

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Abou Bekr Belkaid
Tlemcen Algérie



جامعة أبي بكر بلقايد

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Aboubakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'études
Pour l'Obtention du Diplôme
de Master en Travaux Publics
Option : Voies et ouvrages d'art

Thème :

**MODELISATION DU COMPORTEMENT DES ARGILES SUR CHEMIN
DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION**

Présenté en juin 2020 par :

Mlle BENALLAL Abir

Mlle MILOUDI Siham Wafaa

Devant le jury composé de :

Mme BENCHOUK A.	Maître de Conférences A	Univ. Tlemcen	Présidente
Mr BENYELLES Z.	Maître Assistant A	Univ. Tlemcen	Examineur
Mr ABOU-BEKR N.	Professeur	Univ. Tlemcen	Encadreur
Mr DERFOUF F-E.M.	Maître de Conférences A	Univ. Saïda	Encadreur

Année universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENTS

En premier, on remercie Allah le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage à mener à terme ce travail..

Mes sincères gratitudes à monsieur **Abou-bekr, N** professeur à l'université de Tlemcen et monsieur **Derfouf F-E.M** maitre de conférences à l'université de Saida pour la qualité de leur enseignement, leurs conseils et leur disponibilité et aide qu'ils nous ont apportés durant la préparation de ce mémoire.

On tient aussi à remercier nos familles qui nous ont toujours soutenus et poussés à continuer nos études, ainsi que toutes la promotion de VOA 2019/2020.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

RESUME

Le travail de ce mémoire porte sur la modélisation du comportement des sols non saturés sur chemin de drainage-humidification. Le modèle utilisé est basé sur une définition de la contrainte effective généralisée aux sols non saturés (Modèle de Dumont et al., 2010). Le modèle est utilisé pour la simulation des chemins de drainage-humidification de deux argiles de plasticités différentes : l'argile de Boughrara ($w_L=54\%$) et la Bentonite de Maghnia

($w_L=130\%$). Les résultats obtenus montrent un bon accord avec les mesures expérimentales.

Mots clés : non saturé, succion, drainage-humidification, contrainte effective, modélisation.

ملخص

يتعلق عمل هذه الدراسة بنمذجة سلوك التربة غير المشبعة على مسار التجفيف و الإشباع. يعتمد النموذج المستخدم على تعريف الإجهاد الفعال المعمم في التربة غير المشبعة (Dumont et al, 2010) وقد استخدم النموذج لمحاكاة مسارات التجفيف و الإشباع لطينين ذوا لدونة مختلفة: طين منطقة بوغراة (WL = 54) و بنتونيت مدينة مغنية (WL = 130). أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها توافقاً جيداً مع القياسات التجريبية.

كلمات مفتاحية: غير مشبع، امتصاص، تجفيف، تشبع، نمذجة، إجهاد مؤثر

Abstract

The work of this paper focuses on modelling the behaviour of unsaturated soils on drying-wetting paths .The model is based on a definition of generalized effective stress on unsaturated soils (Dumont et al ;2010).The model is used for the simulation of drying-meeting paths of tow clays of different plasticities : Boughrara clay (wL=54%) and Maghnia Bentonite (wL =130%). The results obtained show good agreement with the experimrntal measurements.

Key words : unsaturated, suction, drying-wetting, effective stress, modelling.

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Figure 1-1 : Mise en œuvre de la technique osmotique .

Figure 1-2 : Contrôle de la succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution et de solution saline saturée.

Figure 1-3 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide.

Figure 1-4 : Méthode du papier filtre.

Figure 1-5 : Photos d'un tensiomètre.

Figure 1-6 : premier cycle de drainage-humidification sur l'argile de Vieux pré.

Figure 1-7 : Chemins de drainage- humidification sur le matériau de Boughrara initialement saturé préparé sous forme de pâte à $1.2\omega_L$ et consolidée à 100 kPa.

Figure 1-8: comparaison des chemins de compression oedométrique, isotrope, et du chemin de drainage dans le domaine saturé pour l'argile jaune.

Chapitre 2

Figure 2-1 : Essai d'effondrement à l'œdomètre à succion contrôlée.

Figure 2-2 variations de χ en fonction de degré de saturation.

Figure 2-3: surface d'état obtenu par Matyas et Radhakrishna.

Figure 2-4 : Description de la réponse volumique par le modèle de Barcelone.

Chapitre 3

Figure 3- 1. Différents types d'arrangements réguliers de particules sphériques.

Figure.3-2. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion donnée par l'équation 3-5.

Figure 3-3 : Influence du paramètre λ sur le chemin de drainage humidification.

Figure 3-4 : Influence du paramètre κ sur le chemin de drainage humidification.

Figure 3-5 : Influence du paramètre P_c sur le chemin de drainage humidification.

Figure 3-6 : Influence du paramètre S_e sur le chemin de drainage humidification.

Figure 3-7 : influence du paramètre de D_{10} sur le chemin de drainage humidification.

Figure 3-8 : Simulation de l'essai de drainage-humidification de l'argile de Boughrara sous forme de pate.

Figure 3-9 : Simulation de l'essai de drainage-humidification de l'argile de Boughrara consolidée à 100kPa.

Figure 3-10 : Simulations de l'essai de drainage-humidification de la bentonite de Maghnia.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1: les paramètres du modèle utilisé.

Tableau 3-2. Paramètres physiques de l'argile de Boughrara.

Tableau 3-3 : Paramètres physiques de la Bentonite de Maghnia.

Tableau 3-4 : Vérification des paramètres de compressibilité.

Tableau.3-5 : Valeurs des paramètres du modèle pour les essais de drainage humidification de l'argile de Boughrara et de la Bentonite de Maghnia.

LISTE DES NOTATIONS

C_c : indice de compressibilité.

C_s : indice de gonflement.

D_{10} : diamètre des grains correspondent a10% du tamisat.

e : indice des vides.

H_r : humidité relative de l'air.

I_p : indice de plasticité.

k : paramètre de compressibilité.

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

κ_s : Coefficient de gonflement (élastique) sous diminution de succion.

$K(e)$: fonction de l'indice des vides.

M_v : masse molaire de la vapeur d'eau.

p' : La pression moyenne effective.

P_{eq} ou π_{eq} : contrainte capillaire équivalente.

P_{eq}^{max} ou π_{eq}^{max} : pression interstitielle maximale.

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

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

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

q : le déviateur de contrainte.

r : coefficient de compression plastique minimale.

R : la constante de gaz parfait.

R : rayon de billes.

S : succion.

S_e : succion d'entrée d'air.

S_0 : succion initial.

S_r : degré de saturation.

T : température absolue.

T_s : tension superficielle.

Th : fonction tangente hyperbolique.

U_a : pression d'air.

U_w : pression d'eau.

W : teneur en eau.

W_L : limite de liquidité.

W_p : limite de plasticité.

χ : coefficient de Bishop.

σ : contrainte totale.

σ' : contrainte effective.

$\sigma - u_0$: contrainte totale nette.

λ : paramètre de compressibilité.

λ_s : compressibilité plastique sous augmentations de succion.

λ_0 : coefficient de compression plastique à l'état saturé.

u : est le volume spécifique.

β : Compressibilité plastique.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE-----	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : comportement des sols fins sur chemin de drainage – humidification

1 INTRODUCTION	3
2 SUCCION DANS LES SOLS	3
2.1 Introduction	3
2.2 Définition	3
3 TECHNIQUES EXPERIMENTALES DE CONTRÔLE ET DE MESURE DE LA SUCCION	4
3.1 Introduction	4
3.2 Techniques de contrôle de succion	4
3.2.1 La méthode osmotique	4
3.2.2 Technique de contrôle par solutions salines (phase vapeur)	5
3.3 Techniques de mesure de la succion	6
3.3.1 Méthode du papier filtre	6
3.3.2 Mesure Tensiometrique de la succion	8
4 CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION	9
4.1 Chemin de drainage-humidification sur l'argile du Vieux-Pré	9
4.2 Chemin drainage-humidification sur l'argile de Boughrara	11
5 COMPARAISON ENTRE LES CHEMINS DE DRAINAGE ET DE COMPRESSION DANS LE DOMAINE SATURE	14
6 CONCLUSION	15

Chapitre 2 : Approches de modélisation du comportement des sols non saturés.

1 INTRODUCTION	16
2 APPROCHES EN CONTRAINTE EFFECTIVE	16

2.1	Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés :	16
2.2	Cas particulier des sols saturés à succion non nulle	18
2.3	Modèles élastoplastiques en contrainte effective	18
2.3.1	Modèle Kohgo et al:	19
2.3.2	Modèle Loret et Khalili	20
2.3.3	Modèle de Modaressi et Abou-Bekr	21
3	CONCEPT DE SURFACE D'ETAT	23
4	APPROCHE EN VARIABLE D'ETAT INDEPENDANTES	26
4-1-	Modèle élastoplastique de Barcelone (modèle BBM)	26
5-	CONCLUSION	30

Chapitre 3 : Simulation qualitatives et quantitatives des chemins de drainage-humidification

1	INTRODUCTION	32
2	PRESENTATION SUCCINCTE DU MODELE DE Dumont et al	32
	<i>Lorsque le sol est saturé, $\lambda(\pi_{eq}=0) = \lambda$</i>	35
3	ETUDE DE LA SENSIBILITE DES PARAMETRE DU MODELE	36
3.1	Influence de λ et κ	37
3.2	Influence du paramètre P_c	39
3.3	Influence des paramètres S_e et D_{10}	39
4	SIMILATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	41
4.1	Matériaux utilisés	41
4.2	Détermination des paramètres utilisés	42
4.3	Résultats et discussions	43
5	CONCLUSION	46
	CONCLUSION GENERALE-----	48

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'étude du comportement des sols non saturés est devenue une nécessité car ce type de sol est très répandu dans les pays à climat sec ou aride. Le comportement des sols non saturés dépend de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol, ainsi que de la porosité et du degré de saturation.

Les géotechniciens ont bien approfondi l'étude de ce type de sol, d'une part parce que le phénomène d'évaporation et de précipitation font varier de façon importante les profils de teneur en eau de la surface des massifs ; et d'autre part, la non saturation intervient dans les problèmes liés à la construction des ouvrages en terre comme les remblais routiers, les barrages, etc. Les problèmes de stabilité qui se traduisent par un affaissement plus ou moins localisé, les tassements différentiels, toutes ces déformations dans les régions arides et semi-arides sont liées essentiellement aux variations saisonnières : séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison pluviale. Ces désordres nécessitent un entretien fréquent, et dans certains cas, ils peuvent prendre des risques inacceptables pour l'utilisateur. L'évolution des fissures peut engendrer une rupture de remblai ou du moins la formation d'un décrochement sur la voie.

Il est donc important de parvenir à une compréhension du phénomène de non-saturation vu que, les approches utilisées dans la mécanique des sols saturés sont insuffisantes pour prédire le comportement de ce type de sols.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la modélisation numérique du comportement hydromécanique des sols non saturés. On s'intéresse en particulier au chemin de drainage-humidification qui est un chemin de variation de succion sous contrainte totale constante.

Ce travail est présenté en trois chapitres regroupés en deux parties :

La première partie constitue une étude bibliographique qui permet de synthétiser les connaissances concernant le comportement et la modélisation des sols non saturés. Elle est composée de deux chapitres :

Le premier chapitre présente d'abord la définition de la succion ensuite les différentes techniques expérimentales pour mesurer et contrôler la succion. Ce paramètre étant fondamental car il conditionne le comportement hydromécanique des sols non saturés. On aborde aussi le comportement expérimental sur chemin de drainage-humidification de deux argiles utilisées dans des noyaux de barrages en l'occurrence le barrage du Vieux Pré (France) et le barrage de Boughrara (Algérie).

Le chapitre 2 débutera par le domaine de validité du principe de la contrainte effective de Terzaghi sur les sols saturés à pression négative. Il présente ensuite les approches principales de modélisation du comportement des sols non saturés: L'approche en contrainte effective généralisée et l'approche en variables indépendantes.

La deuxième partie de ce mémoire est constitué du chapitre 3 présente des simulations quantitatives de chemins de drainage-humidification. On commence par présenter le modèle utilisé (Modèle de Dumont et al., 2010) et sa sensibilité à quelques paramètres. On présentera enfin les simulations par ce modèle, des chemins de drainage-humidification de l'argile de Boughrara ($w_L=54\%$) et de la Bentonite de Maghnia ($w_L =130\%$). Les résultats des simulations numériques sont comparés aux mesures expérimentales.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 :
Comportement des sols fins sur chemin
de drainage-humidification

1 INTRODUCTION

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations de volume de sol sous l'action de contrainte d'origine capillaire : l'un des principaux est le retrait-gonflement. Souvent le retrait ou le gonflement des sols fins entraînent des variations de volume assez importantes qui causent des dommages comme : les tassements différentiels qui affectent les structures construites en surface (ouvrages de soutènement –remblais-bâtiments – fondations superficielles), et les ouvrages en terre (tunnels –pieux – fondations profondes, etc.).

Le but de ce chapitre est de faire une synthèse bibliographique sur le comportement expérimental des sols fins sur chemin de drainage–humidification. Une attention particulière sera portée sur la succion ainsi que sur méthodes de mesure et de contrôle de ce paramètre important.

2 SUCCION DANS LES SOLS

2.1 Introduction

Les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une 3^{ème} phase gazeuse en plus des deux phases solide et liquide. La présence de cette 3^{ème} phase gazeuse se traduit par une pression interstitielle négative.

La succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée, elle influence fortement le comportement mécanique des sols.

Pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement des sols il faut savoir contrôler ou imposer la succion dans l'essai géotechnique dans la détermination de la courbe de rétention.

2.2 Définition

La succion est définie comme étant la différence entre la pression d'air U_a et la pression d'eau U_w . Dans le cas où la pression d'air est égale à la pression atmosphérique et prise pour nulle, On voit que la succion peut être considérée comme une pression d'eau négative.

3 TECHNIQUES EXPERIMENTALES DE CONTRÔLE ET DE MESURE DE LA SUCCION

3.1 Introduction

La réalisation d'essais en mécanique des sols non saturés impose de contrôler ou de mesurer la succion d'un échantillon soumis à un certain état de contrainte. La première technique de contrôle de succion mise en œuvre consiste à appliquer au sein de l'échantillon une pression d'air U_a contrôlée tout en maintenant la pression d'eau U_w égale à 0.

De nombreuses techniques reposent sur l'utilisation de pierres poreuses céramiques de très fine porosité : ces pierres restent saturées même lorsqu'elles sont soumises à des pressions d'air et permettent d'assurer la continuité de l'eau entre le système de contrôle ou de mesure et le sol.

3.2 Techniques de contrôle de succion

3.2.1 La méthode osmotique

La technique osmotique est basée sur l'utilisation d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) et d'une membrane semi-perméable, ces molécules sont constituées de longues chaînes de radicaux éthyle (C_2H_4) ce qui leur confère une masse molaire considérable pouvant aller de 1000 à 20000.

Cette technique permet d'atteindre des succions assez importantes sans problème de sécurité lié aux fortes pressions d'air.

L'application de cette méthode au contrôle de la succion dans les sols se fait en mettant un échantillon au contact de la membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG, l'échantillon soumis à une succion osmotique d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée et l'équilibre des succions se fait par transfert de la membrane.

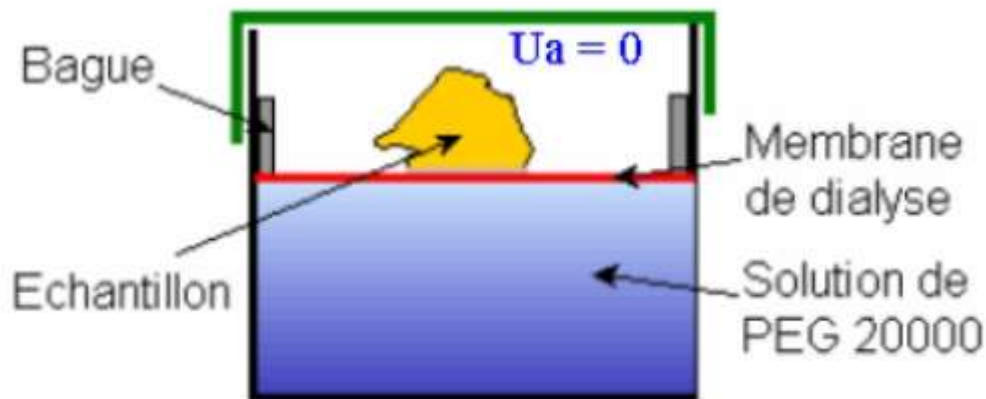


Figure 1.1: Mise en œuvre de la technique osmométrique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2001).

3.2.2 Technique de contrôle par solutions salines (phase vapeur)

La technique de contrôle de succion par solutions salines est basée sur la loi de Kelvin :

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

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.

Elle consiste à placer un échantillon de sol dans un dessiccateur contenant une solution saline et laisser le transfert d'eau s'effectuer sous phase de vapeur jusqu'à l'équilibre. L'essai peut durer plusieurs jours selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion.

La succion est imposée au niveau des bords de l'échantillon par l'intermédiaire du taux d'humidité relative de l'air, cette dernière peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée ou une solution saline saturée.

L'utilisation d'une solution saline par rapport à une solution non saturée permet d'imposer une succion plus stable dans l'essai.

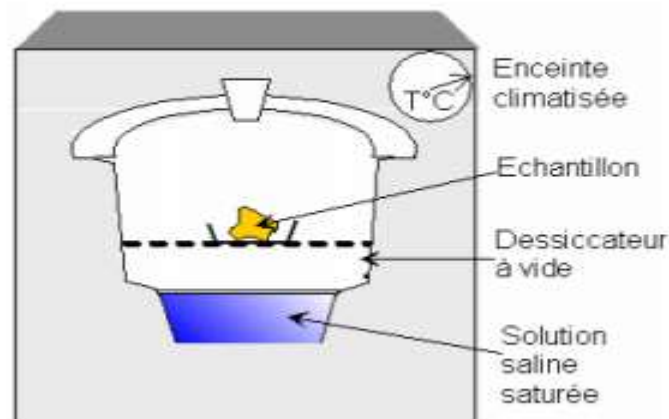


Figure 1.2: Contrôle de la succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).

Il est préférable d'utiliser cette technique en condition de température contrôlée à 20°C . L'inconvénient majeur est la lenteur des échanges par phase de vapeur.

D'autre part, les solutions non saturées ont l'avantage de donner une gamme de succion continue qui ne peut être obtenue en utilisant des solutions saturées.

3.3 Techniques de mesure de la succion

On a vu que l'on représente les variations de la succion en fonction de la teneur en eau ou du degré de saturation pour obtenir la courbe de rétention d'eau. On peut déterminer cette courbe soit avec la méthode de contrôle de la succion en mesurant la teneur en eau correspondant, soit avec les méthodes de mesure de succion en imposant la teneur en eau (Robert D.Holtz, William D.Kovacs, 1991).

3.3.1 Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre est une méthode de mesure de succion simple et pratique, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au $1/10000^{\text{ème}}$ de gramme.

La méthode est basée sur l'emploi d'un papier filtre dont la courbe de rétention d'eau a été déterminée au préalable.

Son principe repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique la succion matricielle de l'échantillon de sol est identique au potentiel matriciel de l'eau du papier filtre.

La figure 1-3 représente les courbes d'étalonnage sur le chemin de drainage et humidification réalisées par Amraoui (1996). On constate que ces courbes ne se superposent pas, cette différence peut être due à la discontinuité entre les différentes méthodes utilisées lors de l'étalonnage.

Chaque courbe d'étalonnage (**figure 1-3**) présente deux segments qui se croisent à une teneur en eau qui est variable selon chaque norme. Pour la branche supérieure (forte succion) l'humidité est retenue sous forme de film autour des particules de sol alors que pour la branche inférieure (faible succion), cette humidité est retenue par capillarité ou par la tension de l'eau entre les particules (**ASTM D-5298-94**). La courbe d'étalonnage diffère selon que l'on utilise du papier filtre initialement sec ou humide. Le papier filtre généralement utilisé est le Whatman n°42.

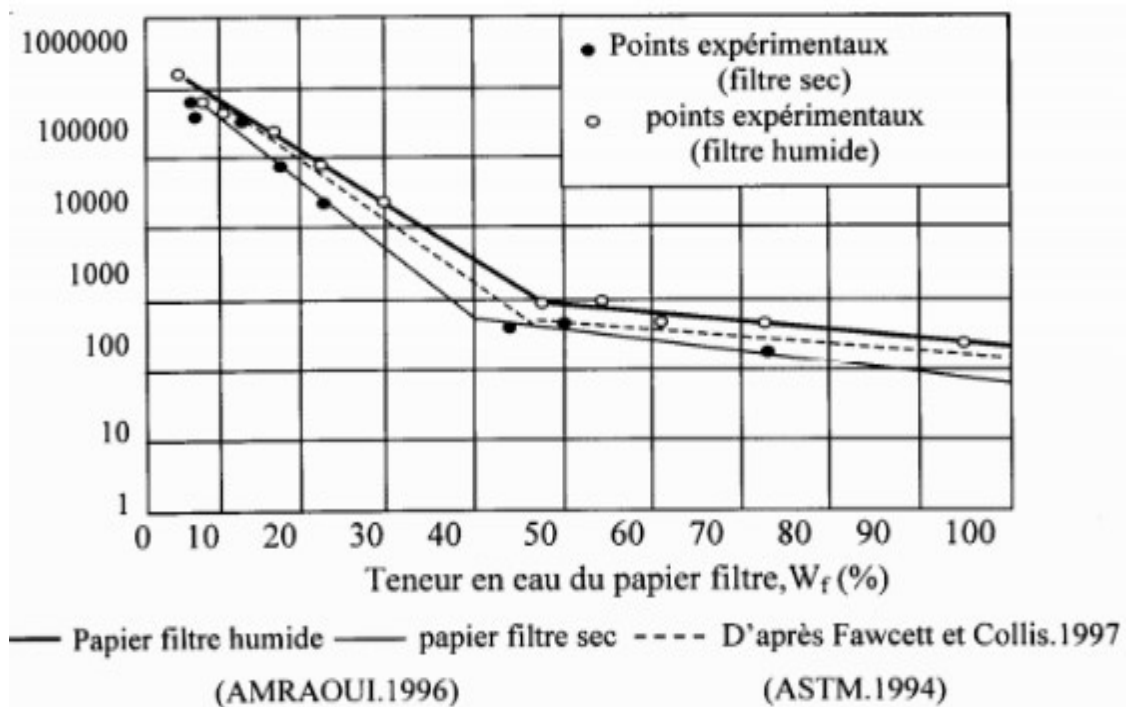


Figure 1.3: Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide.

Une manière simple de le faire c'est utiliser le principe de la figure 1-4 (Delage et al. 2001). Il consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans l'éprouvette dont on veut

déterminer la succion et à attendre (au moins 24h) l'équilibre des succions entre le sol et le papier filtre en évitant toute évaporation. On peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper d'un sac plastique, ensuite on extrait les papiers filtres de l'éprouvette et on détermine la teneur en eau de la feuille centrale non polluée, par une pesée au 1/10000^{ème} du gramme.

La connaissance de la teneur en eau et de courbe de rétention d'eau du papier filtre permet d'accéder à la succion du sol.

3.3.2 Mesure Tensiométrique de la succion

Le tensiomètre est destiné à mesurer la succion de l'eau dans le sol in situ.

Le tensiomètre est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée (figure 1-5), dont une extrémité est recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air qui assure la continuité de l'eau entre le sol et la chambre du capteur. La condition essentielle pour le fonctionnement d'un tensiomètre est la saturation de la pierre céramique par l'eau désaérée. Cette méthode est limitée à une succion de l'ordre de 80 kPa. À cause de l'apparition de cavitation la limite de 80 kPa a pu être repoussée jusqu'à 150 kPa.

Un système tensiométrique similaire a été mis au point par Ridley & Burdland 1993. Le capteur consiste à réduire l'épaisseur de la chambre d'eau à une valeur proche du millimètre. L'intérêt majeur de cette extension est de combler le trou qui existait entre le tensiomètre classique (0-80 kPa) et la psychrométrie.

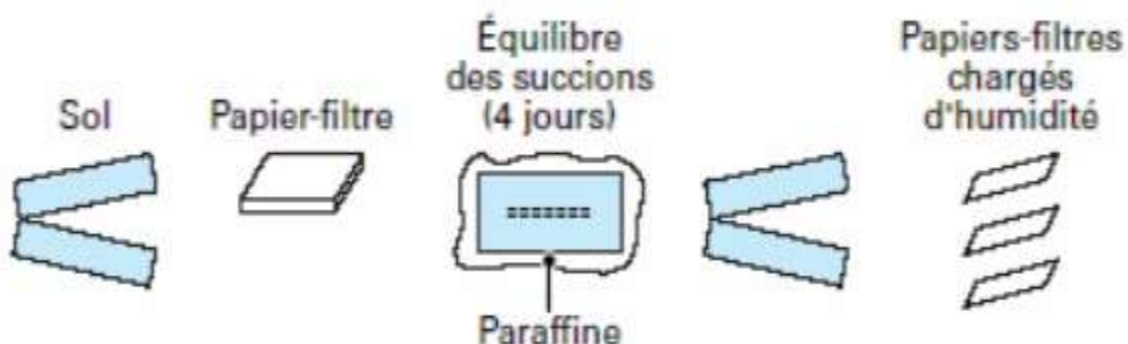


Figure 1.4: Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000)

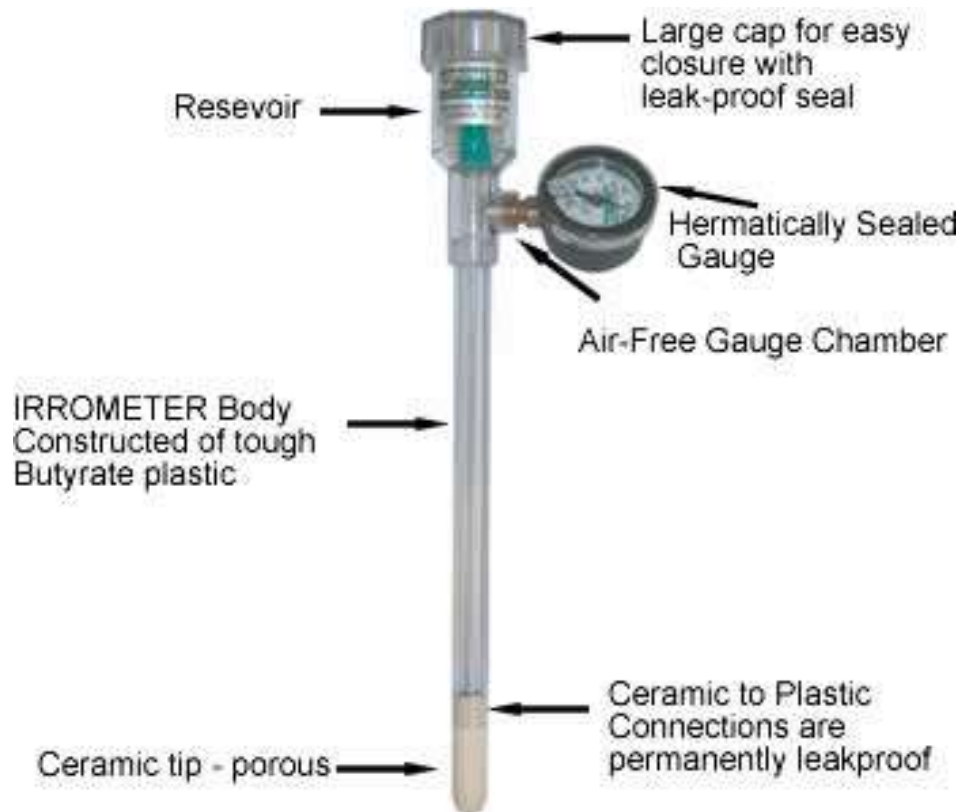


Figure 1-5. Photos d'un tensiomètre. <http://www.calafricasa.co.za>.

4 CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

Un chemin de drainage-humidification est un chemin au cours duquel on ne fait varier que la succion en maintenant la contrainte totale constante. Lorsque la succion augmente, on parle de chemin de drainage. On parle d'humidification dans le cas contraire. Dans la présente étude, la contrainte totale externe est nulle.

4.1 Chemin de drainage-humidification sur l'argile du Vieux-Pré

Un exemple de résultat obtenu (cité par Derfouf 2014) sur l'argile du barrage du Vieux-Pré (figure 1-6).

La présentation globale de l'état du sol indique le 1^{er} cycle de drainage humidification de la pâte de l'argile de Vieux-Pré ($w_L = 32\%$; $I_p = 19\%$) dont la teneur en eau initiale est égale 1.5 fois la limite de liquidité ($w_i = 1.5 w_L$).

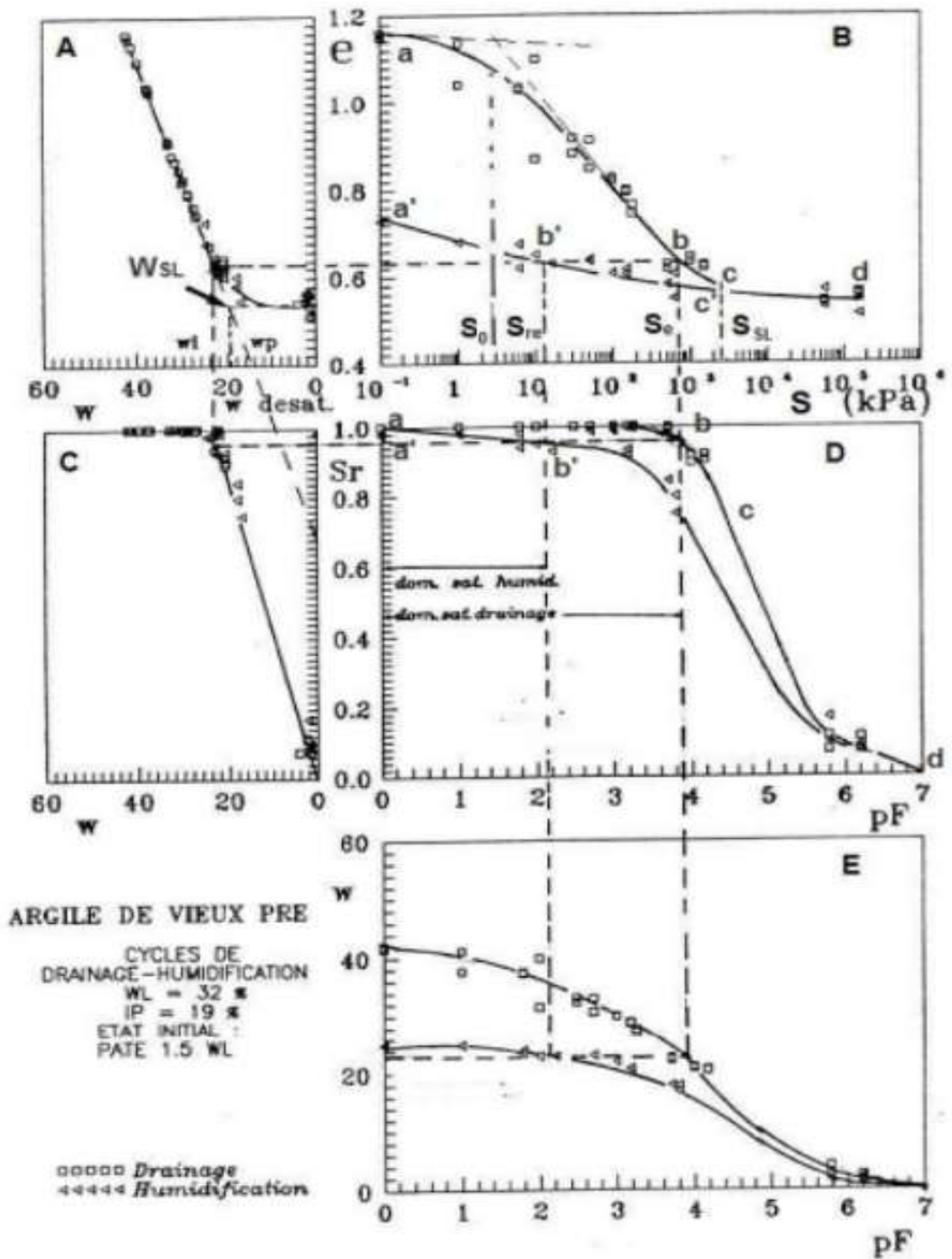


Figure 1-6 : premier cycle de drainage-humidification sur l'argile vieux-pré. Indarto, 1991.

Les 3 graphes (B, D, E) représentent les variations de l'indice des vides, degré de saturation et la teneur en eau en fonction de la succion et le PF. D'autre part, les plans (A, B) représentent les variations de l'indice des vides et le degré de saturation en fonction de la teneur en eau.

Le graphe B [$\log s ; e$] présente la courbe de compressibilité hydrique. Sur chemin de drainage: à une succion égale à 0.7 MPa le sol est saturé et se comporte comme un sol surconsolidé jusqu'à $S_0 = 3$ KPa. Ensuite comme un sol, NC avec une variation d'indice des vides en fonction de la succion. Après le sol se désature mais cela n'influence pas sur sa compressibilité. Le point C correspond à la limite de retrait, lorsque la teneur en eau diminue l'indice des vides devient constant, la limite de retrait est de l'ordre de 20%.

Sur le palier du plan [$\log s, e$] la déformation reste élastique, puisque le degré de saturation décroît de façon rapide au point O. Les variations du degré de saturation sont proportionnelles à la teneur en eau.

Sur chemin d'humidification : Dans le même palier on remarque une réversibilité entre le chemin de drainage – humidification puis un hystérésis important du degré de saturation. Après l'argile se resature et présente une irréversibilité importante dans le plan [$\log s ; e$]. La succion de désaturation est plus forte que celle de resaturation.

Enfin sur la dernière partie de la courbe sur le chemin d'humidification le sol est saturé et surconsolidé.

4.2 Chemin drainage-humidification sur l'argile de Bouhrara

On présente le chemin de drainage-humidification de l'argile du noyau du barrage de Bouhrara situé à l'ouest algérien soit sous forme de pâte ($w_i = 1.2 w_l$) soit consolidée à 100 KPa (Derfouf, 2014).

Les résultats montrent que le matériau sous forme de pâte et celui consolidé ont les mêmes caractéristiques en termes de teneur en eau et succion de retrait ainsi que la succion d'entrée d'air et de restauration.

Concernant l'essai de drainage - humidification de l'argile initialement sous forme de pâte.

Plan 1: l'indice des vides en fonction de teneur en eau $[e,w]$, on remarque un décroissement de la teneur en eau avec une stabilité de la valeur d'indice des vides $e_{sl} = 0.37$. L'intersection de la droite de saturation et l'asymptote lorsque la teneur en eau tend vers 0 correspond à la limite de retrait du sol W_{sl} sa valeur est de l'ordre de 16 %.

Sur le plan $[e, \log(s)]$, courbe de compressibilité sur le chemin de drainage on distingue une variation importante d'indice des vides, sur le chemin d'humidification une variation de ce dernier quasi nulle, la limite de retrait correspond à une succion de $S_{sl} = 4$ MPa.

Le plan $[w, S_r]$, lorsque la teneur en eau devient inférieure à celle du point d'entrée d'air, le degré de saturation diminue de façon très rapide. L'intersection de la droite horizontale qui correspond à $S_r = 1$ et la droite de saturation permet de donner la valeur exacte du point d'entrée d'air dans ce plan $[w, S_r]$.

Dans le plan $[S_r, \log(s)]$, le sol est saturé ou quasi saturé en augmentant la succion jusqu'à une succion de 2.5 MPa qui est appelée la succion de désaturation ou d'entrée d'air (S_e). Ensuite le degré de saturation diminue rapidement jusqu'à une valeur de 25% à une succion de 500 MPa. La courbe est complétée dans ce plan avec des points discontinus arrivant à 0, la courbe succion-indice des vides liée à la saturation du matériau, tandis que l'indice des vides ne varie presque pas lorsque le degré de saturation descend au-dessous de 90%.

Le dernier plan $[w, \log(s)]$ indique l'effet de succion sur la teneur en eau qui a une influence importante sur la variation de volume du sol et au remplissage des pores.

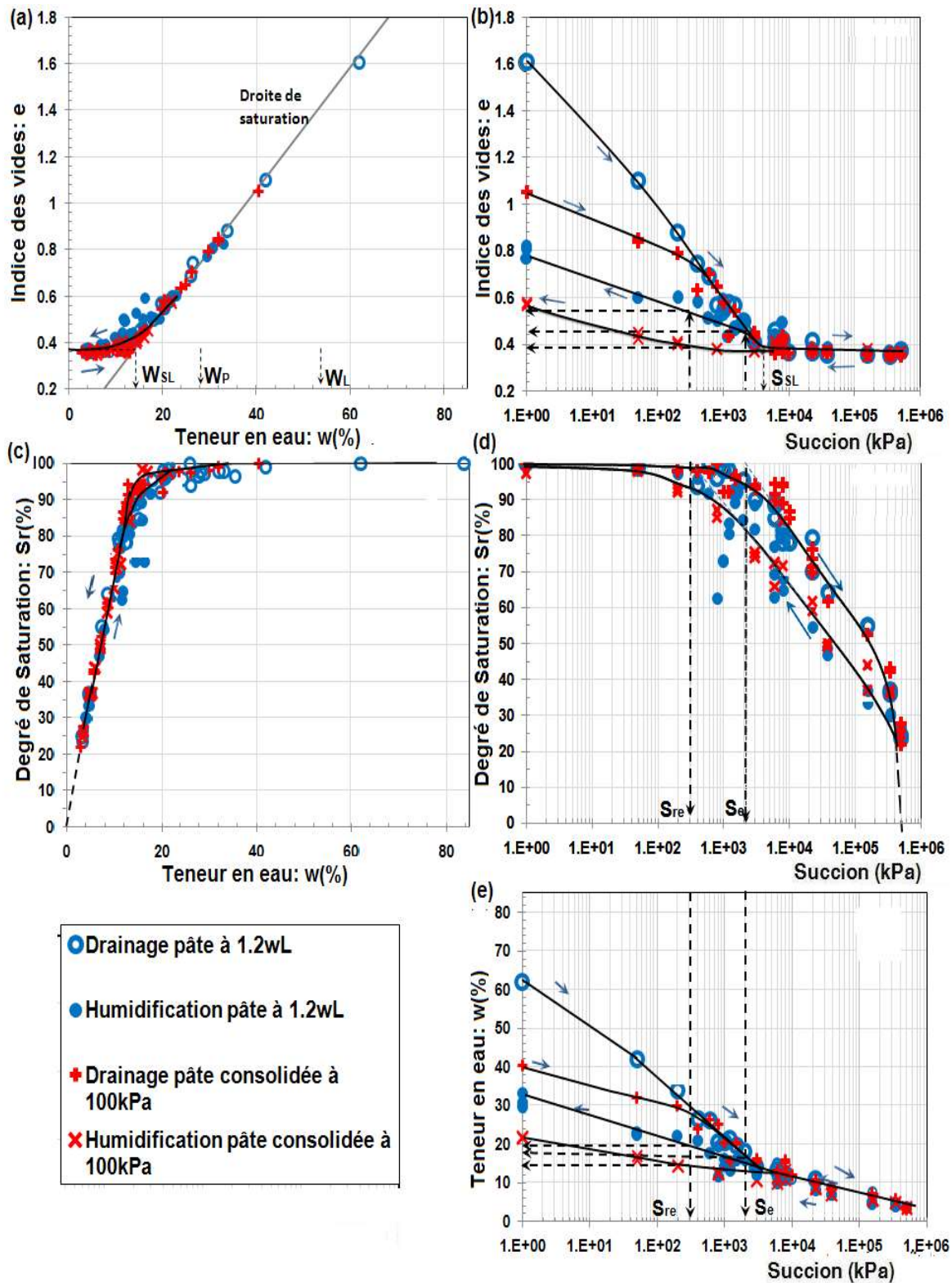


Figure 1-7 :: Chemins de drainage- humidification sur le matériau de Boughrara initialement saturé, préparé sous forme de pâte à $1.2w_L$ et consolidée à 100 kPa. Derfouf et al, 2013.

5 COMPARAISON ENTRE LES CHEMINS DE DRAINAGE ET DE COMPRESSION DANS LE DOMAINE SATURÉ

Les résultats expérimentaux, notamment ceux de Biarez et al, 1988, Fleureau et al, 1993, Taibi, 1994, etc, ont montré que les coefficients de compressibilité de la partie plastique λ 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 calculée dans le domaine saturé ($S \leq S_{SL}$). L'exemple du limon de Jossigny est représenté sur la figure 1-7. 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.

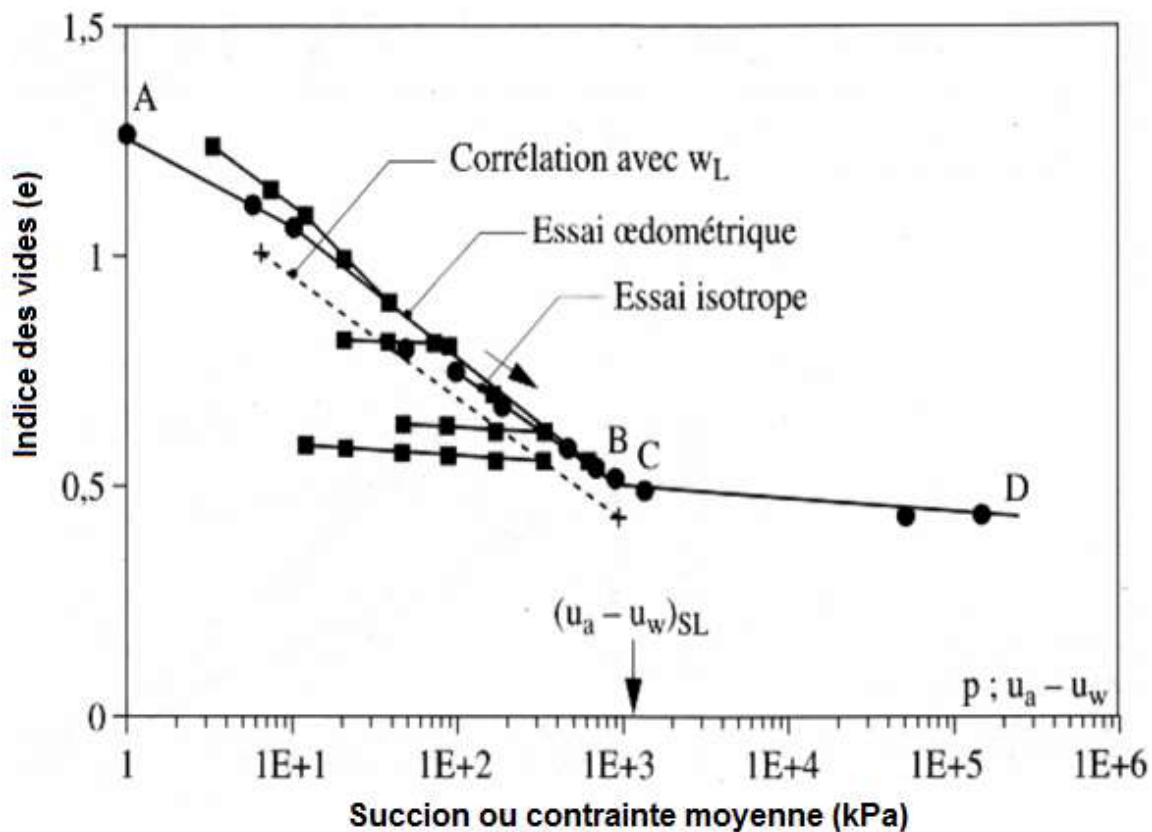


Figure 1-8: comparaison des chemins de compression œdométrique, isotrope, et de chemins de drainage dans le domaine saturé pour l'argile jaune (Indarto, 1991, cité dans Verbrugge et Fleureau, 2002)

6 CONCLUSION

En conclusion, les principaux points à discuter après cette synthèse sont :

- L'influence des cycles drainage-humidification sur la porosité des sols argileux.
- La complexité du comportement des sols fins est causée par les interactions des trois phases (solides, liquides et gazeuses).
- La succion est une propriété principale des sols non saturés.
- Les sols peuvent rester saturés jusqu'à un certain niveau de succion qui dépend de leur nature et de leur plasticité.
- Le comportement sur chemin de drainage-humidification n'est pas réversible.
- La validité du principe de la contrainte effective de Terzaghi dans pour des succion inférieure à la succion de retrait.

Chapitre 2 :
Approches de modélisation
du comportement des sols non saturés.

1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de passer en revue les différentes approches de modélisation des sols non saturés, en mettant le point sur les aspects de modélisation du comportement volumique sans traité la partie déviatorique des modèles présentés.

2 APPROCHES EN CONTRAINTE EFFECTIVE

Le comportement des sols saturés est gouverné par une seule variable de contrainte nommée contrainte effective. Le postulat de Terzaghi (1936) s'écrit de la façon suivante :

$$\sigma' = \sigma - u_w I \quad [2-1]$$

où σ' est la contrainte effective, σ la contrainte totale, u_w la pression interstitielle et I est le tenseur identité.

Ce postulat a été vérifié expérimentalement par plusieurs auteurs (Bishop et Eldin, 1950, Skempton, 1961, etc) et il est largement accepté par la communauté scientifique. L'effet de la pression interstitielle sur le comportement mécanique des sols saturés est bien modélisé grâce à ce principe. De nombreux chercheurs ont tenté d'élargir ce concept aux sols non saturés en introduisant la succion comme une nouvelle variable. L'expression la plus connue est celle de Bishop. D'autres modèles ont été aussi proposés.

2.1 Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés :

L'adoption du concept de contrainte effective a soulevé d'intenses discussions dans les années 1960, notamment après l'introduction de Bishop, 1959, d'un paramètre noté χ . Ce paramètre définit la contribution de la succion ($u_a - u_w$) dans la contrainte effective (Equation 2-2). Il est nul pour les sols secs et égal à 1 pour les sols saturés. Bishop et Donald 1961 ont proposé de prendre directement $\chi = S_r$ (degré de saturation).

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

Avec u_a et u_w sont respectivement la pression de l'air et de l'eau.

La validité de cette équation a été mise en doute par de nombreux chercheurs. Les difficultés suivantes ont été mis en évidence :

- L'impossibilité de décrire le comportement volumique lié à l'effondrement des sols non saturés observé lors d'un mouillage sous chargement. Matyas et Radhakrishna, 1968 ont montré que le paramètre χ dépend fortement du chemin de contrainte suivi. A travers un exemple de calcul sur un essai de compression isotrope à succion contrôlée (Figure 2-1), ils ont déduit que le paramètre χ peut être négative ce qui est à l'encontre de sa définition principale ($0 \leq \chi \leq 1$).
- Jennings et Burland 1962, Zerhouni, 1991, 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 de sol, chemin de contrainte appliqué au sol, (Figure 2-2)

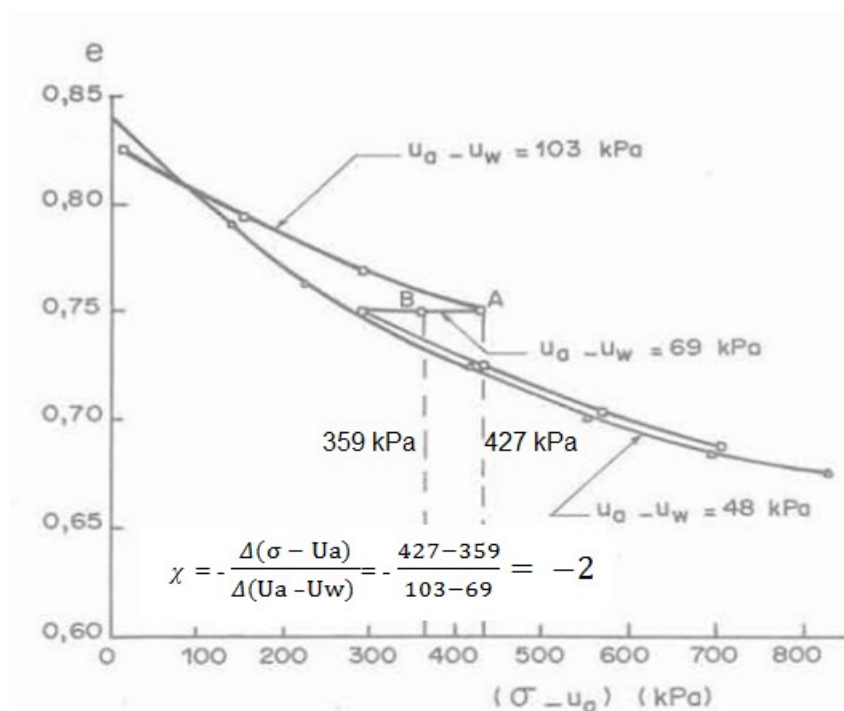


Figure 2-2 : Essai d'effondrement à l'œdomètre à succion contrôlée, d'après Matyas et Radhakrishna, 1968.

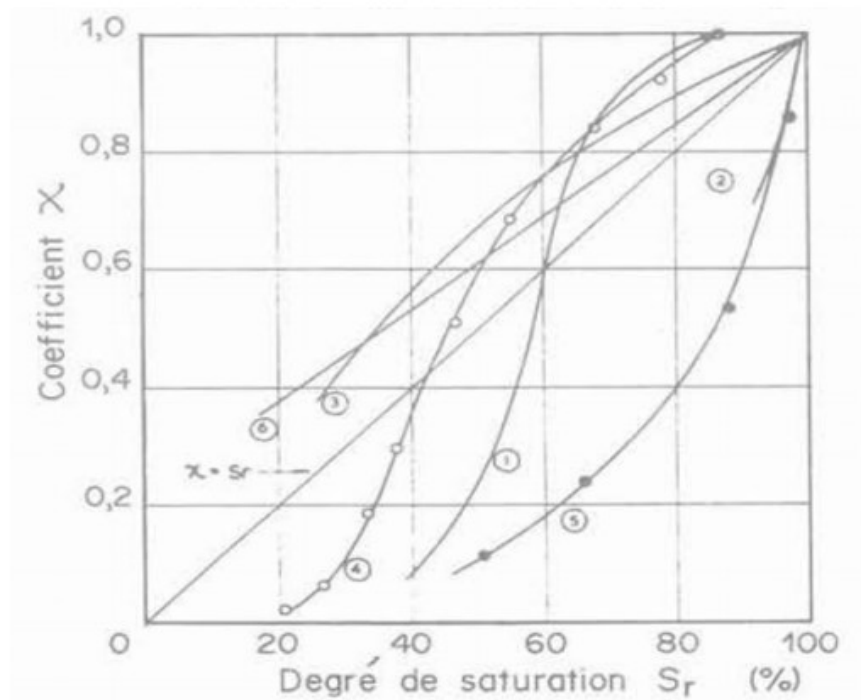


Figure 2-2 variations de χ en fonction de degré de saturation (Jennings et Burland, 1962).

2.2 Cas particulier des sols saturés à succion non nulle

Le concept de contrainte effective permet d'interpréter les phénomènes observés dans un domaine de degré de saturation compris entre 90% et 100%, pour lequel la phase d'air est occluse sous forme de bulles discontinues et distribuées dans l'eau sans contact avec les grains de sol. Ce domaine correspond selon Fleureau et al, 1993 à des succions supérieures à la succion de retrait. (c.f chapitre 1). De leur part, Chang et Duncan, 1983 ont élargi le concept de contrainte effective de Terzaghi au problème de la consolidation des sols non saturés. Ils ont introduit le concept de "fluide interstitiel homogénéisé" dans lequel le mélange du gaz et de l'eau dans les sols est considéré comme un fluide homogène remplissant la totalité des pores.

2.3 Modèles élastoplastiques en contrainte effective

Plusieurs modèles élastoplastiques écrits en termes de contrainte effective se sont développés, notamment dans les années 90. Une définition plus générale de la contrainte effective a été introduite pour pallier aux limites du concept aux sols non saturés.

2.3.1 Modèle Kohgo et al:

Dans Kohgo et al ; 1993a et b, les auteurs proposent une définition généralisée de la contrainte effective basé sur des études empiriques sur la relation entre la résistance au cisaillement et la succion. L'auteur a établie aussi une approche microstructurale, donnant un sens physique à la pression interstitielle et la contrainte effective.

Les auteurs considèrent trois domaines de saturation : i) un domaine pour des succions très forte où l'air se présente d'une façon continue, ii) un domaine où la phase liquide est continue pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air ; iii) un domaine intermédiaire où la phase gazeuse se présente sous forme de bulle d'air.

La contrainte effective est définie en utilisant la notion de pression interstitielle équivalente qui est la contribution de la pression interstitielle à la contrainte effective. Cette contribution est formulée en utilisant la relation entre la résistance au cisaillement du sol et la succion.

La pression interstitielle équivalente p_{eq} est choisie comme une fonction hyperbolique de la succion. La contrainte effective est définie par l'expression suivante (Pereira et al, 2003) :

$$\sigma' = \sigma + p_{eq} \quad [2-3]$$

Où :

$$\begin{aligned} \forall S \leq S_{desat} &\Rightarrow p_{eq} = S - u_a \\ \forall S \geq S_{desat} &\Rightarrow p_{eq} = -u_a + \left(S_{desat} + \frac{S_{cri} - S_{desat}}{S^* + a_e} \cdot S^* \right) \end{aligned} \quad [2-4]$$

où :

S^* : la succion effective définie par la différence entre la succion S et la pression capillaire d'entrée d'air ($S - S_{desat}$)

S_{cri} : la pression capillaire critique (limite asymptotique de P_{eq}).

a_e : un paramètre du matériau.

Le modèle distingue deux effets de la succion (Aboubekr, 1995) :

- Une augmentation de la succion provoque une augmentation de la contrainte effective. Cet effet est pris en compte dans la définition généralisée de la contrainte effective.
- Une augmentation de la succion provoque simultanément une augmentation de la surface de charge et une augmentation de la rigidité du matériau. Cet effet est pris en compte en utilisant le concept de surface d'état dans l'espace (e, S^*, p') ou p' est la pression moyenne effective.

Par des simulations qualitatives, les auteurs ont montré la capacité de leur modèle à reproduire des caractéristiques importantes du comportement des sols non saturés. Ils sont mis en évidence notamment le comportement sur chemin de drainage ainsi que le phénomène d'effondrement.

2.3.2 Modèle Loret et Khalili

Loret & Khalili, 2000 et Loret et Khalili, 2002, les auteurs basent leur travail sur la formulation de Bishop de la contrainte effective (équation 4-2).

En exploitant différents résultats publiés dans la littérature, Khalili & Khabbaz ; 1998 établissent une nouvelle formule de χ en fonction de la succion d'entrée d'air S_{desat} :

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } S \leq S_{desat} \\ \left(\frac{S_{desat}}{S} \right)^{0.55} & \text{pour } S \geq S_{desat} \end{cases} \quad 0 \leq \chi \leq 1 \quad [2-5]$$

Ainsi ils définissent une pression interstitielle équivalente comme suite :

$$\forall S \geq 0 \Rightarrow p_{eq} = S\chi - u_a . \quad [2-6]$$

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 :

$$d\zeta_v^e = -\kappa_o \frac{d(\sigma + P_{eq})}{(\sigma + P_{eq})} \quad [2-7]$$

- La déformation volumique plastique :

$$d\zeta_v^e = -(\lambda_o - \kappa_o) \frac{d(\sigma + P_{eq})}{(\sigma + P_{eq})} \quad [2-8]$$

Des simulations qualitatives et quantitatives ont permis la validation du modèle pour la reproduction des principaux aspects expérimentaux des sols non saturés.

2.3.3 Modèle de Modaressi et Abou-Bekr

Dans Modaressi et Abou-Bekr, 1994, 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} :

$$P_{eq}(S) = P_{eq}^{\max} \operatorname{th}\left(\frac{S}{P_{eq}^{\max}}\right) \quad [2-9]$$

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 microstructurale de Taibi, 1994 :

$$P_{eq}^{\max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot T_s}{K(e) \cdot \omega} \quad [2-10]$$

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

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

Selon le modèle microstructural de Taibi, 1994, D_{10} est le paramètre représentatif de ω .

Le modèle proposé par l'auteur est l'extension aux sols non saturés du modèle multimécanisme de Hujeux (Aubry et al, 1982 et Hujeux, 1985). Le modèle est basé sur la décomposition des phénomènes irréversible en plusieurs mécanismes élémentaires coupler entre eux : mécanisme isotrope et trois mécanismes déviatoriques. Dès que la succion atteint la valeur de la succion de retrait S_{SL} :

- Le matériau est considéré comme non saturé,
- L'auteur utilise la définition généralisée de la contrainte affective et l'expression de la fonction de charge isotrope. La fonction de charge isotrope est écrite comme suit:

$$f_i = P' + d \left[P_c \exp(-\beta \varepsilon_{vi}^p) - R \right] r_i \quad [2-12]$$

Le calcul des déformations lié au mécanisme isotrope sont donnés comme suite :

- *Déformation élastique*

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dP}{K(P^i)} \quad [2-13]$$

- *Déformation plastique*

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

$$\text{Mécanisme isotrope} \quad d\varepsilon_{vi}^p = d\xi_i \left(\frac{q_i}{P_i^i} + \sin\psi \right) \quad [2-14]$$

Où P est la pression moyenne total, P' est la pression moyenne effective, P_c la pression de préconsolidation à l'état saturé, R paramètre relié la contrainte capillaire conditionnant

l'étendue du domaine élastique $R=k'.P_{eq}$, où k' est un paramètre intrinsèque du matériau, β : est la compressibilité plastique, r_i : le degré de mobilisation de ce mécanisme i , d : un paramètre mesurant la distance entre la droite d'état critique et la droite de consolidation isotrope normalement consolidé pour un sol saturé, K est le module d'élasticité volumique, q est le déviateur de contrainte, ψ représente l'angle de dilatance, ξ_i est le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme i .

3 CONCEPT DE SURFACE D'ETAT

Une autre approche de la modélisation du comportement des sols non saturés est basée sur le concept de surface d'état, introduit par Matyas & 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 (pression capillaire et la contrainte nette) dans l'espace (Cui et al, 1997). Un exemple de surface d'état est donné sur la figure 2-3:

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

Le chemin (3) à contrainte constante avec diminution de la pression capillaire 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 pression capillaire. Ce léger gonflement se produit également pour des contraintes faibles.

Le chemin (5) est obtenu quand le relâchement de la pression capillaire 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 pression capillaire ($u_a - u_w$) qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la pression capillaire.

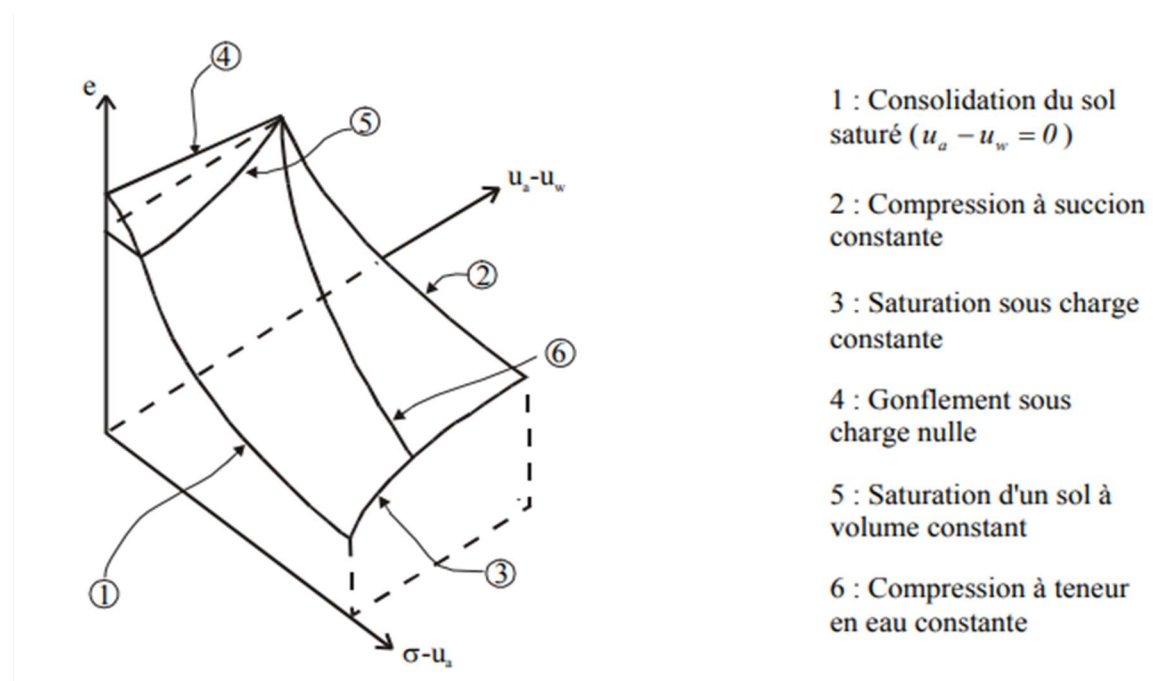


Figure 2-3: surface d'état obtenu par Matyas et Radhakrishna . Matyas et Radhakrishna,

1968

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

$$S_r = g(\sigma - u_a, u_a - u_w) \quad [2-15]$$

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 (Delage et Cui, 2001).

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 cité dans Derfouf, 2005, donne les premières expressions de surfaces d'état en indices des vides et teneur en eau :

$$e = e_o - C_t \log (\sigma - u_a) - C_m \log (u_a - u_w) \quad [2-16]$$

$$w = w_o - D_t \log (\sigma - u_a) - D_m \log (u_a - u_w) \quad [2-17]$$

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 compressions ne comportant pas d'effondrement, la relation reste applicable dans le domaine élastique de déchargement.

La proposition de Lloret & Alonso, 1985 cité dans Derfouf, 2005, permet de prendre en compte les phénomènes de gonflement et d'effondrement en introduisant des coefficients de couplage contrainte - succion (d et d') :

$$e = a + b \log (\sigma - u_a) + c \log (u_a - u_w) + d \log (\sigma - u_a) \log (u_a - u_w) \quad [2-18]$$

$$w = w_o + b' \log (\sigma - u_a) + c' \log (u_a - u_w) + d' \log (\sigma - u_a) \log (u_a - u_w) \quad [2-19]$$

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

Afin d'analyser la stabilité des ouvrages en terre, Alonso et al, 1987 ont proposé le modèle élastique dont l'équation de calcul des déformation volumique est donnée comme suite :

$$d\zeta_v = \frac{d(\sigma - u_a)}{k} + \frac{d(u_a - u_w)}{F} \quad [2-20]$$

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

4 APPROCHE EN VARIABLES D'ÉTAT INDEPENDANTES

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 ($\sigma - u_a$) et de la succion $S = (u_a - u_w)$. de façon simple et indépendante. L'approche en variables d'état indépendantes est adoptée par de nombreux chercheurs (Alonso et Gens, Delage, Wheeler, Schrefler, ...). Différentes lois constitutives ont été développées ces dernières années dans le cadre de cette approche, en vue de décrire le comportement des sols non saturés.

4-1-Modèle élastoplastique de Barcelone (modèle BBM)

Le modèle de Barcelone BBM (Barcelona Basic Model) pour les sols non saturés, 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 initialement 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 consolidation augmente 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.
- La rigidité du sol augmente avec la succion.

De point de vue volumique, ces aspects sont pris en compte par le modèle de Barcelone de la façon indiquée sur la figure 2-4a qui représente les variations du volume spécifique $v = (1+e)$ en fonction du logarithme de la contrainte nette. Si l'on présente également des essais dans un plan succion contrainte, on observe que le lien des pressions de consolidation à la forme particulière indiquée sur la figure 2-4b, compatible avec l'augmentation de la pression de consolidation 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_o^*), on retrouve le comportement classique des sols saturés, caractérisé par un écrouissage des

contraintes, définit par l'augmentation de la pression de consolidation p_o^* , pour tout chargement normalement consolidé à des valeurs supérieures à p_o^*

L'expérience montre que ce déplacement de p_o^* 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 tout valeur de succion.

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

D'autres aspects importants du comportement, intégrée dans le modèle, sont décrits si dessous :

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

Ce dernier aspect est modélisé par l'utilisation d'une surface de charge en succion appelé SI (pour Succion Increase), également représentée sur la figure 2-4b, il s'agit d'une ligne horizontal, placée à la plus haute succion connue par le sol.

L'ensemble des deux surfaces SI et LC délimite une zone élastique, ce qui exprime que dans cette zone, les réponses aux cycles de contrainte et de succion sont réversibles.

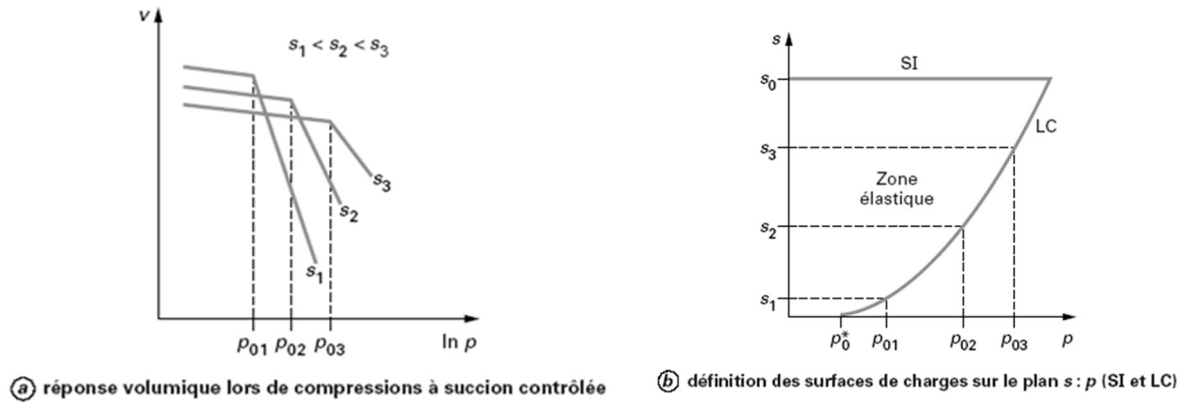


Figure 2-4 : Description de la réponse volumique par le modèle de Barcelone. Delage et Cui, 2001.

La formulation mathématique du model est donnée comme suite :

Déformation élastique sous les effets de contrainte et de succion :

- *Déformation volumique :*

$$d\zeta_v^e = -\frac{\kappa_o}{v} \frac{dP}{P} - \frac{\kappa_s}{v} \frac{dS}{(S + P_{atm})} \quad [2-21]$$

- *Expression de la surface de charge elliptique, paramètre a succion :*

$$F1 = q^2 - M^2 (P + P_s) (P - P_0) \quad [2-22]$$

Avec $P_s = k \cdot S$ exprimant l'augmentation de la cohésion avec la succion.

- *Expression de la courbe LC :*

$$P_0 = P^c \left[\frac{P_o^*}{P^c} \right]^{\frac{\lambda_o - \kappa}{\lambda_s - \kappa}} \quad [2-23]$$

Avec P_o^* P_0 est respectivement la pression de consolidation à l'état saturé et non saturé..

- *Diminution de compressibilité avec la succion :*

$$\lambda_s = \lambda_o [(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad [2-24]$$

- Surface de charge SI :

$$F2= S - S_o \quad [2-25]$$

Avec S_o limité élastique en succion.

- Règle d'écoulement non associée :

$$\frac{d\zeta_v^p}{d\zeta_s^p} = \frac{M^2(2P + P_s - P_o)}{2q\alpha} \quad [2-26]$$

$d\zeta_v^p$ et $d\zeta_s^p$: Respectivement les incréments de déformation plastiques volumétrique et de cisaillement. α est un paramètre du modèle .

- Loi d'écrouissage en chargement :

$$\frac{dP_o^*}{P_o^*} = \frac{v}{\lambda_o - \kappa_o} d\zeta_v^p \quad [2-27]$$

- Loi d'écrouissage en succion :

$$\frac{dS_o}{(S_o + P_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\zeta_{vs}^p \quad [2-28]$$

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

$$d\zeta_v^p = d\zeta_{vp}^p + d\zeta_{vs}^p \quad [2-29]$$

Les paramètres du modèle sont définis comme suite :

v : est le volume spécifique.

P^c : pression de référence.

λ : coefficient de compression plastique à l'état saturé.

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

r : coefficient de compression plastique minimale.

β : paramètre qui contrôle le taux de diminution de la compressibilité plastique λ_s .

λ_s : compressibilité plastique sous augmentations de succion.

κ_s : Coefficient de gonflement (élastique) sous diminution de succion.

k : paramètre contrôlant l'augmentation de la cohésion avec la succion.

Certaines limites peuvent cependant être décelées dans ce modèle (Derfouf, 2014):

- 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.
- Le modèle ne prend pas en considération le cas des sols non saturé à succion non nulle.

5-CONCLUSION

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

- L'utilisation de la contrainte effective, tel qu'elle est définie dans sa version initiale (équation de Tezaghi ou Bishop, 1959) 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 saturé en utilisant des modèles plus complet, 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 saturé sur des chemins de chargements monotone.
- Le concept de variables d'état indépendantes en utilisant généralement la contrainte nette et la succion comme variables, a permis de développer des modèles élastoplastique, comme celui de Barcelone. Ce modèle permet de décrire la majorité des traits de comportement des sols non saturés.

- La notion de point d'entrée d'air, à partir de laquelle le sol commence à se désaturer, n'est pas pris en considération dans le modèle de Barcelone, ce qui pose un problème dans le passage du domaine saturé au non saturé ce qui n'est pas le cas pour les modèles élastoplastiques en contrainte effective.

Chapitre 3
simulations qualitatives et quantitatives
des chemins de drainage-humidification

1 INTRODUCTION

A travers le chapitre précédant, nous avons vu que plusieurs modèles élastoplastiques ont été développés, afin de reproduire les grands traits de comportement des sols non saturés. Selon l'approche utilisée, les modèles sont écrits soit en contrainte effective soit en terme de variables d'état indépendantes. Dans ce chapitre, l'aptitude du modèle de Dumont et al, 2010 à reproduire quantitativement le chemin de drainage humidification de l'argile de Boughrara et la Bentonite industrielle de Maghnia sera examinée.

2 PRESENTATION SUCCINCTE DU MODELE DE DUMONT ET AL

Le modèle de Dumont et al, 2010 est un modèle qui permet l'intégration des effets de la non-saturation et de la température pour les sols saturés et non saturés en considérant le modèle Cam-Clay modifié comme support. Il est basé sur l'utilisation de la définition de la contrainte effective généralisée « P' » qui représente la somme des effets de la contrainte totale « P » et la contrainte capillaire π_{eq} (Equation 3-1)

$$P' = P + \pi_{eq} \quad [3-1]$$

La définition de contrainte capillaire est dérivée du le modèle structural de Taibi, 1994 , en considérant quatre types d'arrangement régulier de sphères (figure III-1.) pour passer d'un milieu discontinu à un milieu continu avec un indice des vides compris entre 0.35 (arrangement dodécaédrique) et 1.95 (arrangement tétraédrique). Les paramètres pour des valeurs d'indice des vides intermédiaires sont obtenus par interpolation

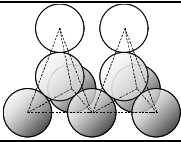
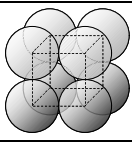
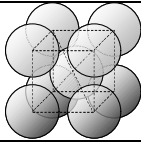
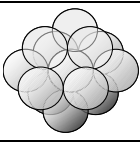
Tetraédrique	Cubique	Octaédrique	Dodecaedrique
			
Nombre de points de contact par sphère :			
4	6	8	12
Indice des vides correspondant:			
1.95	0.91	0.47	0.35

Figure 3- 2. Différents types d'arrangements réguliers de particules sphériques, Taibi 1994

La contrainte capillaire est exprimée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_{eq} = \frac{\pi T_s}{2K(e)R^2} \left[4R + \frac{3T_s - \sqrt{8T_s R(S) + 9T_s^2}}{S} \right] \quad \text{pour } S > S_e \\ \pi_{eq} = S \quad \text{pour } S \leq S_e \end{array} \right. \quad [3-2]$$

Où R est le rayon des particules généralement pris égal à D10/2, Ts est la tension superficielle, Se 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. 3-3).

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

Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où π_{eq} est égale à π_{eq}^{\max} exprimée telle que:

$$\pi_{eq}^{\max} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \quad [3-4]$$

L'auteur propose une autre expression similaire à l'équation [3-2] qui ne prend pas en considération l'effet de mouillage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_{eq} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \frac{\exp\left[2(S - S_e) / \frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right] - 1}{\exp\left[2(S - S_e) / \frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right] + 1} \quad \text{pour } S > S_e \\ \pi_{eq} = S \quad \text{pour } S \leq S_e \end{array} \right. \quad [3-5]$$

La fonction de la contrainte capillaire ainsi définie permet de :

- Assurer la continuité entre le domaine saturé et non saturé, (Figure 3-1)

- Montrer un palier de valeur maximale pour des valeurs élevées de pressions capillaires, (Figure 3-1)

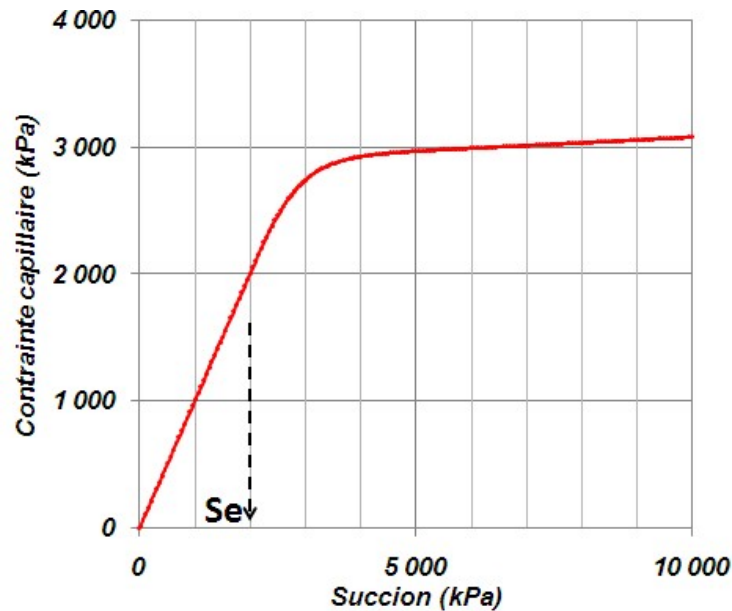


Figure.3-2. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion donnée par l'équation 3-5. Derfouf, 2014.

Les équations permettant la description du comportement sous sollicitations hydriques et mécaniques isotropes sont données comme suite :

- *Déformation élastique*

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dP'}{P'} \quad [3-6]$$

κ est le coefficient de déchargement/rechargement pour un changement de contrainte effective P' (avec $P' = P + \pi_{eq}$)

- *Écrouissage positif sous sollicitation hydrique*

Afin de prendre en compte l'effet de la succion et par conséquent la contrainte capillaire sur la contrainte de préconsolidation P_s' (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 :

$$P_S'(\pi_{eq}) = P_c + k(\pi_{eq} - S_e) \quad [3-7]$$

Avec P_c 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 $\lambda(\pi_{eq})$, e est donnée par la relation :

$$\lambda(\pi_{eq}) = \lambda[(1-r) \exp(-\beta\pi_{eq}) + r] \quad [3-8]$$

r est un paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)}$ et β un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion. λ la pente de compressibilité plastique à l'état saturé.

$\lambda(\pi_{eq})$ 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 de compressibilité plastique est considérée constante et s'identifie à λ , 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 :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda(\pi_{eq}) - \kappa}{1 + e_0} \frac{dP'}{P'} \quad [3-9]$$

Lorsque le sol est saturé, $\lambda(\pi_{eq}=0) = \lambda$

3 ETUDE DE LA SENSIBILITE DES PARAMETRE DU MODELE

Avant d'aller à la simulation nous avons étudié l'impact des différents paramètres sur la réponse du modèle sur chemin de drainage. Pour se faire, on fait changer un paramètre tandis que les autres restent constants.

Pour la réalisation de ces simulations nous avons utilisé un programme écrit en langage GwBasic établi par l'auteur du modèle.

Ce programme est écrit en 4 subroutines à savoir : Hydrique, Isotrope, Thermique, Déviatorique. Ces quatre subroutines sont reliés à l'aide d'un programme principal permettant l'appellation de chacune en fonction du chargement appliquée (chargement Hydrique, mécanique Isotrope, Déviatorique ou Thermique). Pour notre étude, c'est la subroutine « Hydrique » qui sera utilisée du fait que le chemin de drainage humidification est obtenus par variation de la succion. Aucun chargement mécanique ne sera appliqué (contrainte totale nulle). Pour des commodités de calcul, on évitera l'introduction des valeurs de succions ou contraintes totales nulles (correspondant à un état initial saturé sous contrainte totale initiale nulle) dans le programme pour éviter des bugs de calcul. Ainsi, Pour l'expression d'un état saturé sous chargement extérieure nulle, la valeur de la succion et la contrainte totale initiale seront présent égale à 1 kPa. On note aussi, que le modèle ne fait pas de distinction entre la succion d'entrée d'air « S_e » et la succion de retrait « S_{SL} ». Ainsi, dans ce qui suit, la valeur de la succion d'entrée d'air introduite correspondra réellement à la limite du matériau étudié.

Les paramètres qui seront étudiés sont comme suite :

- La pente de compressibilité plastique λ ,
- La pente de compressibilité élastique κ ,
- La succion d'entrée d'air S_e ,
- La contrainte de préconsolidation P_c ,
- Le paramètre caractérisant les dimensions des grains : D_{10} .

Ces paramètres ont été choisis, car ils représentent les paramètres qui ont le plus d'influence sur la forme des courbes de drainage humidification. L'ensemble des autres paramètres du modèle sont rassemblées dans le tableau 3-1.

Tableau3-1 : les paramètres du modèle utilisé :

Paramètres	Valeur
contrainte moyenne totale initiale P_0	1 kPa
la contrainte de préconsolidation P_c	50 kPa
Succion initiale S_0	1 kPa
Succion d'entrée d'air	250 kPa
indice des vides initiales e_0	1.5
Compressibilité plastique λ	0.15
Compressibilité élastique κ	0.04
D10	1 μ m
Tension superficielle T_s (à 22°)	7.24.10 ⁻⁵ kN/m

3.1 Influence de λ et κ

Le modèle de Dumont et al, 2010, considère que la paramètre λ reste constant autant que $S < S_e$. Au-delà de cette limite, la contrainte capillaire tend vers une valeur asymptotique, d'où l'apparition d'un palier marquant la stabilisation des déformations. En ce qui concerne le paramètre κ , ce dernier est considéré comme indépendant de la valeur de la succion et par conséquent la valeur de la contrainte capillaire. Sur la figure 3-2 et 3-3 on représente respectivement les résultats de simulation des chemins de drainage humidification en variant λ et κ . Comme prévu, le choix de valeurs croissantes de λ ou κ , induit respectivement des déformations plastiques ou élastiques plus importantes sur le chemin drainage et sur le chemin d'humidification.

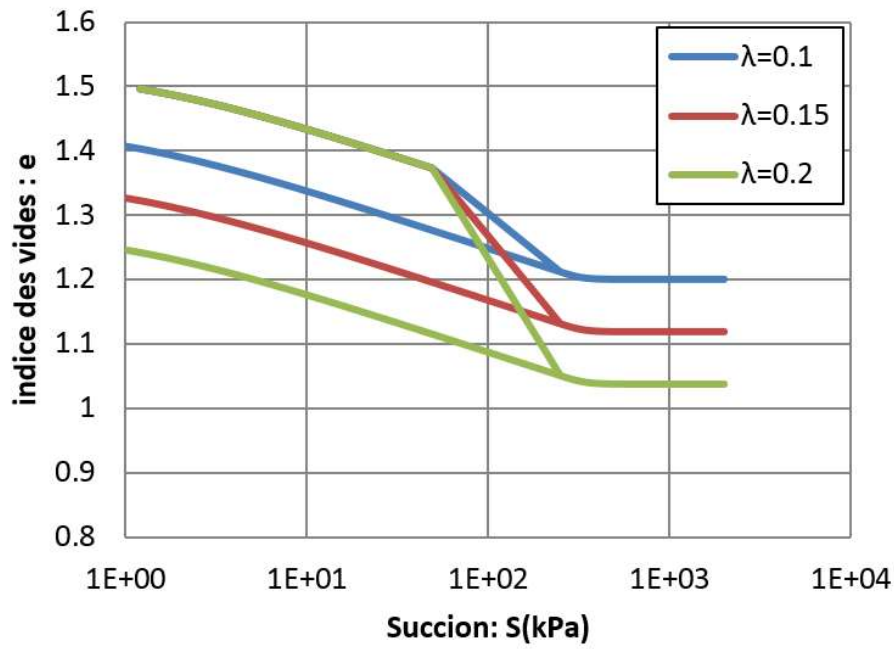


Figure 3-3 : Influence du paramètre λ sur le chemin de drainage humidification.

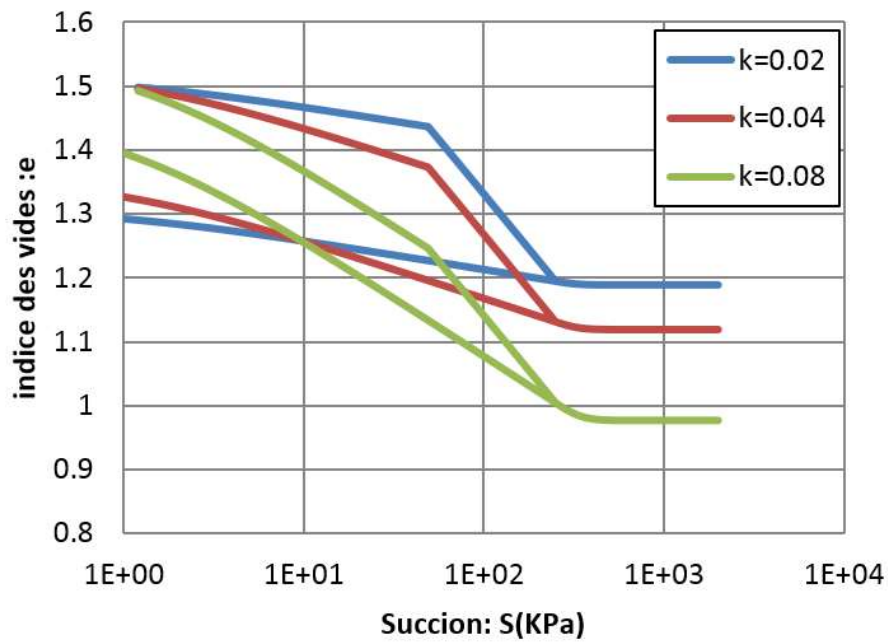


Figure 3-4 : Influence du paramètre κ sur le chemin de drainage humidification.

3.2 Influence du paramètre P_c

P_c , représente la limite élastique dans le domaine saturé. Nous constatons sur la figure 3-4, que la variation de la pression de préconsolidation à l'état saturé influe la valeur de la contrainte à partir de laquelle les déformations plastiques apparaissent. Par conséquent, la position du palier sera conditionnée par l'étendue du domaine [P_c , S_e].

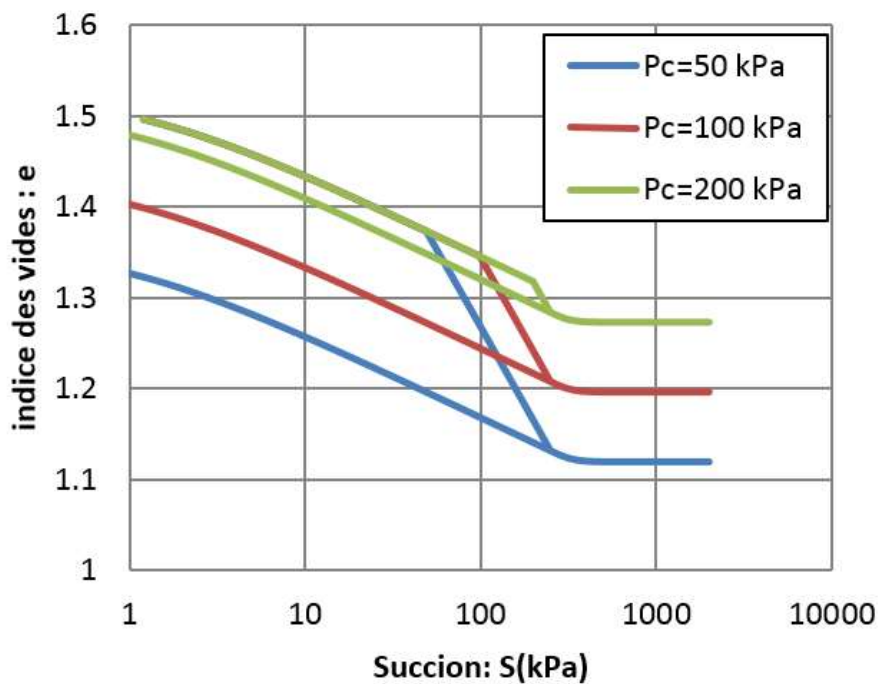


Figure 3-5 : Influence du paramètre P_c sur le chemin de drainage humidification.

3.3 Influence des paramètres S_e et D_{10}

Les paramètres S_e et D_{10} interviennent directement dans le calcul de la contrainte capillaire via les équations 3-4 et 3-5. D'après les courbes représentées sur les figures 3-5 et 3-6, on constate que la valeur de ces deux paramètres influe sur la valeur de l'indice des vides respectivement dans le domaine saturé et non saturé.

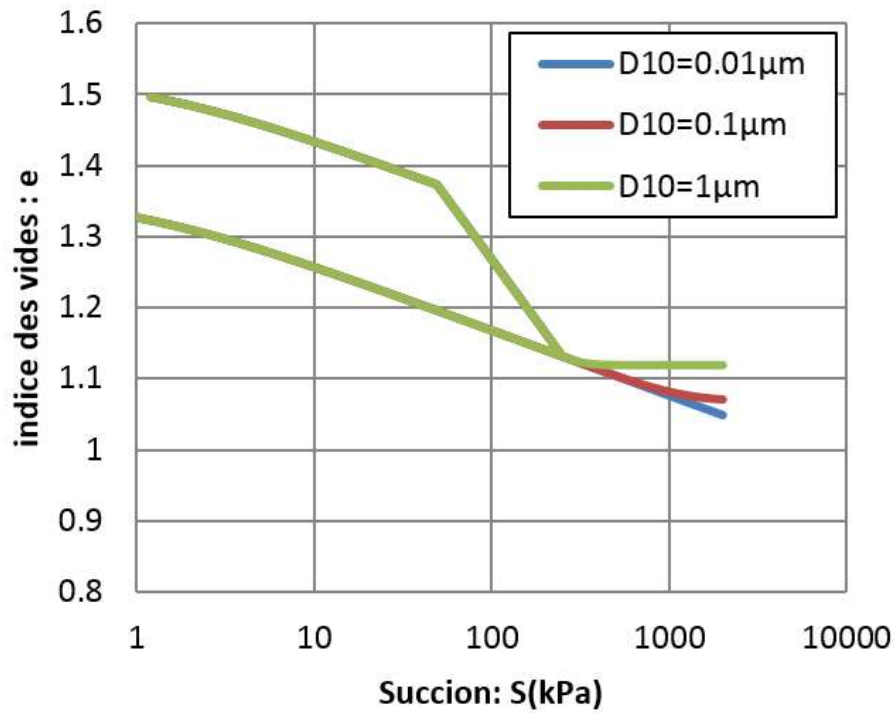


Figure 3-6 : Influence du paramètre S_e sur le chemin de drainage humidification.

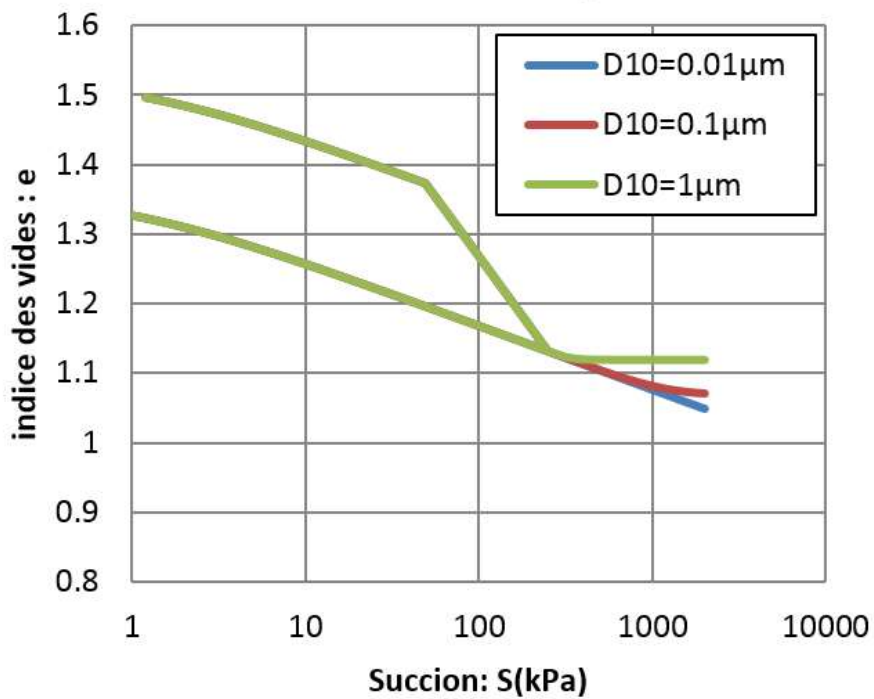


Figure 3-7 : influence du paramètre de D_{10} sur le chemin de drainage humidification.

Sur chemin de drainage, le sol suit un chemin élastique de pente κ jusqu'au contrainte de préconsolidation de 50 kPa. Au-delà de cette valeur, les déformations suivent un chemin de pente λ jusqu'à une valeur de succion qui correspond au point d'entrée d'air.

Dans l'intervalle de ($S \leq S_e$) la contrainte capillaire est égale à la succion imposée, et le principe de la contrainte effective Terzaghi reste valable. Ainsi, les déformations plastiques dépasserons de l'étendue du domaine saturé, c-à-d de la valeur de S_e (Figure 3-5).

Dans le domaine non saturé ($S > S_e$), les déformations sont réversibles et moins importantes. Dans ce domaine, la contrainte capillaire n'est plus égale à la valeur de la succion car elle tend vers une valeurs asymptotique égale à la contrainte capillaire $\max \pi_{eq}^{max}$ qui est en relation directe avec la valeur de $D_{10}=2 \cdot R$ (Figure 3-1 et équation 3-4).

4 SIMILATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

4.1 Matériaux utilisés

Deux argiles ont été choisies à savoir l'argile de Boughrara et la Bentonite de Maghnia. Il s'agit de deux argiles très plastiques dont les paramètres d'identification sont représentés dans le tableau 3-2 et 3-3.

Tableau 3-2. Paramètres physiques de l'argile de Boughrara, Derfouf, 2013.

Granulométrie			Plasticité		
<80 μ m	<2 μ m	D ₁₀	w _L	w _P	I _p
97%	72%	0.6 μ m	54%	26%	28%

Tableau 3-3 : Paramètres physiques de la Bentonite de Maghnia. Derfouf, 2005.

Granulométrie			Plasticité		
<80 μ m	<2 μ m	D ₁₀	w _L	w _P	I _p
87.3%	60%	<1 μ m	130%	42%	88%

Les essais de drainage humidification à simuler ont été déterminé par Derfouf, 2005 et Derfouf, 2013. Deux techniques d'imposition de succion ont été mises en œuvre, à savoir : la technique osmotique et la technique des solutions salines. Les états initiaux considérés sont :

- Pâte saturée à 1.2 w_L pour l'argile de Boughrara et 1.5 w_L pour la Bentonite de Maghnia.
- Pâte consolidée à 100 kPa, pour l'argile de Boughrara.

4.2 Détermination des paramètres utilisés

On se basant sur les courbes expérimentales, on a pu calculer les valeurs des pentes de compressibilité (λ et κ), en utilisant les équations 3-10 et 3-11. La contrainte de préconsolidation à l'état saturé est déterminée à l'aide de la construction de Terzaghi. Elle vaut 100 kPa pour l'argile de Boughrara consolidée.

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} \quad \text{avec : } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log S} \quad [3-10]$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3} \quad \text{avec : } C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log S} \quad [3-11]$$

La comparaison entre les valeurs de C_c et C_s obtenus expérimentalement et ceux obtenus de la corrélation de Biarez et Favre, 1975 (Tableau 3-4) donnée par les équations 3-12 et 3-13 montrent que les valeurs restent comparables les uns aux autres.:

$$C_c = 0.009(w_L - 13) \quad [3-12]$$

$$C_s \approx \frac{C_c}{4} \quad [3-13]$$

Tableau 3-4 : Vérification des paramètres de compressibilité.

	Valeurs expérimentales		Corrélations	
	Cc	Cs	Cc	Cs
Argile de Boughrara	0.391	0.16	0.369	0.09
Bentonite de Maghnia	1.058	0.276	1.053	0.263

Le modèle de Dumont et al, 2010 ne fait pas de distinction entre la succion d'entrée d'air et la succion de retrait. Ainsi, la valeur de la succion d'entrée d'air introduite dans les calculs sera réellement égale à la succion d'entrée d'air. Ainsi, pour l'argile de Boughrara, la succion d'entrée d'air est égale à 3000 kPa tandis que pour la Bentonite de Maghnia, elle est égale à 5000 kPa pour (Derfouf et al, 2005). Pour l'ensemble des simulations, la valeur de la tension superficielle sera égale à $7,24 \cdot 10^{-5}$ kN/m. Les paramètres de calcul pour les deux matériaux sont regroupés dans le tableau 3-5.

Tableau.3-5. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais de drainage humidification de l'argile de Boughrara et de la Bentonite de Maghnia.

Paramètres	Argile de Boughrara		Bentonite de Maghnia
	Pâte	Consolidée	Pâte
Indice des vides initial e_0	1.62	1.05	3
S_e (MPa)	3	3	5
P_c (kPa)	1	100	1
λ	0.17		0.49
K	0.04		0.12
D10(μm)	0.2		0.02

4.3 Résultats et discussions

Dans la figure [3-7], [3-8] et [3-9], on représente respectivement les résultats des simulations des courbes expérimentales des essais de drainage-humidification réalisées sur l'argile de Boughrara (pâte et consolidée) et la Bentonite de Maghnia. D'une manière qualitative, on peut dire que :

- 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 saturé ($S \leq S_e$),
- Le comportement élastique dans le domaine non saturé avec palier d'indice des vides minimal est reproduit.

Concernant le fonctionnement du modèle, pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air ($S \leq S_e$), le drainage d'une pâte saturée induit des déformations (variations de l'indice des vides) plastiques en raison de l'état Normalement Consolidé (NC) du sol. Le chemin suivi est sensiblement linéaire dans le plan $[\log(S), e]$ avec pente λ . Selon l'approche en contrainte effective généralisée, la valeur de la contrainte capillaire est égale à la succion. Ainsi, le drainage du matériau NC a le même effet qu'un chargement mécanique isotrope. Dans le cas de la pâte consolidée, le sol suit tout d'abord un chemin élastique de pente κ , puisque la contrainte effective initiale est inférieure à la contrainte de préconsolidation. Au-delà de cette valeur, la courbe de drainage suit le chemin NC de pente λ .

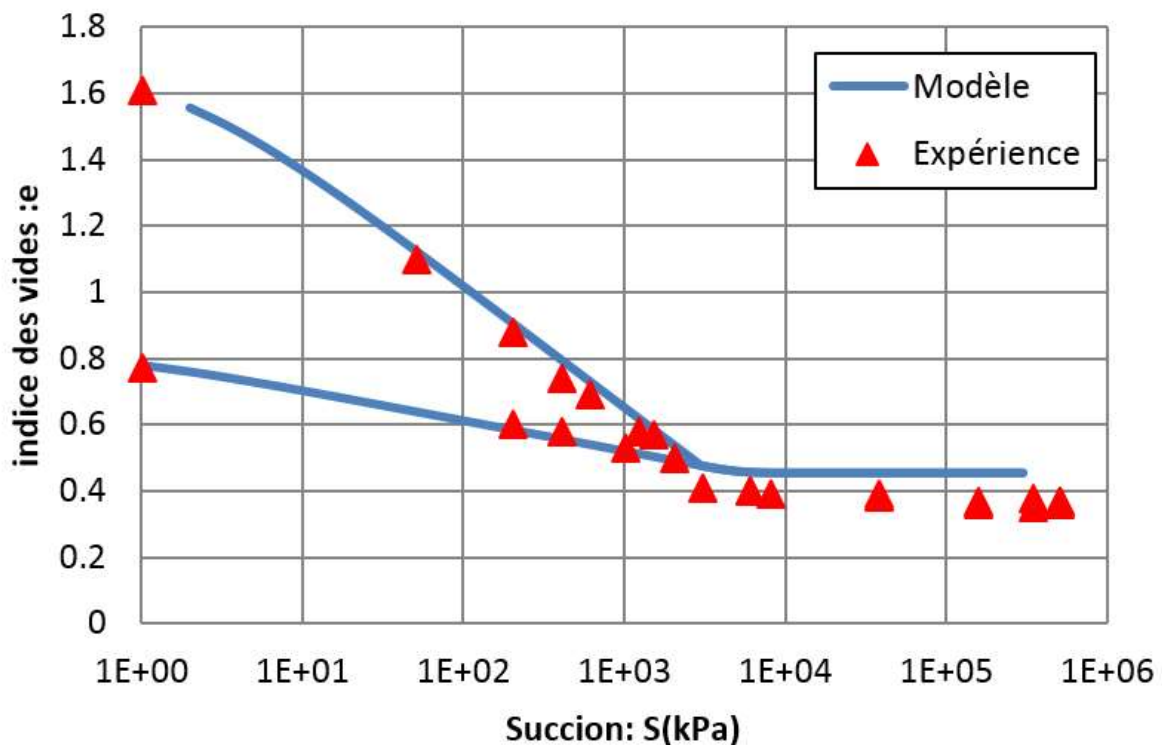


figure 3-8: Simulation de l'essai de drainage-humidification de l'argile de Boughrara sous forme de pâte.

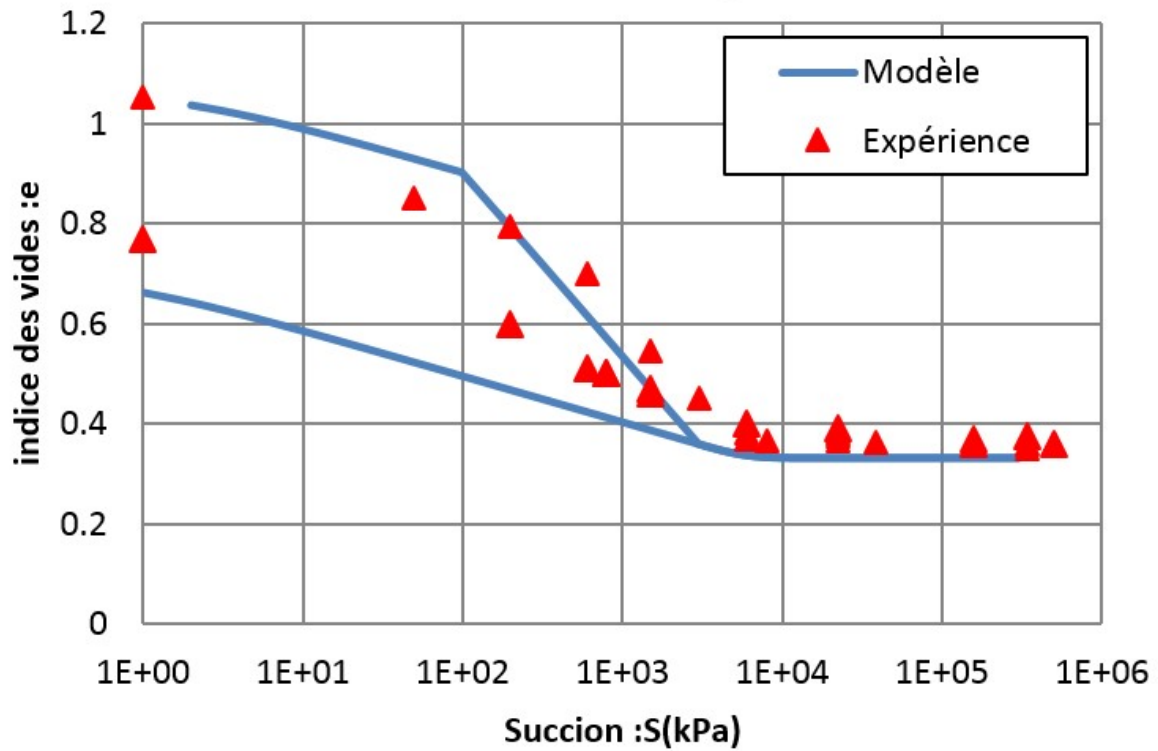


Figure 3-9 : Simulation de l'essai de drainage-humidification de l'argile de Boughrara consolidée à 100kPa.

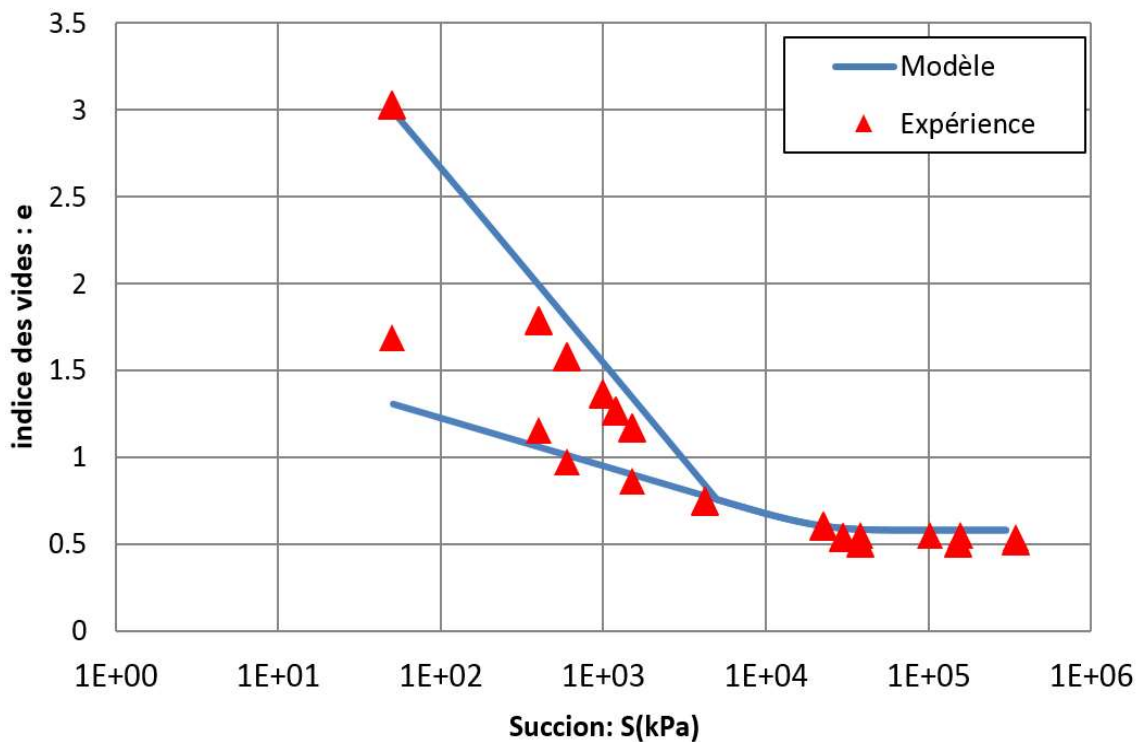


Figure 3-10 : Simulations de l'essai de drainage-humidification de la Bentonite de Maghnia.

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 contrainte capillaire $\pi_{eq} = \pi_{eq}^{max}$ (valeur asymptotique). 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 écrouissage positif qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation.

A la fin du drainage, on simule la phase d'humidification en diminuant la succion. On observe dans le domaine non saturée ($S > S_e$) un comportement réversible. Finalement, lorsque $S = S_e$, l'écrourissage positif que l'on a observé disparaît et la contrainte de préconsolidation retrouve sa position avant activation du mécanisme d'écrourissage. 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 .

La comparaison calcul modèle-expérience révèle une bonne concordance entre les mesures expérimentales et les prédictions du modèle. L'erreur relative obtenue entre l'indice des vides obtenu par simulation et expérimental dans le cas de l'argile de Boughrara reste entre 8% et 20%, tandis que pour la Bentonite de Maghnia, elle varie entre 3% et 7%.

5 CONCLUSION

On a présenté dans ce chapitre un modèle en contrainte effective généralisée, à savoir le modèle de Dumont et al, 2010, ainsi qu'une validation qualitative et quantitative de dernier sur l'argile de Boughrara et la Bentonite de Maghnia.

La comparaison entre les simulations numériques et les mesures expérimentales montrent que le modèle est en mesure de reproduire de façon acceptable les chemins de drainage humidifications des deux argiles étudiées.

**Chapitre 3 : Simulation qualitatives et quantitatives des chemins de drainage-
humidification**

Ces calculs ont montré l'intérêt de conserver le concept de contrainte effective pour les matériaux non saturés dans la mesure où, d'une part l'ensemble des paramètres sont déterminés à l'aide d'essais expérimentaux et le passage entre les domaines saturés et non saturés s'effectue sans difficultés particulière.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire est axé sur la modélisation des chemins de drainage-humidification des sols fins. Sur ce type de chemin, il n'y a que des variations de succion sous contrainte totale constante (nulle dans cette étude).

Les deux principales approches de modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés sont : l'approche en contrainte effective généralisée et l'approche en variables indépendantes.

On utilise dans cette étude un modèle basé sur une définition de la contrainte effective généralisée aux sols non saturés (modèle de Dumont et al., 2010).

Sur le plan qualitatif, le modèle est capable de reproduire les aspects suivants :

- Existence d'un domaine saturé à pression interstitielle négative
- Existence d'un palier de retrait correspondant à la limite de retrait
- Hystérésis du chemin de drainage-humidification

Ce modèle a été utilisé pour simuler les chemins de drainage-humidification de deux argiles de plasticités différentes : L'argile du barrage Boughrara ($w_L=54\%$) et la Bentonite de Maghnia ($w_L=130\%$).

Les simulations quantitatives ont permis de déduire les conclusions suivantes :

- Les paramètres décrivant l'état non saturé ne sont pas nombreux et peuvent être déduits d'un nombre réduit d'essais expérimentaux.
- Le comportement sur chemin de drainage-humidification est fortement dépendant de l'état de plasticité du sol.
- Le modèle a bien reproduit les mesures expérimentales.

Le modèle nécessite certainement des développements supplémentaires et en particulier pour estimer le degré de saturation.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abou-Bekr, N. (1995). *Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés* (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris). (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Abou-Bekr N., Derfouf F-E.M, Bekkouche A. (2005). "Comportement sur chemin de drainage humidification de la Bentonite de Maghnia". Tlemcen, 13 & 14 Novembre 2005, 2ème Journées d'études sur les sols gonflants, JESG2,, pp. 41-52.

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. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Alonso E.E., Gens A., Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, n° 3, pp. 405-430. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Amraoui, N. (1996). *Étude de l'infiltration dans les sols fins non saturés* (Doctoral dissertation, Institut National Polytechnique de Lorraine).

ASTM D 5298 – 94, (1995). Measurement of soil potential (suction) using filter paper. ISBN : 0-80312129-6. Vol. 4.09, pp. 154-159. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Aubry, D., & JC, H. (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Bendi-Ouis, A. (2005). Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumises à une pression interstitielle négative. *Mémoire de Magistère de l'université Aboubekr Belkaid, Tlemcen, Algérie*.

Biarez. J., Favre. J.L, (1975). Parameters fitting 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. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

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. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Bishop A.W. (1959). The principle of effective stress. *Technisk Ukeblad*, 106, n° 39, pp. 859-863. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

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. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Chang, C. S., & Duncan, J. M. (1983). Consolidation analysis for partly saturated clay by using an elastic-plastic effective stress-strain model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 7(1), 39-55. (Cité par Omran, Alshihabi, (2002)).

Cui, Y. J., Delage, P., Schlosser, F., & Wojnarowicz, M. (1999). Etude du comportement volumique d'un loess du Nord de France Volume change behaviour of a loess from Northern France. In *Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance: proceedings of the twelfth european conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, Netheredlands, 7-10 June 1999* (p. 337). Taylor & Francis. . (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Cui Y.J., Yahia-Aissa M., Delage P. (2002). A model for the volume hange behavior of heavily compacted swelling soils. *Engineering Geology* 64, pp. 233-250. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Delage, P. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur-Construction*, (C 301).

Delage, P., & Yu-Jun, Cui. (2001). *Comportement mécanique des sols non saturés*. Ed. Techniques Ingénieur. . (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

Derfouf, F. E. M. (2014). *Contribution à l'étude des sols fins non saturés: Aspects du comportement volumique* (Doctoral dissertation).

Derfouf, F-E M., Allal, M. A., Abou-Bekr, H., & Taibi, S. (2013). " Mesure et prédiction des chemins de drainage-humidification. Application à l'argile d'un noyau de barrage". *Revue Française de Géotechnique*, (142), 49-60. Print ISSN : 0181-0529; Online ISSN : 2493-8653. <https://doi.org/10.1051/geotech/2013142049>

Derfouf, F-E M., Allal, M. A., Abou-Bekr, H., & Taibi, S. (2013). " Mesure et prédiction des chemins de drainage-humidification. Application à l'argile d'un noyau de barrage". *Revue Française de Géotechnique*, (142), 49-60. Print ISSN : 0181-0529; Online ISSN : 2493-8653. <https://doi.org/10.1051/geotech/2013142049>

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. (Cité par Derfouf F.M, (2014)).

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. (Cité par Derfouf F.M, (2014)).

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. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).

- Fleureau, J. M., & Kheirbek-Saoud, S. (2001, October). Retrait et Gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification. In *Colloque international «Génie Civil et Constructions», Université de Damas, Syrie* (pp. 1-3). (Cité par bendi-Ouis,A,(2005)).
- Fredlund D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Can Geotech J*, vol. 16, pp. 121-139. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).
- Gens A. (1995). Constitutive modelling: Application Of compacted sojls. Proc, 1st th, Conf on Unsaturated Soil.' (UNSAT'95), Paris, Presses ENPC. vol, 3, pp. 1179-1200. (cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Presses inter Polytechnique. (cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Hujeux, J. C. (1985). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In *Génie parasismique* (pp. 287-302). (cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Indarto. (1991). Comportement mécanique et hydrique des matériaux compactés et de remblais, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris. (cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Jennings J., Burland J. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique* 12, n°2, pp.125-144. (Cité par Derfouf, F.M, (2014)).
- Khalili, N., & Loret, B. (2001). An elasto-plastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 38(46-47), 8305-8330. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Loret B., Khalili N. (2002). An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, 34, pp. 97–116. (cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Khalili N , Khabbaz, M. H. (1998). A. unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Kohgo, Y., Nakano, M., & Miyazaki, T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soils and foundations*, 33(4), 49-63. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18, pp. 432-448. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Modaressi, A., & Abou-Bekr, N. (1994). A unified approach to model the behaviour of saturated and unsaturated soils. In *Proceedings of the 8th international conference on computer methods and advances in geomechanics* (pp. 1507-1513). Rotterdam: Balkema. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).
- Pereira, J. M., Wong, H., & Dubujet, P. (2003). A general framework for constitutive models adaptation to unsaturated states. In *Deformation Characteristics of Geomaterials/Comportement Des Sols Et Des Roches Tendres* (pp. 1288-1295). CRC Press.(Cite Web, Technique de l'ingénieur).

Ridley, A. M. (1993). The measurement of soil moisture suction. (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).

Ridley, A. M., & Burland, J. B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 43(2), 321-324.(Cité par derfouf,(2014)).

Skempton, A. W., & Brown, J. D. (1961). A landslide in boulder clay at Selsset, Yorkshire. *Geotechnique*,

Taibi S., (1994) : comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative –Etude expérimentale et modélisation-Thèse de Doctorat de l’Ecole centrale de Paris, France.

Terzaghi, K. (1923). Die berechnung der durchlassigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen, Sitznugshr. *Akad. Wiss. Wien Math.-Naturwiss. Kl., Abt. A, 2*, 132.(Cite par omran, Alshihabi,2002)

Verbrugge, J. C. **FleureauJM** (2002). Bases expérimentales du comportement des sols non saturés. *Mécanique des sols non saturés*, 69-112. Edition Lavoisier.(Cité par Taibi, (1994)).

Zerhouni, M. I. (1991). *Comportement mécanique des sols non saturés* (Doctoral dissertation, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris). (Cité par Derfouf, F-E M. (2005)).

Site Web :

<http://www.calafricasa.co.za>