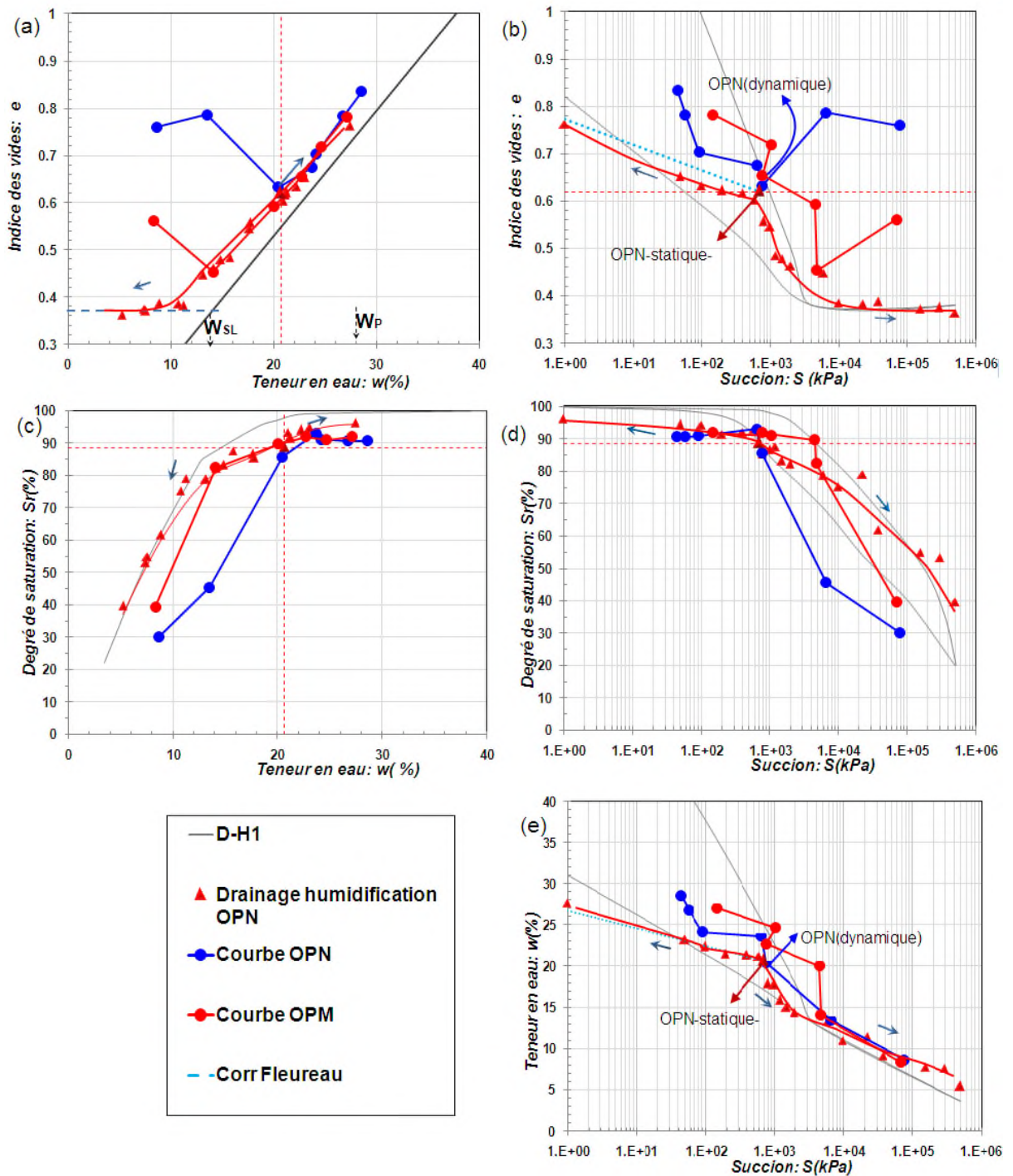


Figure.5-30. Comparaison entre la courbe de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN, et les courbes de compactage avec mesure de suction.

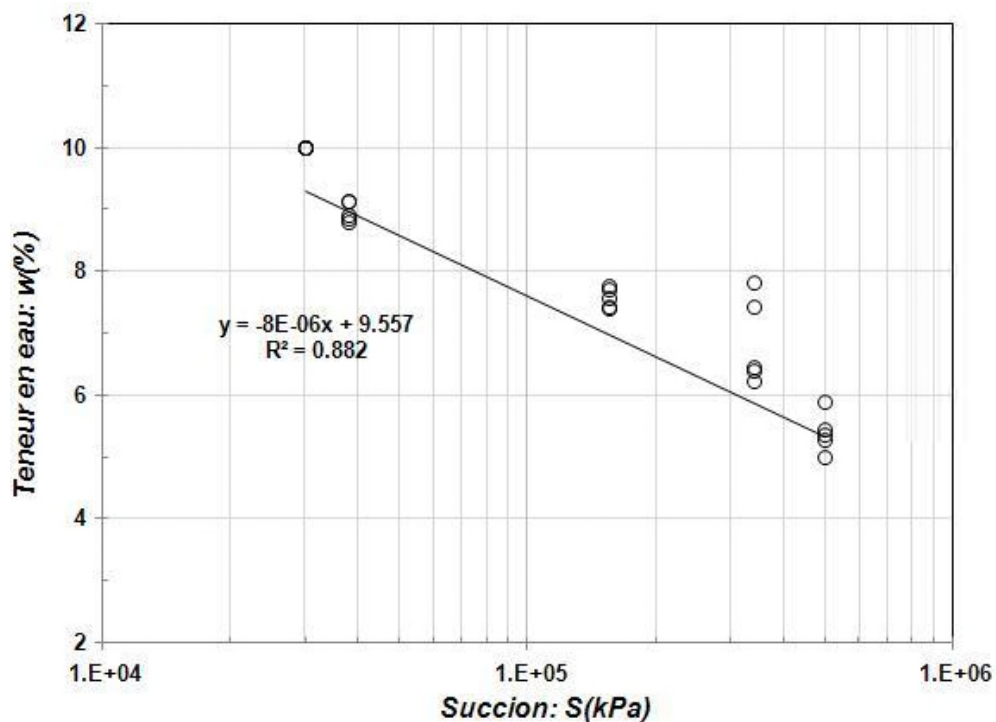


Figure. 5-31. Ajustement de la courbe de drainage des échantillons compactés à partir d'une succion supérieure à 30MPa.

5.6. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la présentation du matériau d'étude, à savoir l'argile de Boughrara. La caractérisation de ce matériau nous a permis de disposer d'un état de référence à succion nulle. Les états initiaux des échantillons se présentaient sous forme de pâte saturée à $w_i=1.2w_L$ et consolidée à 100kPa, ainsi que compactée à différentes teneurs en eau et densités sèches.

Les essais œdométriques réalisés nous ont permis de déterminer la droite normalement consolidée, ainsi que les différents paramètres de compressibilité des échantillons étudiés.

Ce chapitre a été aussi le cadre pour présenter les résultats des essais de drainage humidification réalisés, et qui peuvent être résumés dans les points suivants :

Concernant les échantillons préparés sous forme de pâte saturée à $w_i=1.2w_L$ et consolidée à 100 kPa. Ces deux états présentaient les mêmes caractéristiques de désaturation et de retrait en terme de teneur en eau et de succion. De plus, dans le domaine saturé, on peut parler d'une équivalence entre l'effet de la succion et la de contrainte mécanique, justifiant une interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi.

En ce qui concerne les échantillons compactés, ces essais nous ont permis de mettre en évidence les points de ressemblance et de différence de comportement sur chemin de drainage humidification avec la pâte saturée, et de voir l'effet de la teneur en eau et de la

densité sèche de compactage sur un tel chemin. On a constaté que les échantillons compactés présentent un palier de retrait très proche l'un de l'autre, et qui coïncident avec celui de la pâte saturée. Ceci est expliqué par les faibles valeurs de contrainte de compactage mesurées, et déduites des pressions de préconsolidation obtenues par essais oedométriques, ainsi que les suctions mesurées en fin de compactage, qui sont plus faibles que la suction de désaturation de la pâte saturée.

Pour une différence de 2% dans la valeur de la densité sèche de compactage, que se soit sur la branche sèche ou humide de la courbe Proctor, les courbes de drainage humidification restent superposées, cependant le compactage des échantillons à des teneurs en eau différentes (3 points en plus ou en moins par rapport à l'optimum Proctor), induit une différence sur le comportement sur le chemin de drainage humidification, qui est plus marquée dans le plan $[Sr, \log(S)]$, de façon à ce que pour une suction donnée, la valeur du degré de saturation est d'autant plus faible que la teneur en eau de compactage initiale est plus élevée. Cette différence met en évidence une différence microstructurale, indiquant une structure plus ouverte du côté sec de l'optimum. Cependant, au-delà d'un certain seuil de suction, qui est de l'ordre de 30 MPa, les courbes de drainage se rejoignent. Dans ce domaine, les propriétés d'adsorption de l'argile dominent le comportement hydrique du matériau.

Il a été observé que le retrait est d'autant plus important que la teneur en eau initiale de compactage soit plus élevée. Cependant, sur chemin d'humidification, le potentiel de gonflement maximal est plutôt lié aux échantillons les plus denses.

CHAPITRE-VI

COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE

BOUGHRARA SUR CHEMIN

ŒDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE.

6.1. INTRODUCTION

Après avoir accomplis l'étude sur chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara, nous présentons dans ce chapitre les résultats expérimentaux découlant d'un programme d'essais réalisés à l'appareil œdométrique à succion contrôlée, destiné à préciser certains aspects du comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara sur un tel chemin. L'état initial des échantillons se présente sous forme de pâte consolidée à 100kPa, et compactée aux conditions de l'optimum Proctor. Premièrement, l'effet de la succion en présence de charge mécanique sur les déformations engendrées, ainsi que sur la compressibilité du matériau sera étudié. Ce chapitre sera aussi l'occasion de présenter les mesures du degré de saturation réalisées à l'aide de la méthode de résistivité sur les échantillons compactés à l'OPN, au cours des essais œdométriques à succion contrôlée. Par la suite, une interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi et en contrainte effective généralisée sera effectuée.

Des essais complémentaires d'humidification sous charge constante ont été entrepris sur un œdomètre classique, et ceci, afin de mettre en évidence l'effet des conditions de compactage (densité sèche et teneur en eau initiale), et de la charge appliquée, sur le comportement volumique. Enfin, ce chapitre fera l'objet d'une conclusion.

6.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental consiste à réaliser deux séries d'essais œdométriques de chargement déchargement sous différents niveaux de succions constantes. La première série est réalisée sur des échantillons saturés consolidés à 100 kPa, et la deuxième sur des échantillons compactés à l'OPN. La gamme de succions imposées varie de 200 kPa à 8000 kPa. Au total, 11 essais ont été achevés sur le même bâti œdométrique. Chaque essai est composé de trois phases :

Phase 1 : Cette phase consiste à appliquer un chargement de 100 kPa. Dans le cas de la série 1, l'échantillon est taillé aux dimensions de la bague œdométrique ($H=20$ mm), puis rechargé à 100 kPa dans l'œdomètre osmotique, sous conditions saturées. De telles conditions ont été obtenues en faisant circuler de l'eau distillée au lieu du PEG derrière la membrane semi-perméable, ou directement inonder l'échantillon en remplissant l'espace annulaire entre l'échantillon et la bague œdométrique avec de l'eau distillée.

Dans le cas de la série 2, l'application de la charge se fait en conditions non drainées (par rapport à la teneur en eau) et ceci, par la protection de l'échantillon contre l'évaporation, en entourant la cellule complètement avec du papier cellophane, et en laissant le circuit du PEG vide. Nous considérons que les échanges entre la membrane humide et l'échantillon sont négligeables, vu que la durée de cette phase ne dépasse pas 24h, et la quantité d'eau absorbée par la membrane pendant sa préparation est faible.

L'intérêt de cette phase se résume dans les points suivants :

- Retrouver l'état normalement consolidé des échantillons (série1), ce qui permet de voir l'effet seul de la succion sur le comportement hydromécanique qui s'ensuit.

- Amélioration du contact entre l'échantillon et la membrane semi-perméable pendant la deuxième phase, en favorisant les échanges entre l'échantillon et la solution de PEG et par conséquent, l'homogénéisation de la succion sur l'ensemble de l'échantillon.
- Permettre la comparaison entre les résultats des deux séries, et déduire l'effet du compactage sur le comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara.

Phase 2 : phase de mise en succion. L'application de la succion dans cette phase se fait en une seule étape. Selon le cas où la valeur de la succion initiale de l'échantillon est supérieure ou inférieure à la succion imposée, on observe soit un tassement, soit un gonflement. Il a été remarqué que le temps nécessaire pour la stabilisation des déformations durant cette phase est de l'ordre de 7 jours. Volontairement, cette phase est prolongée jusqu'à 12 jours, afin de s'assurer de la stabilisation de la succion imposée. La variation de la déformation durant ces jours ajoutés, ne dépasse pas 0.01 mm.

Phase 3 : phase de chargement déchargement mécanique, tout en maintenant la succion imposée constante. Au cours de cette phase, l'application de la charge se fait directement et par doublement de la masse appliquée. Le temps nécessaire pour la stabilisation de la déformation dépend de l'ampleur de la charge appliquée, de l'état initial de l'échantillon, ainsi que de la succion imposée. Généralement 5 à 10 jours ont été consacrés pour chaque palier de charge, et pas moins de 15 jours pour le déchargement.

Ainsi, on peut dire que la durée moyenne de chaque essai est entre deux mois et deux mois et demi. Sur la figure on présente un exemple de suivi des tassements en fonction du temps pour deux essais de la série 1 réalisés sous une succion de 200 kPa et 8000 kPa. Ces courbes représentent juste la deuxième et la troisième phase (mise en succion, et chargement déchargement).

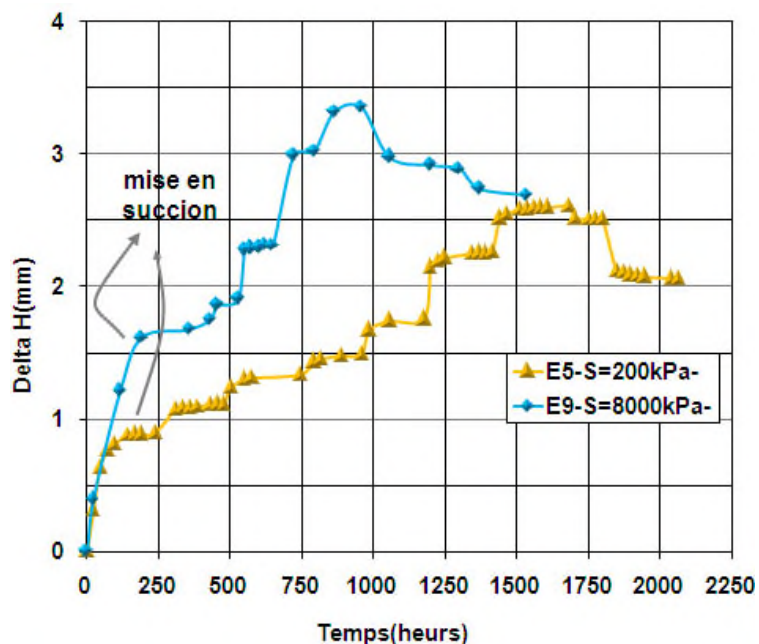


Figure .6-1. Exemple de suivi de tassement en fonction du temps pour deux essais de la série 1.

Remarques :

- La procédure de doublement des charges n'a pas été totalement respectée dans le cas de l'essai réalisé à 200 kPa de succion de la série 1 (essai noté E5), du fait que cet essai a été le premier à réaliser, et qu'il fallait suivre le fonctionnement du nouvel œdomètre osmotique, notamment le comportement de la membrane semi-perméable vis-à-vis du chargement appliqué. L'application de charges de plus en plus élevée entraîne un enfoncement de la membrane dans les trous de la plaque perforée, élément support de cette dernière (*Figure. 6-2*), ce qui peut entraîner sa déchirure, et la migration de la solution du PEG dans l'échantillon. À la fin de chaque essai, un diagnostic visuel de la membrane et de la surface de l'échantillon en contact avec elle est réalisé. Pour l'ensemble des essais, il semble que la membrane résiste bien aux sollicitations imposées.
- Toujours dans le cas de l'essai E5 de la série 1 ; la première idée a été de réaliser la consolidation directement dans la cellule œdométrique, ce qui permet le passage direct à la phase de mise en succion. Cette procédure a été abandonnée, à cause de la difficulté dans la détermination du poids humide de la pâte saturée à insérer dans la bague œdométrique, ramenant après consolidation à 100kPa, à une hauteur identique pour tous les essais. En plus, du risque d'avoir des échantillons avec un élancement trop fort ou faible, nuisant à la qualité des résultats, et ramenant à un temps de stabilisation des déformations très long pendant les phases postérieures.
- Nous considérons que les variations de la succion pendant la phase 1 dans le cas de la série 2 sont négligeables. *Monroy, 2005*, a constaté sur l'argile de Londres ($w_L=83\%$, $I_p=54\%$) compactée à une densité sèche de 1.38 et une teneur en eau de 23.5 %, que l'augmentation du chargement de 100kPa entraîne une diminution de 10 kPa dans la succion.
- Dans le cas de la série 2, nous avons ajouté un essai nommé HUM100, réalisé dans un œdomètre classique, dans lequel la phase 1 est réalisée sous conditions non drainées (par rapport à la teneur en eau), et ceci, par protection de l'échantillon par un film en aluminium, et de la cellule par du papier cellophane conformément à la norme ASTM.D5333-03. Après 24^h, l'échantillon de sol est inondé par de l'eau distillée afin d'arriver à une succion nulle, et saturation complète de l'échantillon. Ensuite, la troisième phase est entamée.

Les chemins de contraintes suivis pour les deux séries sont donnés sur *les figures 6-3 et 6-4*. L'ensemble des caractéristiques physiques initiales et finales sont données dans *les tableaux 6-1 et 6-2*. Sur ces mêmes tableaux, nous avons aussi reporté les caractéristiques initiales et finales des essais E1, E2, E3 et E4.

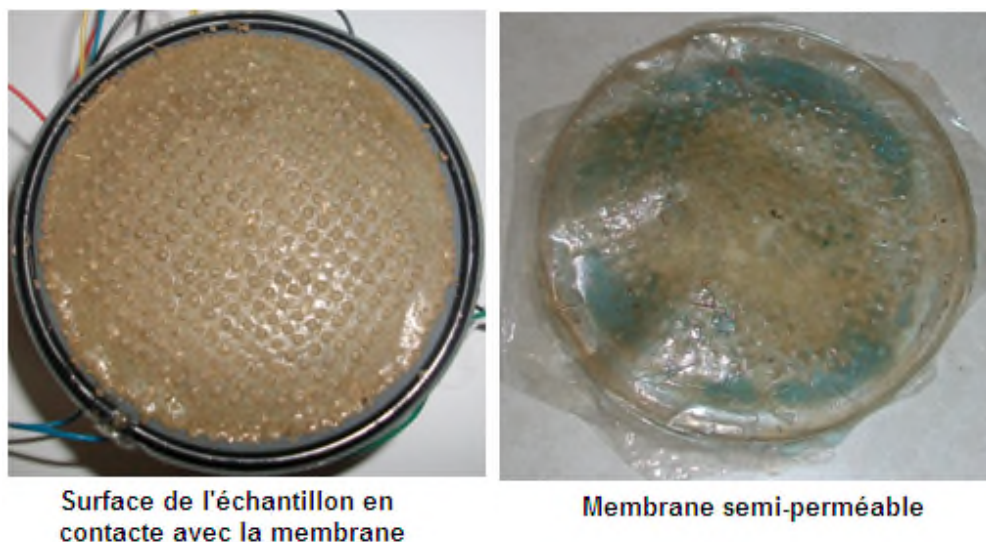


Figure. 6-2 . Points de déformations de la surface de l'échantillon et de la membrane semi-perméable dus au chargement mécanique.

Il est à noter que la teneur en eau initiale w_i est déterminée à partir des chutes de matériau au moment de la taille des échantillons consolidés. Les faibles écarts entre les différentes valeurs de teneur en eau nous confirment l'homogénéisation de l'éprouvette. Par contre d'un essai à un autre une légère dispersion de teneur en eau est observée. Cette dispersion peut être due au temps de stockage de l'échantillon et donc une évaporation éventuelle de l'eau entre le moment où il est extrait du consolidomètre et le moment où l'essai est lancé. Pour les échantillons compactés, cette différence est due essentiellement à la préparation d'un nouveau matériau pour chaque essai.

La détermination des paramètres d'états initiaux (e_i et Sr_i) pour chaque essai se fait comme suit:

1. détermination de la teneur en eau, w_i ,
2. détermination du poids humide de l'échantillon P_h ,
3. les dimensions de l'échantillon étant connues, on peut déterminer facilement son volume total (V) puis l'indice des vides initial :

$$e_i = \left(\gamma_s / \left(\frac{P_h / V}{(1 + w_i)} \right) \right) - 1, \quad [6-1]$$

4. Le degré de saturation initial :

$$Sr_i = \frac{w_i}{e_i} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right) \quad [6-2]$$

Cependant, certaines mesures du degré de saturation ont dépassé la valeur maximale théorique de quelques pourcents (≤ 1.5 %). Dans ce cas-là, la valeur est arrondie automatiquement à 100 %, avec correction de l'indice des vides.

Le contrôle des conditions initiales a montré que les échantillons consolidés sont saturés, avec des indices des vides initiaux compris entre 0.96 et 1.056, et une teneur en eau initiale qui varie entre 36 % et 39 %, et que les échantillons compactés, présentent un degré de saturation compris entre 84 % et 87 %, avec une teneur en eau variant entre 20.18% et 21.04% et un indice des vides compris entre 0.63 et 0.64.

Les paramètres d'états finaux sont déduits comme suit :

1. Mesure de la teneur en eau finale de l'échantillon w_f ,
2. Détermination de l'indice des vides final,

$$e_f = e_i - \left(\frac{\Delta h}{h_0} (1 + e_i) \right) \quad [6-4]$$

avec h_0 : la hauteur initiale de l'échantillon, et Δh la variation de la hauteur de l'échantillon entre le début et la fin de l'essai.

3. Déduction du degré de saturation final,

$$Sr_f = \frac{w_f}{e_f} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right). \quad [6-5]$$

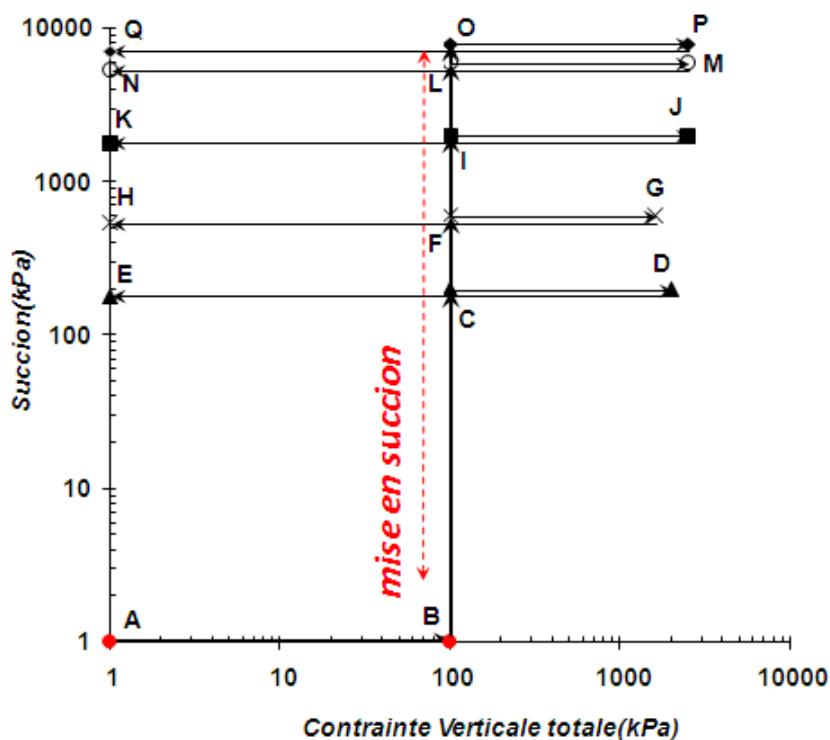


Figure. 6-3 . Chemins de contraintes suivis de la série 1- échantillons consolidés à 100kPa-.

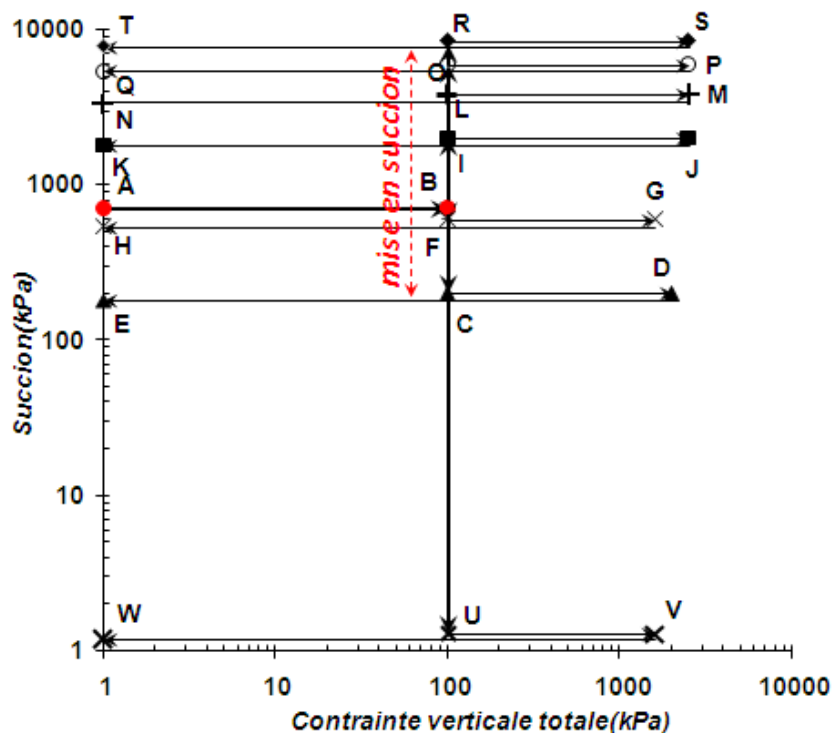


Figure. 6-4 . Chemins de contraintes suivis de la série 2-échantillons compactés à l'OPN-

Tableau.6-1 : Caractéristiques initiales et finales des essais œdométriques à succion contrôlée de la série 1, - échantillons consolidés à 100kPa-

référence	Succion imposée (kPa)	w _i (%)	e _i	Sr _i (%)	e ₁₀₀	e _{100s}	w _f (%)	e _f	Sr _f (%)	Chemin suivi
E5(*)	200	53	1.39	100	0.973	0.826	21.30	0.613	92.08	ABCDE
E6	600	39.32	1.04	100	0.828	0.648	20.16	0.59	90.55	ABFGH
E7	2000	39.9	1.06	99.68	0.825	0.59	16.12	0.494	86.47	ABIJK
E8	6000	39.3	1.04	100	0.822	0.602	17.02	0.56	80.73	ABLMN
E9	8000	36.07	0.96	99.98	0.815	0.612	15.46	0.48	85.35	ABOPQ
Pâte saturée (E1)	0	91	2.48	97.04	/	/	30.67	0.870	96.47	/
Pâte consolidée à 100kPa (E2)	0	38.88	1.034	99.65	/	/	24.78	0.659	99.65	
Pâte consolidée à 100kPa- isotrope-(E3)	0	39.83	1.056	99.69	/	/	26.28	/	/	

(*) : les caractéristiques initiales correspondent à une pâte saturée, e₁₀₀ : représente l'indice des vides après chargement à 100kPa, e_{100s} : représente l'indice des vides après mise en succion, sous une charge de 100kPa.

Tableau.6-2 : Caractéristiques initiales et finales des essais œdométriques à succion contrôlée de la série 2,- échantillons compactés à l'OPN-.

référence	Succion imposée (kPa)	w _i (%)	e _i	Sr _i (%)	e ₁₀₀	e _{100s}	w _f (%)	e _f	Sr _f (%)	Chemin suivi
E5c	200	20.61	0.635	86.1	0.596	0.621	/	0.578	/	ABCDE
E6c	600	21.04	0.64	87.10	0.604	0.616	17.80	0.544	88.9	ABFGH
E7c	2000	20.88	0.638	86.7	0.601	0.58	15.3	0.536	69.91	ABIJK
E8c	4000	20.08	0.634	88.79	0.599	0.577	12.76	0.559	60.47	ABLMN
E9c	6000	20.83	0.633	87.24	0.60	0.56	11.46	0.529	57.38	ABOPQ
E10c	8000	20.18	0.634	84.3	0.602	0.549	12.28	0.56	58.11	ABRST
Compacté à OPN-HUM100-	0	21.16	0.638	86.21	0.591	0.631	22.3	0.601	98.33	ABUVW
Compacté à OPN-gonflement libre-(E4)	0	20.39	0.636	84.95	/	/	21.64	0.577	99.4	/

e₁₀₀ : représente l'indice des vides après chargement à 100kPa, e_{100s} : représente l'indice des vides après mise en succion, sous une charge de 100kPa.

6.3. MESURE DES ÉCHANGES D'EAU

Au cours de la réalisation de la deuxième série, des mesures du degré de saturation en utilisant la méthode de résistivité ont été réalisées. Une photo du montage utilisé est représentée sur la *figure 6-5*.

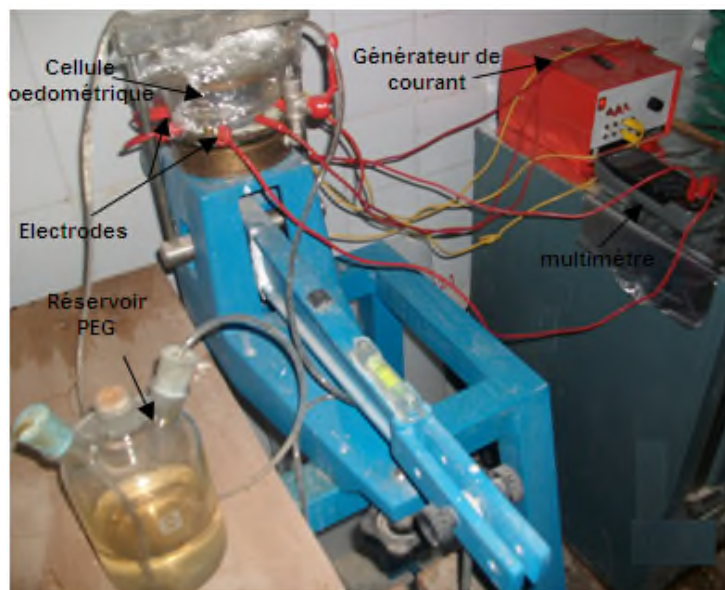


Figure. 6-5 . Œdomètre osmométrique avec dispositif de mesure de résistivité.

Étant donné que le compactage quasi-statique est réalisé directement dans la bague œdométrique, et que cette dernière est remplacée par une en PVC rigide d'épaisseur de 0.5cm, un renforcement avec un collier de serrage est ajouté pendant cette opération et au cours de l'essai (Figure. 6-6). Aussi, on a intercalé un disque en téflon entre l'échantillon et le piston, afin d'assurer une isolation entre les deux (Figure. 6-6). Par rapport aux essais de la série 1, où l'imposition de la succion se fait par les deux faces de l'échantillon, dans le cas de la série 2, le drainage est réalisé juste par la base de l'échantillon, et ce ci pour les deux raisons suivantes :

- Après la réalisation de la première série, le piston est devenu inopérant à cause de l'écrasement du filetage de l'écrou fixant la membrane (élément 14, Figure. 4-8).
- Respecter les conditions aux limites considérées dans le modèle de COMSOL pour la détermination du coefficient de géométrie. Rappelons que ces conditions aux limites consistent à imposer une isolation électrique sur toutes les faces de l'échantillon. Cependant, la question peut se poser sur la base de l'échantillon, où les échanges hydriques se font avec la solution du PEG par le biais de la membrane semi-perméable. Dans ces circonstances, et puisqu'il est difficile de déterminer les propriétés électriques de la membrane semi-perméable, et afin de garder l'esprit de la simplicité de la méthode, nous avons jugé de garder l'hypothèse d'isolation de cette surface. Par précaution, au cours des prises des mesures, la pompe péristaltique assurant la circulation du PEG est arrêtée, après avoir vidé le réservoir au-dessus de la plaque perforée. Les mesures étant prises 15 min après.

Ensuite, les électrodes sont insérées et mises en contact avec l'échantillon. Ce contact doit rester ponctuel (enfoncement 2 mm), afin de respecter les conditions d'étalonnage, et aussi pour ne pas varier la hauteur de l'échantillon. Rappelons que cette configuration des électrodes est identique à celle adoptée par Kalinsky et Kelly, 1993 (cf. Chap IV, § 4.5.2.2). Les prises de mesures sont réalisées : après montage de l'échantillon, à la fin de la phase 1 et 2 et au cours de la phase de chargement et déchargement, après stabilisation des déformations sous chaque charge.

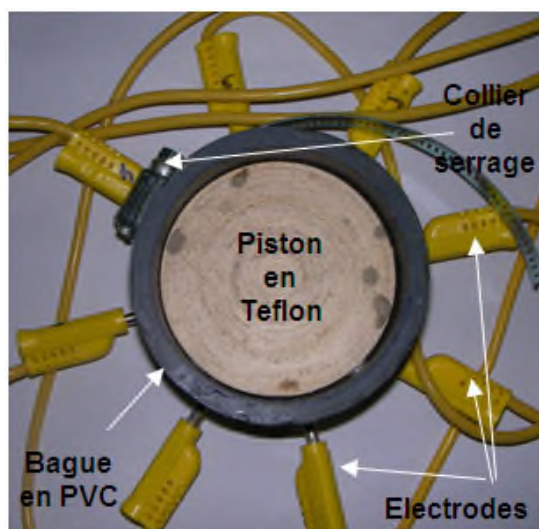


Figure. 6-6 . Détail de la mise en place des électrodes et de la bague œdométrique.

6.4. RESULTATS DE LA SERIE1 -ARGILE DE BOUGHRARA CONSOLIDÉE A 100kPa-

La *figure 6-7* représente les courbes œdométriques à succion contrôlée de la série1, dans le plan indice des vides/contrainte verticale totale [$e, \log(\sigma_v)$]. Nous avons ajouté sur la même figure les courbes œdométriques saturées des essais E1 et E2. Les traits en pointillés correspondent à la phase 1. Sachant que la contrainte de préconsolidation à l'état saturé est de 110kPa (*essai E2, Tableau, 5-5*) ; au point B, les échantillons se trouvent à un état normalement consolidé, ou légèrement surconsolidé. La pente de cette droite de chargement, est de l'ordre de 0.209 pour l'essai E5, et reste compris entre 0.073 et 0.118 pour les autres essais.

Pendant la phase2 (phase de mise en succion sous une charge constante), l'éprouvette se déforme. Cette déformation notée ε_s peut être soit un gonflement soit un tassement, et ceci selon la valeur de la succion de l'échantillon après chargement. Elle est calculée selon la formule suivante :

$$\varepsilon_s = \frac{e_{100} - e_{100s}}{1 + e_{100}} \quad [6-6]$$

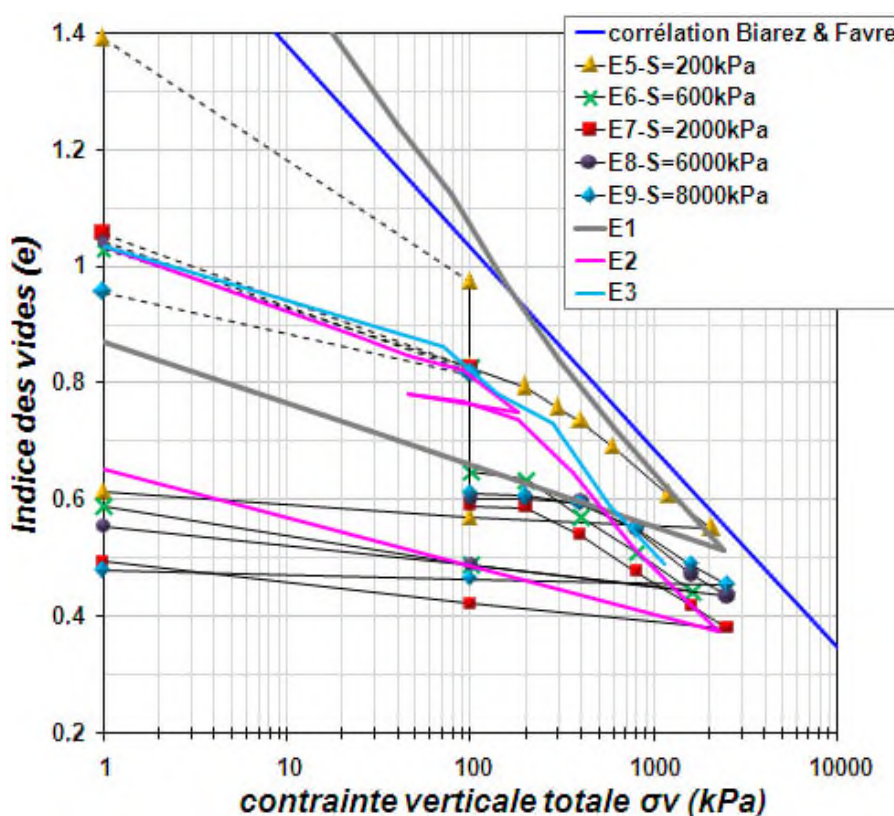


Figure.6-7 . Courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Boughrara consolidée à 100kPa, tracées en contraintes totales.

Les valeurs de déformations finales et d'indice des vides, obtenues à la fin de la phase de mise en succion sont représentés sur la *figure 6-8*. Pour comparaison, nous avons reporté

sur la même figure quelques points représentatifs de la courbe de drainage de l'essai D-H2 (essai de drainage humidification sur pâte consolidée à 100 kPa), tracée en terme de d'indice des vides et déformations en fonction de la succion. Par convention de signe, on considère que les déformations de type retrait (tassement) sont négatives, et de gonflement sont positives.

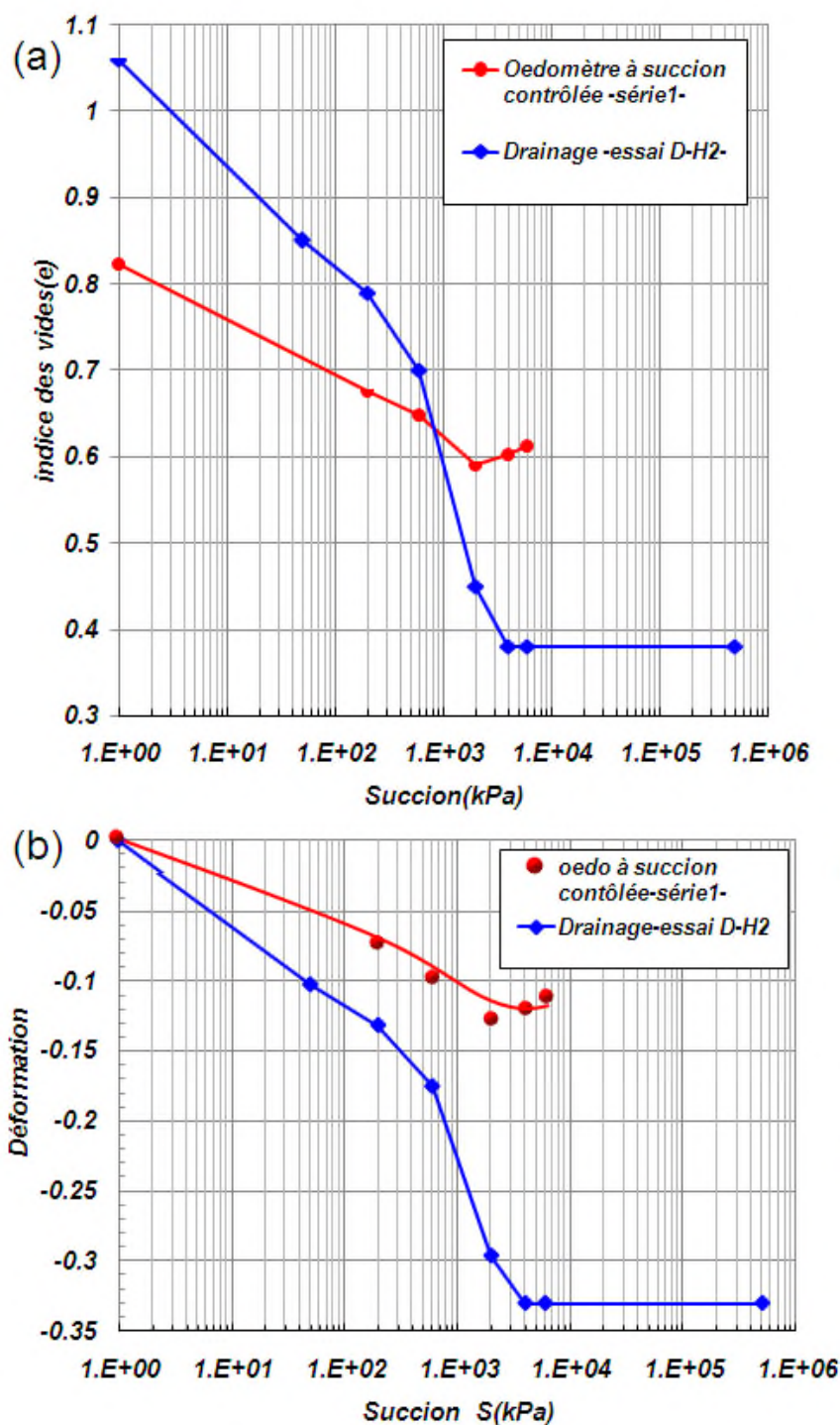


Figure. 6-8 . Comparaison entre les déformations finales obtenues à la fin de la phase de mise en succion et la courbe de drainage de l'essai D-H2- cas des échantillons consolidés à 100kPa-.

La courbe obtenue a une allure similaire à la courbe de drainage de l'essai D-H2, caractérisée par une déformation d'autant plus importante que la succion augmente, et aussi par l'apparition d'un palier de retrait pour les fortes succions. La courbe obtenue est décalée par rapport à la courbe de drainage de l'essai D-H2, et se positionne au-dessus d'elle. Cette différence est attribuée à ce que les échantillons drainés sous une charge verticale de 100 kPa sont plus denses que les échantillons drainés sous aucune charge extérieure, et par conséquent, ils se déforment moins. En considérant une pente moyenne de 0.1 de la phase de chargement, la différence de densité avant et après chargement s'élève à 20 %. En outre, les conditions de drainage tel que la présence de bague ou non, ainsi que la taille des échantillons des les deux cas à certainement une influence sur les déformations enregistrées.

Au-delà de 2000 kPa, les déformations se stabilisent autour de 12 %, valeur inférieure de 65 % par rapport à l'essai D-H2. Toutefois, les deux domaines coïncident, indiquant que les caractéristiques de désaturation et de retrait (w_{SL} , S_e et S_{SL}) restent identiques.

Intéressons-nous maintenant à la phase de chargement déchargement à succion contrôlée (phase 3). Les courbes obtenues mettent en évidence la présence d'un écrouissage hydrique, ou une surconsolidation induite par la phase de drainage, résultant dans l'apparition de deux domaines de déformations. Le premier est caractérisé par de faibles variations de l'indice des vides, et le deuxième par des variations plus importantes. Cette surconsolidation est de plus en plus observée pour les fortes succions.

Concernant l'essai E5, on remarque clairement qu'au fur et à mesure de l'augmentation du chargement, la courbe rejoint le chemin NC de l'argile saturée, sans le dépasser. Le même comportement est observé pour l'essai E6 et E7, où le chemin de chargement reste sensiblement parallèle au Chemin NC du matériau étudié, et se confond avec celui du chemin œdométrique et isotrope de la pâte consolidée (essai E2 et E3). Cependant, le chemin de chargement de l'essai E8 et E9 s'éloigne de la droite NC. Ceci s'explique par le fait que les succions inférieures à 2000 kPa, ne sont pas suffisantes pour désaturer le matériau. Ce n'est que pour des succions supérieures à cette valeur que le matériau se désature, et les courbes ne sont plus parallèles avec la droite NC.

6.4.1. Effet de la succion sur la compressibilité

Sur la *figure6-9*, nous avons tracé l'évolution des pentes de chargement plastique λ_s et de déchargement κ_s , calculées dans le plan des contraintes totales en fonction de la succion. Le calcul de λ_s se fait entre les deux derniers points de chargement, tandis que celui de κ_s , il est réalisé entre le dernier point de chargement et le point qui correspond, au poids du piston (=1 kPa). L'ensemble de ces valeurs sont données dans le *tableau 6-3*. Nous avons aussi ajouté les valeurs des pentes λ et κ des essais œdométriques saturés de la pâte consolidée (essai E2), et de la pâte saturée (essai E1, trait plein). Les résultats montrent qu'il ya dépendance entre la succion et la pente λ_s , de façon à ce que cette dernière diminue avec l'augmentation de la succion, ce qui rejoint la majorité des résultats trouvés dans la littérature (*Alonso, 1990, Cui et Delage, 1996, etc.*). De l'état saturé à 8000kPa, la pente λ_s à diminué de plus de 60 %.

Concernant la pente de déchargement κ_s , il semble que cette dernière est indépendante de la succion. Par contre, on remarque que l'ensemble des valeurs obtenues

après application de la succion sont inférieures à celle calculée à l'état saturé (essai E1 et E2), ce qui rejoint les observations de *Rampino et al, 2009*.

L'examen de l'évolution de la pression de préconsolidation apparente montre aussi que celle-ci augmente avec la succion. Les différentes valeurs obtenues sont regroupées dans le *tableau 6-4*. Sachant que pour l'essai E2, la valeur de la pression de préconsolidation apparente est estimée à 110 kPa. En passant à une succion de 200kPa, cette valeur est pratiquement doublée, tandis que pour une succion de 8000kPa, valeur supérieure à la succion d'entrée d'air, sa valeur est multipliée par plus de cinq.

Tableau 6-3: Valeurs des pentes de compressibilité en fonction de la succion, du sol consolidé à 100 kPa.

Essai	E1	E2	E5	E6	E7	E8	E9
Succion (kPa)	0	0	200	600	2000	6000	8000
λ_s	0.153	0.131	0.106	0.096	0.087	0.085	0.079
κ_s	0.046	0.041	0.009	0.02	0.016	0.014	0.0031

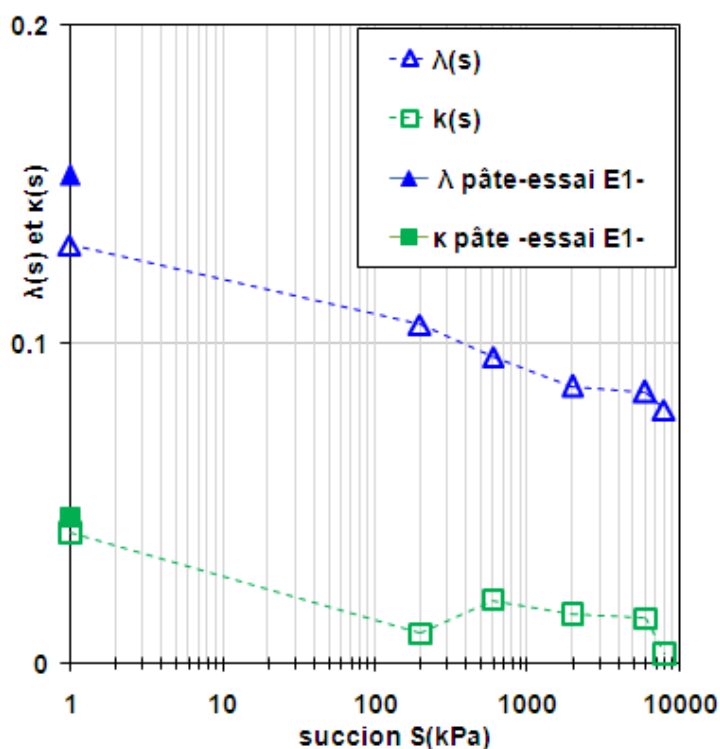


Figure. 6-9. Évolution de la compressibilité λ_s et κ_s en fonction de la succion, dans le cas des échantillons consolidés à 100kPa-interprétation en contraintes totales -.

Tableau 6-4: Valeurs de contraintes de préconsolidation apparentes du sol consolidé à 100kPa, en fonction de la succion.

Essai	E2	E3	E5	E6	E7	E8	E9
Succion (kPa)	0	0	200	600	2000	6000	8000
P_S^*	110	130	220	260	300	500	580

6.4.2. Interprétation des résultats de la série1 en contrainte effective

6.4.2.1. Contrainte effective de Terzaghi

Afin de vérifier l'applicabilité du concept de contraintes effectives de Terzaghi, nous avons retracé nos courbes œdométriques à succion contrôlée de la première série dans le plan $[e, \log(\sigma_v+S)]$, (Figure. 6-10), où (σ_v+S) représente la contrainte effective de Terzaghi.

On remarque que l'évolution de l'indice des vides pour les différents essais (mis à part ceux réalisés aux suctions de 6000 et 8000 kPa), est similaire à celle du matériau normalement consolidé (Essai E1 et E2). Pour l'essai réalisé à 2000 kPa, on observe que ce dernier rejoint la droite NC, et ceci après avoir atteint une contrainte effective de 2500 kPa. Le tracé des valeurs de λ_s calculées dans le plan des contraintes effectives en fonction de la succion (Figure. 6-11), montre que ces derniers restent proches de celles de la pâte saturée (essai E1) et la pâte consolidée (essai E2). On peut dire qu'à partir d'un certain niveau de succion qui serait de l'ordre de 2000 kPa, ces essais ne sont plus interprétables avec le concept de contrainte effective de Terzaghi.

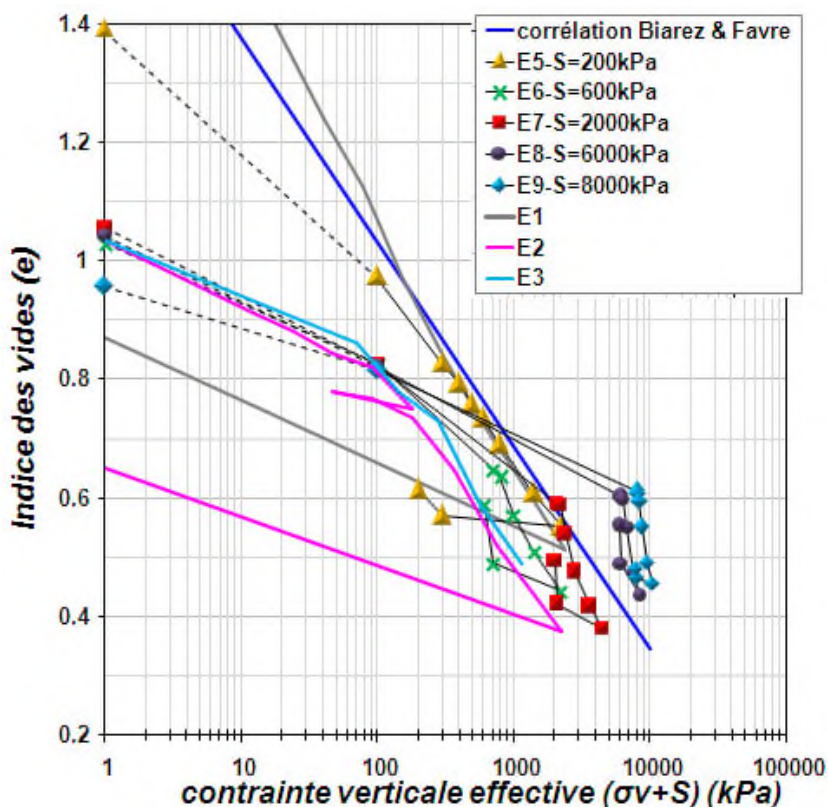


Figure.6-10 : Courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Boughrara consolidée à 100kPa, tracées en contraintes effectives de Terzaghi.

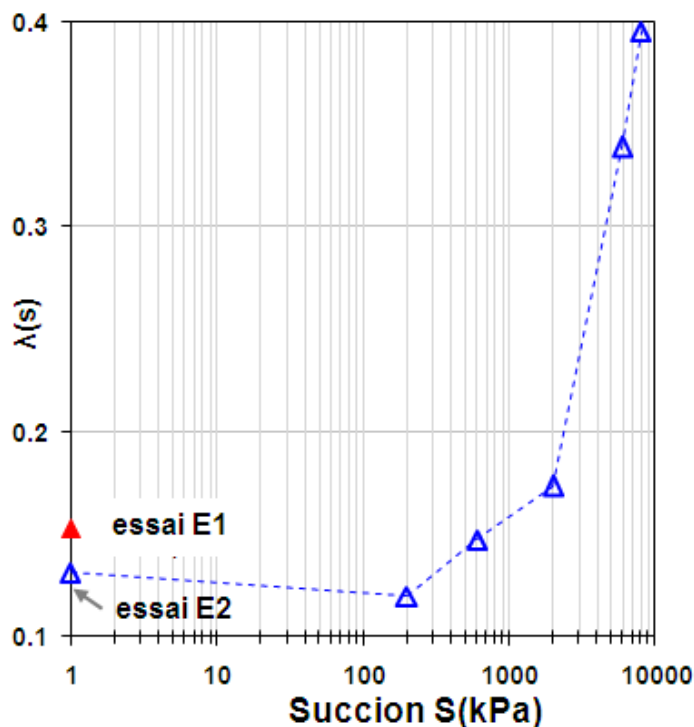


Figure. 6-11 . Évolution de la compressibilité λ_s en fonction de la succion, dans le cas des échantillons consolidés à 100 kPa-interprétation en contraintes effectives de Terzaghi.

6.4.2.2. Interprétation en contrainte effective généralisée

Nous avons choisi d'interpréter les essais réalisés avec le principe de contrainte effective généralisée. Deux expressions de π_{eq} , ont été utilisées pour calculer la contrainte effective généralisée. La première est celle utilisée par *Modaressi et Abou-Bekr, 1994*, donnée par l'équation (3-20), et la deuxième, est celle définie par *Taibi, 199* (équation (6-7)).

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_{eq} = \frac{\pi T_s}{2K(e)R^2} \left[4R + \frac{3T_s - \sqrt{8T_s R(S) + 9T_s^2}}{S} \right] \quad \text{pour } S > S_e \\ \pi_{eq} = S \quad \text{pour } S \leq S_e \end{array} \right. \quad [6-7]$$

Où R est le rayon des particules généralement pris égal à $d_{10}/2$, T_s est la tension superficielle, S_e est la succion d'entrée d'air, et $K(e)$ est une fonction de l'indice des vides tenant en compte la densité d'arrangement (Équation. 3-22).

Ce principe intervient quand le sol devient non saturé, c.-à-d. au-delà la succion d'entrée d'air, estimée dans notre étude à 2000 kPa. Dans notre cas, on a constaté que les essais réalisés à des succions supérieures à cette valeur ne justifient pas une interprétation en contrainte effective de Terzaghi. Les nouvelles courbes sont retracées sur les figures 6-12, avec la nouvelle définition de la contrainte effective généralisée, calculée en considérant

$R = \frac{d_{10}}{2} = 0.3\mu m$ et $\omega = d_{10} = 0.6\mu m$ (cette valeur est déduite de la courbe granulométrique, c.f eq Tableau 5-1).

Les résultats montrent que les courbes obtenues se situent légèrement à gauche de la droite NC saturée, mais le parallélisme entre les courbes est nettement observé. Pour la série 1, la courbe E7, se positionne correctement par rapport aux essais saturés E2 et E3, par contre, les courbes de E8 et E9 se regroupent et se situent entre la courbe E7 et la droite NC saturée.

La position des courbes est directement liée à la contrainte effective généralisée déduite des équations 3-20 et 6-7, et qui sont à leurs tours fortement influencées par la valeur de d_{10} . Étant donné que la base de cette définition est dédiée aux sols granulaires, pour lesquels la notion du diamètre représentatif est claire, et qui est souvent pris égal à d_{10} , on peut se poser la question sur l'utilisation de cette valeur pour les sols argileux. Un calage de ce paramètre a été réalisé pour l'estimation de la bonne valeur à introduire dans la définition de la contrainte effective généralisée, et on a constaté qu'une valeur de $0.175\mu m$, ($R = \frac{d_{10}}{2} = 0.0875\mu m$ et $\omega = d_{10} = 0.175\mu m$) permet à la plupart des courbes de s'aligner correctement sur la droite NC saturée (Figure. 6-13). Cette valeur choisie nous semble raisonnable pour une argile très plastique comme l'argile de Boughrara, sachant que la plupart des échanges d'eau si le degré de saturation est à quelques pourcents se font dans l'espace inter-agrégats, comme l'affirme Fleureau, 1992, et que dans le cas des sols fins, le diamètre à prendre en compte n'est pas nécessairement directement lié à la granulométrie mesurée.

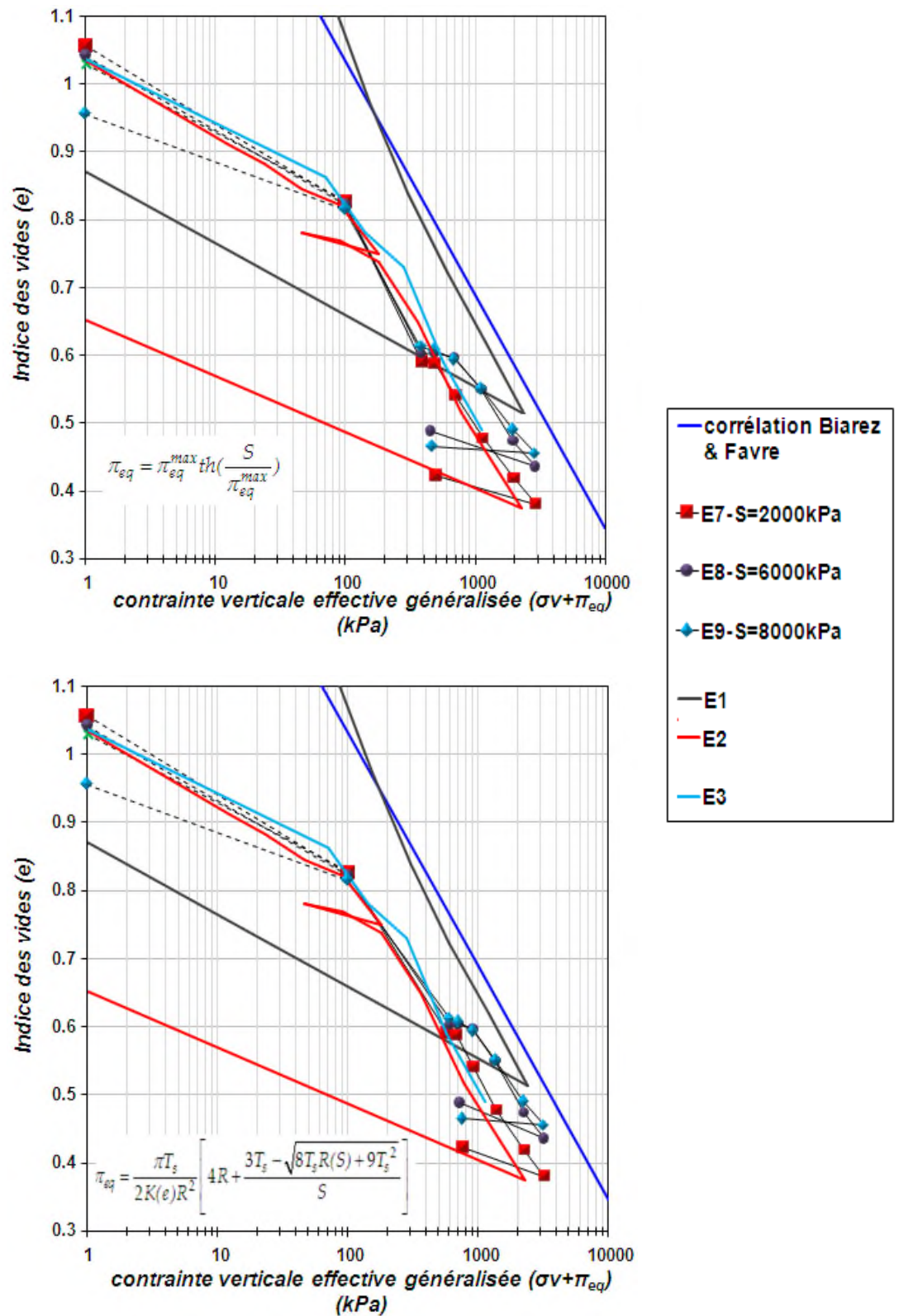


Figure. 6-12 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur l'argile de Boughrara de la série 1 tracées en contrainte effective généralisée ($d_{10}=0.6 \mu\text{m}$).

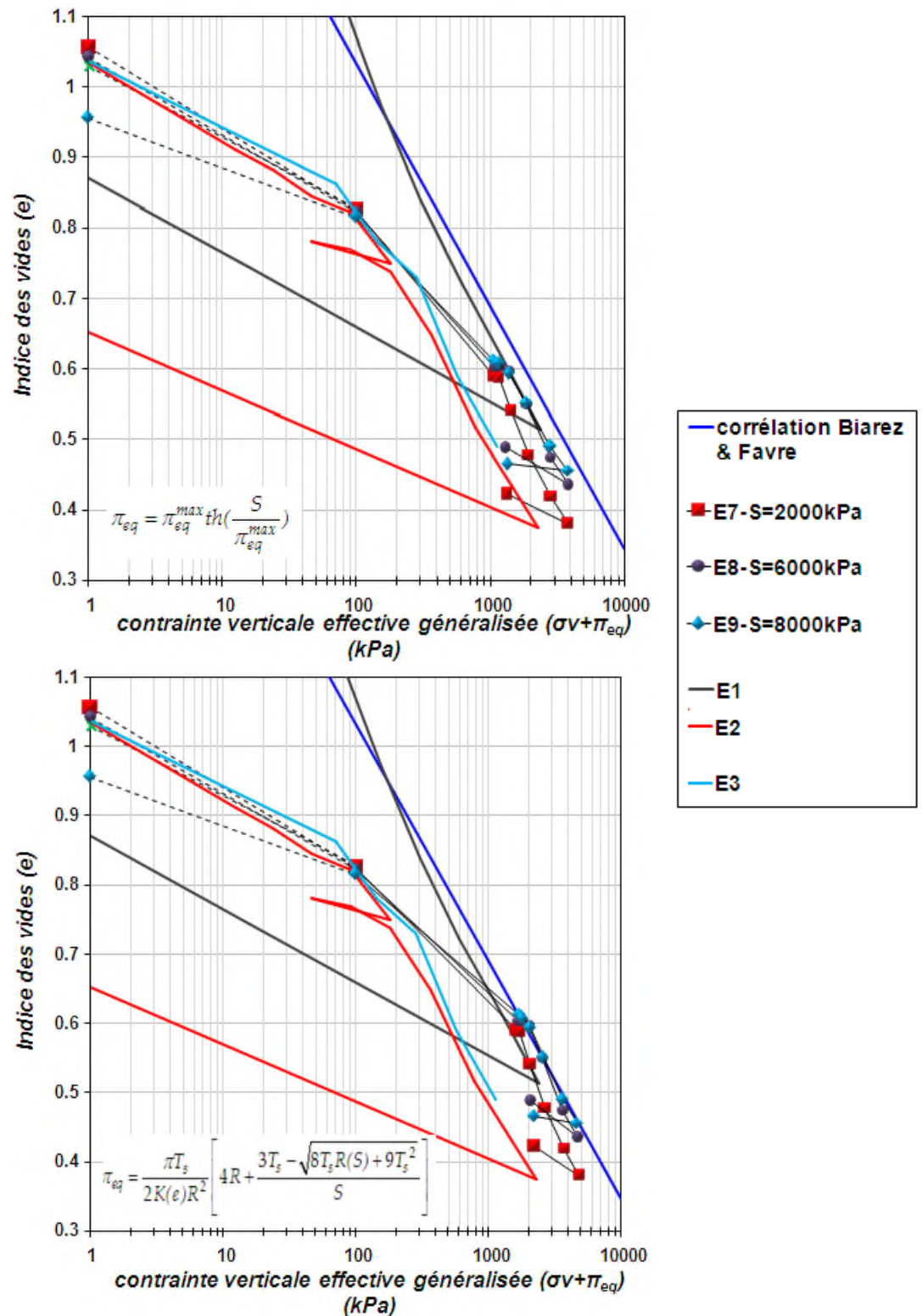


Figure. 6-13 . Courbes œdométriques à succion contrôlée sur l'argile de Boughrara de la série 1, tracées en contrainte effective généralisée ($d_{10}=0.175 \mu\text{m}$).

6.5. RESULTATS DE LA SÉRIE 2 -ARGILE DE BOUGHRARA COMPACTEE A L'OPN

Les résultats des essais œdométriques à succion contrôlée réalisés sur l'argile de Boughrara compactée à l'OPN (série 2), sont représentés sur la *figure 6-14*. De la même façon que les essais précédents, les droites en pointillés représentent le chargement à 100 kPa (phase 1). Les pentes de ces droites sont très proches, et restent comprises entre 0.016 et 0.019. La variation de l'indice des vides et de la déformation finale à la fin de la phase d'imposition de succion est représentée sur la *figure 6-15*. Sur la même figure avons tracé la courbe de drainage humidification de l'échantillon compacté à l'OPN sous charge extérieure nulle. La valeur correspondant à une succion nulle introduite dans le graphe correspond à l'essai HUM100. Nous avons aussi repéré celle qui correspond à l'essai E4.

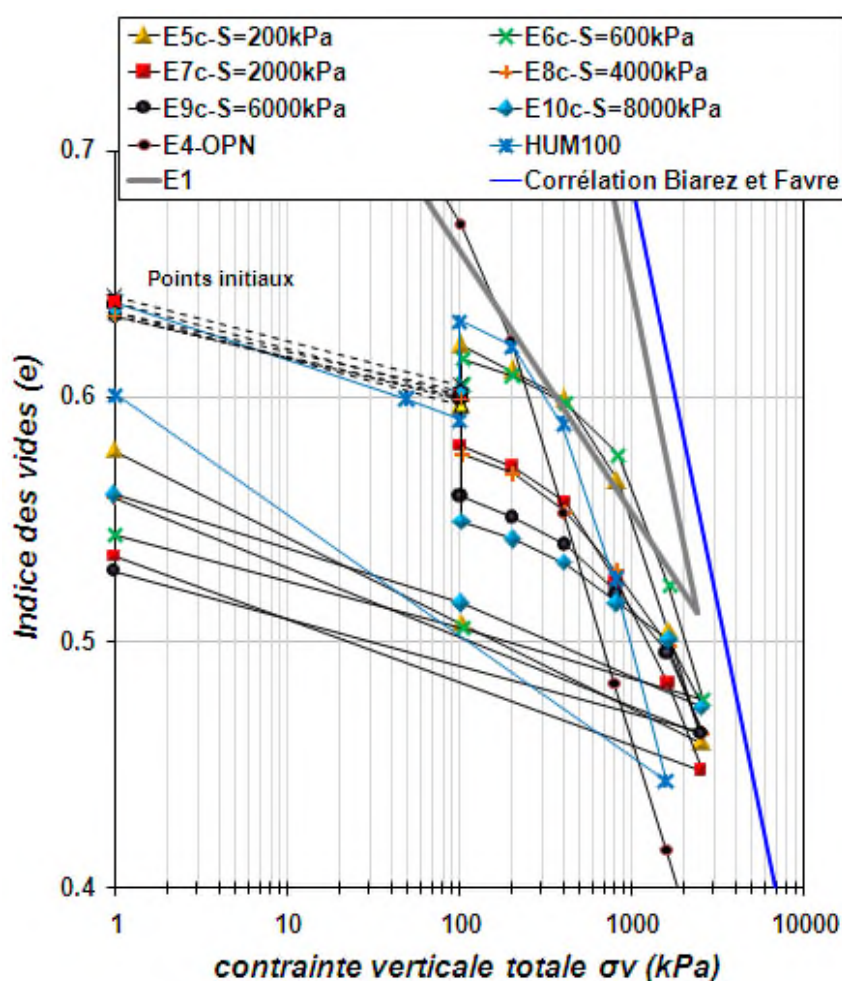


Figure. 6-14 . Courbes œdométriques à succion contrôlée de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN, tracées en contraintes totales.

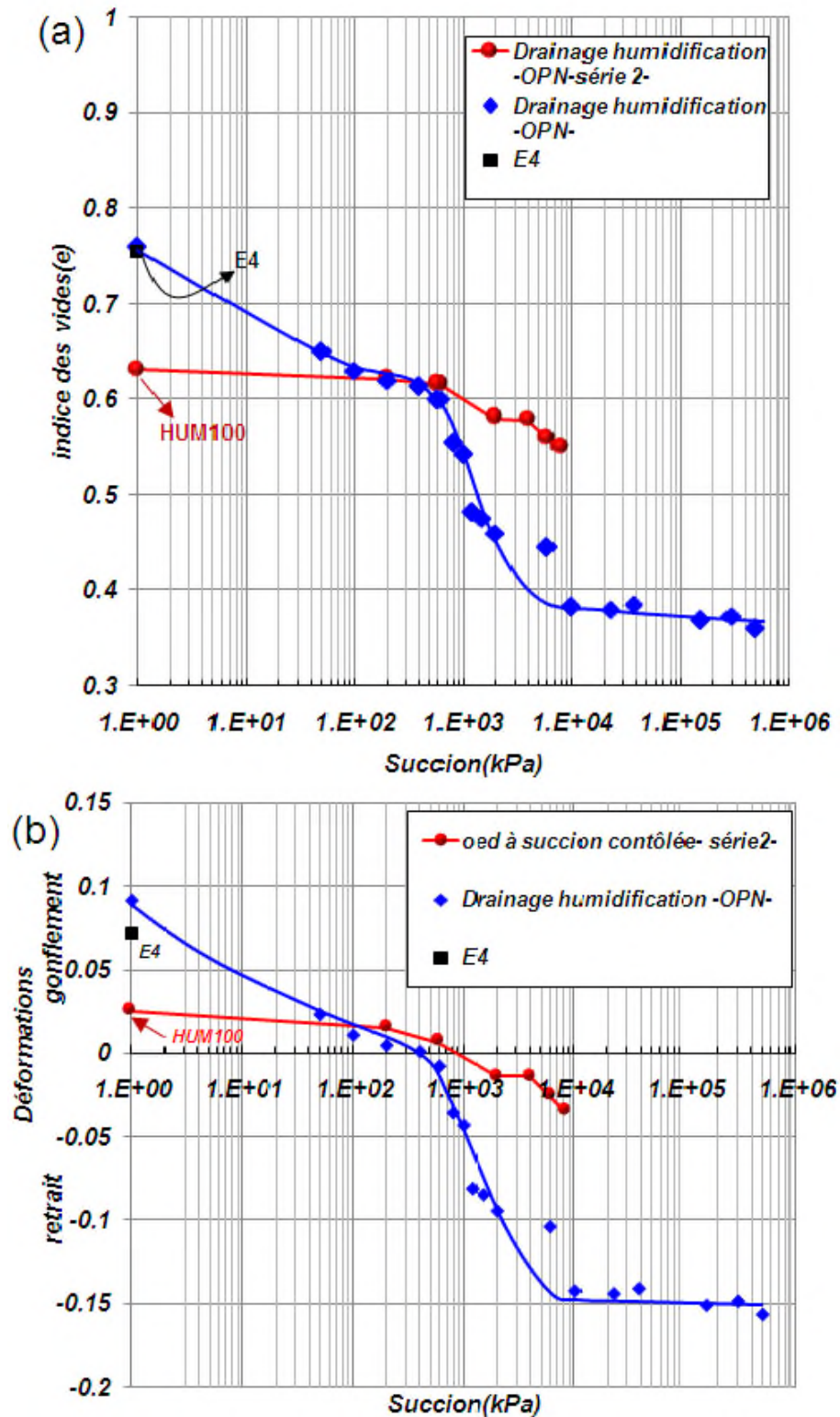


Figure. 6-15 . Comparaison entre les déformations finales des essais de la série 2, à la fin de la phase de mise en succion et la courbe de drainage humidification-Cas des échantillons compactés à l'OPN-.

Plusieurs informations peuvent être tirées de la figure 6-10:

- La mise en succion des échantillons met en évidence deux types de comportement. Pour des valeurs de succion inférieure à la succion initiale des échantillons ($S_i=700$ kPa), on observe un gonflement, tandis que pour des valeurs supérieures de succion on observe un retrait. Ceci montre que la valeur de la succion initiale des échantillons se situe dans l'intervalle compris entre 600kPa et 2000kPa, et confirme les mesures par la méthode du papier filtre (cf. *Tableau. 5-10*).
- Pour des succions supérieures à la succion initiale, la courbe de retrait se situe au-dessus de la courbe de drainage de l'échantillon compacté, indiquant une diminution du potentiel de retrait. Ceci est dû aux mêmes raisons évoquées dans le cas du sol consolidé (augmentation de la densité des échantillons à cause du chargement pendant la phase1). Pour une succion de 8000 kPa, la différence enregistrée entre les deux courbes s'élève à 10 %. Cependant, par rapport à la série1, le palier de retrait n'apparaît pas clairement. Plus de résultats au-delà de 8000 kPa sont nécessaires, pour localiser la limite de retrait.
- Pour des succions inférieures à la succion initiale, le chemin de gonflement suivi dans les deux cas reste sensiblement parallèle. Ce n'est que pour des succions inférieures à 200 kPa, et à l'approche de la saturation que le gonflement observé sur le chemin d'humidification devient supérieur au gonflement sous une charge de 100kPa, qui à son tour ne semble pas trop évoluer entre 200 kPa et 1kPa. La pente du chemin de gonflement entre ces deux points vaut 0.0055.
- On constate aussi que le point représentant l'amplitude du gonflement sous une faible charge (1 kPa, pour l'essai E4), reste compris entre les deux valeurs de l'essai HUM100 et de l'essai d'humidification sous une charge nulle. Donc, par rapport à l'essai E4 ; l'amplitude de gonflement a diminué de 65 %, et de 73 % par rapport à l'essai d'humidification de l'échantillon à l'OPN.

6.5.1. Évolution du degré de saturation

Sur les *figures 6-16 et 6-17*, nous présentons les mesures du degré de saturation et de la teneur en eau volumique par la méthode de résistivité. D'une manière qualitative, les courbes obtenues montrent qu'au cours de l'application de succions supérieures à la succion initiale, on observe une diminution de la saturation des échantillons, tandis que c'est le contraire qui se passe quand la succion appliquée est inférieure à la succion initiale.

On observe aussi une tendance à l'augmentation du degré de saturation avec le chargement appliqué. Généralement, on constate deux domaines de variation du degré de saturation en fonction des charges appliquées. Le premier est caractérisé par de faibles variations du degré de saturation quand la charge appliquée est faible, tandis que le deuxième est caractérisé par une forte variation du degré de saturation quand les charges sont assez importantes. Cette constatation est plus apparente dans le cas des essais E5c, E6c, et E7c.

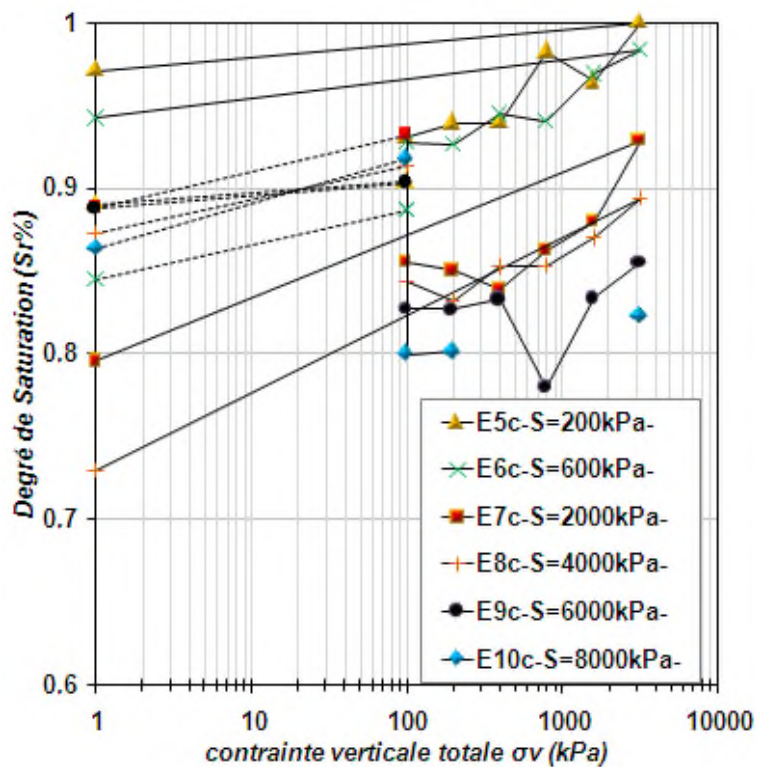


Figure. 6-16 . Évolution du degré de saturation au cours des essais œdométriques à succion contrôlée de la série 2.

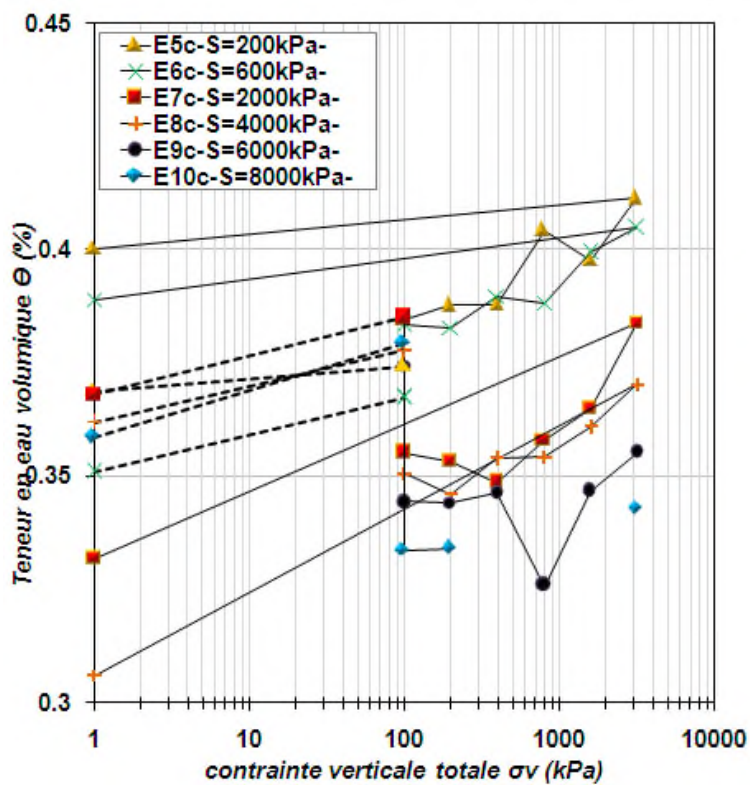


Figure. 6-17 . Évolution de la teneur en eau volumique au cours des essais œdométriques à succion contrôlée de la série 2.

Durant l'essai E10c et E9c, certains points de mesure n'ont pas pu être représentés, et ceci, à cause de l'impossibilité d'avoir une lecture de la différence de potentiel entre les électrodes de mesures, malgré l'utilisation de l'intensité maximale. On pense que c'est dû à un mauvais contact entre les électrodes et l'échantillon, causé, soit par une contraction latérale du sol (drainage, ou déchargement mécanique), soit par à une défaillance du système lui-même, puisque les électrodes ont été juste insérées dans des loges dans la bague œdométrique, qui, avec l'augmentation des pressions latérales, ont bougé de leur emplacement initial.

Dans le cas de l'essai E5c, au point correspondant à un chargement de 3200 kPa, une valeur de 114 % du degré de saturation était mesurée, correspondant à une résistivité de 86.17 Ω.cm. Cette valeur a été arrondie à l'unité, et par conséquent, nous proposons pour les relations 4-23, une limite pour la valeur de ρ de 128.17 Ω.cm, pour que le degré de saturation reste inférieur ou égal à 100 %.

Pour l'essai E7c, les deux premières mesures de résistivité, correspondant à la phase de chargement mécanique (200 kPa et 400 kPa), montrent une légère diminution du degré de saturation, ce qui est illogique. Le même cas est observé dans l'essai E9c, sous une charge de 800kPa. Nous pensons que ces mesures sont erronées.

Dans le *tableau 6-5*, nous avons confronté les valeurs des degrés de saturation initiaux et finaux calculés après la phase 1 et ceux obtenus par la méthode de résistivité. La valeur du degré de saturation à la fin de la phase 1 (Sr_{100}), est estimée par la relation suivante :

$$Sr_{100} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w_i}{e_{100}} \quad [6-8]$$

Tableau 6-5 : Comparaison entre les valeurs du degré de saturation obtenues par mesure directe et la méthode de résistivité.

Essais	Sr_i	Sr_{100}	Sr_f	Sr_i	Sr_{100}	Sr_f	Erreur relative		
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
	Mesure direct			Résistivité					
E5c	86.1	91.64	/	89.05	90.43	97.1	3.43	-1.32	/
E6c	87.10	92.31	88.9	84.44	88.65	94.21	3.05	3.96	5.97
E7c	86.7	92.07	69.91	88.78	93.23	79.55	2.40	1.26	13.79
E8c	88.79	88.83	60.47	87.24	91.32	73.01	1.75	2.80	20.74
E9c	87.24	92	57.38	88.82	90.35	/	1.81	1.79	/
E10c	84.3	88.83	58.11	86.36	91.76	/	2.44	3.30	/

D'après ce tableau, on constate que les des degrés de saturation initiaux et à la fin de la phase 1 obtenue par la méthode de résistivité sont très proches de ceux calculés. La différence maximale observée n'excède pas 4%. Par contre, dans le cas des degrés de saturations finaux, on constate que la différence dans certains cas peut atteindre 13%. Comme déjà évoquée plus haut, cette différence peut s'expliquer par un mauvais contact entre les échantillons et les électrodes, dû à une contraction du sol durant la phase de déchargement.

Sur la *figure 6-18*, les variations des paramètres d'états à la fin de la phase 2 : indice des vides, degré de saturation et teneur en eau, sont représentés sur les cinq plans traditionnels de drainage humidification. Cette courbe sera nommée OPN100. À une succion de 1kPa, le point représenté correspond aux caractéristiques finales de l'essai HUM100. Pour comparaison, nous avons représenté le chemin de drainage humidification sous charge extérieure nulle, de la pâte saturée (D-H1), et du sol compacté à l'OPN. Le point initial correspondant à une succion de 700kPa (*succion initiale mesurée par papier filtre, Tableau 5-10*) est lui aussi représenté sur la même figure. La valeur de la teneur en eau à la fin de la phase 2, est déduite directement des valeurs de l'indice des vides et du degré de saturation correspondants. En plus des constatations faites sur la *figure 6-17*, on peut rajouter les points suivants :

Sur les plans (a) (c) et (d), les chemins d'humidification des courbes OPN100 et OPN, sont pratiquement confondus. Cependant, le chemin d'humidification OPN100 atteint la droite de saturation, tandis que celui de l'OPN suit un chemin parallèle à cette droite. Cette différence est due essentiellement au mode d'humidification utilisé (inondation de l'échantillon dans le cas de l'essai HUM100, méthode osmotique et solutions salines pour l'essai à OPN), ainsi qu'à la réduction du volume des vides causée par l'application de la charge. Sur ces mêmes plans, le chemin de drainage des deux cas étudiés se confond dans le plan (d), alors que dans le plan (a) le chemin de drainage sous chargement à 100kPa se positionne au-dessus du chemin de drainage sous charge nulle, et ne présente pas un palier de retrait. Par contre, dans le plan (c) il se positionne légèrement au-dessous.

Dans le plan (e), l'augmentation de la capacité de rétention d'eau due au chargement se traduit sur le chemin de drainage par l'enregistrement pour le même niveau de succion, des teneurs en eau plus élevées sur la courbe OPN100 par rapport à la courbe OPN.

Sur chemin d'humidification de la courbe OPN100, les variations de teneur en eau sont minimales, et la teneur en eau maximale enregistrée en fin de chemin est de l'ordre de 22.3%, valeur inférieure de celle obtenue sur la courbe OPN.

Ces observations permettent de formuler quelques hypothèses pour interpréter l'évolution des paramètres d'états au cours de l'imposition de la succion :

Après compactage statique à l'OPN, les échantillons obtenus sont quasi saturés, avec un degré de saturation qui avoisine les 90 %. L'aspect visuel des échantillons montre la présence d'une structure en agrégats (présence de mottes, *Figure. 6-19*). Dans ce cas-là, l'eau présente dans l'échantillon se trouve localisée dans les pores inter-agrégats sous sa forme capillaire et aussi dans l'espace intra-agrégats.

Sur chemin de drainage sous charge nulle, l'imposition de succions supérieures à la succion initiale provoque une grande variation de volume. Ceci peut s'expliquer par le départ d'eau qui se produit premièrement des pores inter-agrégats puis dans les pores intra-agrégats, quand les succions sont suffisamment importantes pour extraire l'eau. Le volume d'eau concerné par ce processus étant important, et puisque la teneur en eau initiale est loin de la limite de retrait, l'influence de la dessiccation sur le volume est amplifiée.

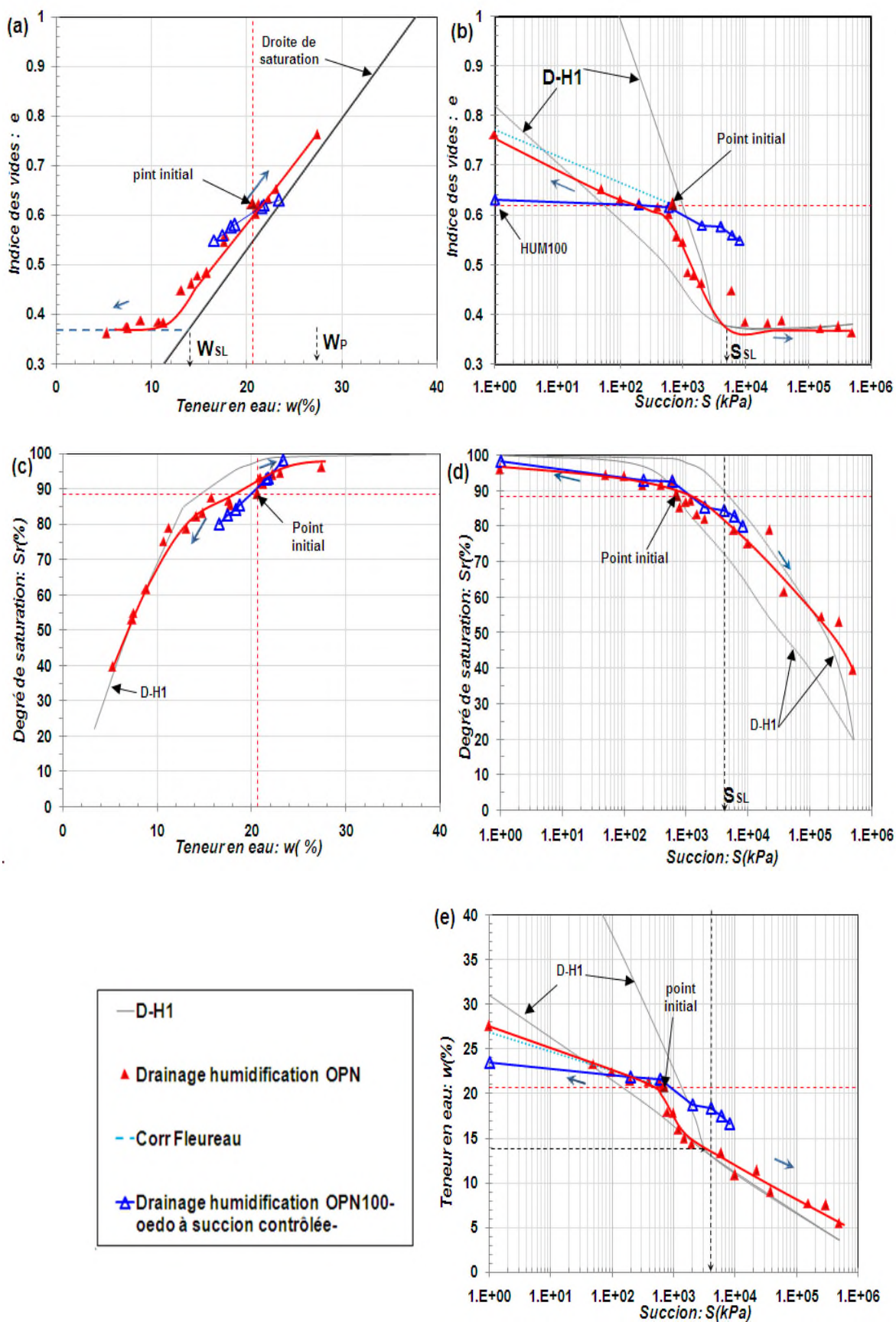


Figure. 6-18 : Comparaison entre chemins de drainage humidification de l'argile de Boughrara compactée à l'OPN sous contrainte extérieure nulle et sous 100 kPa.

Sur chemin de drainage sous charge, l'application d'une contrainte au sol produit une diminution du volume de l'échantillon, due à la réduction de la taille des pores inter-agrégats. Cette diminution de la taille des pores rend l'extraction de l'eau de l'échantillon plus difficile, ce qui explique l'augmentation de la rétention d'eau, et les faibles déformations observées. Étant donné que le départ d'eau de l'échantillon est moins important par rapport aux échantillons drainés sous charge nulle, les variations du volume des vides seront plus lentes, est par conséquent on se retrouve avec des degrés de saturation et teneur en eau plus importante.

Sur chemin d'humidification, en absence de charge, l'hydratation des échantillons provoque le gonflement des minéraux argileux. Ce processus passe par deux phases. Une phase initiale de comblement des pores de l'éprouvette par les argiles, ce qui induit une phase de faible gonflement macroscopique. Ensuite, les particules argileuses poursuivent leur processus d'hydratation avec insertion des molécules d'eau dans l'espace interfoliaire. L'espace poral se réduit davantage, et on assiste à un gonflement macroscopique de plus en plus important à l'approche de la saturation.

En présence de charge, l'espace des pores inter-agrégats étant réduit, la durée de la phase 1 de gonflement sera réduite, cependant, le blocage causé par la charge empêche l'insertion des molécules d'eau dans l'espace interfoliaire, ce qui entraîne une réduction de l'amplitude du gonflement macroscopique observé, et la valeur de la teneur en eau finale.

Bien que le nombre de points dont on dispose soit limité, nous avons essayé de voir l'effet de la succion imposée sur la pression de gonflement (*cette dernière est déterminée conformément à la méthode ASTM-D4546-3 méthode A, et qui consiste à chercher la contrainte qui annule toute déformation*). Les résultats obtenus (*tableau 6-7*), ne montrent pas une relation claire entre la succion et la pression de gonflement. Dans ce cas, d'autres essais sont nécessaires pour éclaircir ce point.

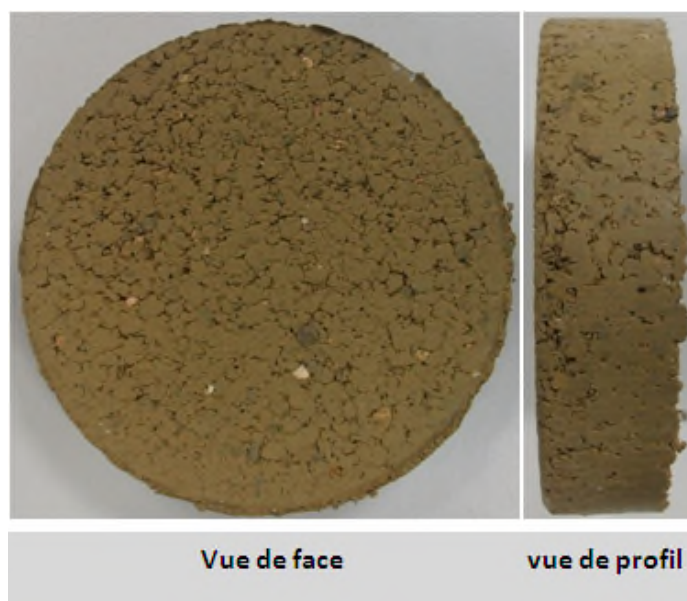


Figure. 6-19 . États des échantillons après compactage statique à l'OPN.

Tableau 6-7: Valeurs de la pression de gonflement en fonction de la succion.

Essai	E4	HUM100	E5c	E6c
Succion (kPa)	0	0	200	600
Pression de gonflement, P_g (kPa)	180	390	420	270

6.5.2. Effet de la succion sur la compressibilité

Comme dans le cas du sol consolidé, nous avons tracé l'évolution des pentes λ_s et κ_s , calculées dans le plan des contraintes totales, en fonction de la succion (*Figure 6-20*). Nous avons aussi ajouté la pente de chargement de la partie surconsolidée $\kappa(s)_{char}$. Les valeurs à saturation (succion=1 kPa), correspondent à l'essai de gonflement libre E4, et HUM100.

Concernant la pente κ_s , on constate quelle diminue entre l'état de saturation et une succion de 200 kPa, pour ensuite se stabiliser vers une valeur moyenne de 0.012. Par contre la pente $\kappa(s)_{char}$ semble être indépendante de la succion, et reste très proche de la valeur moyenne de κ_s .

À propos de l'évolution de la pente λ_s (Tableau. 6-8), Il semble que cette dernière est quasi constante dans le domaine de succions inférieures à 600kPa. Sa valeur avoisine celle obtenue à saturation. Au-delà de cette valeur de succion, l'augmentation de la succion se traduit par une décroissance de la pente λ_s . Le suivi de l'évolution du degré de saturation (*Figure. 6-16*), montre qu'au fur et à mesure de l'augmentation du chargement, le degré de saturation atteint des valeurs supérieures à 95 %, selon les mesures par la méthode de résistivité. Cependant, le drainage des échantillons à des niveaux supérieurs ou égaux à 2000 kPa entraîne une désaturation des échantillons. Les degrés de saturation enregistrés sont compris entre 80 % et 85 %. L'application de chargement mécanique provoque une réduction des pores inter-agrégats, associée à un départ d'eau (diminution de la succion), qui sera compensée par la succion imposée. Dans ce cas, on observe que les degrés de saturation en fin de chargement restent inférieurs à 92 %.

Concernant les pressions de préconsolidation apparentes, les valeurs obtenues sont représentées dans le *tableau 6-9*. L'interprétation des données de ce tableau nécessite de faire la distinction entre les essais où la succion a été augmentée par rapport à la succion initiale et ceux où elle a été diminuée. Ceci permet d'étudier l'influence d'une humidification ou d'une dessiccation sur la pression de préconsolidation apparente.

L'augmentation de la succion de l'éprouvette ne provoque pas de modification importante de la pression de préconsolidation apparente. Ainsi, le passage d'une succion de 2000 kPa à 8000 kPa, induit une augmentation de la pression de préconsolidation apparente de 300 kPa

Le processus d'humidification occasionne en revanche une baisse de la pression de préconsolidation. En considérant les valeurs obtenues, on peut estimer que pour une succion de 700 kPa, qui est la succion initiale après compactage, la valeur de la pression de préconsolidation apparente vaut 850 kPa. Entre cette succion et la saturation de l'échantillon, une diminution de 350kPa dans la valeur de la pression de préconsolidation apparente est observée.

Tableau 6-8: Valeurs des pentes de compressibilités en fonction de la succion du sol compacté.

Essai	E4	Hum100	E5c	E6c	E7c	E8c	E9c	E10c
Succion (kPa)	0	0	200	600	2000	4000	6000	8000
λ_s	0.111	0.12	0.102	0.104	0.081	0.08	0.074	0.062
κ_s	0.034	0.021	0.015	0.009	0.011	0.012	0.008	0.013
$\kappa(s)_{char}$	0.014	0.015	0.015	0.011	0.012	0.012	0.013	0.01

Tableau 6-9: Valeurs de contraintes de préconsolidation apparentes du sol compacté.

Essai	E4	Hum100	E5c	E6c	E7c	E8c	E9c	E10c
Succion (kPa)	0	0	200	600	2000	4000	6000	8000
P_s^* (kPa)	140	400	610	810	900	900	1100	1200

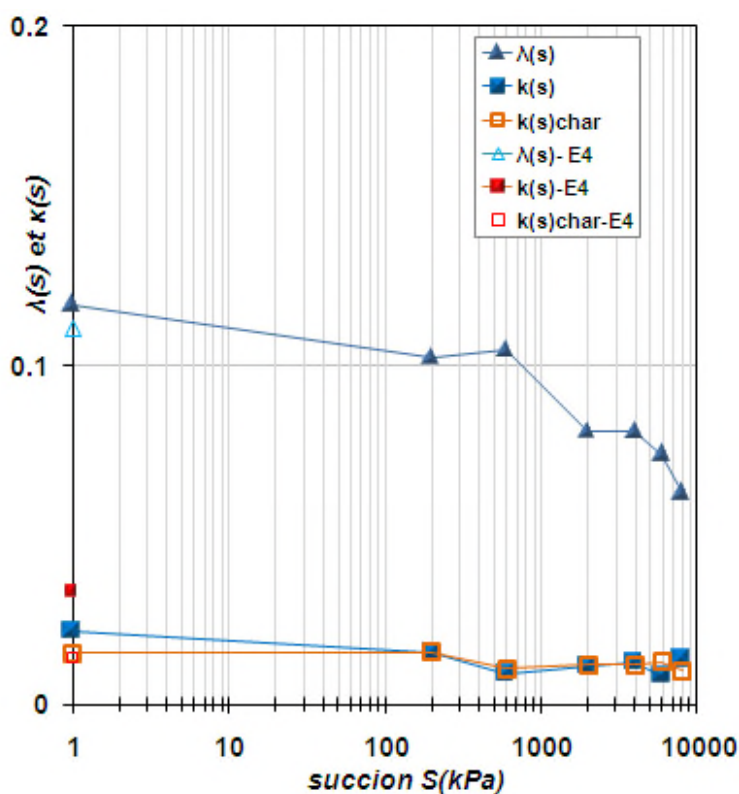


Figure. 6-20 . Évolution de la compressibilité λ_s et κ_s et $\kappa(s)_{char}$ en fonction de la succion, dans le cas des échantillons compactés à l'OPN-interprétation en contraintes totales-.

6.5.3. Interprétation des résultats en contraintes effectives

6.5.3.1. Contrainte effective de Terzaghi

De la même façon que la série1, Sur la figure 6-21 on présente les variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective de Terzaghi.

Les résultats montrent aussi que les courbes de succion imposée de 200 et 600 kPa se positionnent correctement en parallèle de la droite NC saturée, justifiant ainsi une

interprétation en contrainte effective de Terzaghi. Ceci est confirmé par les mesures du degré de saturation, où les valeurs obtenues par la méthode de résistivité montrent que ces échantillons sont saturés, en fin de chargement. Pour les essais réalisés à des succions supérieures à 4000 kPa, on constate que les courbes obtenues s'éloignent de la droite NC, et se positionne à droite. Les mesures du degré de saturation montrent qu'en fin de chargement, les valeurs obtenues sont comprises entre 82 % et 90 %. Le cas de l'essai à 2000 kPa, est un cas intermédiaire, où on observe que pour les premiers paliers de chargement la courbe est à droite de la courbe NC, ensuite il ya une tendance à la rejoindre à de fortes valeurs de (σ_v+S) . Le calcul des pentes λ_s , dans le plan des contraintes effectives (Figure. 6-22), montre que ces valeurs sont proches de la pente de la droite NC, jusqu'à une valeur de succion de 2000kPa, ensuite ces valeurs s'éloignent de plus en plus de la pente de la droite NC, quand la succion augmente.

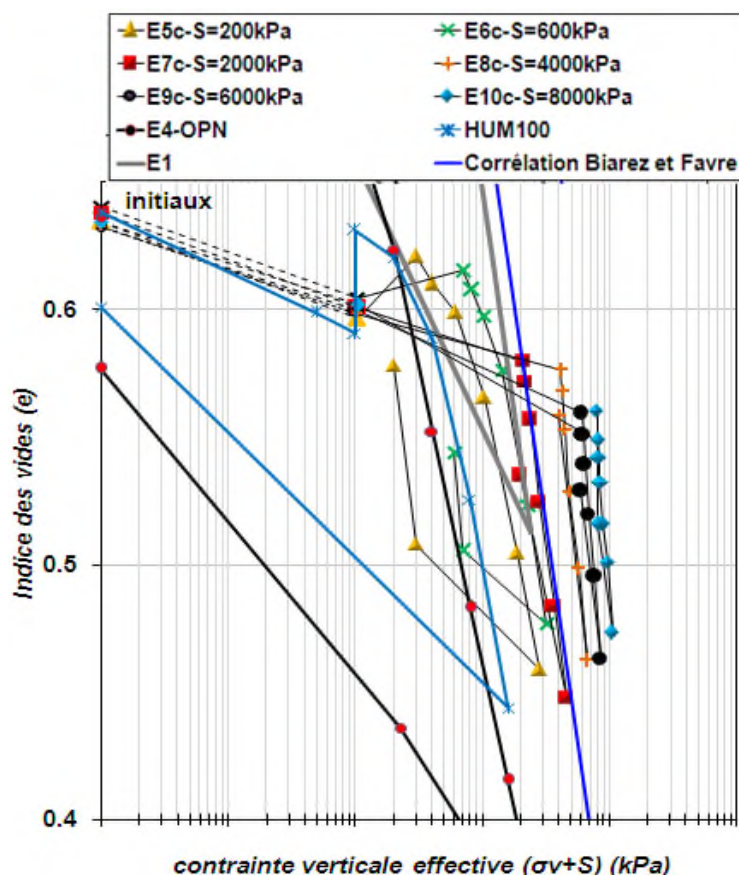


Figure. 6-21 . Courbes œdométriques à succion contrôlée sur l'argile de Boughrara compactée à l'OPN, tracées en contraintes effectives.

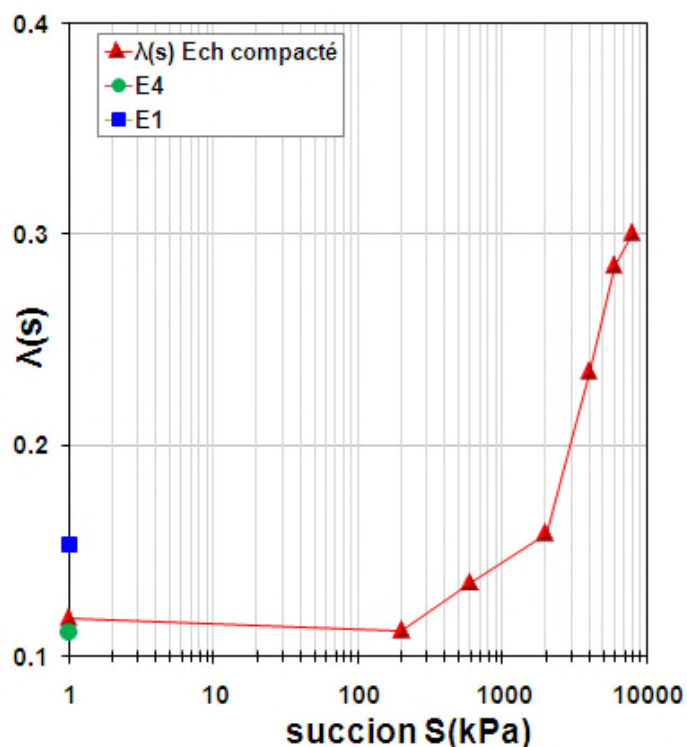


Figure. 6-22 . Évolution de la compressibilité $\lambda(s)$ en fonction de la succion, dans le cas des échantillons compactés-interprétation en contraintes effectives de Terzaghi-.

6.5.3.2. Interprétation en contrainte effective généralisée

Nous avons aussi tracé les courbes des essais E7c, E8c et E8c, de la série 2 en terme de contraintes effective généralisée, en utilisant les deux équations de la contrainte capillaire (Équation. 6-20 et 6-7). Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 6-23. Ces courbes ont été obtenues en considérant un $d_{10}=0.175 \mu\text{m}$.

On constate que l'ensemble des courbes se situe assez bien avec la droite NC expérimentale déduire du sol saturé (Essai E1) et celle déduite de la corrélation de Biarez et Favre. Ceci permet de conclure que la contrainte effective généralisée définie à partir de la contrainte capillaire permet d'interpréter le comportement de l'argile de Boughrara sur chemin œdométrique. La dimension équivalente des particules, représenté dans ce cas par le paramètre d_{10} semble, encore une fois bien adaptée. Cependant, d'autres chemins de contraintes sont nécessaires pour valider cette valeur.

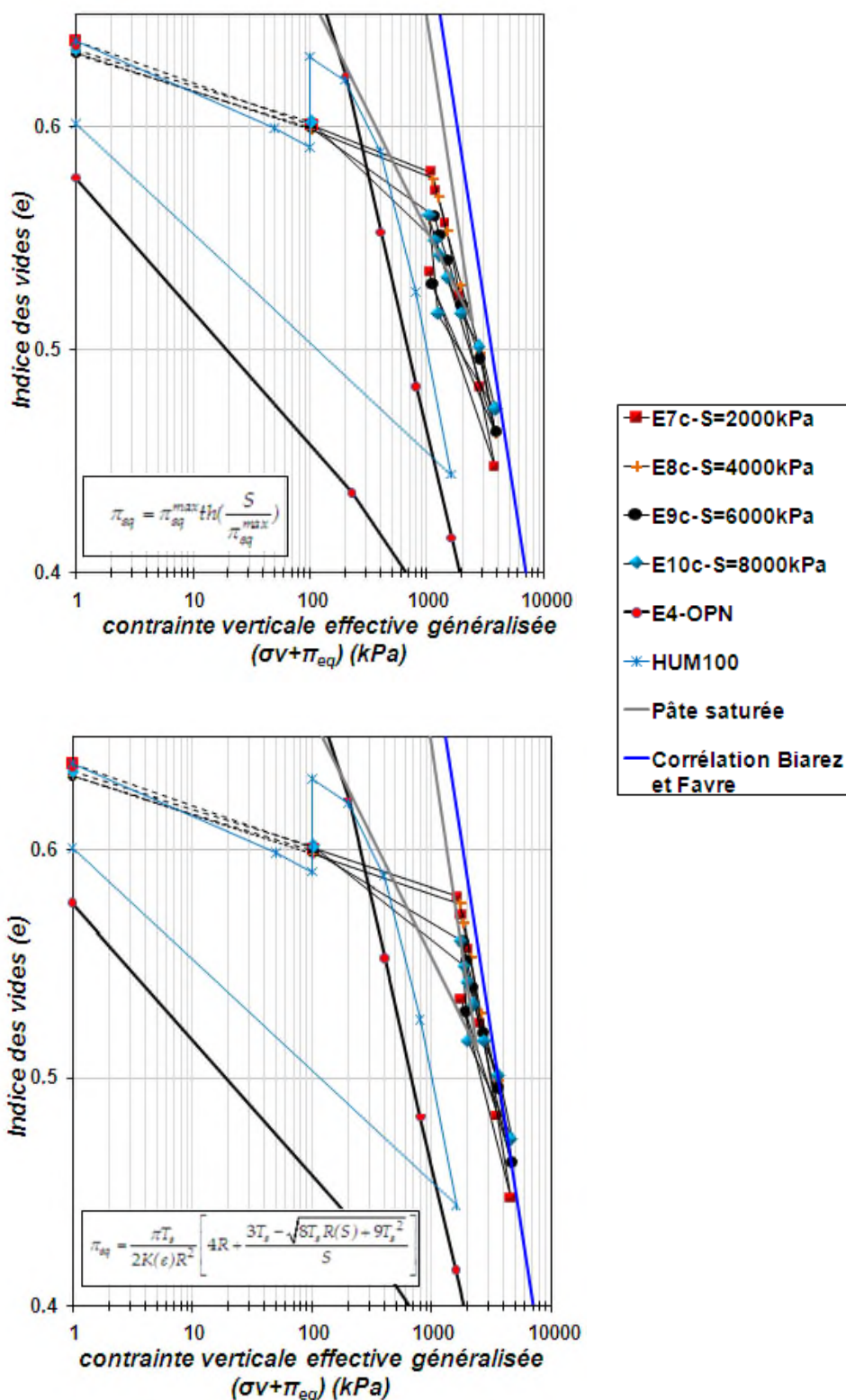


Figure. 6-23 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur l'argile de Boughrara de la série 2, tracées en contrainte effective généralisée calculée avec $d_{10}=0.175\mu\text{m}$.

6.6. COMPARAISON DES RÉSULTATS DES DEUX SÉRIES

Sur la *figure 6-24*, nous avons représenté les variations des compressibilités λ_s et $\kappa(s)$ des deux séries d'essais en fonction de la succion. On constate que l'augmentation de succion induit une diminution des compressibilités λ_s des deux séries. Cependant les échantillons consolidés à 100kPa sont plus compressibles que ceux compactés à l'OPN. Ceci est aussi vrai pour des succions inférieures à 200kPa. Aux alentours d'une succion de 600 kPa, c'est le contraire qui se passe. À cet intervalle de succion, les échantillons consolidés sont saturés, par contre, dans le cas des échantillons compactés à l'OPN, nous pensons qu'on est en présence d'une phase intermédiaire dans laquelle les pores-interagrégats sont remplis d'un mélange d'eau et d'air occlus, dont sa compressibilité contribue à l'augmentation de la compressibilité du sol compacté.

Bien que la contrainte de compactage enregistrée lors de la confection des échantillons compactés est du même ordre que la contrainte de consolidation, cette différence de comportement peut être attribuée aussi à la microstructure des deux sols, sachant que le mode de fabrication des échantillons des deux séries est totalement différent. *Monroy, 2005*, dans son étude microstructurale sur l'argile de Londres ($w_L=58\%$, $I_p=51\%$), compactée et consolidée à 108kPa, a constaté que l'argile consolidée présente une microstructure matricielle plus ou moins homogène et unimodale, tandis que le sol compacté présente une structure en agrégats bimodale. Après saturation, la microstructure du sol compacté est devenue plus homogène, l'aspect des agrégats a pratiquement disparu, et l'espace poral est devenu unimodal avec un diamètre d'accès moins important que celui du sol consolidé. En projetant ces conclusions à notre sol, on peut dire que l'effet de la succion sur une microstructure en agrégats ou matricielle sera totalement différent.

En ce qui concerne la pente élastique κ_s , on constate que les valeurs obtenues pour les échantillons consolidés sont légèrement supérieures à celles des échantillons compactés. A Saturation cette différence s'élève au double.

La représentation de l'évolution de la pression de préconsolidation des deux séries en fonction de la succion dans le même plan (*Figure. 6-25*), met en évidence l'ampleur du domaine élastique dans chaque cas.

Pour une succion nulle, les valeurs de la pression de préconsolidation obtenues dans le cas des essais E2 et E4 sont très proches. Cependant l'humidification de l'échantillon sous une charge de 100kPa, a permis le passage d'une pression de 140 kPa à 400 kPa. La mise en succion par suite provoque un écrouissage dans le sol, qui se traduit par l'augmentation de cette pression de préconsolidation. Cependant, l'ampleur du domaine élastique des échantillons compactés est plus important que celui des échantillons consolidés de 2 à 4 fois. Dans ce cas là aussi, cette différence de comportement est d'origine microstructurale, liée à l'effet de la succion et du chargement mécanique sur l'évolution de la microstructure des deux types de sols.

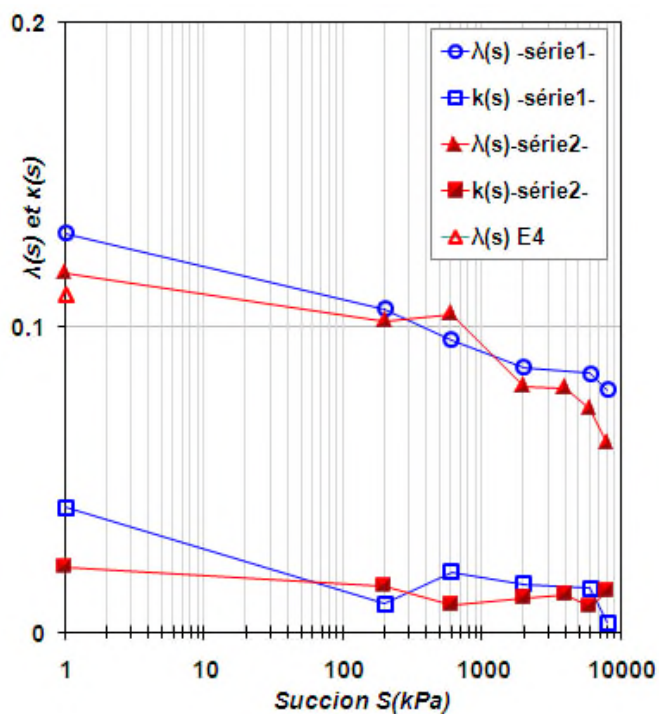


Figure. 6-24. Comparaison entre l'évolution de la compressibilité $\lambda(s)$ et $\kappa(s)$ en fonction de la succion, dans le cas des échantillons compactés et consolidés.

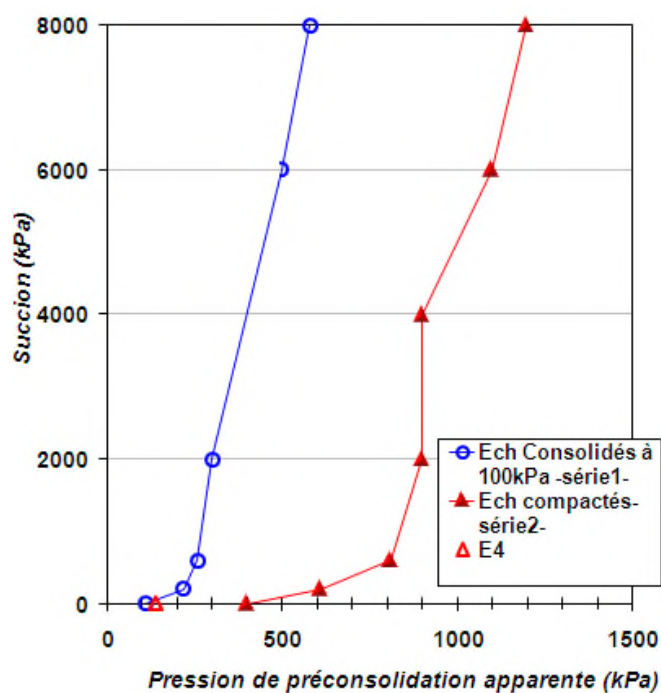


Figure. 6-25. Comparaison de l'évolution de la pression de préconsolidation en fonction de la succion, dans le cas des échantillons compactés et consolidés.

6.1. HUMIDIFICATION SOUS CHARGE CONSTANTE

6.1.1. Programme expérimental

Les essais précédents ont mis en évidence que le potentiel de gonflement du matériau testé est réduit lorsque sa succion était réduite de 700 à 0 MPa sous une charge verticale de 100 kPa. Afin de préciser la relation entre la déformation volumique et la contrainte verticale ainsi que les conditions initiales de compactage (teneur en eau et densité sèche), deux séries d'essais ont été réalisées. Ces essais ont été conduits dans des cellules œdométriques classiques sur l'argile de Boughrara compactée à différentes teneurs en eau et densités sèches.

Les chemins de contrainte suivis sont reportés sur la *figure 6-26*. Par analogie à l'essai HUM100, la première phase de ces essais a consisté à appliquer par étapes la contrainte verticale (dédoublément de la charge) sous laquelle l'humidification devait être conduite. Des précautions spéciales ont été prises pour éviter l'évaporation de l'eau contenue dans l'éprouvette, et garder la teneur en eau constante durant cette phase. Après stabilisation des déformations, l'humidification est réalisée par inondation de l'échantillon avec de l'eau distillée. Lorsque l'humidification a commencé, il est donc possible que la succion des éprouvettes ait été légèrement inférieure à leur succion initiale, ce qui a été traduit sur les deux schémas de la figure par un tracé légèrement incliné des segments A-B-C-D-E. Les pressions choisies sont 1 kPa (charge du piston, gonflement libre), 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa et 800 kPa.

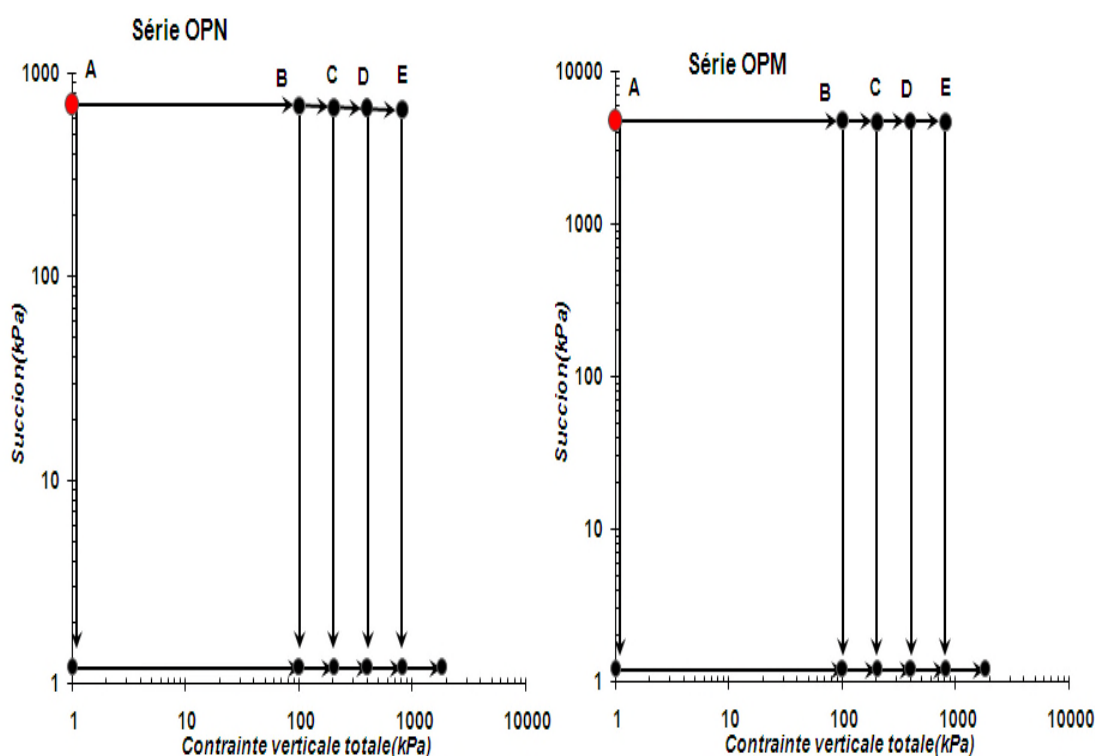


Figure. 6-26 . Chemins de contrainte suivis pour les essais d'humidification sous charge constante.

Les conditions initiales en termes de teneur en eau et poids volumique sec sont comme suit : dans le cas des essais de gonflement libre, les poids volumiques choisis sont : 14.2 kN/m³, 15.88 kN/m³, 16.2 kN/m³, 17.2 kN/m³, 18.2 kN/m³, et les teneurs en eau sont : 7 %, 14 %, 18 %, 21 % et 24 %. Rappelons que les couples w=21 %, $\gamma_d=16.2$ kN/m³ et w=14 %, $\gamma_d=18.2$ kN/m³, correspondent respectivement à l'optimum Proctor normal et l'optimum Proctor modifié, tandis que le poids volumique sec de 15.88 kN/m³, correspond à 98 % de la densité de l'OPN. Donc les couples w_i=18%, $\gamma_d=15.88$ kN/m³, et w_i=24 %, $\gamma_d=15.88$ kN/m³, représentent respectivement les points 98%OPN-3 et 98%OPN+3.

Après broyage des blocs d'argile, et l'obtention d'une poudre, cette dernière est laissée à l'air libre dans le laboratoire. L'examen de la teneur en eau de cette poudre a montré que la teneur en eau d'équilibre est comprise entre 6.5 % et 7 %, et c'est cette teneur en eau qui a été choisie pour conduire certains de nos essais. Pour les essais d'humidification sous les charges de 100 kPa à 800 kPa, les poids volumiques choisis correspondent à l'OPN (série OPN), et l'OPM (série OPM).

Les caractéristiques initiales et finales des éprouvettes en termes de poids volumique sec et teneur en eau sont indiquées dans les tableaux 6-10 et 6-11. Sur ces mêmes tableaux, nous avons aussi reporté les déformations volumiques calculées après humidification. Toujours, on considère que les valeurs positives représentent un gonflement et les valeurs négatives représentent un retrait ou un effondrement.

Tableau 6-10 . Caractéristiques initiales et finales des essais de gonflement libres.

Charge	Piston=1kPa				
γ_{di} (kN/m ³)	14.2		16.21		18.20
w _i (%)-7-	7				
w _f (%)	24.88	/	23.22	/	22.56
$\Delta H/H_0$ (%)	4.03	/	4.35	/	7.12
γ_{di} (kN/m ³)	14.25	/	16.25	/	18.26
w _i (%)-14-	14.04				
w _f (%)	26.17	/	25.49	/	25.48
$\Delta H/H_0$ (%)	7.12	/	13.38	/	20.32
γ_{di} (kN/m ³)	14.29	15.79	16.10	17.22	18.29
w _i (%)-18-	18.17	19.14	19.14	18.17	18.17
w _f (%)	25.33	27.19	21.4	25.18	26.01
$\Delta H/H_0$ (%)	5.56	7.00	8.26	10.63	13.13
γ_{di} (kN/m ³)	14.19	16.08	16.20	17.2	18.29
w _i (%)-21-	20.39	21.18	20.39	20.39	20.14
w _f (%)	25.85	24.90	25.12	25.26	24.94
$\Delta H/H_0$ (%)	4.30	5.89	7.20	9.84	10.91
γ_{di} (kN/m ³)	14.27	15.96	16.28	17.29	18.29
w _i (%)-24-	23.37				
w _f (%)	28	23.16	26.50	/	27.46
$\Delta H/H_0$ (%)	4.31	3.28	1.83	5.13	7.5

Tableau 6-11 : Caractéristiques initiales et finales des essais d'humidification sous charges constante.

Charge (kPa)	Série OPN				Série OPM			
	100	200	400	800	100	200	400	800
γ_{di} (kN/m ³)	16.18				18.25			
w_i (%)	21.16				20.69			
w_f (%)	23.68	23.63	22.28	23	22.6 6	22.05	23.36	22.85
$\Delta H/H_0$ (%)	2.47	1.44	-0.141	-0.252	6.21	4.63	2.88	1.32
γ_{di} (kN/m ³)	16.24				18.26			
w_i (%)	18.2				18.36			
w_f (%)	21.56	18.59	20.8	22.84	22.6 7	22.43	22.23	22.53
$\Delta H/H_0$ (%)	2.78	1.05	-2.72	-3.1	5.80	3.22	1.72	0.7
γ_{di} (kN/m ³)	16.20				18			
w_i (%)	14.24				14.33			
w_f (%)	23.29	22.72	21.84	19.73	26.1 6	23.57	22.23	24.2
$\Delta H/H_0$ (%)	0.6	-2.41	-2.74	-2.83	3.66	3.09	2	-0.19
γ_{di} (kN/m ³)	16.16				18.51			
w_i (%)	6.88				6.58			
w_f (%)	23.54	23.14	21.64	22.33	23.3 6	22.41	24.1	21.2
$\Delta H/H_0$ (%)	0.297	-3.08	-2.33	-3.15	4.54	3.91	-2.93	-4.54

6.1.1. Exploitation des résultats

6.1.1.1. Essais de gonflement libre (Humidification sous charge du piston)

L'ensemble des courbes œdométriques de gonflement libre sont représentées sur les figures 6-27. La manière la plus directe et la plus commune d'étudier l'influence de l'état initial est de représenter les déformations causées par l'humidification en fonction du poids volumique sec initial (Figure. 6-28) ou de la teneur en eau initiale (Figure. 6-29). Ces résultats indiquent très nettement que :

- le gonflement libre est d'autant plus important que le poids volumique sec est élevé, mais que cette influence dépend elle-même de la teneur en eau initiale (Figure. 6-28) : ainsi, plus la teneur en eau initiale est forte, moins l'influence du poids volumique sec est forte.
- Le gonflement libre est d'autant plus fort que la teneur en eau initiale est faible, mais là encore cette influence varie selon la masse volumique sèche initiale (Figure 6-29). Ces deux points rejoignent les résultats de plusieurs auteurs : (Sridharan et al, 1986, Komine et Ogata, 1992, Basma et al, 1996, Guiras-Skandaji, 1996, Hachichi et Fleureau, 1999, etc).
- Au-delà d'une valeur seuil de teneur en eau, qui est de l'ordre de 14 % le potentiel de gonflement diminue avec la diminution de la teneur en eau initiale (Figure. 6-29). Dans le cas étudié, les valeurs de potentiel de

gonflement enregistré pour une teneur en eau de 7 %, sont comparables à celles enregistrées à une teneur en eau initiale de 24 %. Là encore, l'effet de la densité sèche reste le même. Pour ces deux teneurs en eau, la valeur du potentiel de gonflement est de l'ordre de 7% pour une densité sèche de 1.82, et de 4 % pour une densité de 1.42 et 1.62. L'exception est faite pour le point qui correspond à $w_i=24$ % et $\gamma_d=16.2$ kN/m³, où la valeur de 1.83 % pour un potentiel de gonflement nous semble erroné.

- Sur la courbe Proctor normale, le gonflement maximal est observé à l'OPN avec une valeur de 7.2%, qui est légèrement supérieure à celle enregistrée du côté sec de l'optimum (98%OPN-3). Par rapport à ces deux points, le gonflement observé à 98%OPN+3 reste plus faible, avec une valeur de 3.28 %.
- Par rapport à tous les points, le gonflement maximal observé correspond à l'OPM ($w_i=14$ %, $\gamma_d=18.2$ kN/m³), avec un taux de 20.32 %.

Afin d'expliquer ce comportement, nous avons tracé sur la *figure 6-30* pour quelques échantillons, la variation de la déformation en fonction du temps sous la charge du piston. Le suivi de la cinétique de déformation dans le cas des échantillons préparés à une teneur en eau initiale de 7 % montre que la déformation passe par deux phases. Pour la faible densité ($\gamma_d=14.2$ kN/m³), au cours des quatre premières minutes, l'inondation de l'échantillon provoque un effondrement, avec une amplitude maximale de l'ordre de 0.44%. Dans le cas des densités sèches de 1.62 et 1.82, après inondation les deux échantillons manifestent un léger gonflement de 0.10 %. Ce taux de gonflement reste constant au bout de 15 à 30 minutes, puis il s'amplifie. Cependant, dans les autres cas, l'effondrement n'est pas observé, et le gonflement augmente au fur et à mesure du temps.

À travers cet exemple, on constate que l'effondrement peut se manifester même à de faibles charges, à condition d'être à des teneurs en eau et des densités sèches qui sont faibles. Dans ces circonstances, et après humidification, les particules argileuses s'hydratent et provoquent un gonflement microstructural, entraînant une augmentation des pores inter-agrégats, et modifie les forces de contact entre les agrégats provoquant ainsi un réarrangement et une diminution de volume. Le volume des vides étant comblé par ce réarrangement et aussi par le gonflement des particules argileuses ; de nouveau, le phénomène de gonflement réapparaît. La déformation finale dépend sûrement de l'amplitude de chacun. Dans notre cas, c'est l'amplitude de gonflement qui a été supérieure.

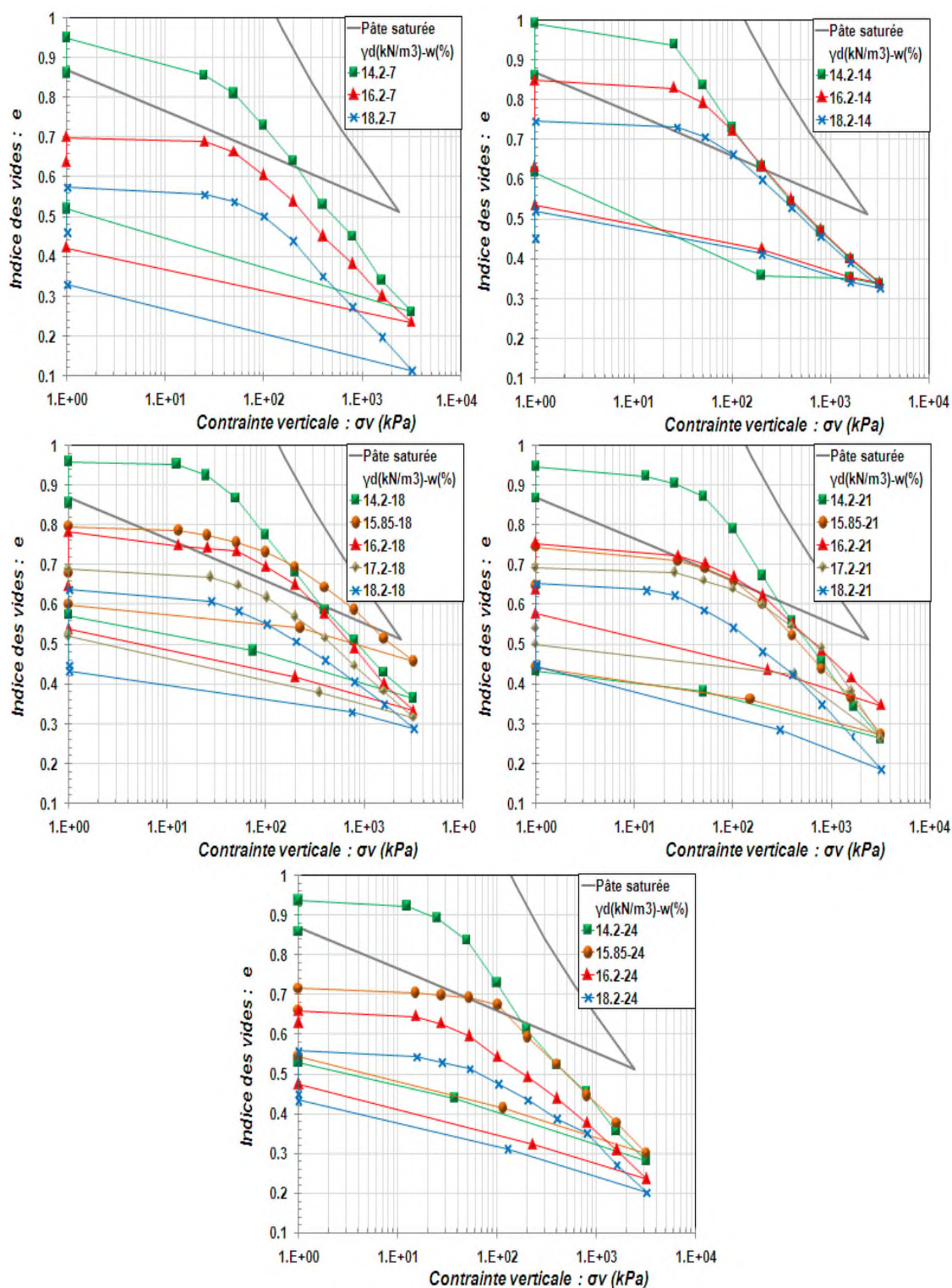


Figure. 6- 27. Courbes œdométriques de gonflement libre (humidification sous piston).

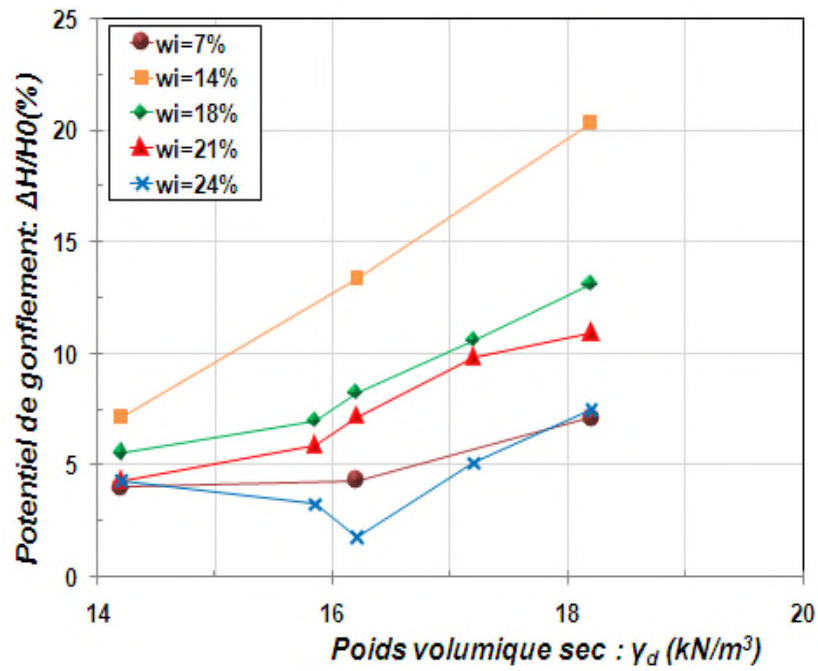


Figure. 6-28. Influence du poids volumique sec initial sur le potentiel de gonflement de l'argile de Boughrara.

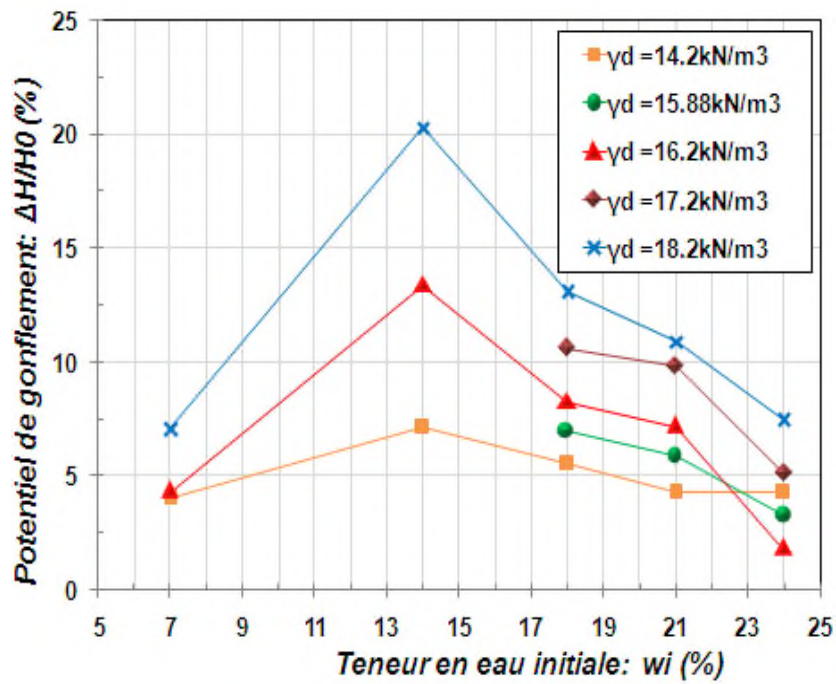


Figure. 6-29. Influence la teneur en eau initiale sur le potentiel de gonflement de l'argile de Boughrara.

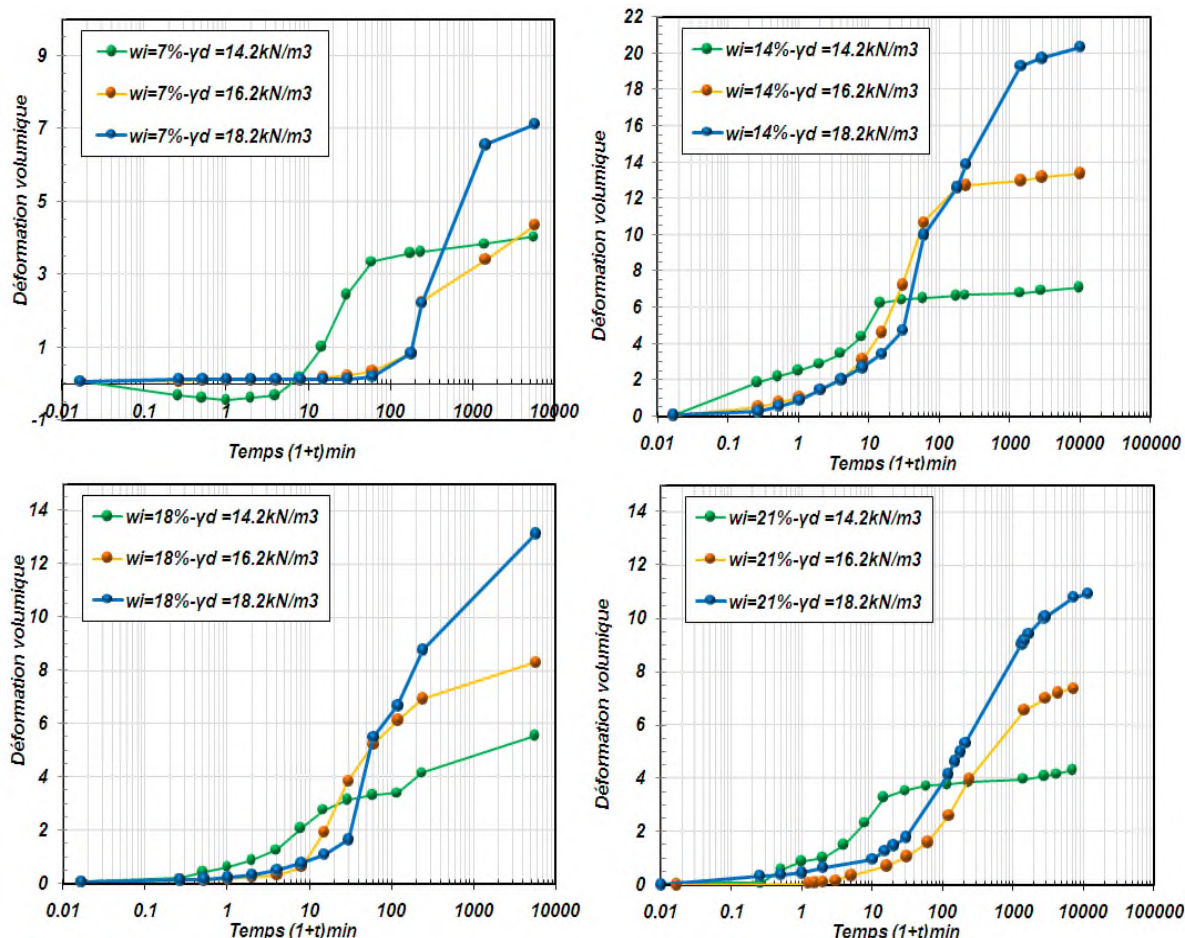


Figure. 6- 30. Courbes de déformation axiale en fonction du temps sous charges du piston.

6.1.1.2. Humidification sous charge

Sur les figures 6-31 et 6-32 on présente les courbes œdométriques dans lesquelles l'humidification était réalisée sous une contrainte verticale. De la même façon que les essais d'humidification sous piston, nous avons tracé sur les figures 6-33, 6-34, 6-35 et 6-36, les points de déformations finales pour chaque densité (OPN et OPM), en fonction de la teneur en eau initiale et la contrainte appliquée pendant l'humidification. Sur ces graphes, nous avons aussi présenté les points correspondants à l'humidification sous piston.

6.1.1.2.1. Effet de la teneur en eau initiale

Pour les deux séries réalisées, au contraire des essais de gonflement libre, on constate que plus la teneur en eau initiale est élevée plus le potentiel de gonflement est fort (Figures. 6-33 et 6-34). Ceci peut s'expliquer, par le fait qu'une partie du gonflement était masqué par un effondrement qui s'est passé au cours des premières minutes d'humidification. Malheureusement, l'évolution de la déformation au cours de l'humidification n'a pas été enregistrée pour ces essais, mais nos constatations visuelles le confirment.

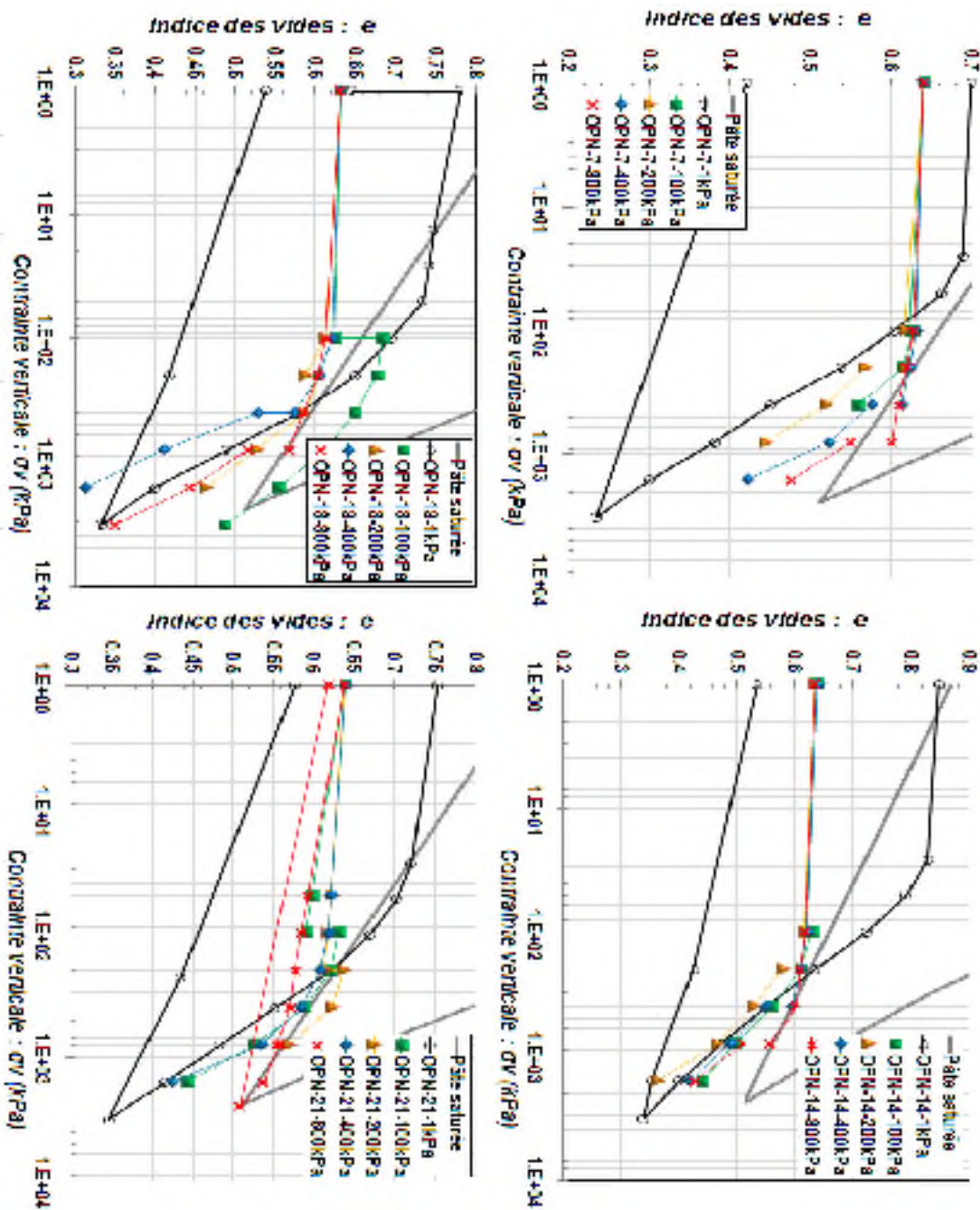


Figure. 6- 31. Courbes œdométriques de l'humidification sous charge constante de la série OPN.

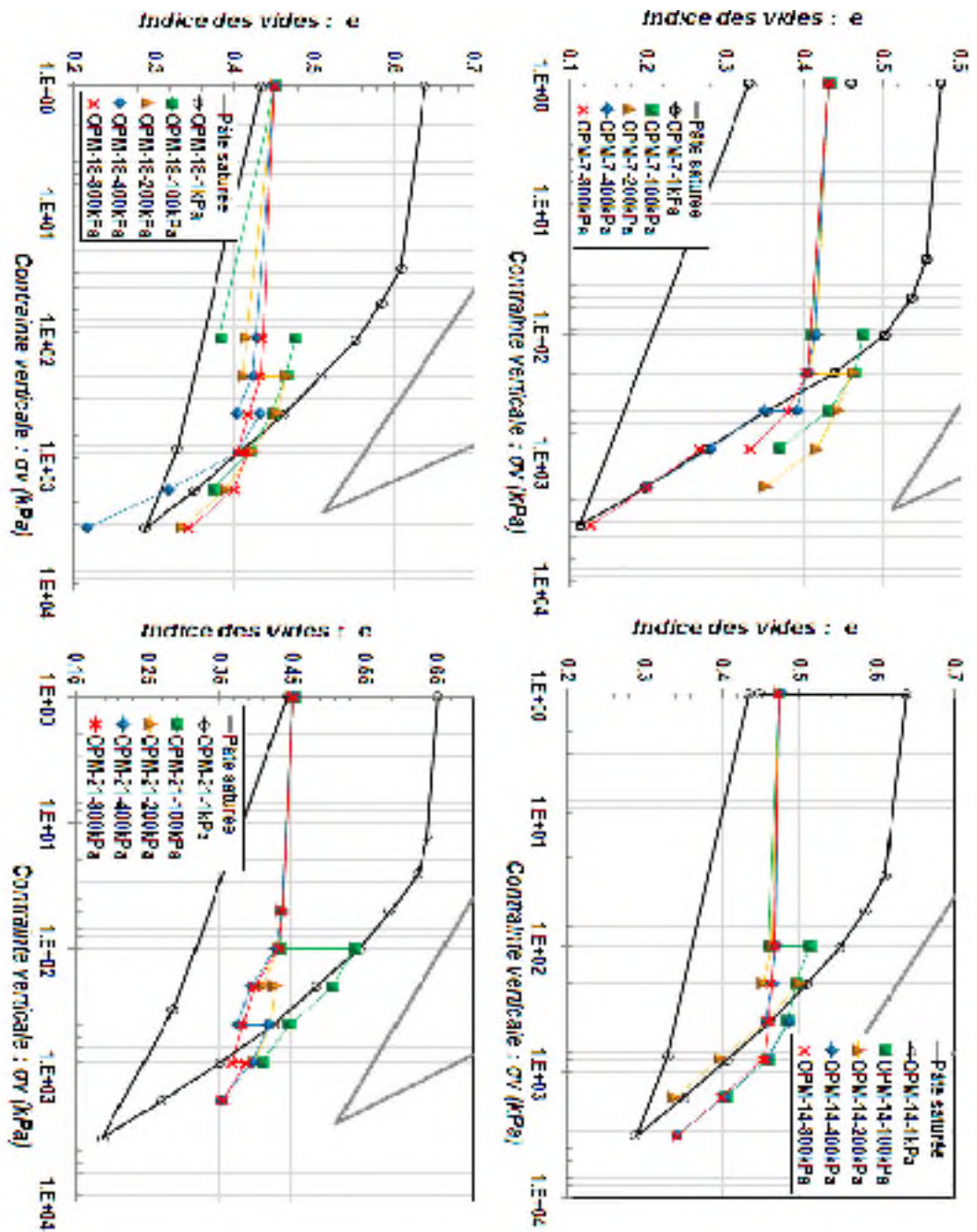


Figure. 6- 32. Courbes œdométriques de l'humidification sous charge constante, de la série OPM.

Au-delà d'une certaine limite, nommée pression neutre « σ_{vn} », les échantillons s'effondrent. Dans ce domaine, on observe que plus la teneur en eau est faible, plus le potentiel d'effondrement est fort. Cependant, dans le cas de la série OPN (Figure. 6-33), le potentiel d'effondrement n'évolue pas indéfiniment, car les valeurs obtenues pour les teneurs en eau de 7 %, 14 % et 18 %, semblent se stabiliser autour d'une valeur moyenne de 2.8 %. Dans le cas de la teneur en eau de 21 %, cette valeur moyenne est plus faible, et elle est de l'ordre de 0.2 %. Dans le cas de la série OPM (Figure.6-34), un léger effondrement est observé à $w_i=14\%$ sous une charge de 800kPa, et à $w_i=7\%$ sous 400 kPa et 800 kPa. Pour cette teneur en eau on observe pas une stabilisation de l'effondrement, et la valeur maximale obtenue est de l'ordre de 4.54 % sous une charge de 800 kPa.

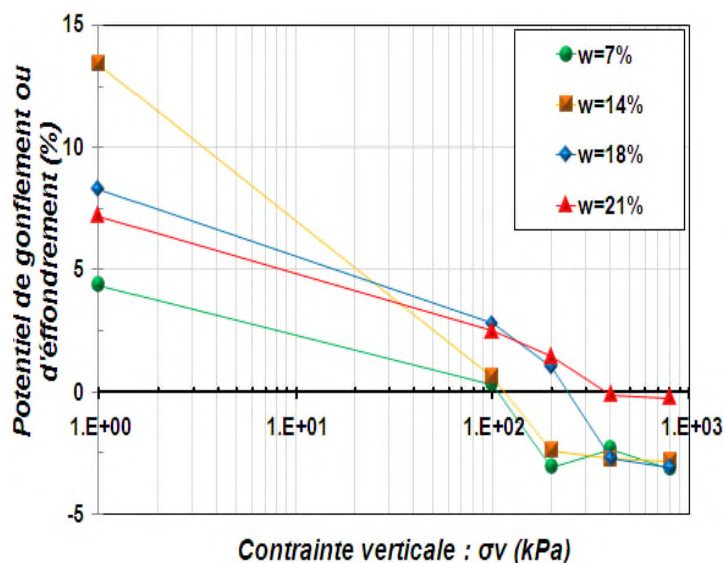


Figure. 6-33 : Points de déformations finales en fonction de la teneur en eau initiale de la série OPN.

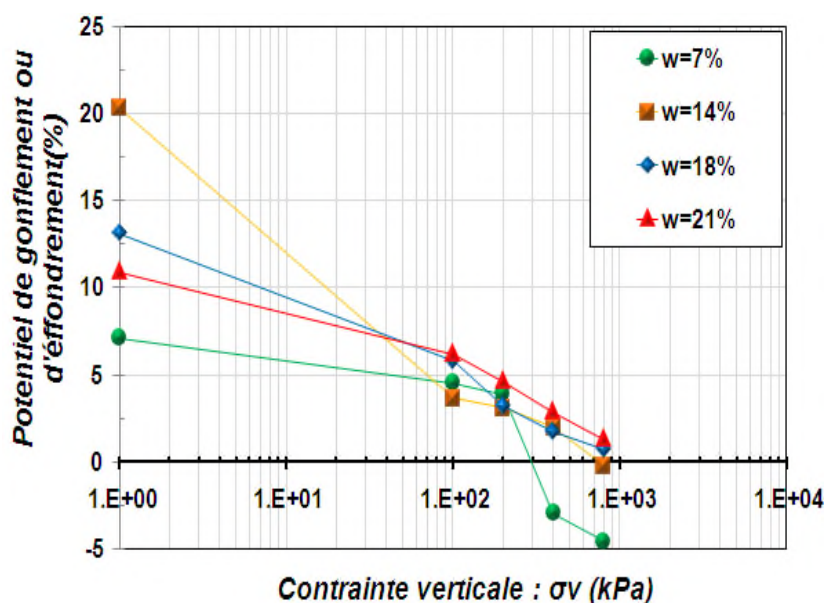


Figure. 6-34 : Points de déformations finales en fonction de la teneur en eau initiale de la série OPM.

6.1.1.2.2. Effet de la charge appliquée

Sur les figures 6-35 et 6-36, on remarque que la contrainte appliquée au cours de l'humidification a une influence importante sur l'amplitude et la nature de la déformation finale. Dans le cas de la série OPN (Figure. 6-35), l'humidification sous les charges de 400 kPa et 800 kPa provoque toujours un effondrement, par contre sous une charge de 100 kPa, on observe un gonflement. Pour une charge de 200 kPa, les échantillons à une teneur en eau initiale de 7 % et 14 % s'effondrent, et ceux de 18 % et 21 % gonflent. L'intersection de la ligne rejoignant les points à 200 kPa de charge nous permet de définir une teneur en eau dite « neutre » « w_n », pour laquelle sous cette charge, il n'y a pas de variation de volume. Concernant la série OPM (Figure.6-36), l'effondrement apparaît dans les essais réalisés à $w_i=7\%$, sous une charge de 400kPa et 800kPa, et à $w_i=14\%$ sous une charge de 800 kPa.

En comparant les amplitudes de gonflement sous les différentes charges (y compris celles obtenues sous piston), on constate que l'augmentation de la charge appliquée diminue considérablement l'amplitude de gonflement. A titre indicatif, en considérant la série OPN, pour $w_i=21\%$, sous une charge de 100 kPa, l'amplitude de gonflement a diminué de 2.9 fois par rapport à celle obtenue sous le poids du piston, et de plus de 20 fois, pour $w_i=14\%$ sous la même charge. Dans le cas de la série OPM, pour une teneur en eau de 21 %, l'amplitude de gonflement a passé de 10.91 % sous le poids du piston à 6.21 % sous une charge de 100 kPa, et 1.32% quand la charge a atteint 800 kPa.

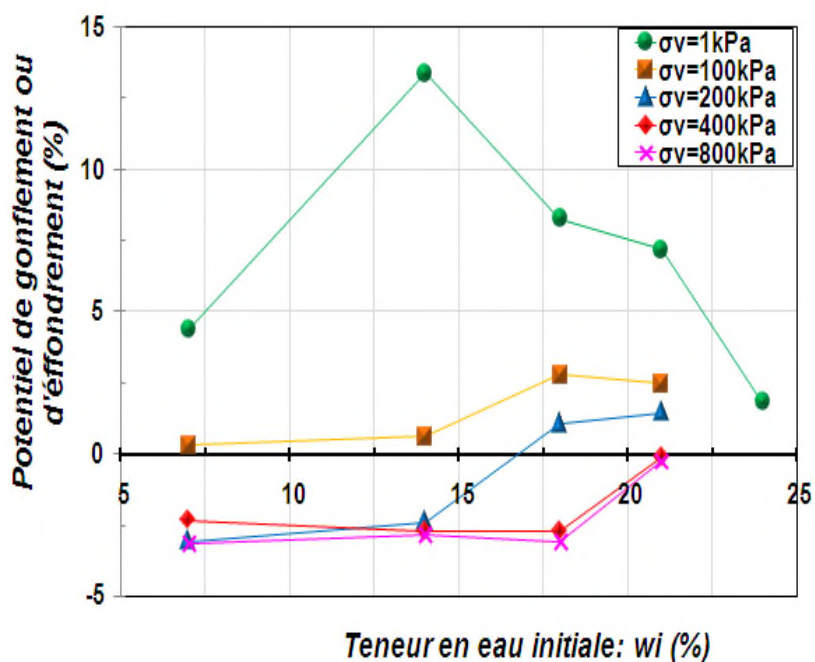


Figure. 6-35 : Points de déformations finales en fonction des contraintes d'humidification de la série OPN.

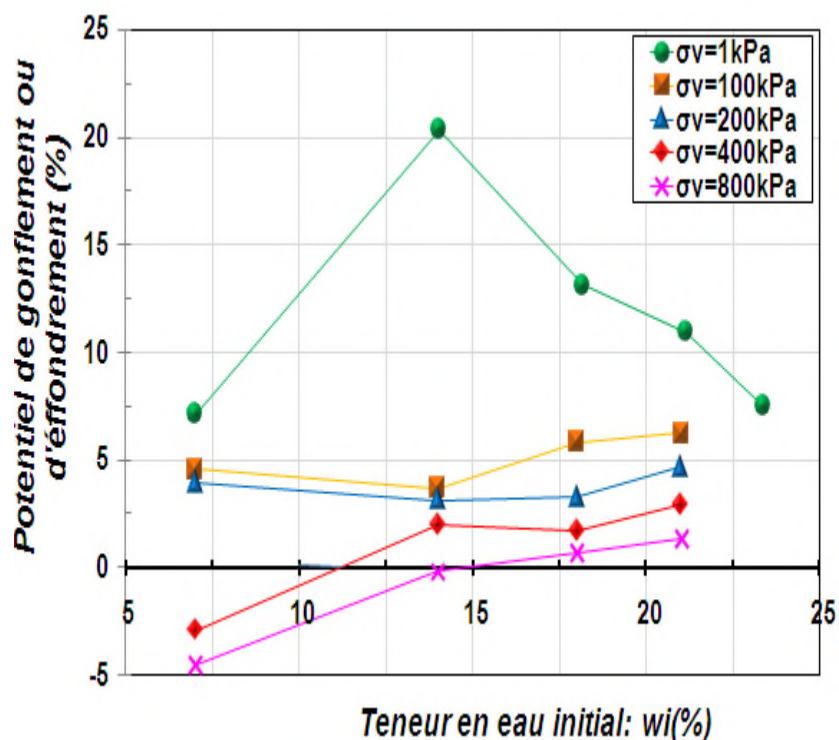


Figure. 6-36 : Points de déformations finales en fonction des contraintes d'humidification de la série OPM.

6.1.1.2.3. Effet de la densité sèche

Sur le *tableau 6-13*, nous avons regroupé les différentes valeurs des pressions et de teneurs en eau neutre des séries OPN et OPM. Afin de mieux visualiser et délimiter les zones de gonflement et d'effondrement, nous avons représenté ces valeurs sur les *figures 6-37 et 6-38*. Ces graphes représentent d'une part, l'évolution de la pression neutre en fonction de la teneur en eau initiale, et d'autre part l'évolution de la teneur en eau neutre en fonction de la contrainte d'humidification. Certaines valeurs de teneurs en eau neutres ont été mises égales à zéro (*valeurs notées avec étoile dans le tableau 6-13*), et ceci du fait que pour les contraintes d'humidification correspondantes, les échantillons présentaient un gonflement pour toute la gamme de teneurs en eau étudiée (*Figures. 6-33 et 6-34*). Dans le cas de la *figure 6-33*, les zones qui se situent au-dessus des lignes limites, sont des zones d'effondrement, et ceux qui se situent au dessous, sont des zones de gonflement. Par contre dans le cas de la *figure 6-34*, ce sont les zones situées au-dessous de la ligne limite qui sont des zones d'effondrement, et celles de dessus sont des zones de gonflement.

Généralement, pour les deux séries d'essais, il apparaît que le rôle de la densité sèche durant l'humidification est opposé à celui de la charge appliquée. Les résultats montrent que la densification des échantillons minimise le potentiel d'effondrement et augmente le potentiel de gonflement. Par conséquent, les pressions neutres obtenues dans le cas de la série OPM sont largement supérieures à celles obtenues pour la série OPN, et c'est le contraire dans le cas de la teneur en eau neutre (*Tableau 6-13*). Ceci se traduit sur les figures, par une zone de gonflement d'autant plus importante que la densité augmente.

Tableau 6-13 : Valeurs de pressions limites et teneur en eau neutre des séries OPN et OPM.

Série OPN				Série OPM			
σ_v (kPa)	w_n (%)	w_i (%)	σ_{vn} (kPa)	σ_v (kPa)	w_n (%)	w_i (%)	σ_{vn} (kPa)
100	0(*)	7	110	100	0(*)	7	300
200	16.8	14	120	200	0(*)	14	700
400	20.8	18	250	400	11.2	18	1000
800	21.3	21	390	800	15	21	1500

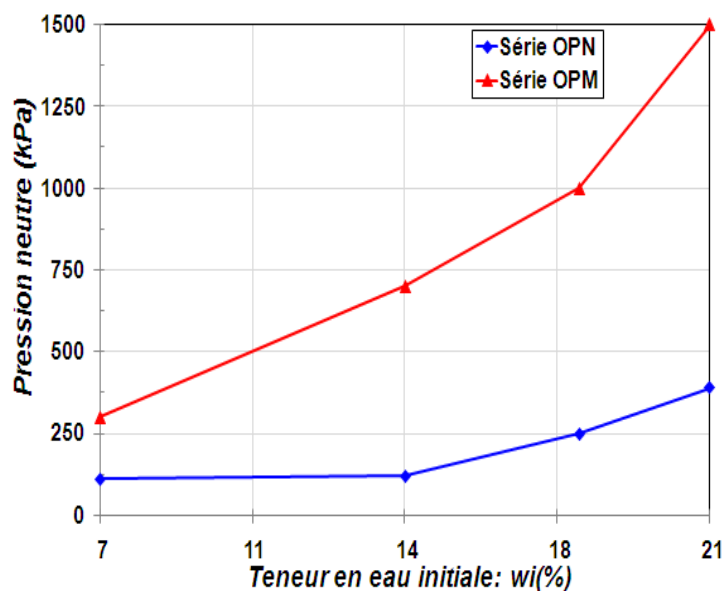


Figure. 6-37 : Limite entre le domaine de gonflement et d'effondrement en terme de contrainte d'humidification.

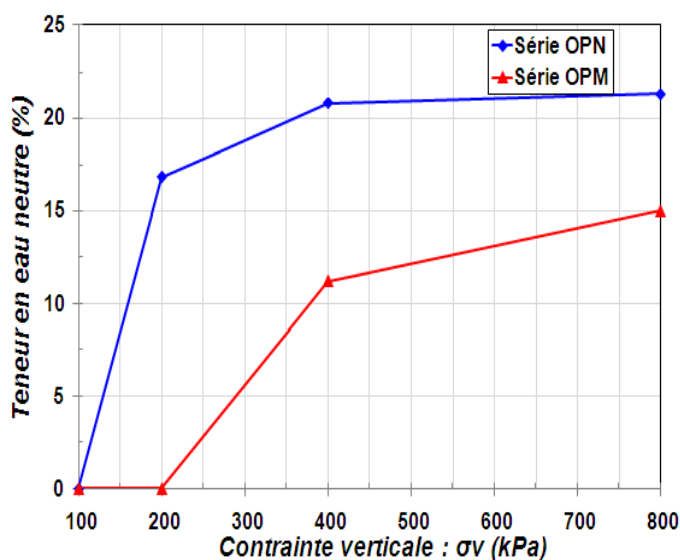


Figure. 6-38 : Limite entre le domaine de gonflement et d'effondrement en terme de teneur en eau.

6.2. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les résultats expérimentaux sur l'argile de Boughrara, obtenus sur chemin œdométrique à succion contrôlée et sur chemin d'humidification sous charge constante

En ce qui concerne les essais de compressibilité à succion contrôlée :

- Pour les deux états initiaux considérés, on a constaté que le drainage ou l'humidification des échantillons sous une contrainte de 100 kPa réduirait d'une manière très importante l'amplitude du retrait ou du gonflement observé, par rapport aux essais de drainage humidification sous une charge extérieure nulle.
- L'imposition de la succion a une influence aussi sur les paramètres de compressibilité : dans le cas des échantillons consolidés à 100 kPa ; puisque ces derniers sont saturés, l'imposition de succions croissantes provoque une rigidification de la structure du sol qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente et une diminution de la pente de compressibilité plastique et élastique. Pour cette dernière, les valeurs obtenues restent très proches sur toute la gamme de succion étudiée. Cependant, dans le cas des échantillons compactés à l'OPN, étant donné que leur succion initiale avoisine les 700 kPa, l'imposition de succions supérieures ou inférieures influençait d'une manière différente les paramètres de compressibilité. Si le sol est drainé, les mêmes constatations concernant la pression de préconsolidation apparente et la pente de compressibilité plastique s'appliquent dans ce cas là. Par contre, si le sol est humidifié, le phénomène inverse se produira. La pression de préconsolidation apparente et la pente de compressibilité plastique diminueront, pour tendre enfin à celles de l'état saturé. De sa part, la pente de compressibilité élastique semble être indépendante du chemin suivi.

Ce chapitre était l'occasion de présenter les résultats des échanges d'eau par la méthode de résistivité sur les échantillons compactés à l'OPN.

- Le suivi de l'évolution du degré de saturation durant les phases de mise en succion et de chargement, a montré une logique dans les mesures réalisées. La confrontation des mesures de quelques points des courbes obtenues avec celles calculées a renforcé l'idée de l'efficacité de cette méthode. Cependant, pour d'autres points, il a été impossible de faire une lecture de la différence de potentiel entre les électrodes de mesure, et qui a été expliquée par un mauvais contact entre les électrodes et l'échantillon. Ceci a montré que le dispositif développé nécessite d'être amélioré, surtout au niveau de la fixation et la qualité des électrodes utilisées, ainsi que les outils de mesure.
- Toutefois, les mesures réalisées ont montré que durant la phase de mise en succion (phase 2), l'effet de la charge appliquée se traduit par une augmentation de la capacité de rétention d'eau des échantillons sur chemin de drainage. Sur chemin d'humidification, il se traduit par une faible teneur en eau finale par rapport aux échantillons humidifiés sous contrainte nulle ou plus faible.

- Le chargement qui s'ensuit montre aussi l'existence d'une relation entre la charge appliquée et le degré de saturation de façon à ce que plus la charge devienne plus importante, les échantillons se saturent davantage bien que la succion imposée reste constante.
- La comparaison entre les paramètres de compressibilité entre les échantillons compactés à l'OPN et consolidés à 100kPa, a permis de montrer les différences qui existaient, et de les relier au mode de fabrication des échantillons dans les deux cas.
- La représentation des résultats en fonction de la contrainte effective de Terzaghi a confirmé la validité de ce principe tant que le sol reste saturé, c.-à-d. pour des succions inférieures à 2000kPa.
- Le dépassement de cette valeur de succion entraîne une désaturation des échantillons. Dans ce cas-là, on a eu recours à une définition généralisée de la contrainte effective. Les courbes retracées en fonction de cette contrainte se regroupent autour de la droite NC saturée, justifiant une interprétation des résultats avec ce principe. Cependant, on a été confronté au choix du diamètre représentatif de notre argile. Il s'est avéré qu'une valeur légèrement inférieure à d_{10} permet de bien caler les courbes.

L'étude menée sur le comportement volumique de l'argile de Boughrara au cours de l'humidification sous une contrainte, a permis de ressortir les points suivants :

- Le gonflement libre est d'autant plus important que la densité sèche est élevée et la teneur en eau initiale est faible.
- L'existence d'un seuil en teneur en eau à partir duquel le potentiel du gonflement libre diminue. Ceci a été attribué à l'effondrement des échantillons au cours des premiers temps de consolidation.
- Sous des charges plus importantes, l'effet de la densité reste inchangé, cependant le gonflement maximal et par conséquent l'effondrement minimal apparaissent plutôt liés à la teneur en eau initiale la plus élevée et la charge la moins importante.
- Les résultats obtenus ont permis aussi le traçage des frontières en termes de teneurs en eau et de charges verticales délimitant les zones susceptibles de gonfler ou de s'effondrer. L'importance de chaque zone dépend étroitement de la densité sèche de compactage.

Les divers essais réalisés dans ce travail ont permis d'enrichir nos connaissances sur le comportement hydromécanique des sols fins. On a mis en évidence un certain nombre d'aspects conformes à ceux observés dans la littérature, et on a déterminé les paramètres de comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara sur chemin œdométrique.

Partie 3 :

SIMULATIONS

NUMERIQUES

CHAPITRE-VII

SIMULATION NUMERIQUE DES ESSAIS

NON SATURES SUR L'ARGILE DE

BOUGHRARA.

7.1. INTRODUCTION

À travers ce chapitre on présente d'une façon succincte un modèle de comportement proposé par *Dumont et al, 2010 et Dumont, 20011*. Le modèle Cam-Clay modifié est utilisé comme support afin d'intégrer les effets de la non saturation et de la température pour les sols saturés et non saturés. Dans cette présentation, nous allons nous limiter à la partie isotherme. Ce modèle a l'avantage d'utiliser une approche unifiée pour la modélisation des sols saturés et non saturés, basée sur une définition généralisée la contrainte effective qui représente la somme des effets de la contrainte totale P et de la contrainte capillaire π_{eq} (cf. *Chap3 .§3.2.2*).

L'aptitude du modèle à reproduire qualitativement et quantitativement les résultats expérimentaux sur chemins de drainage humidification et de chargement déchargement à succion contrôlée sera ensuite examinée.

7.2. PRESENTATION SUCCINCTE DU MODELE

De la même façon que le modèle de *Modaressi et Abou-Bekr, 1994*, la définition de la contrainte capillaire est basée sur le modèle microstructural proposé par *Taibi, 1994*, dans lequel l'auteur propose une expression qui ne prend pas en considération l'effet de mouillage. Cette expression est donnée dans l'équation 7-1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_{eq} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \frac{\exp\left[2(S - S_e) / \frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right] - 1}{\exp\left[2(S - S_e) / \frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right] + 1} \quad \text{pour } S > S_e \\ \pi_{eq} = S \quad \text{pour } S \leq S_e \end{array} \right. \quad [7-1]$$

S est la succion, R est le rayon des particules généralement pris égal à $d_{10}/2$, T_s est la tension superficielle, S_e est la succion d'entrée d'air, et $K(e)$ est une fonction de l'indice des vides prenant en compte la densité d'arrangement.

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11 \quad [7-2]$$

Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où π_{eq} est égale à π_{eq}^{\max} exprimée telle que:

$$\pi_{eq}^{\max} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \quad [7-3]$$

La *figure 7-1* illustre la forme des équations 7-1 en considérant un rayon des grains de $0.1\mu\text{m}$. Pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air $S_e=2000$ kPa, la valeur de la contrainte est prise égale à la succion. Dans ce cas-là, le principe de la contrainte effective de Terzaghi est supposé valable (cf. *Chap2, §2.2.2*). Dès que cette valeur seuil est

dépassée ($S > S_e$), la contrainte capillaire calculée augmente avec la succion pour atteindre une asymptote pour des succions plus élevées.

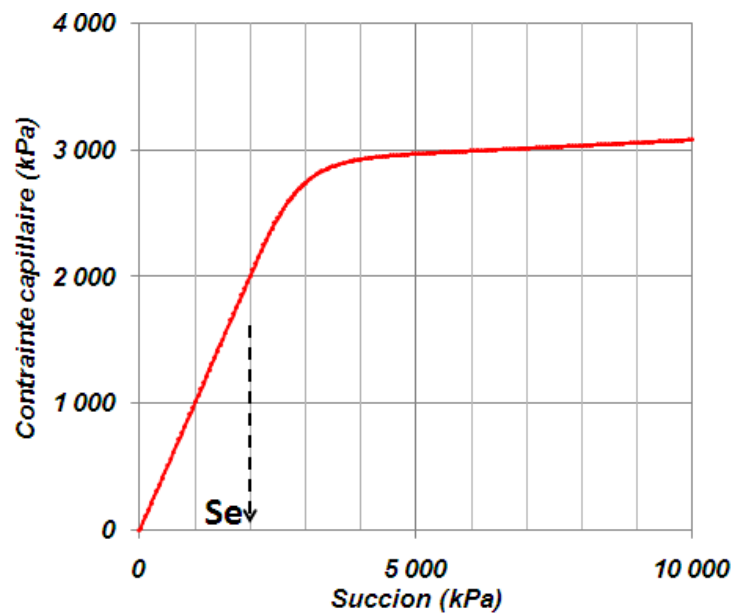


Figure.7-1. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion donnée par l'équation 7-1.

Le jeu d'équations et de paramètres permettant de décrire le comportement sous sollicitations hydrique et mécanique est donné comme suite :

- *Déformation élastique*

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa_0}{1+e_0} \frac{dP'}{P'} \quad [7-4]$$

κ_0 est le coefficient de déchargement/rechargement pour un changement de contrainte effective P' (avec $P' = P + \pi_{eq}$)

- *Déformations déviatoires élastiques*

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad [7-5]$$

Avec q est le déviateur de contraintes, et G est le module de cisaillement.

- *Surface de charge*

La surface de charge f développée pour ce modèle dérive de la formulation proposée par Loret et Khalili, 2002. Elle est exprimée par deux relations distinctes qui dépendent du rapport de la pression de préconsolidation effective en succion non nulle $P'_s(\pi_{eq})$ et un paramètre r , et elle est continue pour :

$$P' = \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \quad [7-6]$$

$$f = \begin{cases} \frac{q^2}{M^2 P'} + P' - \frac{2}{r} P'_s(\pi_{eq}) & \text{pour } P' < \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \\ (r-1)^2 \frac{q^2}{M^2 P'} + P' - \frac{2}{r} P'_s(\pi_{eq}) + \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P_s'^2(\pi_{eq})}{P'} & \text{pour } P' > \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \end{cases} [7-7]$$

Le paramètre r permet d'ajuster la surface de charge en privilégiant plus ou moins le domaine élastique du domaine plastique sur un chemin déviatoire. La *figure 7-2* montre l'influence de ce paramètre sur la surface de charge dans le plan $[P', q]$ pour trois valeurs de r ($r = 1.6; 2$ et 2.4). Pour chaque valeur de r , l'intersection entre la droite d'état critique et la surface de charge correspond à la valeur $P' = \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r}$ et est le maximum de la surface de charge. Ainsi, le domaine élastique est influencé par la valeur de r retenue.

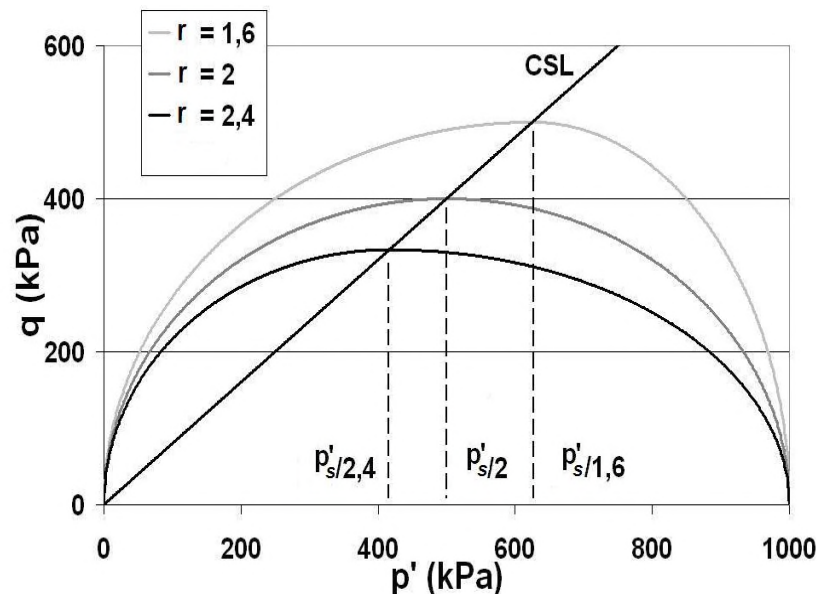


Figure.7-2. Influence de r sur la surface de charge dans le plan de contrainte $[P', q]$, $M=0.8$, $P'_s = 1\text{MPa}$ (Dumont, 2011).

- *Écrouissage positif sous sollicitation hydrique*

La succion et par conséquent la contrainte capillaire ont une grande influence sur le comportement des sols non saturés et la contrainte de préconsolidation P'_s . Ces effets se traduisent particulièrement par l'apparition d'un écrouissage positif. Afin de prendre en compte cet écrouissage positif, l'auteur a introduit un paramètre empirique k (obtenu à partir d'essais expérimentaux appropriés) en association avec la contrainte capillaire π_{eq} .

L'évolution de la contrainte de préconsolidation influencée par la contrainte capillaire est donnée par la relation :

$$P_S'(\pi_{eq}) = P'_0 + k(\pi_{eq} - S_e) \quad [7-8]$$

Avec P'_0 est la contrainte effective de préconsolidation à saturation. Ce phénomène d'écroûissage positif prend place uniquement pour des succions supérieures à la succion d'entrée d'air S_e .

- *Coefficient de compressibilité plastique*

L'expression donnée au coefficient de compressibilité $\lambda(\pi_{eq})$, qui est supposé influencé par la succion, est similaire à celle proposée par *Alonso et al, 1990* (Cf. équation 3-47). Son évolution en fonction de la contrainte capillaire est donnée par la relation :

$$\lambda(\pi_{eq}) = \lambda_0 [(1-r) \exp(-\beta\pi_{eq}) + r] \quad [7-9]$$

r est un paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)} / \lambda_0$ et β un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion.

$\lambda(\pi_{eq})$ intervient lorsque la succion S est supérieure à la succion du point d'entrée d'air S_e . Tant que cette condition n'est pas satisfaite, la pente λ est considérée constante et s'identifie à λ_0 , bien que la succion n'est pas nulle.

- *Déformations volumiques plastiques*

Les déformations volumiques plastiques sous l'effet de la pression moyenne pour une succion donnée sont décrites par la relation incrémentale suivante:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda(\pi_{eq}) - \kappa_0}{1 + e_0} \frac{dP'}{P'} \quad [7-10]$$

Lorsque le sol est saturé, $\lambda(\pi_{eq}=0) = \lambda_0$

- *Déformations déviatoires plastiques*

Une règle d'écoulement plastique associée est considérée. Les incréments de déformations déviatoriques plastiques sont déterminés tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2 P'}}{1 - \frac{q^2}{M^2 P'^2}} \quad \text{pour } P' < \frac{P_S'(\pi_{eq})}{r} \\ \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2 P'} (r-1)^2}{1 - \frac{(r-1)^2 P'^2}{M^2 P'^2} - \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P_S'(\pi_{eq})^2}{P'^2}} \quad \text{pour } P' > \frac{P_S'(\pi_{eq})}{r} \end{array} \right. \quad [7-11]$$

7.3. INFLUENCE DES PARAMÈTRES SUR LA RÉPONSE DU MODELE

Après avoir présenté le modèle et avant de passer à la simulation des essais expérimentaux, nous avons procédé à l'examen de l'influence de quelques paramètres sur la réponse du modèle sur chemin de drainage et œdométrique. Ces paramètres sont : S_e , d_{10} , λ_0 , κ_0 , r et β . L'ensemble des entrées du modèle utilisées sont rassemblées dans le tableau 7-1. La procédure consiste à faire varier un paramètre tandis que les autres sont considérés comme constants.

Pour la réalisation de ces simulations, nous avons utilisé un programme écrit par l'auteur en GWBasic. Ce programme est composé de quatre sous-routines dont leurs noms indiquent le type de sollicitation imposée. Ces sous-routines sont : Hydrique, Isotrope, Thermique et Déviatoire.

Tableau. 7-1. Valeurs des paramètres du modèle utilisés.

Paramètres	valeur	équation
P'_0	200 kPa	7-8
λ_0	0.1	7-9 et 7-10
κ_0	0.05	7-4 et 7-10
$R (=d_{10}/2)$	5 μm	7-1, 7-3
T_s (à 22°)	7.24 kN/m	7-1, 7-3
r	0.5	7-9
β	0.005 kPa^{-1}	7-9
k	1	7-8

La contrainte moyenne totale est prise égale à 10 kPa, et la succion initiale et d'entrée d'air sont respectivement égale à 1 kPa et 500 kPa. À partir d'un indice des vides initial $e_0=1$, l'échantillon est tout d'abord soumis à une succion $S_{\text{max}}=1001$ kPa, ensuite, il sera chargé à une contrainte totale de 2010 kPa, puis déchargé à 1 kPa. Le chemin suivi est illustré sur la figure 7-3.

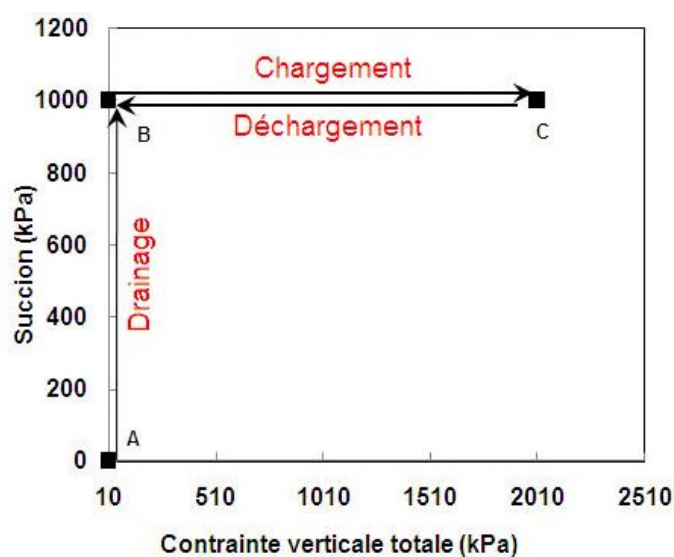


Figure.7-3. Chemin de contrainte suivie des simulations de l'étude de l'influence des paramètres du modèle.

7.3.1. Influence de S_e et d_{10}

Les paramètres S_e et d_{10} entrent directement dans le calcul de la contrainte capillaire. D'après les courbes représentées sur les figures 7-4 et 7-5, on constate que la valeur de ces deux paramètres influe sur la valeur de l'indice des vides après la phase de drainage (point B), de façon à ce que plus la succion d'entrée d'air S_e soit plus grande et le d_{10} est plus petit, les variations de la contrainte capillaire en fonction de la succion sont importantes, ainsi, l'indice des vides obtenu à la fin de la phase de drainage sera plus petit.

Sur le chemin de drainage, le sol suit tout d'abord un chemin élastique de pente κ_0 jusqu'à une contrainte effective de 200 kPa (contrainte effective de préconsolidation). Au-delà de cette valeur les déformations suivent un chemin de pente λ_0 jusqu'à une contrainte effective correspondant au point d'entrée d'air. La valeur de cette contrainte est d'autant plus importante que la succion d'entrée d'air est plus importante. Rappelons que dans cet intervalle de succion ($S \leq S_e$), la contrainte capillaire s'identifie à la succion imposée, et le concept de contrainte effective de Terzaghi reste valable. Ceci permet de dire que la différence des valeurs de l'indice des vides après la phase de drainage pour différentes valeurs de S_e est plutôt liée aux déformations engendrées dans le domaine saturé.

Dans le domaine non saturé, les déformations sont moins importantes, et sont conditionnées par la valeur de la contrainte capillaire, qui dépend fortement de la valeur de d_{10} .

Sur chemin de chargement, après la phase de drainage du sol, la nouvelle contrainte de préconsolidation est inférieure à la contrainte effective au quelle est soumis le sol. Dans ce cas, le sol suit un chemin de chargement de pente $\lambda(\pi_{eq})$. Cette dernière est d'autant plus importante que d_{10} est faible.

Dans l'exemple traité (Figure. 7-4), l'effet de S_e n'apparaît pas clairement. Les pentes $\lambda(\pi_{eq})$ obtenues sont de l'ordre de 0.094, valeur qui avoisine la pente $\lambda_0 = 0.1$. Par contre dans le cas de figure 7-7, les pentes de chargement $\lambda(\pi_{eq})$ varie de 0.094 à 0.054 pour un d_{10} qui varie entre 5 μm à 0.05 μm .

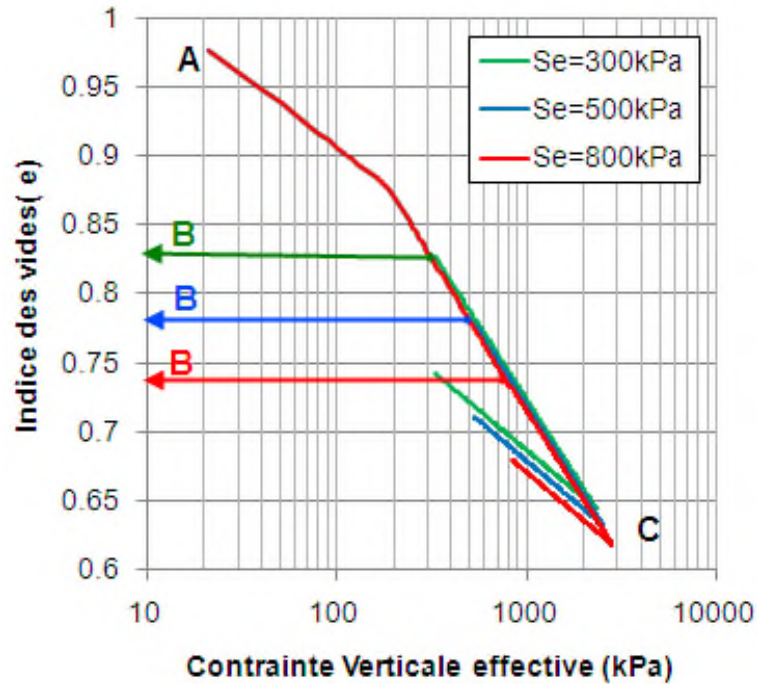


Figure.7-4. Influence du paramètre S_e dans le plan des contraintes effectives.

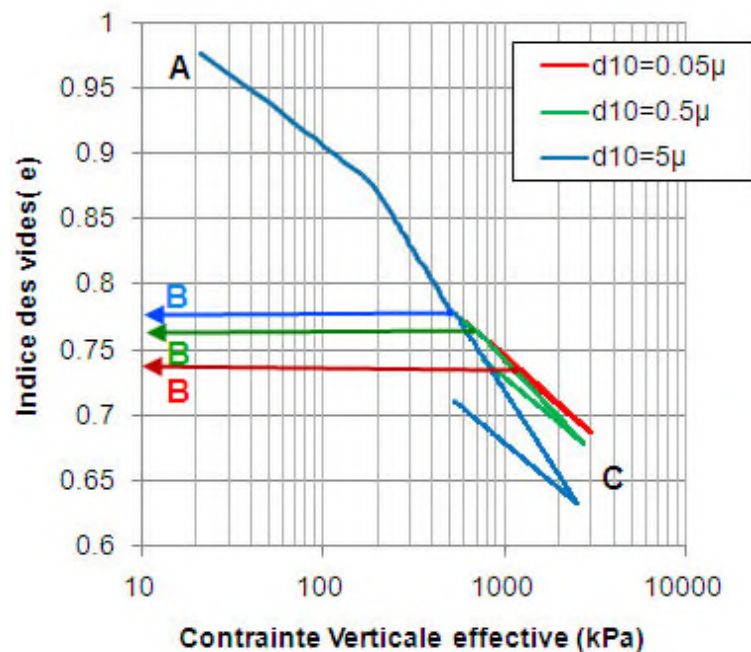


Figure.7-5. Influence du paramètre d_{10} dans le plan des contraintes effectives.

7.3.2. Influence des paramètres de compressibilité λ_0, κ_0

Rappelons que le modèle de *Dumont et al, 2010*, considère que le paramètre λ_0 reste constant tant que la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air. Au-delà de cette valeur, la pente de compressibilité plastique $\lambda(\pi_{eq})$ est calculé selon une loi exponentielle (Équation 7-9), en fonction de la contrainte capillaire et deux paramètres r et β . Pour la

penne de compression élastique κ_0 , cette dernière est supposée constante. Sur les courbes représentées (Figures. 7-6 à 7-7), et comme prévu, le choix de valeurs croissantes de λ_0 ou κ_0 , induit des déformations plus importantes sur le chemin drainage et sur le chemin de chargement-déchargement.

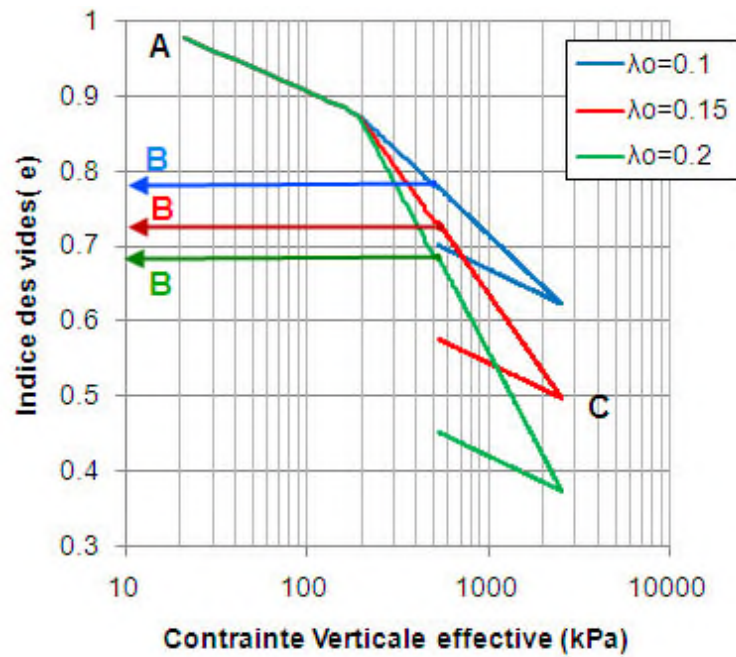


Figure.7-6. Influence du paramètre λ_0 dans le plan des contraintes effectives.

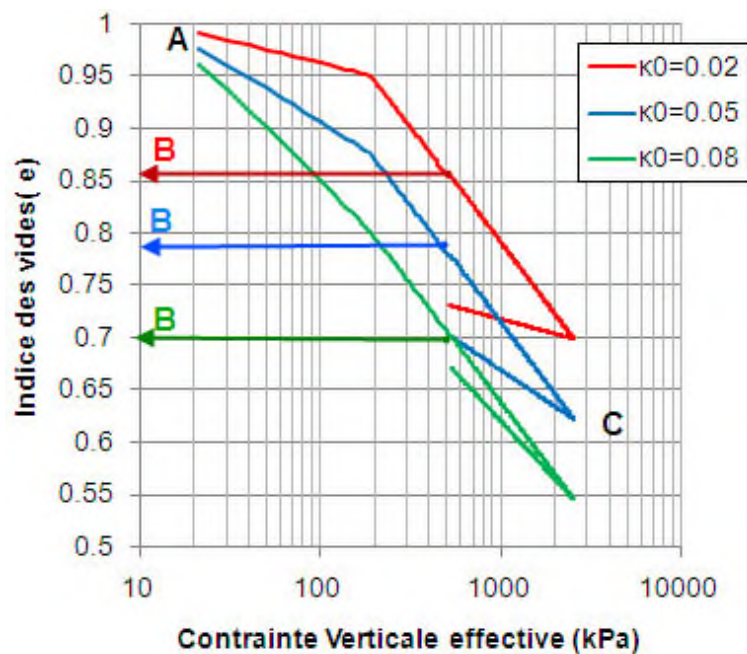


Figure.7-7. Influence du paramètre κ_0 dans le plan des contraintes effectives.

Sur les figures 7-8 et 7-9, nous avons examiné l'effet des paramètres r et β sur l'équation 7-9. La valeur de λ_0 est prise égale à 0.12 et $S_e = 4\text{MPa}$. Selon ces courbes, pour des valeurs de r inférieure à 1, l'équation 7-9 est décroissante, tandis que c'est le contraire qui se passe si r est supérieure à 1. Pour $r=1$, $\lambda(\pi_{eq}) = \lambda_0$. En plus, il apparaît que l'équation 7-9 est plus sensible aux variations de r qu'à celles de β .

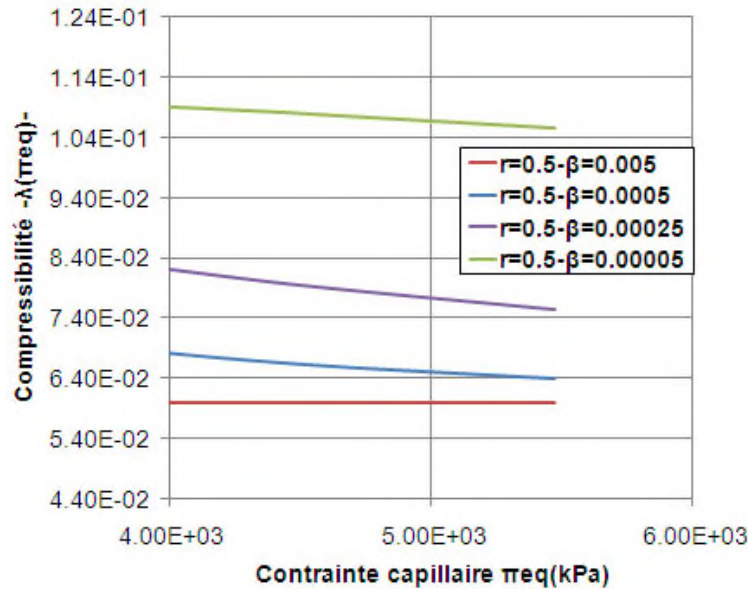


Figure.7-8. Influence du paramètre β sur la forme de la fonction 7-9.

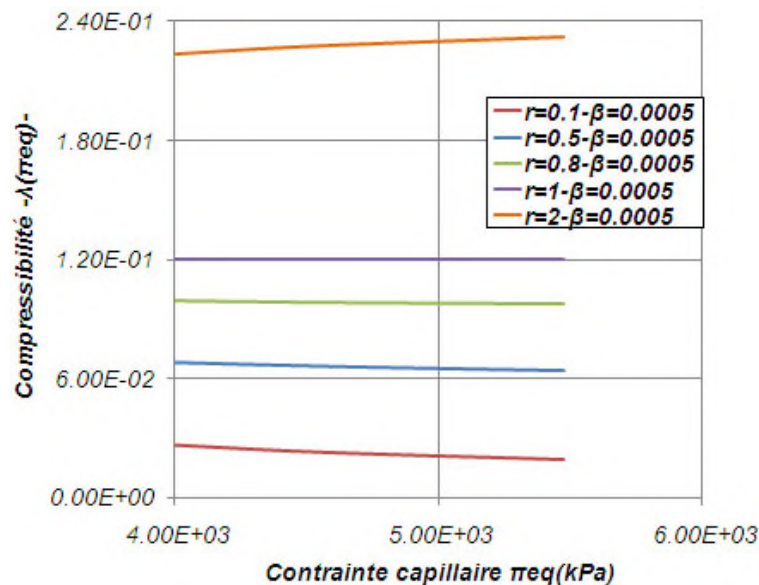


Figure.7-9. Influence du paramètre r sur la forme de la fonction 7-9.

Sur les courbes de chargement-déchargement (Figure. 7-10 à 7-11), la considération de valeurs croissantes de β , ou décroissantes de r conduit à des compressibilités plastiques moins importantes. Ceci est vrai pour des r inférieurs à 1. Le fait de prendre r supérieur à 1, dans ce cas, la compressibilité plastique dans le domaine non saturé augmente.

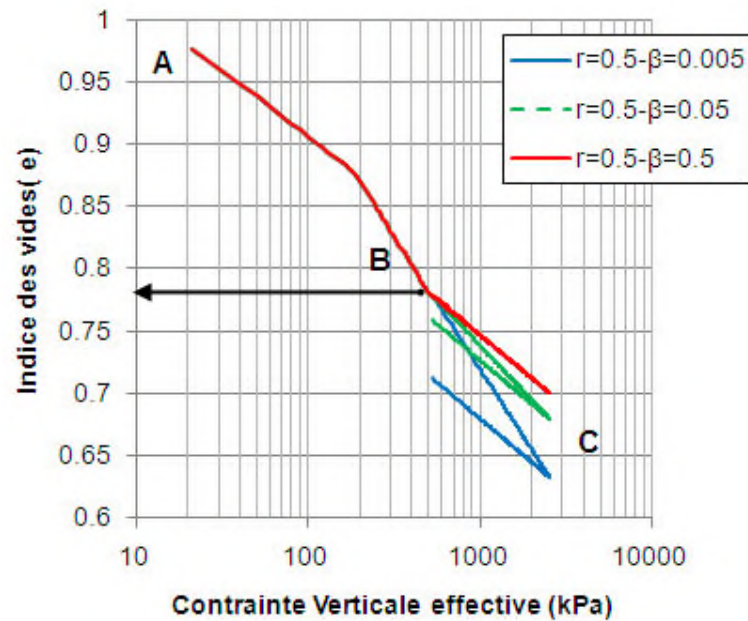


Figure.7-10. Influence du paramètre β dans le plan des contraintes effectives.

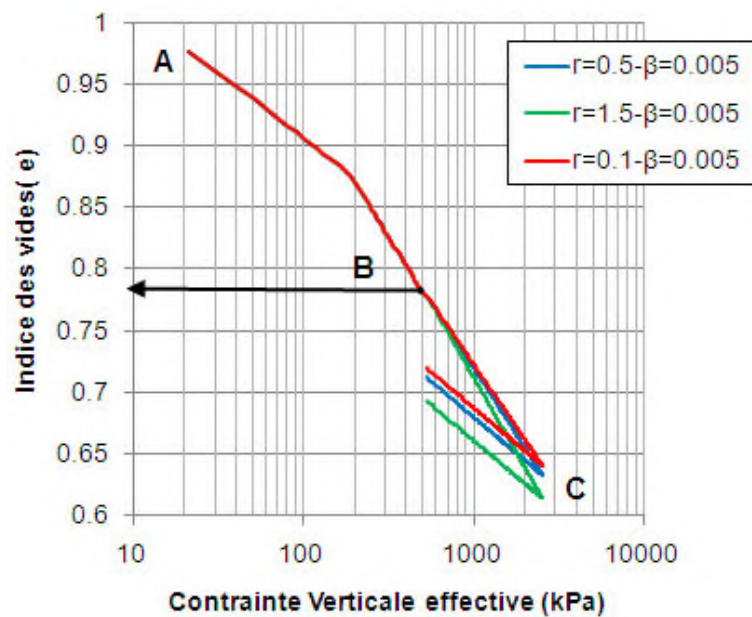


Figure.7-11. Influence du paramètre r dans le plan des contraintes effectives.

7.3.3. Influence de P'_0 et k

P'_0 , représente la limite élastique dans le domaine saturé. Nous constatons sur la figure 7-12, que la variation de la pression de préconsolidation à l'état saturé n'influe pas sur les valeurs des pentes de compressibilité élastique ou plastique n . Ce paramètre influe simplement la valeur de la contrainte à partir de laquelle les déformations plastiques apparaissent.

Dans le domaine non saturé, et pour exprimer l'écroûissage positif, c'est-à-dire, l'augmentation de la limite élastique avec la contrainte capillaire, l'auteur a introduit un paramètre k . La considération de valeurs croissantes de ce paramètre augmente davantage la valeur de la contrainte effective de préconsolidation à l'état non saturé P'_s . Par conséquent, la valeur des déformations en fin de phase de chargement sont plus importante quand k est faible.

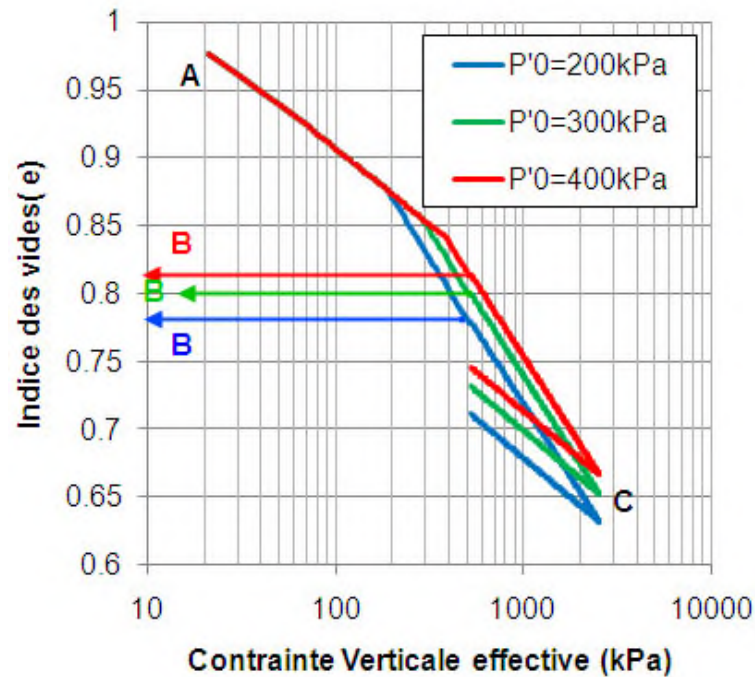


Figure.7-12. Influence du paramètre P'_0 dans le plan des contraintes effectives.

7.4. SIMULATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

Après l'utilisation de ce programme, on a constaté que l'auteur discrétise l'intervalle de chargement hydrique ou mécanique en un nombre fixe d'incrément. Cet intervalle de chargement représente l'incrément en succion (dS) ou en contrainte totale (dP), qui entre dans la détermination de la variation de la contrainte effective dP' (Équation. 7-4 et 7-10). Dans ce cas-là, la réponse du modèle dépend fortement du pas choisi. Parmi les conséquences de cette discrétisation, la courbure observée sur chemin de déchargement dans le plan des contraintes totales (voir les simulations du chemin œdométrique à succion contrôlée, §6.4-2).

Pour l'ensemble des simulations qui seront présentées, la valeur de la tension superficielle sera égale à $7.24 \cdot 10^{-5}$ kN/m, et le rayon des grains R est égale à $8.75 \cdot 10^{-8}$ m.

7.4.1. Chemin de drainage humidification

Sur les figures de 7-13 à 7-26, on présente les résultats des simulations de l'ensemble des courbes expérimentales des essais de drainage humidification réalisées sur une pâte à $1.2w_L$ (essai D-H1), sur une pâte consolidée à 100 kPa (essai D-H2) et compactée à l'OPN,

OPN-3, OPN+3, 98%OPN-3 et 98%OPN+3. Les paramètres du modèle qui ont permis ces simulations sont regroupés dans les tableaux 7-2 et 7-3.

Tableau.7-2. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais D-H1 et D-H2.

Paramètres	D-H1	D-H2
S_e (MPa)	4	4
P'_0 (kPa)	1k	110
λ_0	0.153	
κ_0	0.046	
r	0	0
β (kPa ⁻¹)	0	0
k	/	
R (m)	8.75.10 ⁻⁸	
T_s (à 22°)(kN/m)	7.24.10 ⁻⁵	

Tableau.7-3. Valeurs des paramètres du modèle pour l'essai de drainage humidification des échantillons compactés.

Paramètres	OPN	OPN-3	98%OPN-3	OPN+3	98%OPN+3
S_e (MPa)	4	6	6	10	10
P'_0 (kPa)	110	280	280	110	100
λ_0	0.153				
κ_0	0.046				
r	0	0	0	0	0
β (kPa ⁻¹)	0	0	0	0	0
k	/				
R (m)	8.75.10 ⁻⁸				
T_s (à 22°)(kN/m)	7.24.10 ⁻⁵				

On précise que la valeur du point d'entrée d'air correspond à la succion de retrait. Ce choix s'est basé sur trois raisons :

- La première est que les résultats de *Biarez et al, 1988, Taibi, 1994, Abou-Bekr, 1995, Fleureau et al, 1993, Fleureau et al, 2002*, ont montré que la logique des sols saturés pouvait s'étendre aux sols quasi saturés, c'est-à-dire pour des succions inférieures à la succion de retrait.
- La deuxième est que la réversibilité des chemins de drainage humidification n'est observée que si la succion de retrait est atteinte.
- Des simulations avec la valeur de la succion d'entrée d'air ont montré que palier de retrait obtenu par le modèle se situe largement au-dessus de celui obtenu par les résultats expérimentaux (*Figure. 7-15*)

Pour les autres valeurs du modèle, les pentes de compressibilités λ_0 et κ_0 sont déterminés à partir de l'essai œdométrique saturé sur la pâte (*cf. essai E1, Tableau. 5-5*), et les pressions de préconsolidation à l'état saturé sont déterminées à partir des essais œdométriques saturés de chaque cas simulé (*cf. Tableau 5-5 et Figure. 5-25*). Les valeurs qui n'interviennent pas dans ces simulations sont prises nulles.

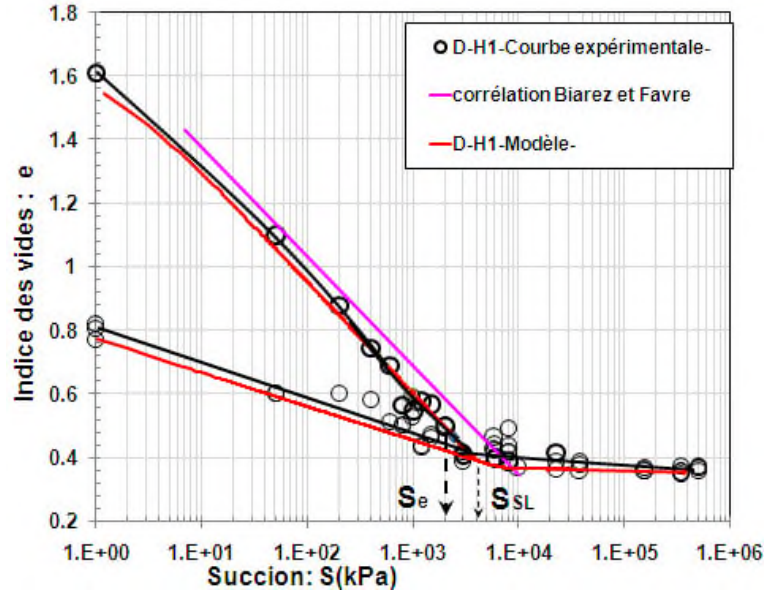


Figure.7-13. Simulation de l'essai D-H1.

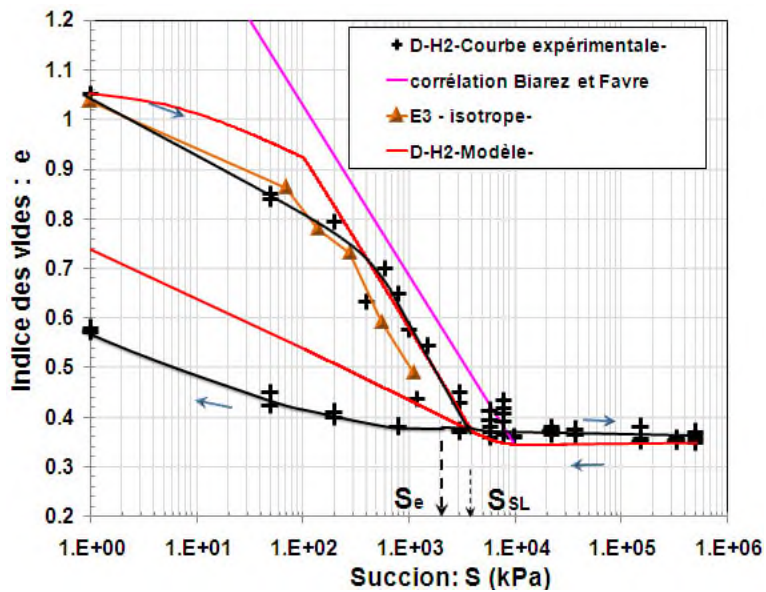


Figure.7-14. Simulation de l'essai D-H2.

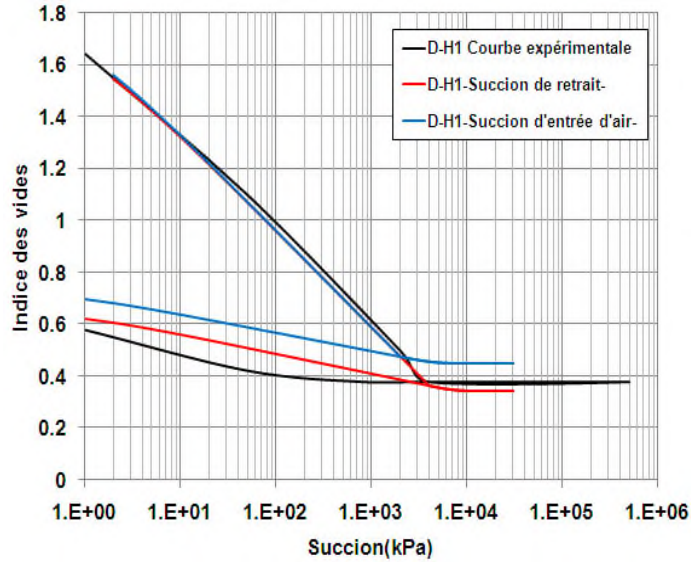


Figure.7-15. Position du palier de retrait en fonction de la succion du point d'entrée d'air et la succion de retrait.

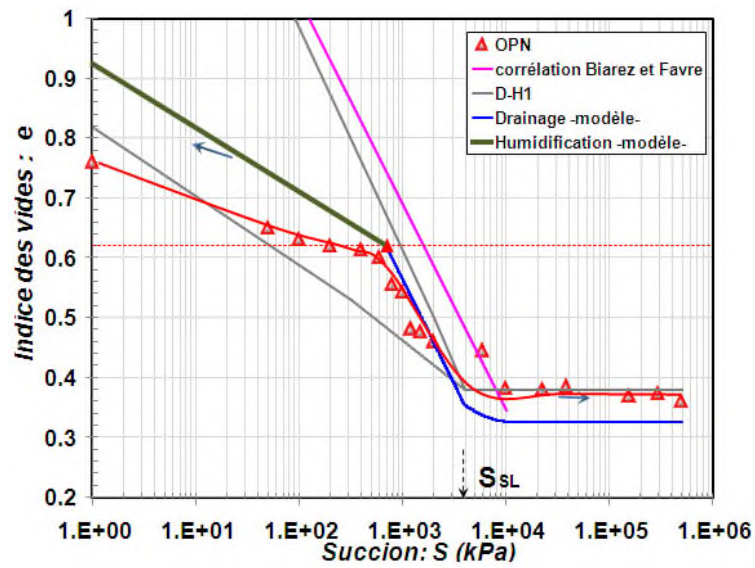


Figure.7-16. Simulation de l'essai de drainage humidification sur l'échantillon compacté à l'OPN.

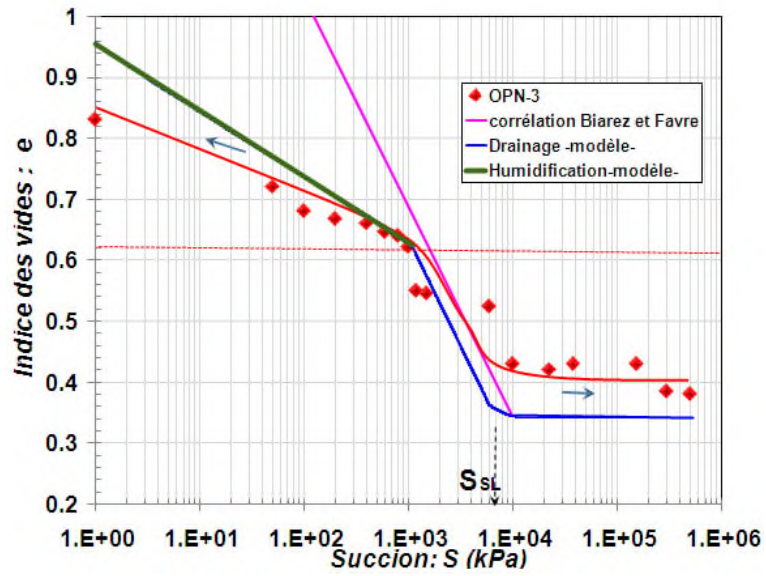


Figure.7-17. Simulation de l'essai de drainage humidification sur l'échantillon compacté à l'OPN-3.

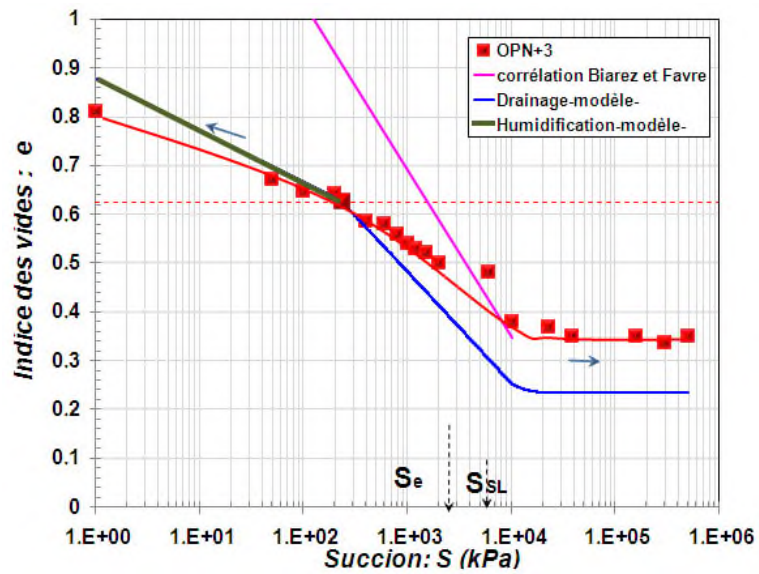


Figure.7-18. Simulation de l'essai de drainage humidification sur l'échantillon compacté à l'OPN+3.

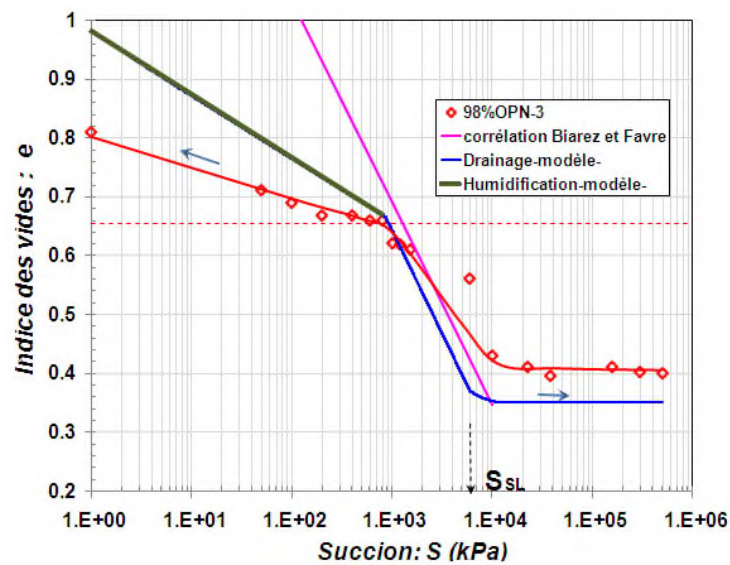


Figure.7-19. Simulation de l'essai de drainage humidification sur l'échantillon compacté à 98%OPN-3.

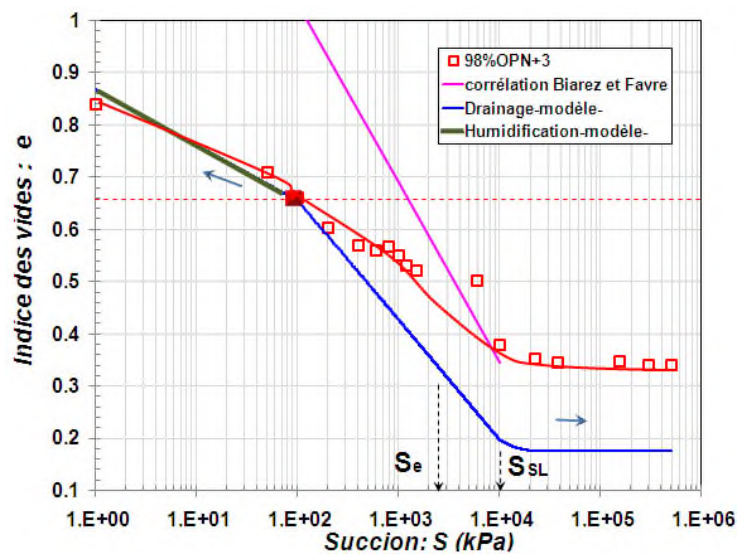


Figure.7-20. Simulation de l'essai de drainage humidification sur l'échantillon compacté à 98%OPN+3.

En partant d'une pâte saturée (essai D-H1), et pendant la phase de drainage, le milieu est encore saturé ($S < S_e$), le comportement est d'abord élastoplastique en raison de l'état Normalement Consolidé (NC) du milieu. L'indice des vides suit une droite dans le plan $[\log(S), e]$. (i.e $[\log P', e]$, puisque la contrainte extérieure est nulle) avec une pente λ_0 . Dans le même temps, la contrainte capillaire est égale à la succion et à la contrainte de préconsolidation. On observe ainsi que dans le domaine saturé, un drainage sur un matériau NC à le même effet qu'un chargement mécanique isotrope. Dans le cas de l'essai D-H2, le sol suit tout d'abord un chemin élastique de pente κ_0 , puisque la contrainte effective initiale est inférieure à la contrainte de préconsolidation. Au-delà de cette valeur, la courbe de drainage suit le même chemin que celui de l'essai D-H1.

La désaturation commence lorsque $S=S_e$, Durant cette seconde étape du drainage, le comportement est élastique. L'indice des vides atteint un minimum dans le plan $[\log(S), e]$ pour une valeur particulière de $P' = \pi_{eqmax}$ (on rappelle que $P = 0$). Lorsque π_{eq} est égale à π_{eq}^{max} , l'indice des vides correspondant n'est plus influencé par une augmentation de la succion. D'autre part, la phase de drainage dans le domaine non saturé induit un écoulement positif qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation $P'_s(\pi_{eq})$.

A la fin du drainage, on simule la phase d'humidification en diminuant la succion. On observe dans la zone non saturée ($S > S_e$) un comportement réversible. Finalement, lorsque $S = S_e$, l'écrouissage positif que l'on a observé disparaît et la contrainte de préconsolidation $P'_s(\pi_{eq})$ retrouve sa position avant activation du mécanisme d'écrouissage ($P' = P'_s(\pi_{eq})$). Ensuite, lorsque l'humidification continue dans le domaine saturé ($S < S_e$), la contrainte effective P' égale à la succion S , est inférieure à la contrainte de préconsolidation qui ne diminue plus depuis que le milieu est saturé. Ainsi le comportement du milieu est encore élastique suivant ce chemin d'humidification dans le domaine saturé. Par conséquent, l'indice des vides suit une droite de pente κ_0 .

Ces simulations du cycle de drainage-humidification montrent les déformations irréversibles induites par la contrainte capillaire dans le domaine saturé et les déformations réversibles dans le domaine non saturé. D'une manière qualitative on peut dire :

- La forme générale des courbes de drainage humidification est reproduite par le modèle.
- Le passage est continu entre le domaine saturé et le domaine non saturé.
- Obtention des déformations irréversibles dans le domaine non saturé.
- Le comportement élastique dans le domaine non saturé avec palier d'indice des vides minimal est reproduit.

Quantitativement, on observe que dans le cas des essais D-H1 et D-H2 (*Figure 7-13*), le palier de retrait se positionne légèrement au dessous de celui obtenu expérimentalement. L'écart entre les deux paliers s'élève à une valeur de 5 % pour l'essai D-H1 et de 9 % pour l'essai D-H2. Dans le cas des échantillons compactés, cet écart est nettement supérieur. Il est de l'ordre de 12% dans le cas des échantillons compactés à l'OPN et du côté sec, et de plus de 30% pour les échantillons compactés du côté humide. Cette différence peut s'expliquer par le fait que, les compressibilités hydriques sur chemin de drainage des échantillons compactés sont nettement inférieures à la compressibilité λ_0 . Les valeurs de ces derniers restent comprises entre 0.11 pour les échantillons compactés à l'OPN et 0.07 pour les échantillons compactés du côté humide. Sur chemin d'humidification, le décalage entre les courbes expérimentales et du modèle peut être aussi attribué à la différence entre la valeur de κ_0 adoptée, qui est supérieure aux pentes des chemins d'humidification simulés.

7.4.2. Chemin œdométrique à succion contrôlée.

Le chemin de simulation est représenté sur la figure 7-21. Ce chemin représente la phase 3 des essais œdométriques à succion contrôlée (*cf. chap 6, § 6.2*), et qui correspond à la phase de chargement-déchargement sous une succion constante.

Les résultats des simulations des série1 et 2 (échantillons consolidés à 100 kPa et compactés à l'OPN) sont représentés sur les figures 7-22 à 7-43 L'ensemble des paramètres qui ont permis ces simulations sont donné dans le tableau 7-4.

Le choix du paramètre S_e s'est basé sur les résultats des figures 6-7, 6-10, et 6-13, dans lesquelles on a constaté que les déformations au-delà d'une succion de 2000 kPa tendaient à se stabiliser. Une raison en plus, est que la contrainte effective de Terzaghi a permis d'interpréter les résultats obtenus pour des succions inférieures ou égales à 2000 kPa.

Les valeurs des pentes de compressibilité (λ_0 et κ_0) restent inchangés par rapport aux simulations précédentes, et les pressions de préconsolidation adoptées pour la série1 et 2, correspondent respectivement à l'essai E2 et HUM100 (cf. *Tableau. 5-5 et 6-9*). On rappelle que l'essai E1 correspond à l'essai œdométrique sur pâte saturée, l'essai E2 correspond à l'essai œdométrique sur pâte saturée consolidée à 100 kPa, l'essai E3 est l'essai de chargement isotrope réalisé sur une pâte saturée consolidée à 100 kPa, et enfin l'essai HUM100 est l'essai œdométrique réalisé sur un échantillon compacté à l'OPN, après un chargement à 100 kPa à teneur en eau constante.

Tableau.7-4. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais de la série 1-échantillons consolidés à 100kPa- et la série2 - échantillons compactés à l'OPN-.

Paramètres	Série1	Série2
S_e (MPa)	2	2
P'_0 (kPa)	110	400
λ_0	0.153	
κ_0	0.046	
r	2.5	1.25
β (kPa ⁻¹)	0.002	0.002
k	1.997	1.826
R (m)	$8.75 \cdot 10^{-8}$	
T_s (à 22°)(kN/m)	$7.24 \cdot 10^{-5}$	

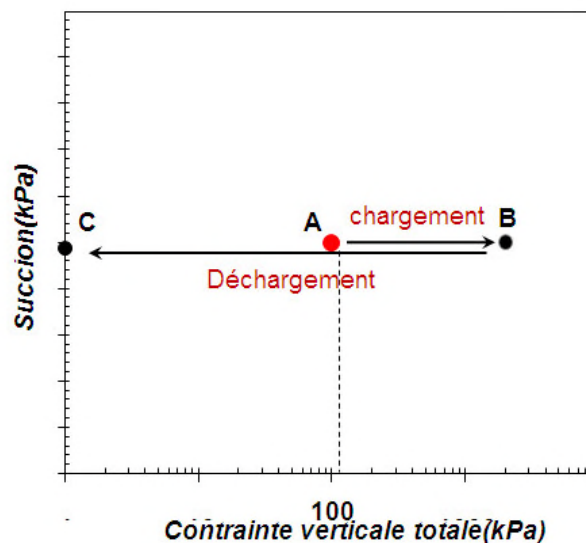


Figure.7-21. Chemin de simulation des essais œdométriques à succion contrôlée de la série1 et 2.

Dans le cas des résultats de la série1, et pour des suctions inférieures à 2000 kPa, après l'application du chargement de 100 kPa, les échantillons sont normalement consolidés (ou légèrement surconsolidé ($P'_0 < 110$ kPa)). La mise en succion induit des déformations plastiques, et la contrainte de préconsolidation à la fin de cette phase est égale à la somme de la contrainte extérieure appliquée qui est égale à 100 kPa et la succion appliquée. Ensuite le chargement suit d'abord une droite de pente κ_0 , et au-delà de la valeur de la contrainte de préconsolidation une droite de pente λ_0 .

Le drainage du sol à des suctions supérieures à 2000 kPa, entraîne une désaturation des échantillons, et un écouvissage positif caractérisé par une augmentation de la contrainte de préconsolidation au fur et à mesure de l'accroissement de la succion. Dans ces circonstances, le sol se trouve dans un état normalement consolidé et les déformations sont plastiques.

Dans le cas de la série2, la contrainte de préconsolidation à l'état saturé est de 400 kPa, cependant la succion initiale est de 700 kPa et la contrainte extérieure est de 100kPa, ce qui permet de dire qu'avant la phase de drainage la contrainte de préconsolidation vaut 800 kPa. L'imposition de succion inférieure à la succion initiale induit une humidification. Sur un tel chemin, la contrainte de préconsolidation reste constante, et le sol suit un chemin élastique de pente κ_0 . Si les valeurs de succion imposées sont supérieures à la succion initiale, l'échantillon est drainé, et la contrainte de préconsolidation sera égale à la contrainte effective appliquée. Au-delà d'une succion $S=2000$ kPa, un écouvissage positif dû à la non-saturation se produit. Durant la phase de chargement, et pour des contraintes effectives inférieures à la contrainte de préconsolidation actuelle, le sol suit un chemin élastique, et un chemin plastique de pente $\lambda(\pi_{eq})$ dans le cas contraire.

Bien que l'aspect qualitatif et quantitatif des courbes œdométriques soit assez bien reproduit, on note les remarques suivantes :

- Dans le domaine saturé à succion non nulle, les résultats des deux séries ont montré que la contrainte de préconsolidation ne dépend pas uniquement des conditions de contraintes appliquées mais aussi de la succion imposée. Cependant, cet aspect n'est pas pris en compte par le modèle, qui considère que la contrainte de préconsolidation dans ce domaine est indépendante de la succion. La même remarque peut être faite concernant la pente de compressibilité plastique. Dans ce domaine ($S \leq 2000$ kPa), généralement les courbes obtenues par le modèle divergent des courbes expérimentales. La différence dans l'indice des vides en fin chargement s'élève dans certains cas pour la série 1 à 7 % et à pratiquement plu que le double (15 % à 20%) pour la série2.
- Dans ce même domaine, l'évolution de la compressibilité plastique en fonction de la contrainte capillaire (pour $S \leq S_{er}$, $\pi_{eq}=S$), montre que cette dernière évolue d'une manière non monotone (Figures. 7-44 et 7-45). Ceci nous rappelle les constatations de Geiser, 1999 concernant l'influence de la variable considérée (contraintes totales ou effectives) dans l'étude de l'évolution de la compressibilité plastique (cf. chapII, §2.4.1). L'équation 7-9 ne permet pas de prédire une telle évolution. Pour cela, on a considéré dans le domaine non saturé une moyenne entre les pentes calculées, et on a calé les paramètres r et β en fonction de cette valeur. Dans le cas de la série 1, les pentes de compressibilité dans le domaine non saturé ($S=6000$ kPa et 8000 kPa) sont proches, au contraire, de la série 2 où les pentes de

compressibilité pour les essais à $S=4000$ kPa à 8000 kPa divergent. Dans ce cas, l'adoption d'une valeur moyenne de 0.19 induit des déformations plastiques légèrement plus importantes dans le cas des compressibilités inférieures à cette valeur (cas de $S=8000$ kPa), et moins importantes pour des compressibilités plus que cette valeur (cas de $S=4000$ kPa et 6000 kPa).

- Pour la pente de compressibilité élastique, le modèle suppose que cette dernière est constante, ce qui ne s'ajuste pas avec nos résultats, dans lesquels on a constaté une diminution de cette pente en fonction de la succion. Ceci explique la divergence observée entre les simulations et les résultats expérimentaux sur chemin de déchargement.

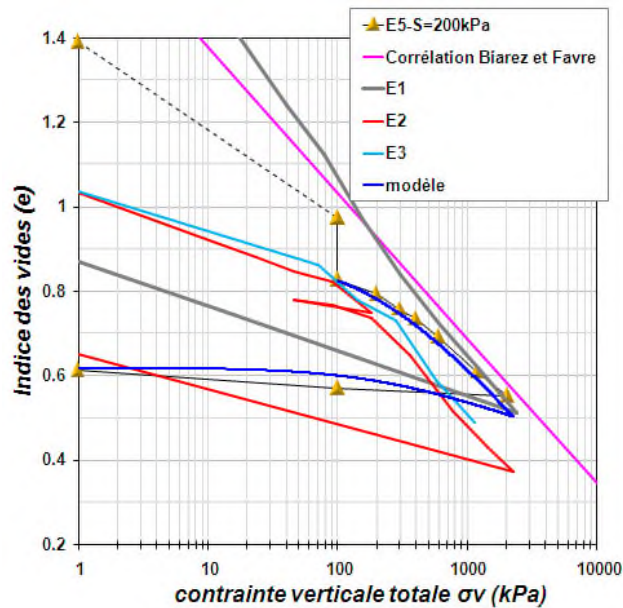


Figure.7-22. Simulation de l'essai E5 de la série 1 dans le plan des contraintes totales.

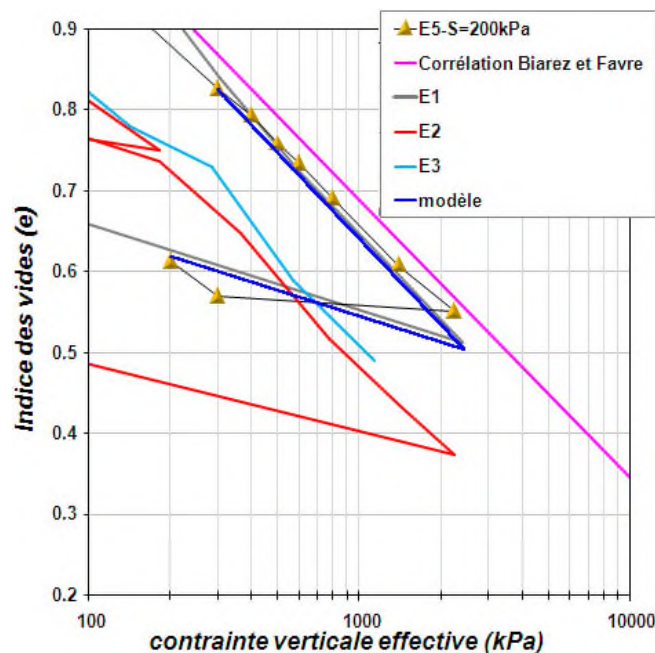


Figure.7-23. Simulation de l'essai E5 de la série 1 dans le plan des contraintes effectives.

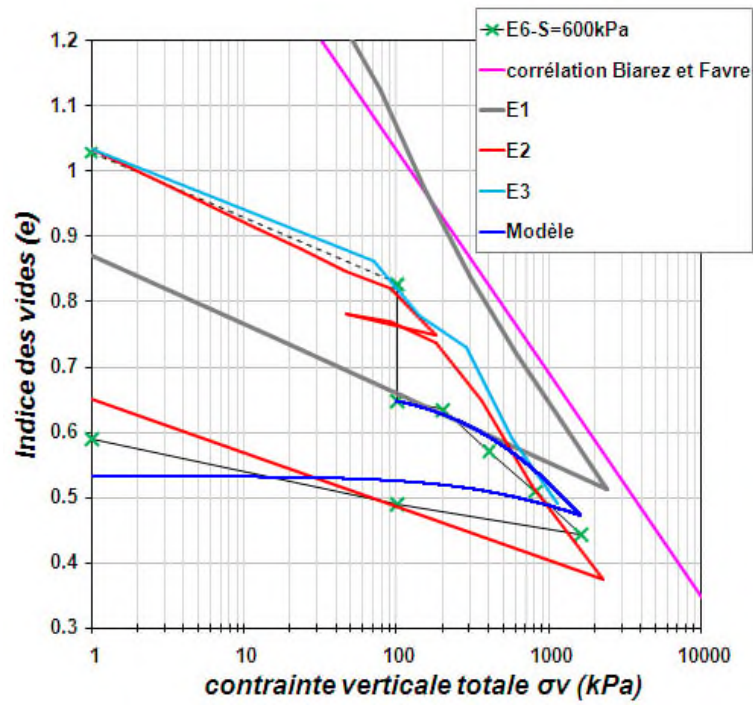


Figure.7-24. Simulation de l'essai E6 de la série 1 dans le plan des contraintes totales.

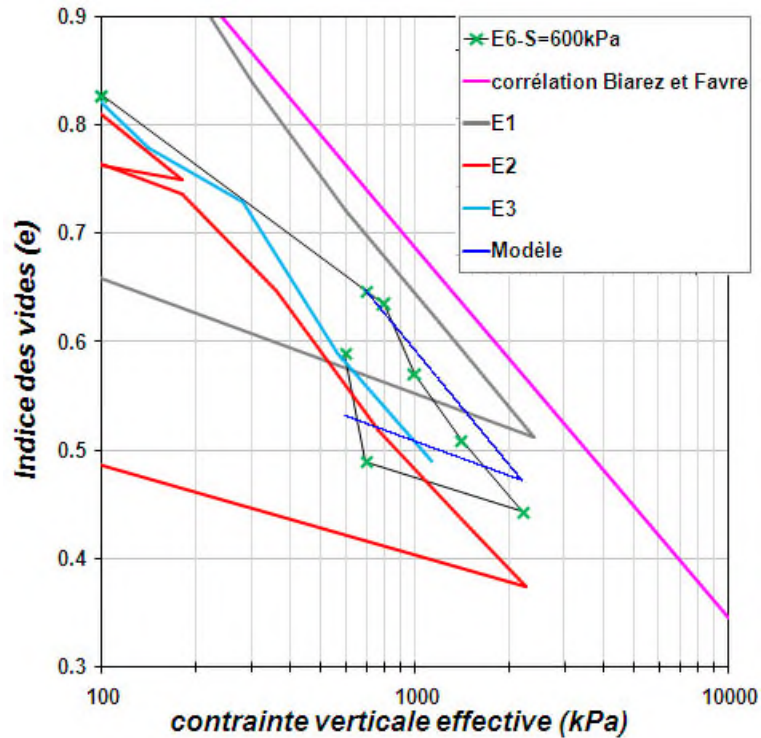


Figure.7-25. Simulation de l'essai E6 de la série 1 dans le plan des contraintes effectives.

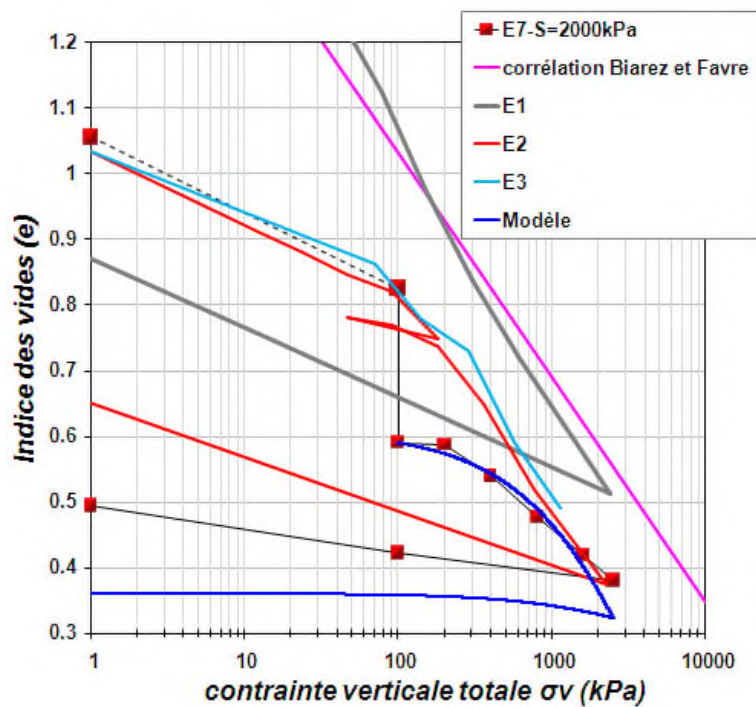


Figure.7-26. Simulation de l'essai E7 de la série 1 dans le plan des contraintes totales.

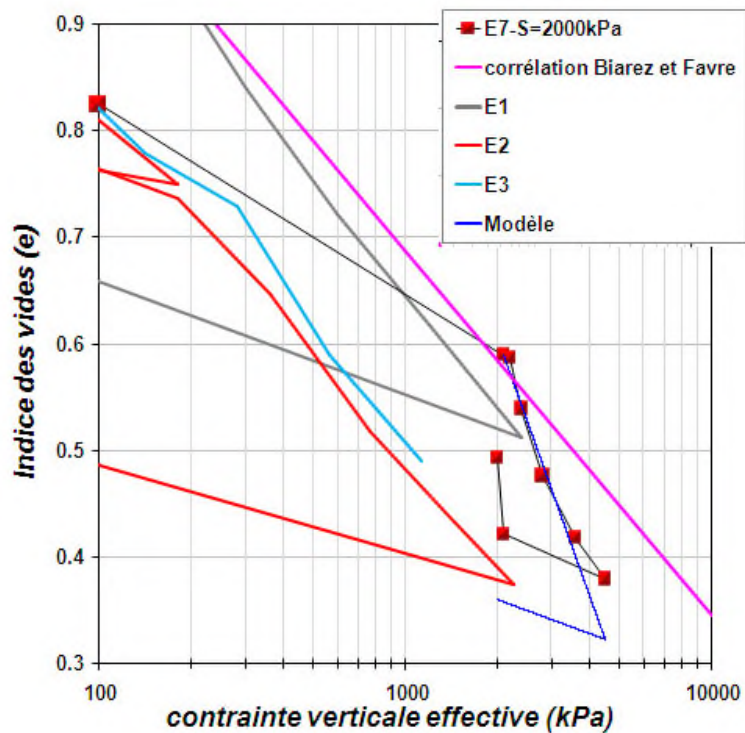


Figure.7-27. Simulation de l'essai E7 de la série 1 dans le plan des contraintes effectives.

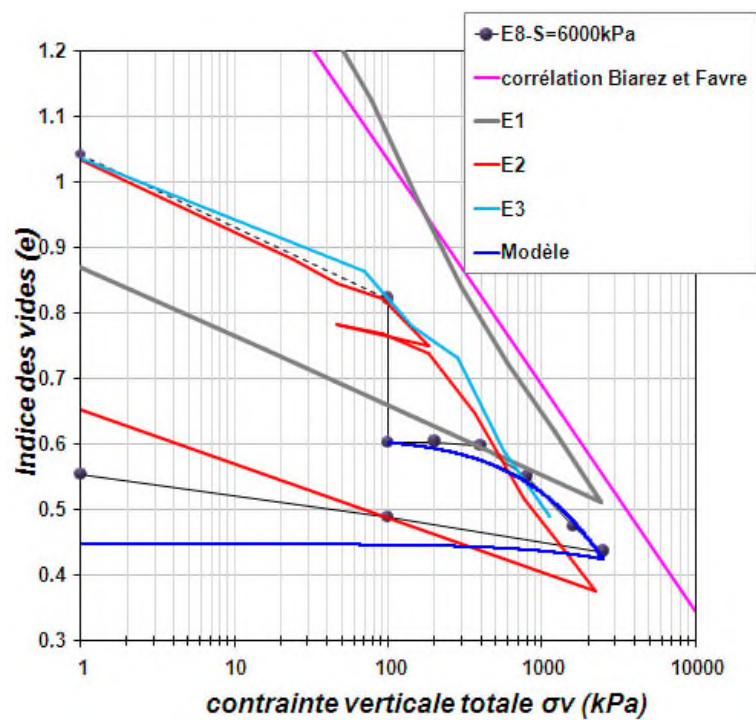


Figure.7-28. Simulation de l'essai E8 de la série 1 dans le plan des contraintes totales.

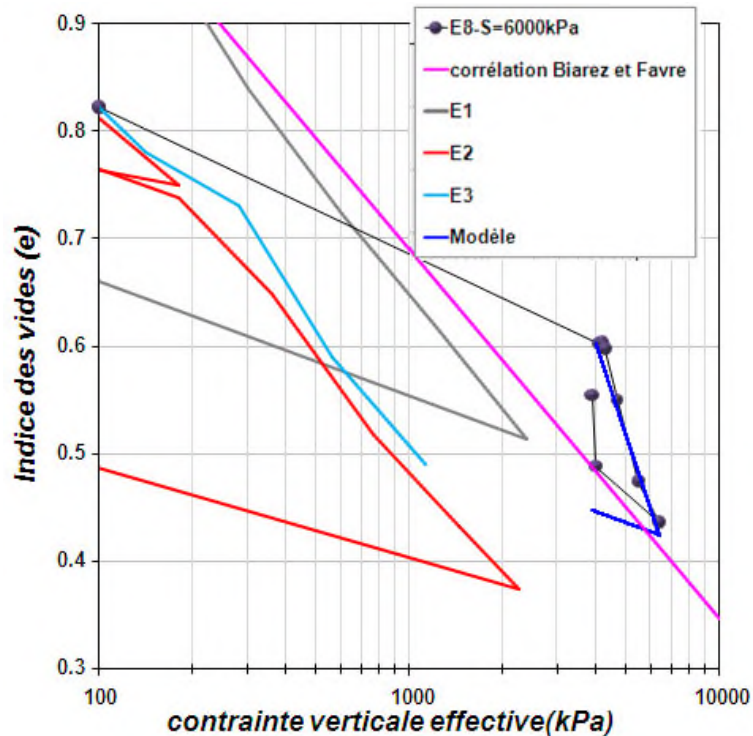


Figure.7-29. Simulation de l'essai E8 de la série 1 dans le plan des contraintes effectives.

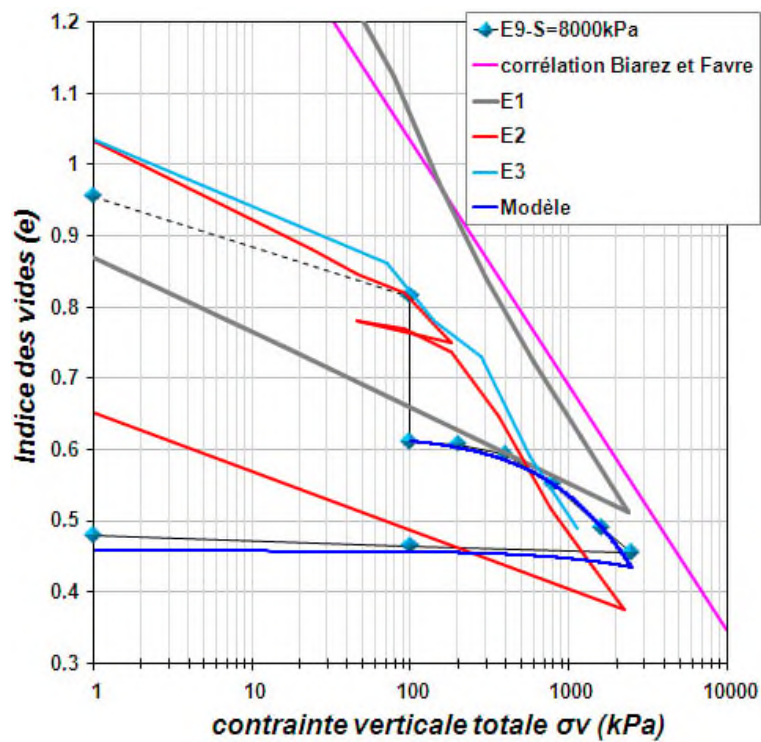


Figure.7-30. Simulation de l'essai E9 de la série 1 dans le plan des contraintes totales.

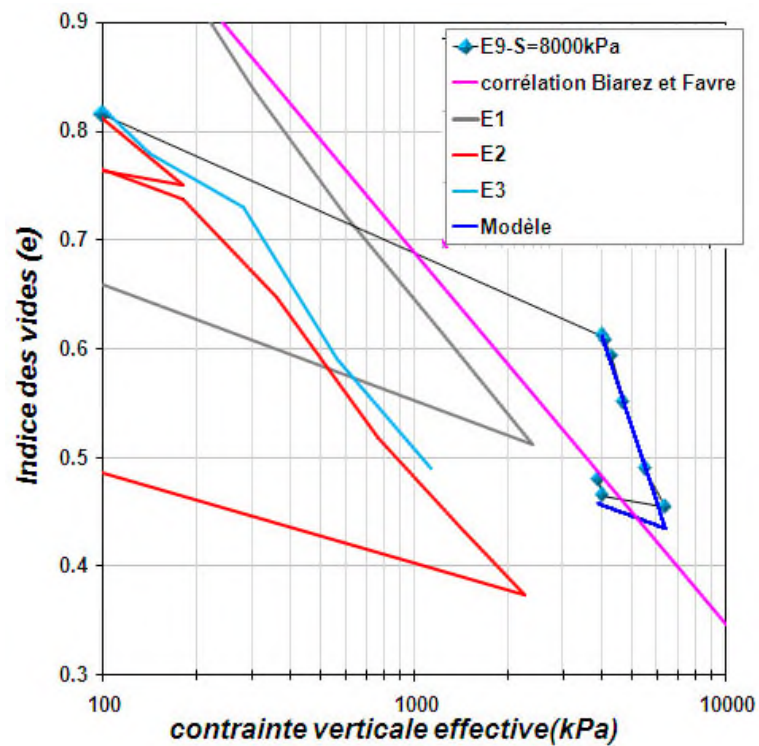


Figure.7-31. Simulation de l'essai E9 de la série 1 dans le plan des contraintes effectives.

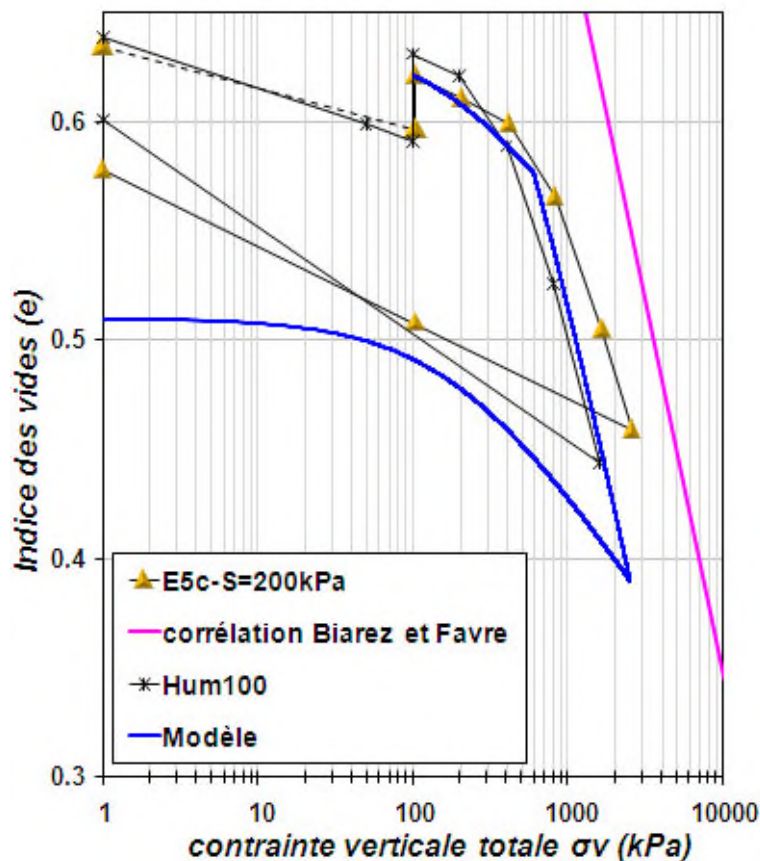


Figure.7-32. Simulation de l'essai E5c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

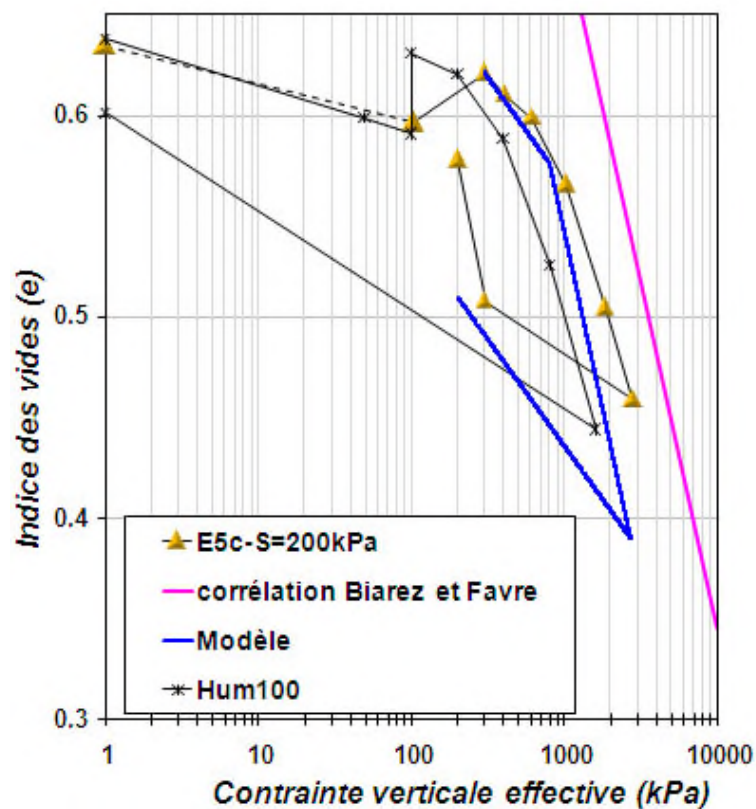


Figure.7-33. Simulation de l'essai E5c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

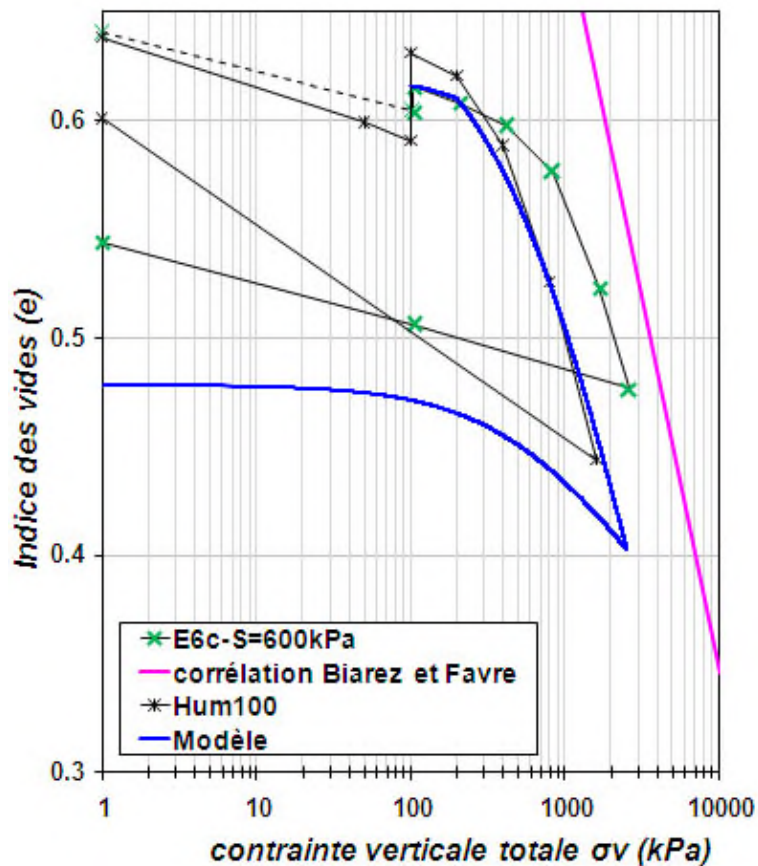


Figure.7-34. Simulation de l'essai E6c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

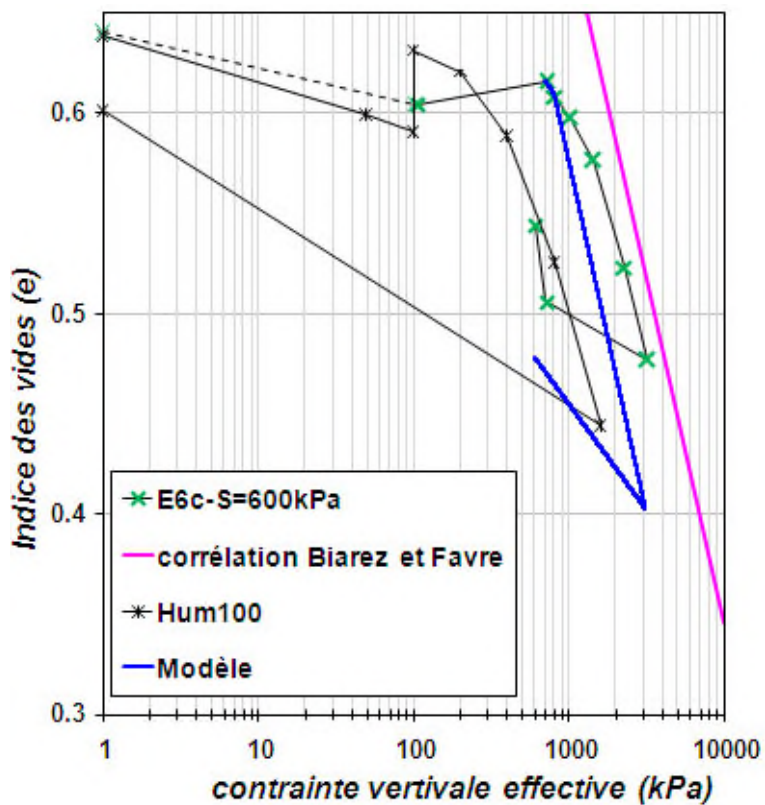


Figure.7-35. Simulation de l'essai E6c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

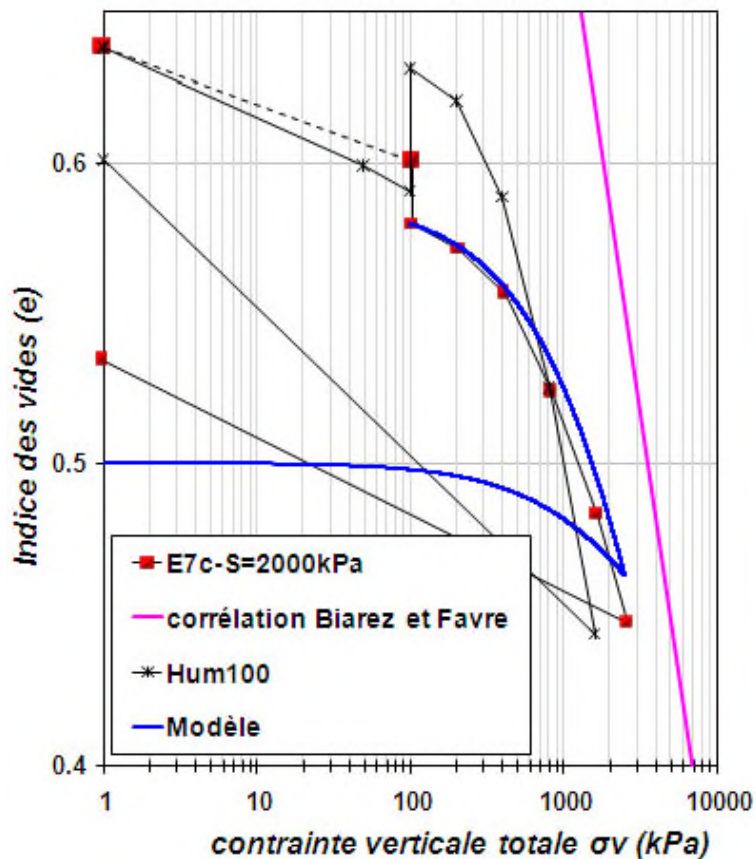


Figure.7-36. Simulation de l'essai E7c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

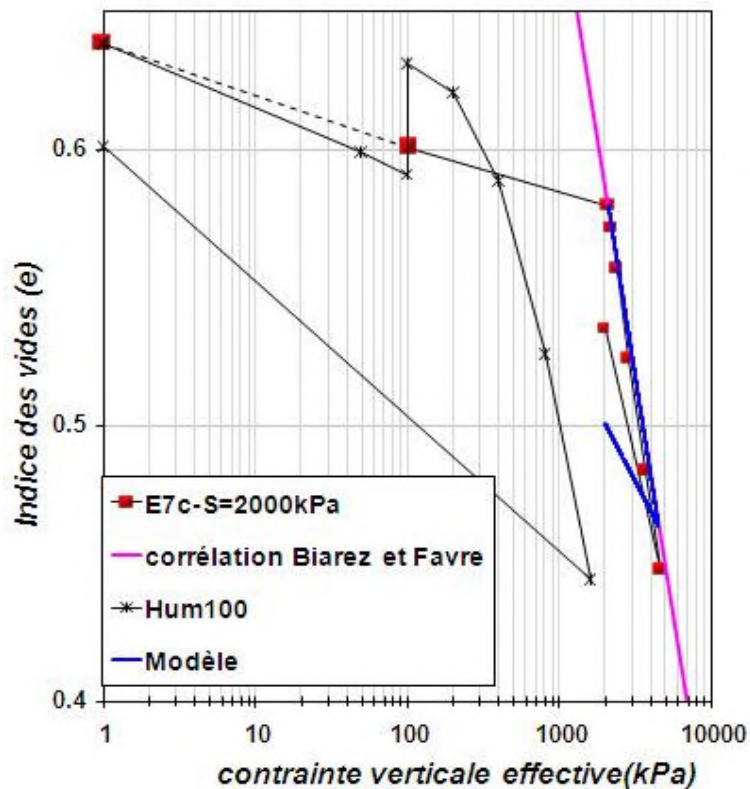


Figure.7-37. Simulation de l'essai E7c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

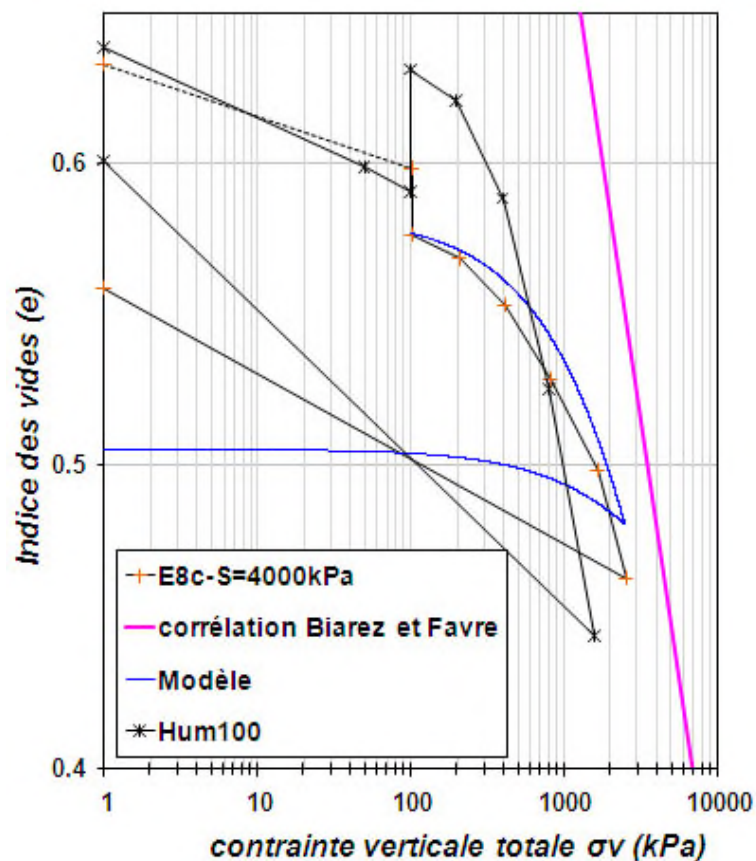


Figure.7-38. Simulation de l'essai E8c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

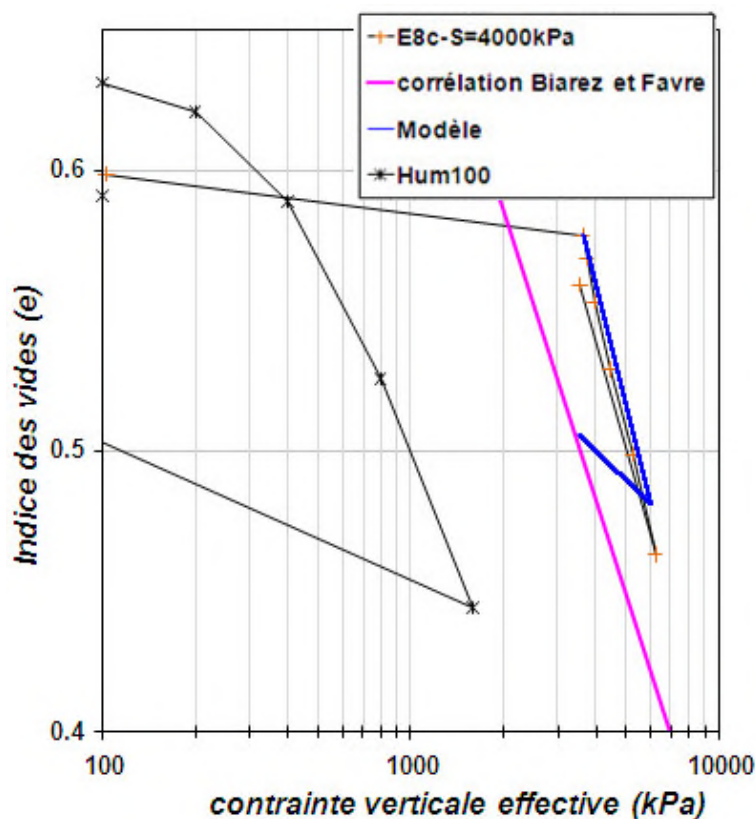


Figure.7-39. Simulation de l'essai E8c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

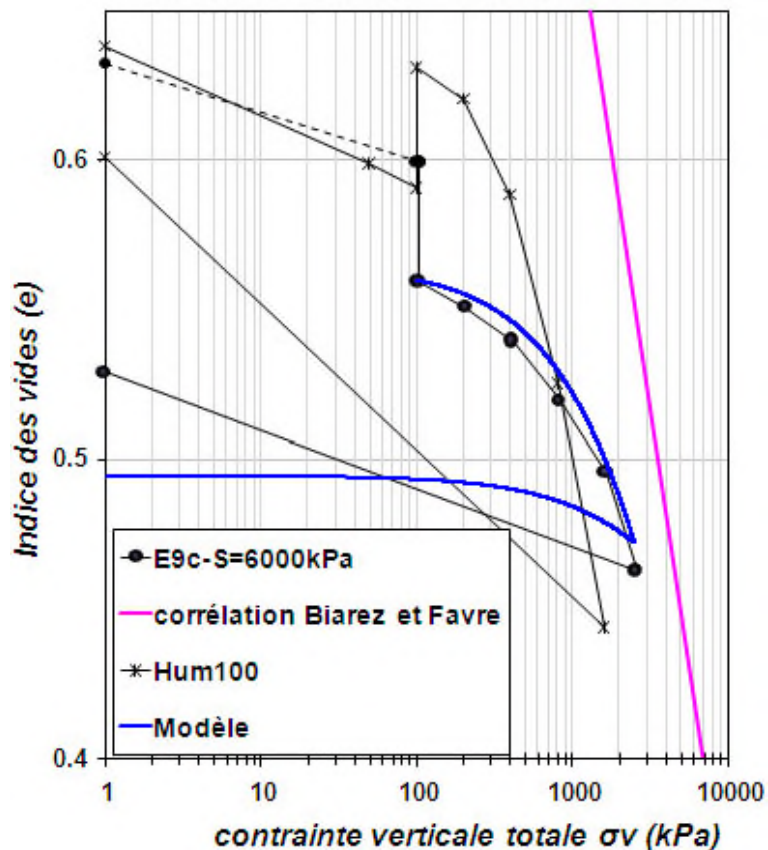


Figure.7-40. Simulation de l'essai E9c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

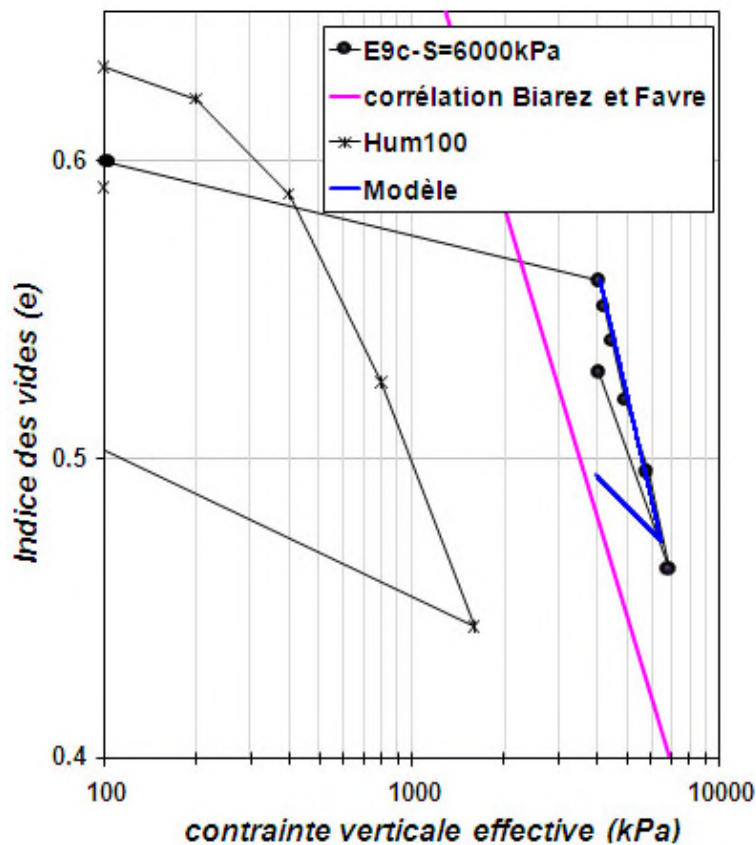


Figure.7-41. Simulation de l'essai E9c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

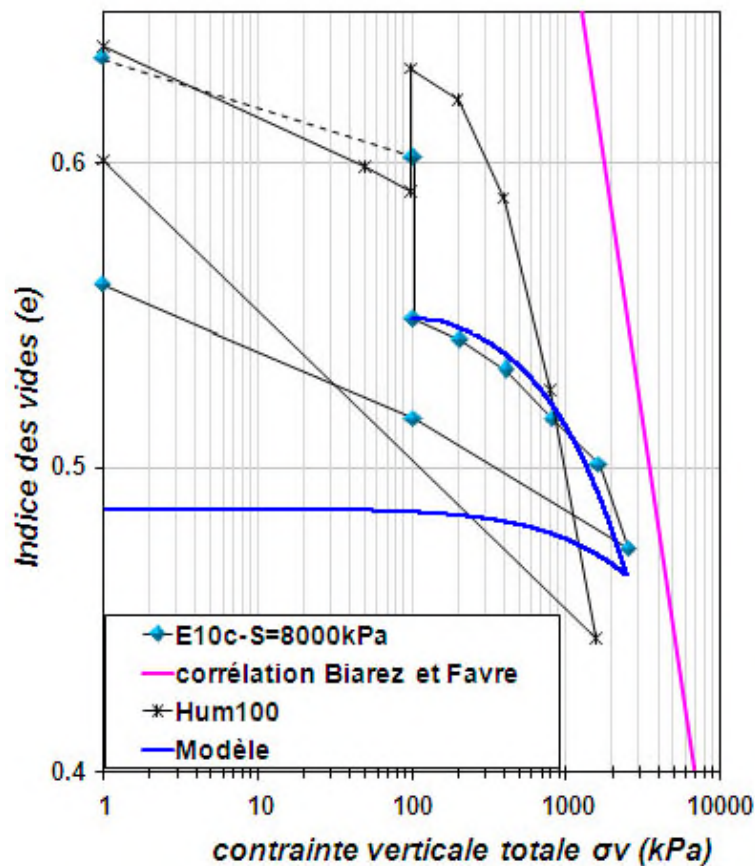


Figure.7-42. Simulation de l'essai E10c de la série 2 dans le plan des contraintes totales.

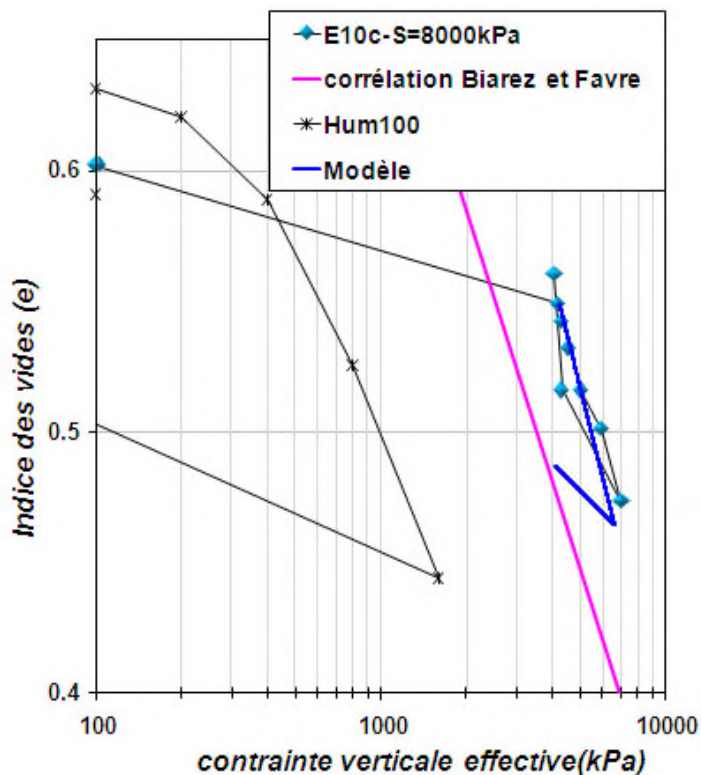


Figure.7-43. Simulation de l'essai E10c de la série 2 dans le plan des contraintes effectives.

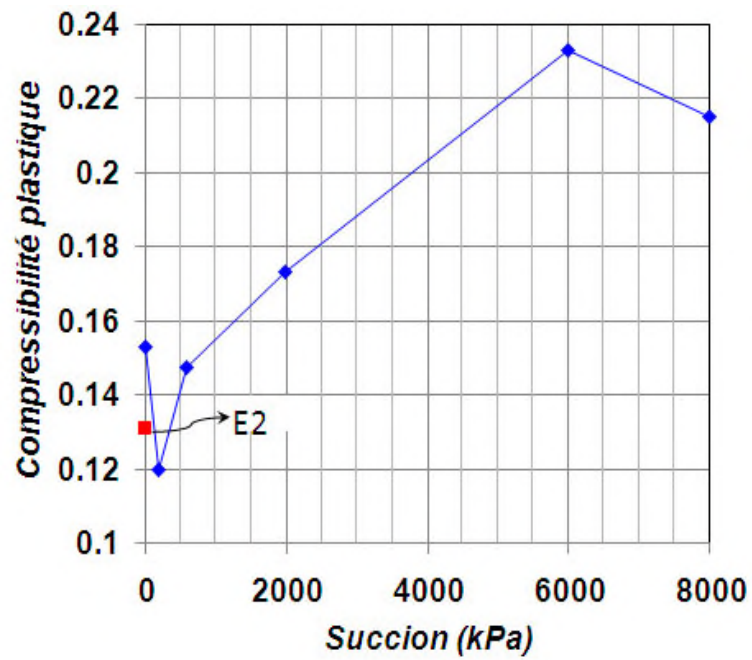


Figure.7-44. Évolution de la compressibilité en fonction de la succion pour la série1, déterminée dans le plan des contraintes effectives généralisées.

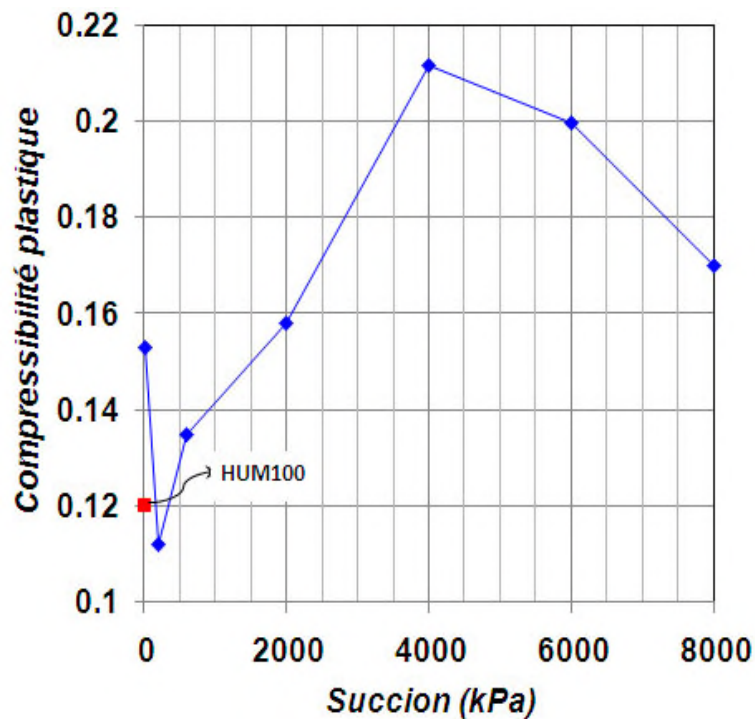


Figure.7-45. Évolution de la compressibilité en fonction de la succion pour la série2, déterminée dans le plan des contraintes effectives généralisées.

7.5. CONCLUSION :

Ce chapitre présente une approche unifiée pour la modélisation du comportement mécanique des sols saturés et des sols non saturés basée sur le concept de contrainte effective tel qu'il a été écrit par Terzaghi pour le domaine saturé et sur une définition généralisée de la contrainte effective pour le domaine non saturé. Le modèle est écrit dans le cadre de l'élastoplasticité et introduit un écrouissage en succion.

On doit rappeler dans ces conclusions que la modélisation du domaine non saturé est basée sur un nombre très réduit de paramètres. Aussi, les passages entre les domaines saturé et non saturé se font sans difficulté du moment qu'on utilise la même approche pour les deux domaines.

Les simulations qualitatives et quantitatives qu'on a présentées montrent que le modèle reproduit correctement les principales caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés.

Certaines lacunes ont été décelées, notamment la non-prise en compte du modèle du cas de l'évolution non monotone de la compressibilité plastique, et la considération de l'indépendance de la pente de compressibilité élastique vis-à-vis de la succion.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a été réalisé dans le but de traiter plusieurs aspects importants et qui peuvent se résumer dans les points suivants : le développement et la mise en œuvre de techniques expérimentales pour les sols non saturés ; l'application de ces techniques pour la caractérisation du comportement hydromécanique d'un matériau de noyau de barrage ; la simulation des mesures effectuées par un modèle de comportement élastoplastique basé sur le concept de contrainte effective généralisée.

Pour effectuer les essais, on s'est basé sur deux techniques d'imposition de succion à savoir la technique osmotique et la technique de contrôle par phase vapeur. La première technique a servi à l'adaptation d'un œdomètre à double échange. Cet appareil a été aussi muni d'un système permettant la mesure des variations des échanges d'eau au cours des essais œdométriques à succion contrôlée. Ce système est basé sur une méthode qui a fait ses preuves dans le domaine de la géophysique, qui est la méthode électrique. Cette technique semble prometteuse et peut être présentée comme alternative aux méthodes existantes (mesure par tube capillaire ou par pesée de la solution PEG), malgré quelques difficultés rencontrées durant les mesures.

Le sol utilisé dans le cadre de ce travail est l'argile du noyau du barrage de Boughrara, classifiée selon la classification unifiée USCS/ LCPC comme une argile très plastique faiblement organique :At-fO. Le protocole expérimental proposé comprenait en plus des essais d'identification et œdométriques saturés, des essais de drainage humidification, des essais œdométriques à succion contrôlée et aussi des essais d'humidification sous charge constante. Les conditions initiales des essais se résument comme suit : pâte saturée à $w_i=1.2w_L$ et consolidée à 100 kPa, ainsi que compactée quasi statiquement à différents teneurs en eau et densités sèches.

L'interprétation de l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus permet de proposer un comportement général pour l'argile de Boughrara.

Sur chemin de drainage humidification

- La caractérisation hydrique sur chemin de drainage humidification a permis de définir les caractéristiques de désaturation et de retrait en terme de teneur en eau et de succion. Ce chemin est caractérisé par une hystérèse hydrique dans le domaine saturé qui disparaît après désaturation.
- Pour l'argile initialement saturée, un domaine saturé à succion non nulle a été mis en évidence. Dans ce domaine on peut parler d'une équivalence entre l'effet de la succion et celui de la contrainte mécanique, justifiant une interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi.
- L'influence de la préconsolidation mécanique a été mise en évidence. On retiendra d'une manière générale que si, sur chemin de drainage, la contrainte de préconsolidation est dépassée et que le sol ne c'est pas désaturé, la courbe de drainage rejoint la courbe de drainage du matériau saturé. Ceci a été observé dans le cas des échantillons consolidés à 100 kPa et même compactés à l'OPN.

- Pour une différence de l'ordre de 2 % dans la valeur de la densité sèche, que se soit sur la branche sèche ou humide de la courbe Proctor, les courbes de drainage humidification restent superposées. Cependant le compactage des échantillons à des teneurs en eau différentes (3 points en plus ou en moins par rapport à l'optimum Proctor), induit une différence sur le comportement sur le chemin de drainage humidification, qui est plus marquée dans le plan $[Sr, \log(S)]$, de façon à ce que pour une succion donnée, la valeur du degré de saturation est d'autant plus faible que la teneur en eau de compactage initiale est plus élevée. Cette différence met en évidence l'effet microstructural, indiquant une structure plus ouverte du côté sec de l'optimum. Au-delà d'un certain seuil de succion, qui est de l'ordre de 30 MPa, les courbes de drainage se rejoignent. Dans ce domaine, les propriétés d'adsorption de l'argile dominant le comportement hydrique du matériau.
- Sur chemin de drainage, Il apparait le potentiel de retrait maximal est lié à la teneur en eau la plus élevée, tandis que sur chemin d'humidification, le potentiel de gonflement maximal est plutôt lié observé aux échantillons les plus denses.

Sur chemin œdométrique à succion contrôlée :

Les conditions initiales considérées sont : pâte consolidée à 100 kPa et compacté à l'OPN. L'imposition de la succion pour le cas de ces essais suit l'application d'un chargement de 100 kPa.

- Pour les deux états initiaux considérés (consolidé à 100 kPa et compacté à l'OPN), on a constaté que le drainage ou l'humidification des échantillons sous une contrainte de 100 kPa induit une amplitude du retrait ou de gonflement plus faible que dans le cas de contrainte nulle. Les mesures du degré de saturation entreprises par la méthode de résistivité durant la phase de mise en succion ont montré aussi que l'effet de la charge appliquée se traduit par une augmentation de la capacité de rétention d'eau des échantillons sur chemin de drainage. Sur chemin d'humidification, il se traduit par une faible teneur en eau finale par rapport aux échantillons humidifiés sous contrainte nulle ou plus faible (charge du piston). Ce couplage hydromécanique est aussi observé sur la phase de chargement, où l'application de contraintes croissantes induit une augmentation du degré de saturation mesuré, bien que la succion imposée reste constante.
- L'imposition de la succion au sol a une influence sur les paramètres de compressibilité ainsi que sur la pression de préconsolidation apparente. Il a été constaté que l'application de succion croissante induit une rigidification de la structure du sol qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation apparente.
- En ce qui concerne la pente de compressibilité plastique, les tendances observées diffèrent selon la variable considérée. Si l'on considère les contraintes totales, une diminution de la pente de compressibilité plastique est observée, tandis que c'est le contraire qui se passe si l'on considère la contrainte effective de Terzaghi. Dans le cas de la contrainte effective généralisée, l'évolution de la compressibilité plastique est non monotone.

-
- Pour la pente de compressibilité élastique, il semble que cette dernière est peu influencée par la succion.
 - La représentation des résultats en fonction de la contrainte effective de Terzaghi a confirmé la validité de ce principe tant que le sol reste saturé, c.-à-d. pour des succions inférieures à 2000 kPa. Cependant, Le dépassement de cette valeur de succion entraîne une désaturation des échantillons. Dans ce cas-là, on a eu recours à une définition généralisée de la contrainte effective. Les courbes retracées en fonction de cette contrainte se regroupent autour de la droite NC saturée, justifiant une interprétation des résultats avec ce principe.

Pour les essais d'humidification sous charges constante

L'ensemble de ces essais nous a permis d'identifier la relation entre les conditions initiales de compactage en termes de densité sèche et teneur en eau ainsi que la contrainte appliquée sur le comportement volumique.

- Le gonflement se manifeste lorsque la charge est faible, tandis que l'effondrement a lieu quand la charge est plus importante.
- Quant à l'influence de la structure du sol sur le comportement, elle est traduite par l'influence de la densité sèche et la teneur en eau. Plus le sol est compact, plus son potentiel de gonflement est grand et plus la possibilité d'effondrement lors du mouillage est faible. Ceci rejoint en partie les constatations faites sur le rôle de la densité sèche sur chemin d'humidification. En revanche, le gonflement maximal et par conséquent l'effondrement minimal apparaissent plutôt liés à la teneur en eau la plus élevée.

Tous ces résultats, 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.

Un choix s'est fait sur le modèle *Dumont et al, 2010*, qui est un modèle basé sur une définition généralisée de la contrainte effective, écrit à l'origine pour la simulation du comportement THM des sols saturés et non saturés, dont on s'est limité à sa partie isotherme. L'ensemble des simulations qualitatives et quantitatives des essais de drainage humidification ainsi que des essais oedométriques à succion contrôlée ont montré l'aptitude du modèle à reproduire l'ensemble de ces résultats et ceci avec un nombre de paramètres assez réduit tout en assurant un passage continu entre le domaine saturé et non saturé.

PERSPECTIVES.

Comme perspectives, il serait intéressant :

- D'étudier l'amélioration de la méthode de résistivité, et ceci en assurant une meilleure fixation et qualité des électrodes (argent, Or, plaqué-Or). On pense aussi à l'automatisation des injections de courant et des mesures, ainsi que l'adaptation de cette technique à la cellule triaxiale.

-
- De réaliser des essais triaxiaux sur l'argile de Boughrara avec la cellule osmotique déjà confectionnée avec la collaboration du laboratoire LOMS au Havre, ce qui permettra de compléter la caractérisation de ce matériau sur chemin déviatoire.
 - D'améliorer le modèle de Dumont et al, 2010 afin qu'il puisse prendre en compte la modélisation des échanges hydriques par l'intégration d'une variable en plus, comme le degré de saturation, la teneur en eau volumique ou le volume spécifique de l'eau.
 - D'aborder un problème aux limites qui consiste à modéliser le noyau du barrage de Boughrara durant les différentes phases : de construction, de remplissage et de vidange du barrage.

ANNEXE 1

Plan de réalisation de l'œdomètre

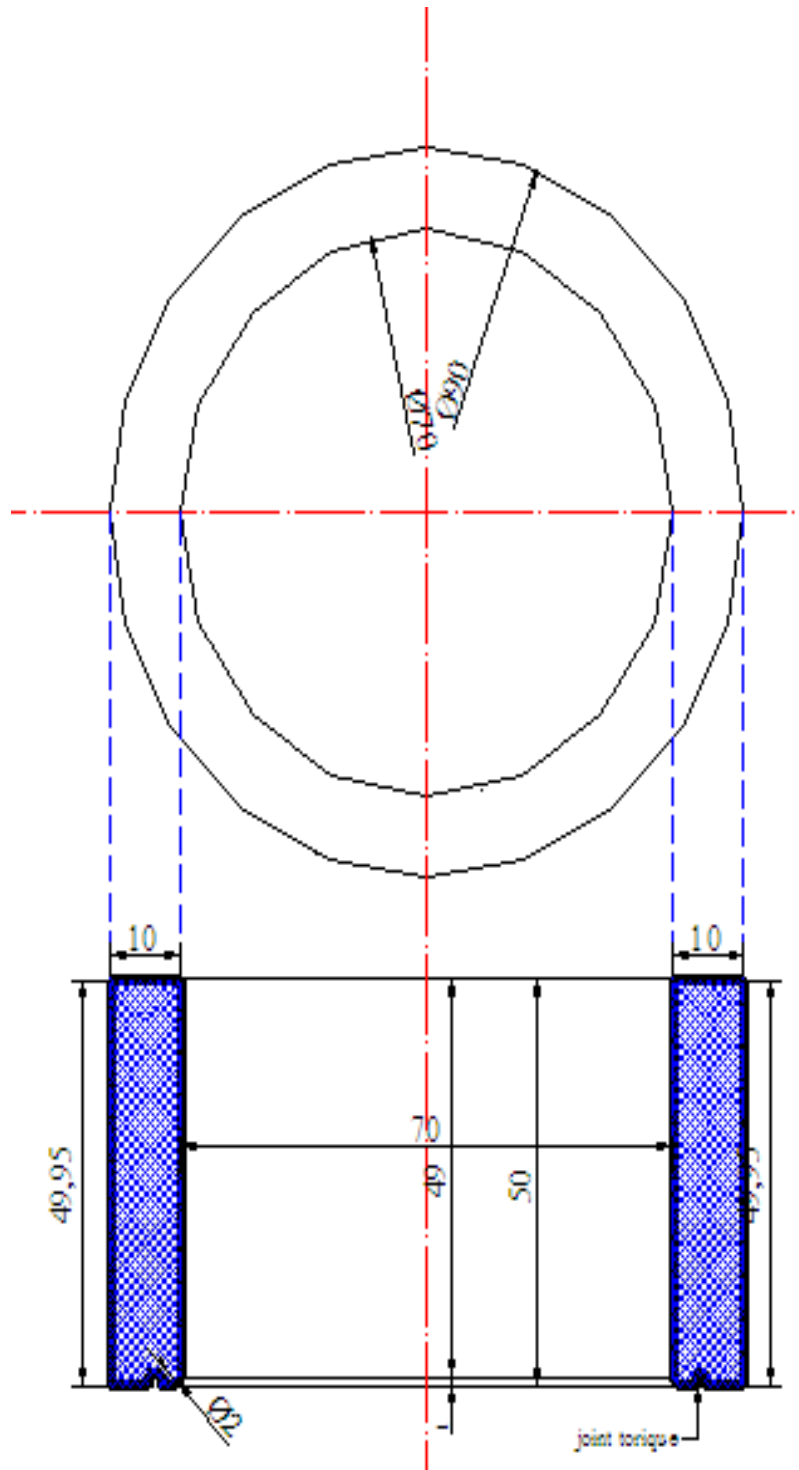


Figure A1-1. Détail de la bague

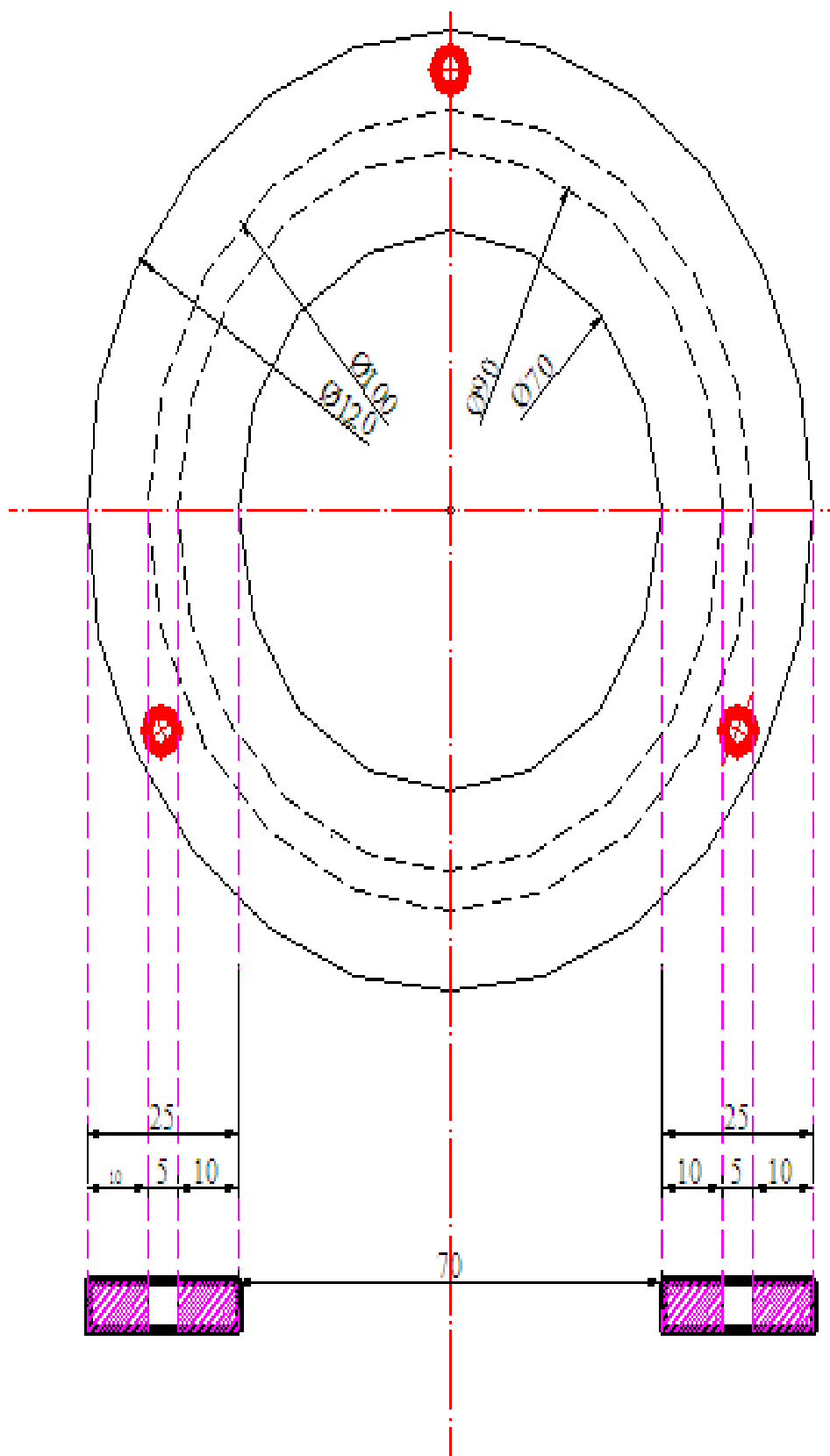


Figure A1-3. Système de fixation de la bague

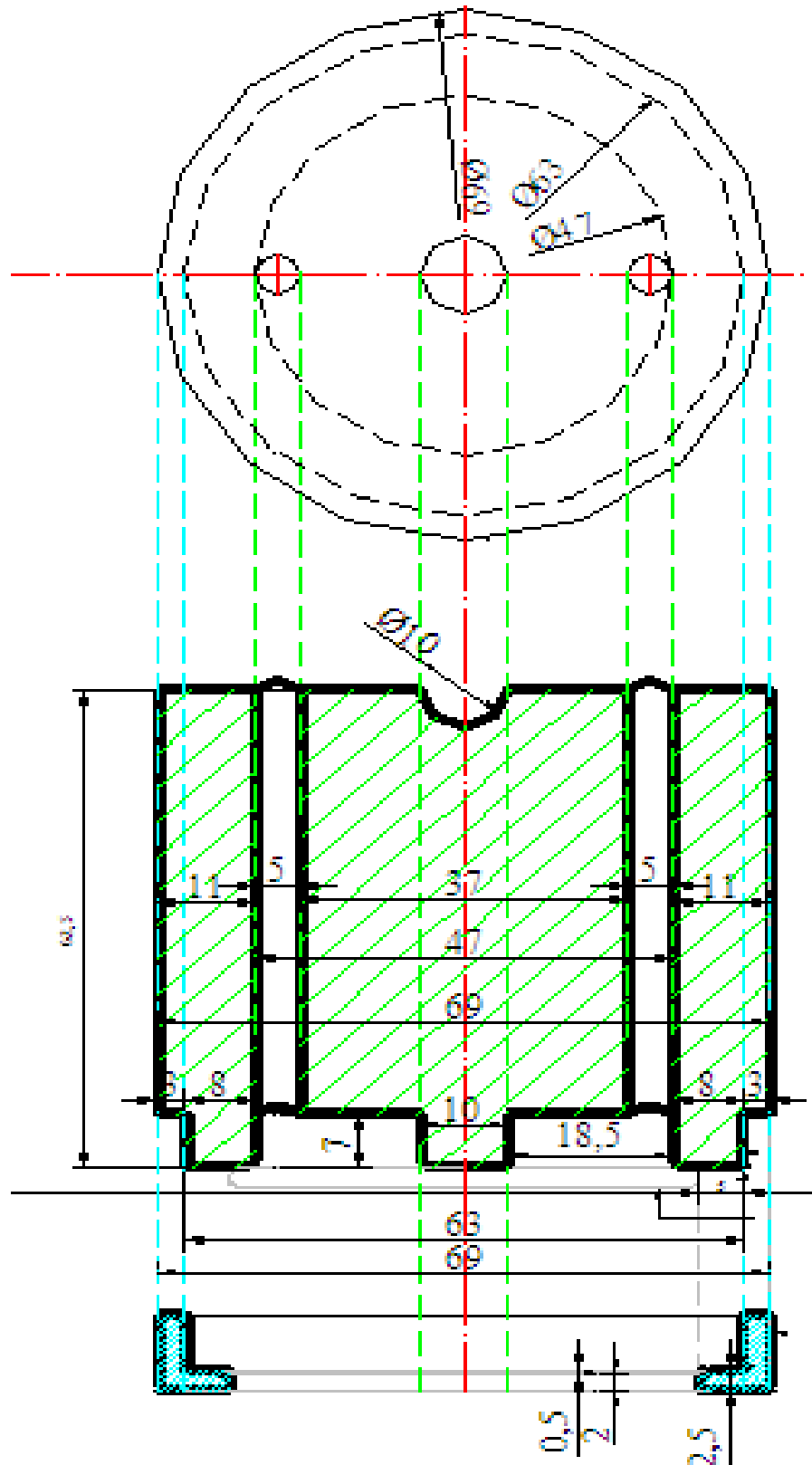


Figure A1-4. Détail du piston

ANNEXE 2

Durée des essais réalisés

Type d'essai	Temps de réalisation de l'essai	Remarques
Essais d'identification	20 jours	
Consolidation des échantillons à 100kPa	45 jours	
Caractérisation à l'état saturé : <i>Essais oedométriques sur pâte saturée et consolidée à 100 kPa et essai de compression isotrope sur échantillons consolidé à 100 kPa.</i>	50 jours	Essais œdométrique sur la pâte saturée et consolidée à 100 kPa ont été refaitent 2 fois
Essais de drainage humidification :		
<i>Sur pâte à 1.2w_L</i>	60 jours	refaite trois fois
<i>Sur pâte consolidée à 100kPa</i>		
<i>Sur échantillons compactés</i>	60 jours	
Essais œdométriques à succion contrôlée :		
<i>Confection de l'œdomètre osmotique</i>	365 jours	(confection en France)
<i>Sur échantillons consolidés à 100 kPa</i>	420 jours	
<i>Sur échantillons compactés à l'OPN</i>	420 jours	
Essai d'humidification sous charge constante	530 jours	
Total	1970 jours ≈ 5 ans	

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abou-Bekr N. (1995). Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris.
- Abu-Hassanien Z.S., Benson C. H., Blotz L. R. (1996). Electrical Resistivity of Compacted Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 22, n°. 5, pp. 397-406.
- AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais -Identification granulométrique - Méthode de tamisage par voie humide. XP P94-041.
- AFNOR .(1998). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode par calcination. XP P94-047
- AFNOR .(1996). Sols : reconnaissance et essais -Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre. NF P94-048
- AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage .NF P94-050
- AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051
- AFNOR .(1991). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. NF P94-054
- AFNOR .(1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. NF P94-057
- AFNOR .(1999). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal- Essai Proctor modifié. NF P94-093
- AFNOR .(1993). Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. NF P94-068
- Agus S.S., Schanz T. (2005). Effect of shrinking and swelling on microstructures and fabric of a compacted bentonite-sand mixture. In: H. Bilsel, Z. Nalbantoglu (eds) *Proceedings of International Conference on Problematic Soils GEOPROB 2005*, Famagusta, vol 2. Eastern Mediterranean University Press, Famagusta, pp. 543-550, 25-27 May 2005.
- Aitchison G.D., Bonald I.B. (1956). Some preliminary studies of unsaturated soils. (b) Effective stresses in unsaturated soils. *Proc. 2nd Austr.-N. Zeland Conf. SMFE*: 192-199. Christchurch.

-
- Aitchison G.D. (1959). The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation to the pressure deficiency in the pore water. Proc. of the 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Londres, pp. 135-139.
- Aitchison G.D. (1961). Relationship of moisture, stress and effective stress functions in unsaturated soils . Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth : Londres, pp. 47-52.
- Al-Mukhtar M. (1995). Macroscopic behaviour and microstructural properties of a kaolinite clay under controlled mechanical and hydraulic state. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. E.E. Alonso and P. Delage (eds.), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: pp 3-9.
- Al-Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D., Vanapalli S.K. (1996) .The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stresses. Appl Clay Sci 11(2-4), pp. 99-115.
- Al-Mukhtar M., Qi Y., Alcover J.F., Bergaya F. (1999). Oedometric and water retention behavior of highly compacted unsaturated smectites. Can de Géotech J, vol. 36, pp. 675-684.
- Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. (1987). Special problems soils, General Report. Proc. 9th Eur. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Dublin, Vol. 3, pp. 1087-1146.
- Alonso E.E., Gens A., Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40, n° 3, pp. 405-430.
- Alonso E.E., Lloret A., Gens A. Yang D.Q. (1995). Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5410-583-6. Vol. 1, pp. 11-16.
- Alonso E.E., Romero E., Hoffman C., Garcia-Escudero E. (2001). Expansive bentonite/sand mixtures in cyclic controlled suction drying and wetting. 6th International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 513-542.
- Alshihabi O. (2002). Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé -Influence des cycles de séchage-humidification-. Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies, Lille, France.
- Archie G.E. (1942). The electrical resistivity log as an aid to determining some reservoir characteristics, Trans AIME, 146, pp.54 - 63 .
- ASTM D 4546 - 90, (1990). One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. ISBN : 08031-2129-6. Vol. 4.08, pp. 693-699.
- ASTM D 5298 - 94, (1995). Measurement of soil potential (suction) using filter paper. ISBN : 0-80312129-6. Vol. 4.09, pp. 154-159.

-
- Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudière F., Meimon Y. (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour. pp 3-13.
- Audiguier-Marcel M. (1979). Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture. Mémoire de DEA, Centre de Géologie d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 148 p.
- Audiguier_Marcel M., Delage P. (1987). Etude microscopique et porosimétrique de sols fins naturels dans une perspective géotechnique. Micromorphologie des sols, pp. 493-500.
- Basma A.A., Al-Homoud A.S., Husein Malkawi A.I. Al-Bashabsheh M.A. (1996). Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays. Applied Clay Science, vol. 11, pp. 211-227.
- Barry J. A., Douglas Groom M., Reza E., Jeffrey J. D. (2008). Resistivity methods. In J. A. Barry, J. D. Jeffrey, & M. R. Ehsani (Eds.), Handbook of agricultural geophysicsn Boca Raton, FL: CRC Press. pp. 86-91.
- Bélanteur N., Tachrifet S., Pakzad M. (1997). Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes fortement compactées. Revue Française de Géotechnique, n° 78, pp. 31-50.
- Bernier F., Volckaert G., Alonso E.E., Villar M.V.M., (1997). Suction-controlled experiments on Boom clay. Engineering Geology, vol. 47, pp. 325-338.
- Besson A., Cousin I., Dorigny A., Dabas M., King, D. (2008). The temperature correction for the electrical resistivity measurements in undisturbed soil samples: Analysis of the existing conversion models and proposal of a new model. Soil Science, 173, pp.707-720
- Biarez. J., Favre. J.L, (1975). Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics ", Proceedings of the 2 nd, Int. Conf. on Application of Statistics and Probabilities in Soils Mechanics, Aachen, Vol. 2, pp. 249- 264.
- Biarez J., Fleureau J.-M., Zerhouni M.I. Soepandji B.S. (1988). Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. Revue Française de Géotechnique, n° 41, pp. 63-71.
- Bishop A.W. (1959). The principle of effective stress. Technisk Ukeblad, 106, n° 39, pp. 859-863
- Bishop M., Blight G. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, 13 n°3, pp. 177-197.
- Bishop A.W., Donald I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus". 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1, pp. 13-21 Paris.

-
- Bishop A.W., Edlin A.K.G. (1950). Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in general theory of shear strength . *Géotechnique*, vol. 2, pp. 13-32.
- Blight G.E. (1983). Aspects of the capillary model for unsaturated soils. Proc. 7th Asian Conf. SMFE 1, Haifa, pp. 3-7.
- Bocking K. A., Fredlund, D. G. (1980). Limitations of the axis-translation technique. Proceedings of the Fourth International Conference on Expansive Soils, Denver, Colorado, Vol. 1, pp. 117-135.
- Bolt G.H. (1956). Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays, *Geotechnique*, vol. 6, n°2, pp. 86-93.
- Bolzon G., Schrefler B.A. (1995). State surface of partially saturated soils: An effective pressure approach. *Appl. Mech. Rev.*, Vol 48, n°10, Oct., 643-649.
- Bolzon G, Schrefler B.A., Zienkiewicz, O.C (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalised to partially saturated states, *Geotechnique*, Vol. 46 pp.279-89.
- Bouch M. (1967). Propriétés physiques et mécaniques des sols fins compactés. *Annales de l'Institut Technique di Bâtiment et des Travaux Publics. Série : Sols et Fondation*, 65, n°240, pp.1704-1727.
- Boutonnier L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse de L'INP Grenoble.
- Buisson M.S.R. (2003). Influence of hydraulic hysteresis on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Thèse de Doctorat, Université de Glasgow, UK.
- Bujang B.K.H., Faisal HJ.A., Choong F.H. (2006). Effect of loading rate on the volume change behavior of unsaturated residual soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, pp.1527-1544.
- Burland J.B (1964). Effective stresses in partly saturated soil. Discussion of "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils" by Blight and Bishop, *Géotechnique*, vol. 14, pp. 65-68.
- Camapum De Carvalho J., Cripsel J.J., Mieussens C., Nardone A. (1987). La reconstitution des éprouvettes en laboratoire : Théorie et pratique opératoire. Rapport de Recherche LPC, n°145, 54p.
- Cases J.M., Brend I., Delon J. F., François M., Grillet Y., Michot L., Poirier J.E., Yvon J. (1990). Quelques aspects de l'étude des propriétés texturales des argiles. Dans A. Decarreau (dir.), *Materiaux argileux : Dstructure, propriétés et applications*, Soc. Fr. Min. Cristal. Paris, pp. 307-342.
- Charlier R., Radu J.P., Cescotto S. (1997). The Effect of Hydromechanical Coupling on the Numerical Modelling of Strain Localisation Proceedings of COMPLAS 5, Barcelona, 17-20 March.

-
- Chen Z.H., Fredlund D.G., Gan K.M. (1999). Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. *Can Geotech J*, 36, pp. 321-329.
- Cojean R., Audiguier M., Geremew Z., Laribi S., Thénevin I., Cui Y. J., Tang A.-M., Ta A.N., Heck J.V., Taillefer N., Deffontaines B., Kaveh F., Fruneau B., (2009). Rapport de synthèse final du projet (Aléa et risques sécheresse). Rapport collectif coordonné par Cojean R., en partenariat entre Armines-Mines ParisTech/Centre de Géosciences, l'École des Ponts ParisTech/ UR Navier - Géotechnique, le CSTB et UPE-MLV/OTIG. Projet fondation MAIF. Rapport N°. R090130RCOJ, Centre de Géosciences, Mines ParisTech, Fontainesbleu, France, 144p.
- Collins K., McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24, n° 2, pp. 223-254.
- Coussy, O., Dangla, P. (2002). Approche énergétique du comportement des sols non saturés. dans Coussy & Fleureau (dir.), *Mécanique des sols non saturés*, Hermès, Paris: pp. 137-174.
- Corwin D.L., Lesch S. M. (2005). Apparent soil electrical conductivity measurements in agriculture. *Computers and Electronics in Agriculture*, 46, pp.11-43
- Cui Y.J., (1993). Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique. Thèse de l'ENPC.
- Cui Y.J., Delage P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, vol. 46, n° 2, pp. 291-311.
- Cui Y.J., Yahia-Aissa M., Delage P. (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling soils. *Engineering Geology* 64, pp. 233-250.
- Cuisinier O. (2002). Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy.
- Cuisinier O., Laloui L. (2004). Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28, n°6, 483-499.
- Cuisinier O., Masrouri F. (2003). Comportement hydromécanique d'un sol gonflant sous très fortes succions. *Comptes Rendus Mécanique*, 333, pp. 203-210.
- Cuisinier O., Masrouri F. (2005). Compressibility and fabric of an unsaturated compacted swelling soil. *Proceedings of International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy, 27-29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds). *Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*. Taylor, FrancisGroup, London, pp.411-417

-
- Croney D., Coleman J.D., Black W.P.M., (1958). The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Res. Board Special Report, Washington DC, n° 40, pp. 226-252.
- Day R. W. (1994). Swell-shrink behavior of compacted clay. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 120, n° 3, pp. 618-623.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. Howat, D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.*, 33, pp.150-158.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay, *Engineering Geology*, vol. 50, n°1, pp. 31-48.
- Delage P., Suraj De Silva G.P.R., Vicol T. (1992). Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer. 7th Int. Conf. Expansive Soils, pp.206-211, Dallas.
- Della Vecchia G., Cosentini R., Foti S., Muss G. (2009). Hydro-Mechanical Coupling in Saturated and Unsaturated Soils and its Consequences on the Electrical Behaviour. *Proceedings of the COMSOL Conference 2009 Milan*.
- Dineen K., Burland J.B. (1995). A new approach to osmotically controlled oedometer testing. *Proc. 1st Conf on Unsaturated Soils Unsat'95 2*, pp.459-465, Paris, Balkema.
- Dueck A., Börgesson L., Wadsö L. (2001). Constant volume tests with suction control performed on a swelling clay. 6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris, ENPC, pp. 83-101.
- Dumont M. (2011). Contribution à l'étude du comportement THM des sols partiellement saturés - Aspects expérimentaux et modélisation-. Thèse de Doctorat de l'université du Havre.
- Dumont M., Taibi S., Fleureau J.-M., Abou Bekr N., Saouab A. (2010). Modelling the effect of temperature on unsaturated soils behaviour. *Comptes Rendus Geoscience*, 342, pp.892-900.
- Durlessen H. (1999). Bestimmung der Variation bodenphysikalischer Parameter in Raum und Zeit mit elektromagnetischen Induktionsverfahren (Determination of the spatial and temporal variability of physical soil parameters using electromagnetic induction). Stuttgart: Shaker Verlag (in German).
- Estabragh AR., Javadi AA., Boot J.C. (2004). Effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soil. *Can Geotech J*, 41, pp. 540-550.
- Esteban F. (1990). Caracterización experimental de la expansividad de una roca evaporítica. Thèse de doctorat, Université de Canabria, Santander, Espagne.

-
- Fleureau J. M. (1992). Contribution à l'étude et à la modélisation du comportement des matériaux granulaires polyphasiques. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université Pierre et Marie Curie, Paris V.
- Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S. (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Can Geotech J*, 30, pp. 287-296.
- Fleureau J.-M., Verbrugge J.C., Huergo R., Correia A.G. kheirbek S. (2002). Aspect of the behavior of compacted clayey soils on drying-wetting. paths. *Can Geotech J*, 30, pp. 287-296.
- Fredlund D.G. (1973). Volume change behavior of unsaturated soils. PhD Dissertation, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- Fredlund D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Can Geotech J*, vol. 16, pp. 121-139.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 103, pp. 447-466.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993). *Soils mechanics for unsaturated soils*. New York : John Wiley & Sons. ISBN : 0-471-85008-X. 517 p.
- Fukue M., Minato T., Horibe H., Taya N., (1999). The micro-structures of clay given by resistivity measurements. *Engineering Geology*, 54, n°1-2, pp.43-53.
- Gallipoli D., Gens A., Sharma R., Vaurat J. (2003a). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53, n°1, 123-135.
- Gallipoli D., Wheller S.J., Karstunen M. (2003b). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique*, 53, n° 1, pp. 105-112.
- Gatmiri B., Delage P. (1995). Nouvelle formulation de la surface d'état en indices des vides pour un modèle non linéaire élastique des sols non saturés. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, vol. 2, pp. 1049-1056, Paris, Balkema/Presses des Ponts et Chaussées.
- Geiser F. (1999). Comportement mécanique d'un limon non saturé. Etude expérimentale et modélisation constitutive. PhD thesis, No. 1942, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Gens A. (1995). Constitutive modelling: Application Of compacted soils. Proc, 1st th, Conf on Unsaturated Soil.' (UNSAT'95), Paris, Presses ENPC. vol, 3, pp. 1179-1200.
- Gens A., Alonso E.E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Can Geotech J*, 29, pp.1013-1032.
- Gens A., Alonso A.A., Surriol J., Lloret A. (1995). Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. In Alonso & Delage (eds), Proceedings of the 1st

-
- International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6, vol. 1, pp. 83-88.
- Ghembaza M.S. (2004). Etude du comportement thermo-hydro-mécanique des sols argileux soumis à une pression interstitielle négative. Thèse, Université du Havre.
- Giao P., Chung S., Kim, D., Tanaka H. (2003). Electric imaging and laboratory resistivity testing for geotechnical investigation of pusan clay deposits. *Journal of Applied Geophysics* 52, pp.157-175.
- Graham J., Saadat F., Gray M.N., Dixon D.A., Zhang Q.Y. (1989). Strength and volume change behaviour of sand-bentonite mixture. *Can Geotech J*, 26, pp. 292-305.
- Guduhus G. (1995). A comprehensive concept for non-saturated granular bodies. *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, vol. 2, pp.725-738, Paris, Balkema/Presses des Ponts et Chaussées.
- Guiras-Skandaji H. (1996). Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy.
- Güven N., Low P.F., Mitchell J.K., Sposito G., Van Olphen H. (1992). Clay-Water interface and its reological implications. In: N. Güven and R.M. Pollastro (Editors) *Clay Miner. Sos. Workshop Lect.*, 4.
- Hachichi A., Fleureau J.-M. (1999). Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue Française de Géotechnique*, n° 86, pp. 37-51.
- Hajal T. (1984). Modélisation élastoplastique des sols par une loi multimécanisme. Application au Calcul Pressiométrique. Thèse de Doct. Ing., Ecole Centrale Paris.
- Hayashi, M. (2004). Temperature-electrical conductivity relation of water for environmental monitoring and geophysical data inversion. *Environmental Monitoring and Assessment*, 96, pp.119-128.
- Hariwadoyo S. (2002). Caractérisation des matériaux routiers - Application à la modélisation du comportement des chaussées souples, Thèse de Docteur de l'Ecole Centrale.
- Ho D.Y.F., Fredlund D.G., Rahardjo H. (1992). Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil. *Can Geotech J*, 29, n° 2, pp.195-207.
- Hoffmann C, Alonso E.E, Romero E. (2007). Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures. *Phys Chem Earth*, 32, pp.832-849
- Hogentogler C.A. (1936). Essentials of soils compaction. *Proc Highway research Bd, Nat. research council, Washington, D.C*, pp. 139-316.

-
- Indarto. (1991). Comportement mécanique et hydrique des matériaux compactés et de remblais, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris
- Jackson P., Northmore K., Maldrum P., Gunn G., Hallam J., Wambura J, Wangusi B., Ogutu G. (2002). Non-invasive moisture monitoring within an earth embankment a precursor to failure. *Non Destructive Testing and Evaluation International* 35, pp.107-115.
- Jennings J., Burland J. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique* 12, n°2, pp.125-144.
- Jotinsankasa A. (2005). Collapse behavior of a compacted silty clay. PhD thesis, Imperial College, London.
- Kalinski R., W. Kelly (1993). Estimating water content of soils from electrical resistivity. *Geotechnical Testing Journal* 16(3), pp.323-329.
- Kassiff G., Ben Shalom A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique* 21, pp. 245-255.
- Keller G.V., Frischknecht F.C. (1966) *Electrical methods in geophysical prospecting*. London ; Pergamon Press. pp.1966, 519.
- Khalili N, (2000). Application of the effective stress principle to volume change in unsaturated soils, in *Unsaturated Soils for Asia*, Proc. 1st Asian Conf. on Unsaturated Soils (UNSAT-ASIA 2000) Singapore (ed. Rahardjo, H., Toll, D.G. & Leong, E.C.), Rotterdam: Balkema, pp.119-124.
- Khalili N., Khabbaz M.H. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48,n° 2, pp. 1-7.
- Khalili N., Geiser F., Blight G.E. (2004). Effective stress in unsaturated soils: A critical review with new evidence. *International Journal of Geomechanics*. ASCE; 4(2), pp. 115-126.
- Khalili N., Loret B. (2001). An elastoplastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 38, pp. 8305-8330.
- Kohgo Y., Nakano M., Miyazaki T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soil and Foundations*, Vol. 33, n°4, pp. 49-63.
- Koligi A. (2008). Mechanical behaviour of unsaturated aggregated soils. PhD thesis, No. 4011, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Komine H., Ogata N., (1996). Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. *Can de Géotech j*, vol. 33, pp. 11-22.
- Komornik A., Livneh M., Smucha S. (1980). Shear strength and swelling of clays under suction. Proc. 4th Int. Conf. on Expansive soils, Denver, USA.

-
- Kong L.W., Guo A.G., Zhao Y.W., Liu Y.Y. (2005). Influence of moisture content on porosity features of Red clay. Proceedings International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, Italy, 27–29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) Advanced experimental unsaturated soil mechanics. Taylor, Francis Group, London, pp. 419–424
- Krahn J., Fredlund D. G. (1972). On total, matric and osmotic suction. *Soil Science*, 114(5), pp. 339-348
- Lagny. C. (1996). Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives . Thèse de doctorat, Ecole Central Paris.
- Lambe TW (1958) The structure of compacted clays. *J Soil Mech Found Div ASCE* 84, n°2, pp.1-34
- Leclercq J., Verbrugge J.C. (1985). Propriétés géomécaniques des sols non saturés. *Compte-rendu Coll. Int. sur le Travail du Sol*, Faculté des Sciences Agronomiques de Gembloux, Gembloux, Belgique, 1985, pp. 1-8.
- Leong E.C., He L., Rahardjo H. (2002). Factor affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. Review of soil water characteristic curve equations. *Journal of geotechnical Testing*. 25, n° 3, pp. 1-12.
- Le Roux A. (1975). Les différentes textures et leur influence sur le comportement des sols argileux et marneux. *Géologia Applicata Indrogéologia* Vol. X part II, pp. 67-85.
- Li X. (2000). Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de doctorat de l'université de Liège.
- LLoret A., Villar M.V., Sánchez M., Gens A., Pintado X. Alonso E.E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Geotechnique*, vol. 53, n° 1, pp. 27-40.
- Lloret A., Alonso E.E. (1985). State surfaces for partially saturated soils. Proceedings of the 11th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 2, pp. 557-562.
- Loret B., Khalili N. (2002). An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, 34, pp. 97–116.
- Lück E., Rühlmann J., Spangenberg U. (2005). Physical background of soil EC mapping: Laboratory, theoretical and field studies. In J. V. Stafford (Ed.), *Precision agriculture'05*, The Netherlands: Wageningen Academic Publishers, pp. 417–424.
- Maâtouk A. (1993). Application des concepts d'état limite et d'état critique à un sol partiellement effondrable. PhD thesis, Université de Laval, Montreal.
- Marcial D., Delage P., Cui Y.J. (2001). Compressibility of two swelling clays under high pressure. In Adachi & Fukue (eds), *Clay Science for engineering*. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5809-175-9, pp. 571-576.

-
- Maswowe J. (1985). Stress paths for a compacted soil during collapse due to wetting. PhD thesis, Imperial College of Science and Technology.
- Massarsch K. R. (1979). Lateral earth pressure in normally consolidated clay. Proc. 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK, 2, pp.245-249.
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18, pp. 432-448.
- McCarter W.J., (1984). The electrical resistivity characteristics of compacted clays", *Geotechnique*, 34, n°2, pp.263-264.
- McNeil J., (1990). Use of electromagnetic methods for ground water studies," *Geotechnical and Environmental Geophysics*, 1, pp.191-218.
- Michot D. (2003). Intérêt de la géophysique de subsurface et de la télédétection multispectrale pour la cartographie des sols et le suivi de leur fonctionnement hydrique à l'échelle intraparcellaire. These de Doctorat, Université de Paris 6.
- Mitchell J.K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour*. 2ème ed., John Wiley & Sons, New York, 437p.
- Modaressi A. (2004). *Cours Mécanique et hydraulique avancée des sols*. Ecole centrale de Paris.
- Modaressi A., AbouBekr N. (1994a). Constitutive model for unsaturated soils: validation on a silty material. . Proc. 3rd European Conf. on Numerical Methods in Geotech. Engrg, Manchester. I. Smith (ed.), Balkema, pp 91-96.
- Modaressi, A. AbouBekr N. (1994b). A unified approach to model the behaviour of saturated and unsaturated soils. Proc. 8th Conf. Computer Meth. and Advances in Geomechanics, Morgentown. Siriwardane and Zaman (eds.), Balkema, pp. 1507-1513.
- Monroy R. (2005). The influence of load and suction changes on the volumetric behaviour of compacted London Clay. PhD thesis, Imperial College London.
- Monroy R., Ridley A. Dineen K., Zdrakovic L. (2007). The suitability of osmotic technique for the long term testing of partly saturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 30, N°3, pp.220-226.
- Morat P.J.-L., Mouél L., Nover G., Will G. (1992). Variation annuelle de la saturation d'une roche de grande porosité induite par la variation saisonnière de la température extérieure et mesurée par voie électrique. *Compte Rendu de l'Académie des Sciences de Paris* 315(2), pp.1083-1090.
- Nowamooz H. (2007). *Retrait-gonflement des sols argileux compactés et naturels*. Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.

-
- Oteo Mazo C., SaezAEZ Auñon J., Esteban F. (1995). Laboratory tests and equipment with suction control. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5410-583-6. Vol. 3, pp. 1509-1515.
- Parkhomenko E., (1967). Electrical properties of rocks. G. V. Keller, translator, ed., Plenum Press, New York.
- Persson M., Berndtsson R. (1998). Texture and electrical conductivity effects on temperature dependency in time domain reflectometry. Soil Science Society of America Journal, 62, pp.887-893.
- Popescu M.(1986). A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. Engineering Geology, 23, pp. 145-163.
- Prapaharan S., Altschaeffl A.G., Dempsey B.J. (1985). Moisture curve of compacted clay. Mercury intrusion method. ASCE journal of geotechnical engineering 111. n° 09, pp. 1139-1143.
- Proctor R. R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. Engineering news records, 111, n°9, 10, 12 et 13.
- Prost R. (1990). « Relations eau-argile : structure et gonflement des matériaux argileux . Dans A. Decarreau (dir.), Matériaux argileux: Structure, propriétés et applications, Soc. Fr. Min. Cristall., Paris, pp. 343-386.
- Qi Y. (1996). Comportement hydromécanique des argiles : Couplage des propriétés micro-macroscopiques de la Laponite et de l'Hectorite. Thèse de doctorat, Université d'Orléans.
- Rampino R., Mancuso C., Vinalel F. (2000). Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. Can Geotech J, 37, pp. 748-763.
- Rendulic.L. (1936). Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. Proc. 1st. Conf. Soil Mech. Eng. Cambridge, vol3, pp.48-51.
- Rhoades J. D., Kaddah M. T., Halvorson A. D., Prather R. J. (1977). Establishing soil electrical conductivity-salinity calibrations using four-electrode cells containing undisturbed soil cores. Soil Science Society American Journal ,123, n°3, pp137-141.
- Rhoades, J. D., Raats P.A.C, Prather R. J. (1976). Effects of liquid-phase electrical conductivity, water content, and surface conductivity on bulk soil electrical conductivity. Soil Science Society American Journal 40, pp.651-655.
- Richards, L.A. (1931). capillary conduction of liquids through porous medium. Physics. 1. 318-333.
- Richards B.G., Peter P. Martin R. (1984). Finite element analysis of volume change in expansive clays. Proc. 5th Int. Conf. Exp. Soils. Adelaid, pp. 141-148.

-
- Robinet J.C., Pasquiou A., Jullien A., Belanteur N., Plas F. (1997). Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue Française de Géotechnique* n°81, pp. 53-80.
- Robinet J.C., Rahbaoui A., Plas F., Lebon P. (1996). A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology*, 41, pp. 145-149.
- Romero E. (1999). Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay : an experimental study. Thèse de doctorat, Université Polytechnique de Catalogne, Barcelone.
- Romero E., Gens A., Lloret A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 54, pp.117-127.
- Romero E., Gens A., Lloret A. (2001). Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19 (3-4), pp.311-332.
- Romero E., Hoffmann C., Castellanos E., Suriol J., Lloret A. (2005). Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. Proc of Inter Sym on Large Scale Field Tests in Granite, Sitges, Spain. In: Alonso EE, Ledesma A (eds) *Advances in understanding engineered clay barriers*. Taylor, Francis Group, London, pp. 193-202.
- Romero E., Simms P.H. (2008). Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotechnical Geology Engineering* 26, pp. 705-727.
- Ruijun Ma., McBratney A., Whelan B., Minasny B. (2010). Comparing temperature correction models for soil electrical conductivity measurement. *Précision agriculture*, 12, pp.55-66.
- Russell A. R., Khalili N. (2006). A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30, n°3, pp.181-212.
- Sadek M. (1993). A comparative study of the electrical and hydraulic conductivities of compacted clays. PhD thesis, dept. of civil Engineering, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Sadhakar M. R., Revanasiddappa K. (2006). Influence of cyclic wetting drying on collapse behavior of compacted residual soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, pp.725-734.
- Sadhakar M. R., Shivananda P. (2005). Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays. *Note in Can Geotech J*, 42, pp.307-315.

-
- Saiyouri N. (1996). Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.
- Salles F. (2006). Hydratation des argiles gonflantes : Séquence d'hydratation multi-échelle Détermination des énergies macroscopiques à partir des propriétés microscopiques. Paris, Université Paris VI Pierre et Marie Curie.
- Schrefler B.A., Simoni, L., Li X.K., Zienkiewicz O.C. (1990). Mechanics of partially saturated porous media. In Numerical Methods and Constitutive Modelling in Geomechanics. Desai C.S. and Gioda G. ed., CISM Courses and Lectures, n°311, Springer Verlag, 169-209.
- Seed H.B., Chan CK. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE, 85, n°SM5, pp. 87-128.
- Sharma R.S. (1998). Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays. Thèse de doctorat, Université d'Oxford, UK.
- Sheng D., Sloan S.W. Gens A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. Computational Mechanics, vol. 33.
- Simms P.H., Yanful E.K. (2001) Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. Can Geotech J, 38, pp.741-754.
- Sivakumar V. (1993). A critical state framework for unsaturated soil. Thèse de doctorat, Université de Sheffield, UK.
- Skempton A.W. (1953). The colloidal activity of clays. Proc of the third International Conf on Soil Mechanics and Fondation Engineering, vol 1, pp.57-61.
- Skempton A. W. (1961). Horizontal stresses in an over-consolidated eocene clay . Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 351-357.
- Slatter E.E., Allman A.A., Smith D.W. (2000a). Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic oedometer. Proc. Int. Conf. Geo-Eng 2000, Melbourne, Australia.
- Slatter E.E., Jungnickel C.A., Smith D.W., Allman M.A. (2000b). Investigation of suction generation in apparatus employing osmotic methods. Unsaturated Soils for Asia, pp.297-302, Toll and Leong eds, Balkema.
- Soemito.R, 1992. Comportement hydraulique et mécanique des argiles gonflantes. Thèse de doctorat. Ecole Central de Paris.

-
- Souli J., Fleureau J.-M. (2008). Changes in the fabric of calcareous clay during wetting. Proc du Symp Int Sécheresse et Constructions. Volume (1), 1-3 septembre. Marne-la-Vallée, pp. 177-182.
- Sridharan A., Rao A.S., Sivapullaiah P.V. (1986). Swelling pressure of clays. Geotechnical Testing Journal, vol. 9, n° 1, pp. 24-33.
- Suraj De Silva G.P.R. (1987). Etude expérimentale du comportement d'un limon non saturé sous succion contrôlée. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Tabani P. (1999). Transfert hydrique dans des sols déformables. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy.
- Taïbi, S. (1994). Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative - Etude expérimentale et modélisation-.Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Paris.
- Taïbi S. (2007). Contribution à l'étude du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des sols non saturés, Application à la géotechnique environnementale. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université du Havre.
- Tang A.-M., Cui Y.-J. (2005). Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of mx80 clay. Can Geotech Journal, 42, pp.287-296.
- Terzaghi K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, p. 510.
- Tessier. D. (1975). Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Thèse CNAM, Laboratoire de Géologie Appliquée, Paris.
- Tessier D. (1984). Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de doctorat de l'université Paris 7, France.
- Toll D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behaviour. Géotechnique, vol. 40, n° 1, pp. 31-44.
- Touret O., Pons C.H., Tessier D., Tardy Y. (1990). Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées Mg⁺ aux fortes teneurs en eau. Clay Minerals, 25, 217-233.
- Tran Ngoc Lan. (1977). Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 88, Mars - Avril, pp. 136-137.
- Tripathy S., Subbar Rao K.S. Fredlund D.G. (2002). Water content - void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. Can Geotech Journal, 39, pp. 938-959.

-
- U.S. Salinity Laboratory Staff. (1954). Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. In L. A. Richards (Ed.), USDA agriculture handbook no. 60 (pp. 90). Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office.
- Urish D. (1981) .Electrical resistivity-hydraulic conductivity relationship in glacial outwash aquifers. *Water Resources Research*, 5, n° 17, pp. 1401-1408.
- VanapalliA S.K., Fredlund D.J., Pufahl D.E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of compacted till. *Géotechnique*, 49, n° 2, pp.143-159.
- Van Damme H. (2002). L'eau et sa représentation, dans O.Coussy et J.M. Fleureau (dir.), *Mécanique des sols non saturés*, Lavoisier, Paris, pp. 23-68.
- Villar M.V. (1995). Firsts results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite". In Alonso & Delage (eds), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6, vol. 1, pp. 207-213.
- Villar M.V. (1999). Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 67-73.
- Villar M.V., Martin P.L. (1996). Suction-controlled oedometer tests in montmorillonite clay: preliminary results. *Engineering Geology of Waste Disposal*, vol. 11, pp. 309-312.
- Wheeler S.J. (1996). Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Can Geotech J*, 33, pp. 42-57.
- Wheeler S.J., Gallipoli D. Karstunen M. (2002). Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 26, pp. 1561-1571.
- Wheeler S.J., Sharma R.S., Buisson S.R.(2003). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45, pp. 35-53.
- Wheeler S.J., Sivakumar V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45, pp. 35-53.
- Wheeler S.J., Sivakumar I V. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part II: shearing and constitutive modelling. *Géotechnique*, vol. 50, n° 4, pp. 369-376.
- Williams J., Shaykewich C. F. (1969). An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matrix potential. *Can. J. Soil Science* 102 (6), pp. 394-398.
- Wroth C.P., Houlsby G.T. (1985). Soil mechanics – Property characterization and analysis procedures. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco. ISBN : 90-6191560-0, pp. 1-55.

-
- Yahia-Aissa M. (1999). Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Yong R.N. (1999). Overview of modeling of clay microstructure and interactions for predictions of waste isolation barrier performance, *Engineering Geology*, vol. 54, n°1, pp. 83-91
- Yong R.N., Sheeran D.E. (1973). Fabric unit interaction and soil behavior. Proc on the Int Sym on Soil Structure, Gothenburg, Suède, pp. 176-183.
- Zerhouni M.I. (1991). Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols -Application aux routes. Thèse de Doctorat. École Central de Paris.