

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Mouloud MAMMERRI de TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Thème :

Comportement hydromécanique des sols argileux. Application aux ouvrages géotechniques.

Présentée par :

OUGUEMAT Ali

Devant le jury composé de :

M ^r HANNACHI	Naceur Eddine	Professeur	UMMTO	Président
M ^r BOUHERAOUA	Ali	Professeur	UMMTO	Rapporteur
M ^r EL YOUSOUFI	Moulay-Saïd	Professeur	U/Montpellier	Co-Rapporteur
M ^r KHEMISSA	Mohamed	Professeur	U/M'sila	Examineur
M ^r BEKKOUCHE	Abdelmalek	Professeur	U/Tlemcen	Examineur
M ^r AIT AIDER	Hacène	Professeur	UMMTO	Examineur

31/10/2019

Remerciements

Je tiens, d'abord, à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Monsieur Ali BOUHERAOUA, professeur à l'université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter d'être mon directeur de thèse et pour son soutien et sa disponibilité durant la réalisation de ce travail.

Je remercie particulièrement Moulay-Saïd EL YOUSSEFI, professeur des universités pour m'avoir accueilli dans son laboratoire (LMGC) de l'université de Montpellier, en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour effectuer et finaliser les travaux expérimentaux y afférents à ce travail.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au professeur Naceur Eddine HANNACHI, pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse, je le remercie également pour ses conseils motivants.

Je souhaite exprimer ma gratitude au professeur Hacène AIT AIDER pour ses encouragements. Je le remercie, également, pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examinera ce travail.

Mes profonds remerciements sont adressés à Monsieur Abdelmalek BEKKOUCHE, professeur à l'université Abou Bekr BELKAID de Tlemcen et à Monsieur Mohamed KHEMISSA, professeur à l'université Mohamed BOUDIAF de M'sila qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Que Monsieur Frédéric JAMIN, maître de conférences à l'université de Montpellier, trouve ici l'expression de toute ma gratitude pour ses conseils et orientations dans le cadre de mon travail expérimental et sa disponibilité tout au long de mon séjour au laboratoire (LMGC) de l'université de Montpellier.

Je souhaite également remercier chaleureusement tous les personnels des différents services du laboratoire (LMGC) de l'université de Montpellier, qui m'ont cordialement accueilli parmi eux.

Ce travail doit, également, beaucoup aux nombreuses discussions très fructueuses que j'ai pu avoir avec les membres de l'équipe SIGECO du laboratoire (LMGC) de l'université de Montpellier. Ils m'ont fait profiter de leurs expériences de chercheurs en me prodiguant de précieux conseils et encouragements pour mener à bien ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes vifs remerciements.

Mes remerciements vont également à Gille Camp et Stéphane Devic, techniciens au sein de la Halle Mécatronique (LMGC) de l'université de Montpellier, pour leur disponibilité et pour m'avoir fait partager leurs expériences dans le domaine expérimental et celui de la géotechnique.

Enfin, mes sincères remerciements et ma profonde gratitude sont exprimés pour ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et, particulièrement, pour l'ensemble du personnel du Laboratoire des Travaux Publics (LCTP) de Tizi-Ouzou.

A l'esprit de mon père ;

A ma mère ;

A mon épouse et mes enfants.

Résumé :

Du fait de la prise en compte croissante du risque de sécheresse dans le dimensionnement des fondations sur les sols argileux et les problèmes de stabilité rencontrés dans les ouvrages en terres (notamment dans les remblais d'infrastructures de transports où l'utilisation de sols de site devient, aujourd'hui, une préoccupation majeure dans le cadre du développement durable), il existe un regain d'intérêt pour ces sujets. Dans ce contexte, nous présentons dans cette thèse une étude expérimentale de l'effet du comportement hydromécanique des sols argileux sur les ouvrages géotechniques. Cette étude expérimentale est composée de deux parties.

La première partie concerne une application de la méthode de la teneur en eau (Briaud et al., 2003), pour étudier l'effet de variations de la teneur en eau sur le retrait/gonflement de quatre sols prélevés dans quatre sites différents de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). La teneur en eau est utilisée comme paramètre principal du sol et l'essai de retrait est suggéré pour obtenir la relation entre la variation de la teneur en eau et les variations volumiques induites. Les résultats obtenus montrent que la forme de l'échantillon et la charge verticale n'affectent pas le retrait/gonflement des sols étudiés. En revanche, la teneur en eau initiale influence leur comportement.

La deuxième partie porte sur le comportement d'une argile gonflante, provenant d'un site de la région de Tizi-Ouzou (Algérie), en vue d'étudier la possibilité d'optimiser le réemploi de sols de site en remblais d'infrastructures de transports. Des éprouvettes de cette argile sont fabriquées à une teneur en eau $w_0 = 0,7 w_{OPN}$ qui leur confère un état sec au sens GTR (1992). Ces éprouvettes sont compactées statiquement et, ensuite, soumises à une humidification sous contraintes œdométriques jusqu'à saturation. Deux comportements distincts sont observés : un gonflement sous contraintes faibles et un effondrement sous contraintes élevées. Il existe une transition continue entre le gonflement et l'effondrement. Cette transition est régie par une contrainte appelée contrainte de transition σ_{vt} qui est d'autant plus importante que la masse volumique sèche initiale est élevée. Les déformations induites par l'humidification montrent que le phénomène de gonflement/effondrement est déclenché avant saturation ($S_r = 95\%$). Par contre, l'évolution effective de l'indice des vides se manifeste à saturation ($S_r = 100\%$). La pertinence de ces résultats suggère que la structure soit un paramètre fondamental qui gouverne le comportement du sol lorsque son état hydrique change. En effet, l'analyse des déformations adaptées à un modèle de structure a montré que le comportement du sol étudié est régi par l'évolution de sa structure à double porosité, lors de l'humidification sous contraintes.

Mots clefs : argile, compactage à faible teneur en eau, effondrement, fondation, gonflement, humidification, remblai, retrait, sécheresse, succion.

Abstract:

Due to the increasing consideration of the risk of dryness in the design of foundations on clay soils and the stability problems encountered in earthworks (especially in the transport infrastructure embankments where the use of site soils is, today, becoming a major concern in the context of sustainable development), there is a renewed interest in these subjects. In this context, we present in this thesis an experimental study of the hydromechanical behavior effect of clay soils on geotechnical works. This experimental study consists of two parts. The first part concerns an application of the water content method (Briaud et al., 2003), to study the effect of variations water content on the shrinkage/swelling of four soils taken from different sites in the region of Tizi-Ouzou (Algeria). The water content is used as the main soil parameter and the shrinkage test is suggested to obtain the relationship between the variation of the water content and the volume variations induced. The results obtained show that the shape of the sample and the vertical load do not affect the shrinkage/swelling of the soils studied. However, the initial water content influences their behavior. The second part concerns the behavior of swelling clay from a site in the region of Tizi-Ouzou, in order to study the possibility of optimizing the reuse of site soils as embankments of transport infrastructure. Specimens of this clay are made to water content $w_0 = 0.7 w_{OPN}$ which gives them a dry state within the meaning GTR (1992). These specimens are compacted statically and, then, subjected to humidification under oedometric stresses until saturation. Two distinct behaviors are observed: swelling under low loads and collapse under high loads. There is a continuous transition from swelling to collapse. This transition is governed by a stress called transition stress σ_{vt} . Higher the dry density, the transition stress increases. The wetted-induced deformations show that the swelling/collapse phenomenon is triggered before saturation ($S_r = 95\%$). On the other hand, the effective evolution of the void index is observed at saturation ($S_r = 100\%$). The relevance of these results suggests that the structure is a fundamental parameter which governs the behavior of the soil when its hydric state changes. Indeed, the analysis of the deformations adapted to a structure model has shown that the behavior of the studied soil is governed by the evolution of its structure with double porosity, during wetting under stresses.

Key words: clay, collapse, dryness, embankment, foundation, low water compaction, shrinkage, suction, swelling, wetting.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
¹ CHAPITRE 1 : CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE	5
1.1 Introduction	5
1.2 Ouvrages sur sols gonflants	6
1.2.1 Structures à fondations peu profondes	6
1.2.2 Routes sur sols gonflants	10
1.2.3 Conclusion	11
1.3 Remblais d'infrastructures de transport	11
1.3.1 Introduction	11
1.3.2 Caractéristiques des remblais d'infrastructures de transports	12
1.3.3 Pathologies dans un remblai	14
1.3.4 Règles pratiques de conception de remblais	18
1.3.5 Conclusion	18
² CHAPITRE 2 : ETAT DES CONNAISSANCES	20
2.1 Généralités	20
2.2 Constituants et caractéristiques des sols	21
2.2.1 Structures minéralogiques des argiles	21
2.2.2 Différentes familles de minéraux argileux	25
2.3 Organisation des constituants des sols	29
2.3.1 Première échelle de regroupement des particules	29
2.3.2 Exemples de regroupement de particules	31
2.3.3 Technique pour la description de structures des sols	33
2.4 Propriétés des minéraux argileux	36
2.4.1 Surface spécifique	36
2.4.2 Déficit de charge	37
2.4.3 Echange ionique	39
2.4.4 Mécanisme d'hydratation à l'échelle des particules	41
2.4.5 Distribution des ions : théorie de la double couche	43
2.4.6 Description quantitative des constituants des sols	47
2.4.7 Paramètres caractéristiques des sols et essais d'identification	48
2.4.8 Conclusion	50
2.5 L'eau dans le sol	51

2.5.1	Différents états hydriques dans les sols	51
2.5.2	Sols saturés	52
2.5.3	Sols non saturés	53
2.5.4	Définition de la succion	55
2.5.5	Définition de la cohésion	59
2.5.6	Courbe de rétention d'eau	60
2.5.7	Conclusion	66
2.6	Caractérisation des sols gonflants	66
2.6.1	Introduction	66
2.6.2	Phénomène de retrait/gonflement	67
2.6.3	Mécanisme de retrait/gonflement	67
2.6.4	Processus de gonflement	68
2.6.5	Aspect cinétique du gonflement	75
2.6.6	Mécanisme de retrait	78
2.6.7	Aptitude des sols au retrait/gonflement	81
2.6.8	Conclusion	109
3	CHAPITRE 3 : ORGANISATION ET COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURÉS	110
3.1	Structure des sols compactés	110
3.1.1	Modèle de structures des sols compactés	113
3.1.2	Evolution de la structure avec les différentes sollicitations	117
3.1.3	Conclusion	123
3.2	Comportement hydromécanique des sols compactés	124
3.2.1	Phénomène de gonflement/effondrement	124
3.2.2	Phénomène de gonflement	125
3.2.3	Facteurs influençant le gonflement	126
3.2.4	Phénomène d'effondrement	135
3.2.5	Influence de différents paramètres	139
3.2.6	Rôle de la structure dans le comportement des sols compactés	146
3.2.7	Processus d'effondrement	160
3.2.8	Conclusion	163
4	CHAPITRE 4 : EFFET DE VARIATIONS DE LA TENEUR EN EAU SUR LE RETRAIT ET GONFLEMENT DES SOLS	164
4.1	Application de la méthode de la teneur en eau	164

4.1.1 Essai de retrait	164
4.1.2 Mode opératoire	165
4.1.3 Résultats expérimentaux et discussion	166
4.2 Observations	179
4.3 Conclusion	179
⁵ CHAPITRE 5 : HUMIDIFICATION SOUS CONTRAINTES D'UNE ARGILE COMPACTEE A FAIBLE TENEUR EN EAU	180
5.1 Matériau et préparation des éprouvettes	180
5.1.1 Matériau	180
5.1.2 Préparation des éprouvettes	181
5.2 Dispositif expérimental	183
5.3 Protocole d'essai	184
5.3.1 Mode opératoire	184
5.3.2 Résultats expérimentaux	186
5.3.3 Discussion	199
5.3.4 Analyse des déformations par un modèle de structure	201
5.4 Conclusion	212
CONCLUSION GENERALE	214
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	219

PRINCIPALES NOTATIONS

Symbole	Définition	Symbole	Définition
A_c	Activité de l'argile	V_v	Volume des vides
C-E-C	Capacité d'échange cationique	V_w	Volume d'eau
CPV	Contrôle Pression-Volume	V_{w0}	Volume initial d'eau
C_p	Collapse potential	V	Volume du sol
$C_2 \mu m$	Pourcentage de particules inférieures à 2 μm	V_0	Volume initial du sol
$C_{80 \mu m}$	Pourcentage de particules inférieures à 80 μm	w	Teneur en eau
e	Indice des vides	w_0	Teneur en eau initiale
e_{ag}	Indice des vides des agrégats	w_{cr-e}	Teneur en eau critique d'effondrement
$e_{ag, f}$	Indice des vides final des agrégats	w_{cr-g}	Teneur en eau critique de gonflement
$e_{ag, i}$	Indice des vides initial des agrégats	w_l	Limite de liquidité
e_{i-ag}	Indice des vides inter-agrégats	w_{OPN}	Teneur en eau à l'optimum Proctor
$e_{i-ag, f}$	Indice des vides final des inter-agrégats	w_p	Limite de plasticité
$e_{i-ag, i}$	Indice des vides initial des inter-agrégats	w_{sat}	Teneur en eau de saturation
e_f	Indice des vides final	w_s	Limite de retrait
e_{OPN}	Indice des vides à l'optimum Proctor	α	Pente
e_o	Indice des vides initial	β	Ordonnée à l'origine
E_w	Module de retrait	γ	Pois volumique
f	Rapport de retrait	γ_d	Pois volumique sec
H	Epaisseur d'une couche de sol	γ_s	Pois volumique du solide
h_c	Hauteur d'ascension capillaire	γ_w	Pois volumique d'eau
h_i	Epaisseur de couche i du sol	γ_h	Pois volumique humide
I_p	Indice de plasticité	Δe	Variation de l'indice des vides
I_s	Indice de retrait	ΔH	Variation de la hauteur de l'échantillon
m_s	Masse des grains solides	Δm_w	Masse d'eau injectée
m_{w0}	Masse d'eau initiale	ΔV	Variation de volume de l'échantillon
MIP	Mercury intrusion porosimetry	ΔV_w	Volume d'eau injecté
n	Porosité	Δw	Variation de la teneur en eau
pF	Potential de succion	ϵ_g	Taux de gonflement du sol
PSD	Pore size distribution	ϵ	Déformation du sol
R	Rayon de courbure du ménisque	ρ_d	Masse volumique sèche
r	Rayon du tube capillaire ou rayon des pores	ρ_{dOPN}	Masse volumique sèche à l'optimum Proctor
S_r	Degré de saturation	ρ_s	Masse volumique des grains solides
S_s	Surface spécifique	ρ_w	Masse volumique d'eau
T_s	Tension capillaire	ρ	Masse volumique
u_a	Pression d'air (pression atmosphérique)	σ_g	Pression de gonflement
u_c	Succion au milieu d'une couche de sol	σ_c'	Contrainte de préconsolidation
u_f	Succion finale	σ_s	Tension superficielle de surface eau-air
u_i	Succion initiale	σ_{vt}	Contrainte de transition
u_w	Pression d'eau	σ	Contrainte totale
V_{ag}	Volume des agrégats	σ'	Contrainte effective
V_{i-ag}	Volume des vides inter-agrégats	Ψ_m	Succion matricielle
V_t	Volume total du sol	Ψ_{os}	Succion osmotique

LISTE DES FIGURES

1. Chapitre 1

- Figure 1.1:** Cas de pathologie dans la ville de Saida (Youcef houmadi et al., 2009).....8
- Figure 1.2 :** Fissures sur murs de bâtiments construits en 1970 (Benhamou et al., 2015).....8
- Figure 1.3 :** Pathologie des maçonneries dues aux variations volumiques du sol de fondation (Khemissa et Mekki, 2007).....8
- Figure 1.4 :** Désordres au niveau de la ville d’Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014) : a) affaissements et dégradations de chaussées ; b) cisaillement au niveau des poteaux d’une construction ; c) fissures importantes sur les chaussées et la cours du nouveau centre culturel...9
- Figure 1.5 :** Désordres au niveau de la ville de Tizirt (Bouaziz et Melbouci, 2014) : a) Fissuration des murs de clôture ; b) ouverture centimétrique de joints de rupture.....9
- Figure 1.6 :** Désordres structuraux d’un bâtiment à Montpellier (BRGM, 2005)10
- Figure 1.7 :** Mécanisme d’évolution d’une route sur un sol argileux gonflant (Magnan, 2013) : Période de pluie (à gauche) ; période de sécheresse (à droite)10
- Figure 1.8 :** Fissuration des routes due au retrait et gonflement des sols (Magnan, 2013) : En France (à gauche) ; à Madagascar (à droite).....11
- Figure 1.9 :** Mise en œuvre de matériaux de remblai (à gauche) ; compactage de matériaux de remblais (à droite)13
- Figure 1.10 :** Exemple de gradient de taux de compactage dans un corps de remblai (Bouyge et al., 1922) cité par (Ferber, 2005)13
- Figure 1.11:** Représentation schématique d’un remblai et sollicitations hydriques possibles (Ferber, 2005)14
- Figure 1.12 :** Exemple de désordre sur remblais : Fissurations dues au retrait-gonflement (à gauche,) et rupture de talus (à droite).....15
- Figure 1.13 :** Tassement par couche pendant et après la construction du remblai de la Jorle (Mieussens, 2001)16
- Figure 1.14 :** Effets des saisons sur les mesures de tassements (Mieussens, 2001).....16
- Figure 1.15 :** Mesures inclinométriques à mi talus d’un remblai en marne (Mieussens 2000b).17

2. Chapitre 2

- Figure 2.1:** Couches anioniques élémentaires et structures associées dans les minéraux argileux (Ferber, 2005).....23
- Figure 2.2 :** Représentation schématique d’un tétraèdre et d’une couche tétraédrique.....23

Figure 2.3 : Représentation schématique de couches octaèdre et octaédrique.....	24
Figure 2.4 : Les principales structures des feuillets argileux élémentaires.....	25
Figure 2.5 : Schéma de la particule de kaolinite.....	27
Figure 2.6 : Schéma de la particule de montmorillonite.	28
Figure 2.7 : Schéma de la particule d’illite.....	28
Figure 2.8 : Photographies au microscope électronique à balayage (MEB) (Mitchell, 1993)...	29
Figure 2.9 : Différents niveaux structuraux de sols argileux (Gens et Alonso, 1992).....	30
Figure 2.10 : Schéma de la microstructure et de la macrostructure du sol (Yong et Sheeran, 1973) : 1.domaine ; 2. Grappe ; 3.ped ; 4.grain de silt ; 5.micropore ; 6.macropore.....	31
Figure 2.11 : Différentes formes d’arrangement des particules élémentaires selon divers auteurs (Collins et McGown, 1974).....	32
Figure 2.12 : Représentation schématique des particules primaires des principales familles de minéraux argileux aux faibles succions (100 kilopascals) (Tessier, 1984).....	33
Figure 2.13 : Représentation des différentes phases d’un essai porosimétrique	35
Figure 2.14 : Exemple de distribution de tailles de pores (Ferber, 2005).....	36
Figure 2.15 : Influence du diamètre d’une sphère sur sa surface spécifique.....	37
Figure 2.16 : Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996).....	42
Figure 2.17 : Mécanisme d'adsorption de l'eau des surfaces argileuses : a) attraction par osmose ; b) attraction dipolaire (Mitchell, 1993).....	43
Figure 2.18 : Théorie de la double couche (Ferber, 2005).....	44
Figure 2.19 : Evolution des forces électroniques entre deux feuillets de montmorillonite en fonction de la distance et type de cations (Na ⁺ ou Ca ⁺) (Van Damme, 2002).....	46
Figure 2.20 : Courbe granulométrique.....	47
Figure 2.21 : Influence de la proportion d’argile sur l’indice de plasticité (Seed et al., 1962a).....	49
Figure 2.22 : Elément de sol constitué de grains solides entourés de vide rempli d’eau et d’air.....	51
Figure 2.23 : Différents états et régimes hydriques dans le sol.....	52
Figure 2.24 : Structure de la couche d’eau à la surface d’une particule argileuse dans un sol saturé.....	53
Figure 2.25 : Répartition de l’eau et du gaz dans les pores du sol.....	53

Figure 2.26 : Etats de saturation du sol.....	54
Figure 2.27 : Phénomène d'ascension capillaire.....	57
Figure 2.28 : Représentation schématique des relations entre les composantes de la succion (Ferber, 2005) : Organisation des particules argileuses et de l'eau dans un sol non saturé)	58
Figure 2.29 : Contributions comparées des forces de Van der Waals, de la capillarité et de la cimentation dans le cas des sols (Mitchell, 1993).....	59
Figure 2.30 : Exemple de courbe de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).....	60
Figure 2.31 : Relations entre le potentiel de succion et le degré de saturation.....	61
Figure 2.32 : Mécanismes de l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).....	62
Figure 2.33 : Courbes d'iso-succions dans le programme Proctor (Alonso, 1998).....	63
Figure 2.34 : Courbes de séchage de différents sols (Delage et Cui, 2000).....	64
Figure 2.35 : Résultats expérimentaux et modélisation de la courbe de rétention d'échantillons d'un limon argileux sous différents indices des vides initiaux (Salager, 2007).....	65
Figure 2.36 : Courbes de rétentions : (Yahia-Aissa, 1999) (à gauche) ; (Romero et al., 1999) (à droite).....	65
Figure 2.37 : Mécanisme de gonflement (Gens et Alonso, 1992).....	69
Figure 2.38 : Elément de sol pris à une profondeur z de la nappe phréatique.....	72
Figure 2.39 : Elément de sol situé à une cote z aux dessus du toit de la nappe phréatique.....	73
Figure 2.40 : Schématisation d'un terrain situé au dessus du toit de la nappe phréatique.....	74
Figure 2.41 : Cinétique du gonflement.....	76
Figure 2.42 : Evolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification (Alonso et al., 1999).....	77
Figure 2.43 : Evolution typique des pressions de gonflement d'une bentonite compactée à différentes densités sèches (Cho et al., 2000) cités par Yigzaw (2009).	78
Figure 2.44 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (Tessier, 1984).79	
Figure 2.45 : Relation entre le volume des vides et le volume d'eau contenue dans deux argiles (Delage et Cui, 2000).....	80
Figure 2.46 : Essais œdométriques de gonflement et de retrait d'un sol argileux (Ejjaaouani et al., 2013).....	81
Figure 2.47 : Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962a).....	83

Figure 2.48 : Caractérisation des sols gonflants.....	84
Figure 2.49 : Relation entre les pourcentages de gonflement mesurés et ceux calculés (Derriche et Kebaili, 1998).....	88
Figure 2.50 : Relation entre les pourcentages de gonflement mesurés et calculés après ajustement des données au site d'In Amènas (Derriche et Kebaili, 1998).....	89
Figure 2.51 : Méthode de gonflement libre aux appareils œdométrique et triaxial.....	90
Figure 2.52 : Méthode de gonflement sous charges aux appareils œdométrique et triaxial.....	91
Figure 2.53 : Méthode de gonflement à volume constant.....	92
Figure 2.54 : Différentes méthodes d'essais de gonflement (Sridharan et al., 1986).....	93
Figure 2.55 : Résultats d'essais de consolidation œdométrique (Khemissa et Mekki, 2007)....	94
Figure 2.56 : Résultats d'essais de gonflement à l'œdomètre (Khemissa et Mekki, 2007).....	95
Figure 2.57 : Résultats d'essais de dessiccation sur échantillons non remaniés (Khemissa et Mekki, 2007).....	95
Figure 2.58 : Méthode de gonflement libre suivi d'une consolidation pour trois indices des vides initiaux différents (Yigzaw, 2009).....	96
Figure 2.59 : Méthode de la teneur en eau - essai de retrait (Briaud et al., 2003).....	98
Figure 2.60 : Méthode de calcul de tassements (Briaud et al., 2003).....	100
Figure 2.61 : Résultats de l'essai de retrait (Briaud et al., 2003) : a) $\Delta H/H_0$ en fonction du temps t ; b) $\Delta H/H_0$ en fonction de $\Delta V/V_0$; c) w en fonction de $\Delta V/V_0$	102
Figure 2.62 : Influence de la contrainte verticale sur le retrait (Briaud et al., 2003) : a) w en fonction de $\Delta V/V_0$; b) w en fonction de $\Delta H/H_0$; c) w en fonction de $\Delta D/D_0$	102
Figure 2.63 : Comparaison entre les résultats des essais de retrait et gonflement (Briaud et al., 2003).....	103
Figure 2.64 : Zone active de 30 mètres de profondeur en Afrique du Sud (Williams, 1991) cité par Blight (1997).....	104
Figure 2.65 : Changement saisonnier de la teneur en eau observé en Israël (Kassif et al., 1969) cités par Blight (1997).....	105
Figure 2.66 : Variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur dans un profil de sol argileux en Afrique du Sud (de Bruijn, 1965) cité par Blight (1997) : teneur en eau sous surfaces variables (à gauche) ; Succion correspondante (à droite)	106
Figure 2.67 : Variation de la succion en fonction de la profondeur (Mitchell, 1979).....	108

3. Chapitre 3

Figure 3.1 : Effet du compactage sur la structure d'un sol (Lambe, 1958a).....111

Figure 3.2 : Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, côté sec et côté humide de l'optimum Proctor (Delage et al., 1996).....113

Figure 3.3 : Différents types de structure de sols fins (Alonso et al., 1987)114

Figure 3.4 : Structure des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).....115

Figure 3.5: Modèle de structure des sols (Young, 1999).....116

Figure 3.6 : Variation de la fonction de densité des pores en fonction de leurs diamètres, pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches dans un essai porosimétrique au mercure (Hoffmann et al., 2007).....116

Figure 3.7 : Structure d'un sol cohérent (Alonso et Cardoso, 2010).....117

Figure 3.8 : Distribution bimodale des pores pour un mélange de 70 % de sable d'Ottawa et 30 % de Kaolin compacté par pétrissage à gauche de l'optimum Proctor (Juang et Holtz, 1986).118

Figure 3.9 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores.....118

Figure 3.10 : Structure des sols gonflants étudiée par la méthode de balayage électronique environnemental (Romero et al., 1999).....119

Figure 3.11 : Volume incrémental et variation de l'indice des vides cumulés en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches dans l'essai de porosimétrie au mercure (Lloret et al., 2003).....120

Figure 3.12 : Influence de la masse volumique sèche sur la distribution de la taille des pores de l'argile A34 (Ferber, 2005).....120

Figure 3.13 : Influence de la teneur en eau sur la structure du sol (Nowamooz, 2007).....121

Figure 3.14 : Représentation de l'évolution de la structure d'une kaolinite au cours de la consolidation (Benett et Hulbert, 1986).....122

Figure 3.15 : Influence de la contrainte de consolidation sur la distribution des tailles des pores d'un sol morainique (Cuisinier et Laloui, 2003).....122

Figure 3.16 : Evolution de la distribution de la dimension des pores en fonction de la succion imposée sur un sol limoneux (Cuisinier et Laloui, 2003).....123

Figure 3.17: Variation de volume du sol durant l'humidification.....124

Figure 3.18 : Représentation des procédures destinées à mesurer la contrainte de gonflement (Serratrice et Soyé, 1996).....125

Figure 3.19 : Courbes d'iso-gonflement dans le diagramme Proctor (Holtz et Gibbs, 1956)...128

Figure 3.20 : Influence de la densité sèche sur le gonflement : (Sridharan et al., 1986) (à droite) ; (Yigzaw, 2009) (à gauche)	127
Figure 3.21 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement (El-Sohby et Rabba, 1981).....	128
Figure 3.22 : Influence de la teneur en eau initiale sur le gonflement d'une bentonite compactée (Guiras-Skandaji, 1996) : gonflement libre (à gauche), taux de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale (à droite).	128
Figure 3.23 : Influence du poids volumique sec sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994).....	129
Figure 3.24 : Pression de gonflement en fonction de l'indice des vides de l'argile MX-80 (Börgesson et al., 1996).....	129
Figure 3.25 : Relation entre le gonflement et la densité sèche initiale (Komine et Ogata, 2003).....	130
Figure 3.26 : Relation entre le gonflement maximal et la charge verticale (Komine et Ogata, 2003).....	130
Figure 3.27 : Gonflement de mélange sol- bentonite (Muntohar, 2003).....	131
Figure 3.28 : Effet du rajout de sable sur gonflement (Louafi et Derriche, 2005) : (0,1 mm < D < 0,2mm) (à gauche) ; (0,2 mm < D < 0,4mm) (à droite)	131
Figure 3.29 : Courbes de gonflement libre obtenues sur trois échantillons d'une argile de M'sila (Algérie) : un échantillon intact (INT) et deux autres reconstitués par compactage à l'essai Proctor standard (SPT) et modifié (MPT) (Khemissa et al., 2017a).....	132
Figure 3.30 : Effet du traitement sur la plasticité de l'argile (Khemissa et al., 2017b).....	133
Figure 3.31 : Effet du traitement sur le gonflement libre (Khemissa et al., 2017b).....	134
Figure 3.32 : Déformations verticales dues aux cycles d'humidification et séchage (Tripathy et al., 2002).....	135
Figure 3.33 : Principales liaisons intergranulaires (Barden et al., 1973).....	136
Figure 3.34 : Critères d'évaluation du risque d'effondrement (Gibbs et Barra, 1962).....	137
Figure 3.35 : Mécanismes à l'origine de l'effondrement d'un sol par : (a) indice des vides élevés, (b) contrainte externe appliquée importante, (c) perte de cimentation, (d) diminution de la succion.....	139
Figure 3.36 : Essai d'humidification sous contrainte (Lawton et al., 1989) : Influence du taux de compactage pour une teneur en eau $w = 10\%$ (à gauche) et influence de la teneur en eau initiale pour un compactage de 85 % de l'optimum Proctor (à droite).....	140
Figure 3.37 : Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables (Yudhbir, 1982).....	141

Figure 3.38 : Influence de la teneur en fines sur le potentiel d’effondrement (Lawton et al., 1992).....	142
Figure 3.39 : Valeur moyenne de l’indice d’effondrement par rapport à l’indice de plasticité (Lim et Miller, 2004).....	142
Figure 3.40 : Potentiel d’effondrement en fonction de la contrainte appliquée (Yudhbir, 1982).....	143
Figure 3.41 : Variation du volume des échantillons soumis à une imbibition sous différentes contraintes verticales (Cuisinier et Masroui, 2005).....	144
Figure 3.42 : Relation entre le taux d’effondrement et la pression verticale (Shao et al., 2017).....	144
Figure 3.43 : Effet de la teneur en eau initiale sur l’amplitude de l’effondrement : a) (Tadepalli et al., 1992) ; b) (Delage et al., 2005).....	145
Figure 3.44 : Influence de l’indice des vides initial des échantillons d’argile FoCa sous contrainte constante (Cui et al., 2002a).....	146
Figure 3.45 : Effet de l’indice des vides (masse volumique sèche) sur l’amplitude de l’effondrement : a) (Delage et al., 2005) ; b) (Tadepalli, 1992).....	146
Figure 3.46 : Evolution de la structure du sol au cours du gonflement (Parceveaux, 1980)....	149
Figure 3.47 : Evolution de la courbe de porosimétrie au mercure d’une argile lors d’un gonflement (Vayssade, 1978) cité par Ferber (2005).....	149
Figure 3.48 : Influence de la succion sur la distance interfoliaire et sur la structure d’une smectite MX-80 (Saiyouri, 1998).....	150
Figure 3.49 : Evolution de la distribution des tailles de pores causée par le gonflement libre de l’argile AvA34 compactée (Ferber, 2005) : échantillon T ₂ - forte masse volumique sèche (à gauche) ; échantillon T ₆ - faible masse volumique sèche (à droite).....	151
Figure 3.50 : Structure de la bentonite : a) non traité, b) traitée à 20 % de sable, c) traitée à 40 % de sable, d) traitée à 80 % de sable (Louafi et Derriche, 2005).....	152
Figure 3.51 : Evolution du gonflement en fonction de la teneur en eau et de la contrainte appliquée, (Souli et Fleureau, 2008).....	152
Figure 3.52 : Résultats de diffraction X d’une argile compactée et humidifiée sous contrainte (Souli et Fleureau, 2008).....	153
Figure 3.53 : Evolution de la surface spécifique après humidification sous contrainte (Souli et Fleureau, 2008).....	153
Figure 3.54 : Résultats de porosimétrie au mercure de l’argile compactée à l’optimum Proctor, humidifiée sous différentes charges (Souli et Fleureau, 2008) : a) courbes de volume cumulé des pores ; b) courbes de volume dérivé des pores	154

Figure 3.55 : Courbes porosimétriques de l’argile d’Héricourt (Tran, 2014) : Echantillon nature.....	155
Figure 3.56 : Courbes porosimétriques de l’argile d’Héricourt (Tran, 2014) : Echantillon compacté	156
Figure 3.57 : Evolution de la distribution de la taille des pores de l’argile compactée de Boom durant le chemin de sollicitation (chargement–succion) (Romero et al., 2011) : a) chemin de sollicitation ; b) distribution de la taille des pores aux trois points indiqués en (a).....	157
Figure 3.58 : Evolution de la distribution de la taille des pores causée par le gonflement libre et l’humidification sous 200 kPa de deux échantillons T ₄ et T ₆ de l’argile de AvA34, (Ferber, 2005).....	158
Figure 3.59 : Evolution de la distribution de la taille des macropores (>10µm) de l’échantillon T ₆ causée par le gonflement libre et l’humidification sous 200 kPa (Ferber, 2005).....	158
Figure 3.60 : Structure de la porosité du loëss avec différentes masses volumiques sèches (Shao et al., 2017) : a) courbes de volume cumulatif des pores ; b) courbes de volume différentiel des pores	159
Figure 3.61 : Distribution de la taille des pores des échantillons avant et après humidification sous différentes charges verticales (Shao et al., 2017) : a) $\rho_d = 1,30 \text{ Mg/m}^3$; b) $\rho_d = 1,40 \text{ Mg/m}^3$	159
Figure 3.62 : Distribution granulométrique des échantillons avant et après humidification sous différentes pressions verticales (Shao et al., 2017) : a) courbes en pourcentage de volume cumulé des particules ; b) courbes en pourcentage de volume de la teneur des particules	160
Figure 3.63 : Changement de volume dans les diverses phases d’effondrement durant l’humidification (Xie et al., 2017).....	161
Figure 3.64 : Variation de l’indice des vides (à gauche) et du degré de saturation (à droite) en fonction de la succion, lors de l’humidification (Pereira et Fredlund, 2000)	162
 4. Chapitre 4	
Figure 4.1 : Limite de retrait w_s	165
Figure 4.2 : Essai de retrait.....	165
Figure 4.3 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la forme de l’échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (3,1, I, II et III)	167
Figure 4.4 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la forme de l’échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (I, II ,1 et 3)	167
Figure 4.5 : Argile de Tamda : Influence de la forme de l’échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, 2 et 1)	168

Figure 4.6 : Argile de Tamda : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, 1 et 2).....168

Figure 4.7 : Argile d'INTHT : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, III, I, 2, 1 et 3).....169

Figure 4.8 : Argile d'INTHT : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (3, I, II, III, 1 et 2).....170

Figure 4.9 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, III et IV) chargés.....171

Figure 4.10 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (VI et VII) non chargés ; échantillons (I et II) chargés.....172

Figure 4.11 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillon (II) chargé ; échantillon (VI) non chargé.....172

Figure 4.12 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (I, II, III et IV) chargés.....172

Figure 4.13 : Argile de M'douha. Influence de la pression verticale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (VII, V et VI) non chargés.....173

Figure 4.14 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H. Echantillons (IV, II, III et I) chargés.....173

Figure 4.15 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H. Echantillons (V, VI et VII) non chargés.....174

Figure 4.16 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H. Echantillons (IV et III) chargés ; échantillon (VI) non chargés.....174

Figure 4.17 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction du diamètre D. Echantillons (IV, III, II et I) chargés.....174

Figure 4.18 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur en eau w en fonction du diamètre D. Echantillons (V, VI et VII) non chargés.....175

Figure 4.19 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H. Echantillons (II et I) chargés, échantillons (V et VII) non chargés.....175

Figure 4.20 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur en eau w en fonction du diamètre D. Echantillons (IV et III) chargés ; échantillon (VI) non chargé.....175

Figure 4.21 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Évolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . ($w_0 = 26,42\%$).....176

Figure 4.22 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . ($w_0 = 26,42\%$).....	177
Figure 4.23 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV , ($w_0 = 24,46\%$).....	177
Figure 4.24 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV , ($w_0 = 24,46\%$).....	177
Figure 4.25 : Influence de la structure du sol sur la limite de retrait.....	178
 5. Chapitre 5	
Figure 5.1 : Photo du sol étudié : a) à l'état naturel ; b) à l'état sec, tamisé à 2 mm.....	180
Figure 5.2 : Courbe Proctor du sol étudié.....	181
Figure 5.3 : Photo du sol étudié tamisé à 2 mm à l'état humide.....	181
Figure 5.4 : Photos des éléments du moule de compactage.....	182
Figure 5.5 : Photos de l'éprouvette avant compactage : a) Montage du moule ; b) mise en place du sol humidifié à faible teneur en eau dans le moule ; c) éprouvette du sol dans le moule avant compactage.....	182
Figure 5.6 : Schéma du moule de compactage (à gauche) ; photo de compactage de l'éprouvette par la presse hydraulique (à droite).	182
Figure 5.7 : Photo de l'éprouvette après compactage : éprouvette de sol (à gauche) ; éprouvette de sol dans une cellule œdométrique (à droite)	183
Figure 5.8 : Schématisation de la cellule œdométrique avec le régulateur de volume et de pression (CPV).....	183
Figure 5.9 : Photo du dispositif expérimental.....	184
Figure 5.10 : a) Débit obtenu avec le régulateur de pression et de volume ; b) protocole d'essai.....	184
Figure 5.11 : Résultats de chargement-humidification aux états d'équilibre : a) $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; b) $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$; c) $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$; d) $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$	186
Figure 5.12 : a) Evolution de la contrainte verticale de transition σ_{vt} en fonction de la masse volumique sèche initiale ; b) Evolution de l'indice des vides initial en fonction de la contrainte verticale de transition σ_{vt}	187
Figure 5.13 : Evolution de la déformation ε en fonction de la masse volumique sèche	188
Figure 5.14 : Evolution de la déformation ε en fonction de la contrainte verticale σ_{v0}	188
Figure 5.15 : Modèle de prédiction par rapport aux données expérimentales.....	189

Figure 5.16 : Modèle prédiction du comportement de la triassic mudstone (Cox, 1978)	190
Figure 5.17 : Evolution de l'indice des vides en fonction du temps, durant l'humidification sous différentes contraintes verticale : a) $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; b) $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$; c) $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$; d) $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$	192
Figure 5.18 : Cinétique du gonflement ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$, $\sigma_{v0} = 6 \text{ kPa}$).....	193
Figure 5.19 : Evolution du gonflement et de la teneur en eau ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; $\sigma_{v0} = 6 \text{ kPa}$).194	
Figure 5.20 : Evolution de la teneur en eau de saturation dans le cas du gonflement.	195
Figure 5.21 : Phénomène d'effondrement ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$).....	196
Figure 5.22 : Evolution de la teneur en eau de saturation dans le cas de l'effondrement.....	197
Figure 5.23 : Evolution de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau dans le cas de gonflement ($\sigma_{v0} = 12 \text{ kPa}$).....	198
Figure 5.24 : Evolution de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau dans le cas d'effondrement ($\sigma_{v0} = 800 \text{ kPa}$).....	199
Figure 5.25 : Modèle générique de particule primaire (Tessier, 1984) cité par Ferber (2005).202	
Figure 5.26 : Effet de la teneur en eau w sur l'indice des vides de l'agrégat (Ferber, 2005)...203	
Figure 5.27 : Illustration schématique de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la structure (Ferber, 2005)	204
Figure 5.28 : Evolution de l'indice des vides à l'état initial.....	205
Figure 5.29 : Evolution de l'indice des vides après chargement (à l'état sec).....	206
Figure 5.30 : Evolution de l'indice des vides après chargement (σ_{v0} inférieure à 25 kPa).....	207
Figure 5.31 : Evolution de l'indice des vides après chargement (σ_{v0} supérieure à 25 kPa).....	207
Figure 5.32 : Evolution de l'indice des vides après chargement pour les contraintes de 400 kPa et 800 kPa.....	208
Figure 5.33 : Evolution de l'indice des vides après l'humidification.....	208
Figure 5.34 : Evolution de l'indice des vides après humidification pour les contraintes entre 6 et 25 kPa.....	209
Figure 5.35 : Evolution de l'indice des vides après humidification pour les contraintes supérieures à 200 kPa.....	210
Figure 5.36 : Evolution de l'indice des vides après humidification pour les contraintes entre 25 et 200 kPa.....	210

Figure 5.37 : Influence de la contrainte sur l'ordonnée à l'origine de la relation linéaire $e-e_{i-ag,i}$ 211

Figure 5.38 : Influence de la contrainte sur la pente de la relation linéaire $e-e_{i-ag,i}$ 211

LISTE DES TABLEAUX

1. Chapitre 2

Tableau 2.1 : Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, force ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Millot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gersehel, 1995).....	24
Tableau 2.2 : Classification des phyllosilicates (Caillère et Hénin, 1959) complétée par Mitchell (1993).....	26
Tableau 2.3 : Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux (Ferber, 2005).....	38
Tableau 2.4 : Caractéristiques des minéraux argileux (Bultel, 2001).....	41
Tableau 2.5 : Influence de la nature des cations échangeables sur la quantité d'eau adsorbée, (Montes -Hernandez et al., 2003).....	41
Tableau 2.6 : Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955).....	83
Tableau 2.7 : Classification du potentiel de gonflement des sols d'après les caractéristiques géotechniques (Holtz, 1959).....	83
Tableau 2.8 : Potentiel de gonflement (Seed et al., 1962a).....	84
Tableau 2.9 : Potentiel de gonflement Ranganatham et Satyanarayana (1965).....	84
Tableau 2.10 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973).....	85
Tableau 2.11 : Potentiel de gonflement (Bigot et Zerhouni, 2000).....	85

2. Chapitre 3

Tableau 3.1 : Critères pour l'indentification des sols effondrables (Das, 1995) cité par Bruchon, (2014).....	138
Tableau 3.2 : Classification du potentiel d'effondrement (Jennings et Knight, 1975).....	139

3. Chapitre 4

Tableau 4.1 : Propriétés des sols naturels étudiés.....	164
Tableau 4.2 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais de l'argile de Tizi-Rached. Paramètres d'état initial.....	167
Tableau 4.3 : Argile de Tizi-Rached : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w	168

Tableau 4.4 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais de l'argile de Tamda.....169

Tableau 4.5 : Argile de Tamda : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w169

Tableau 4.6 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais de l'argile de l'INTHT.....170

Tableau 4.7 : Argile de l'INTHT : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w170

Tableau 4.8 : Argile de l'INTHT : Caractéristiques statistiques du paramètre f171

Tableau 4.9 : Influence de la pression verticale : Résultats des essais de l'argile de M'douha.....173

Tableau 4.10 : Influence de la teneur en eau initiale : Résultats des essais de l'argile de Tizi-Rached.178

Tableau 4.11 : Influence de la structure du sol sur la limite de retrait : Résultats des essais de l'argile de l'INTHT.179

4. Chapitre 5

Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques et physicochimiques du sol utilisé.....180

Tableau 5.2 : Paramètres du sol étudié à l'état initial.....183

Tableau 5.3 : Contrainte verticale de transition, indice des vides initial et hauteur de remblai in-situ.....187

Tableau 5.4 : Paramètres et valeurs de référence du modèle de prédiction.....189

Tableau 5.5 : Paramètres et valeurs de référence : Modèles de Cox (1978) ; Alonso et al. (1995).....190

Tableau 5.6 : Valeurs des teneurs en eau critique w_{cr_g} et de saturation w_{sat} au gonflement...194

Tableau 5.7 : Valeurs des teneurs en eau critique w_{cr_e} et de saturation w_{sat} à l'effondrement.197

Tableau 5.8 : Paramètres du sol étudié après compactage.....205

Tableau 5.9 : Etat après chargement : Valeurs de la pente α et l'ordonnée à l'origine β des droites de régression.....206

Tableau 5.10 : Etat après humidification : Valeurs de la pente α et l'ordonnée à l'origine β des droites de régression.....209

INTRODUCTION GENERALE

Les interactions entre l'atmosphère et la terre ont toujours été importantes dans le domaine de la géotechnique. Certaines de ces interactions peuvent être rapides et catastrophiques, amenant la ruine des structures comme les barrages et les ponts, causant des accidents mortels et des désastres écologiques de grande envergure. D'autres interactions peuvent être lentes et insidieuses mais, à long terme, toutes aussi destructives et coûteuses, comme les effets que les sols argileux qui gonflent et se rétractent peuvent avoir sur les structures à fondations peu profondes ou les effets que les sols compactés qui gonflent et s'effondrent peuvent avoir sur les ouvrages en terre, tels que les remblais d'infrastructure de transports.

La construction sur les sols argileux est bien souvent responsable de sinistres dus aux mouvements de ce type de sols qui se traduisent essentiellement par leur retrait et gonflement liés à la sécheresse puis au retour à l'état hydrique normal.

En effet, cette tendance à la déformation (retrait/gonflement) de ces sols peut engendrer des désordres importants aux ouvrages aussi bien au niveau des structures construites en surface comme les bâtiments, les ouvrages de soutènement ou les routes, qu'au niveau des ouvrages enterrés, notamment les tunnels, pieux et canalisations.

De nombreux aspects du comportement des sols, dans la zone non saturée, sont étroitement liés à l'équilibre aqueux entre l'atmosphère et la terre. Cet équilibre détermine la profondeur de la nappe phréatique, le profil de la teneur en eau moyenne saisonnière et annuelle, le gonflement ou le retrait. En général, le comportement des sols qui constituent la zone non saturée entre la surface du sol et la nappe phréatique dépend, dans une large mesure, du transfert d'eau et d'énergie entre l'atmosphère et le sol à travers sa surface.

Les concepteurs et les constructeurs tiennent compte des modifications de cet équilibre dans le dimensionnement de leurs ouvrages ou du moins vérifient que ces modifications ne provoqueront pas de déformations incompatibles avec la construction et/ou sa destination. Toutefois, ces prévisions peuvent s'avérer insuffisantes, en raison de phénomènes ou d'activités non pris en compte ou non connus au moment de la construction. Il peut s'agir, par exemple, de phénomènes climatiques naturels (sécheresse prolongée, inondation), d'une modification de l'équilibre naturel local, ou de conséquences d'activités humaines (modifications du niveau de la nappe phréatique du fait de pompage ou de la configuration de la construction dans son environnement). Dans le cas de fondations situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique, le sol est soumis à une pression de succion qui lui permet d'aspirer l'eau de cette nappe par capillarité et de maintenir son état de saturation. Cette pression de succion peut atteindre des valeurs très élevées à la surface du sol, surtout si celle-ci est soumise à une évaporation intense. Il s'avère ainsi nécessaire de mieux décrire le comportement des sols fins vis-à-vis des phénomènes de sécheresse et de réhumidification. Et cela, pour mieux préciser comment peuvent être caractérisés les sols et déterminer les paramètres qui jouent un rôle prépondérant dans les variations de leurs volumes et pouvoir les prévoir, par la suite, et surtout les quantifier afin d'en tenir compte dans la conception et réalisation des structures et autres ouvrages à fondations peu profondes.

Par ailleurs, nous rencontrons souvent les sols argileux dans les projets d'infrastructures de transports (routes et voies ferrées, etc.). Jusqu'à récemment, ces sols extraits lors des travaux de terrassements sont évacués en dehors du site du projet pour être remplacés par des matériaux d'emprunt de meilleures qualités.

En fait, les méthodes et les règles de conception des ouvrages en terre sont le plus souvent basées sur des approches empiriques s'appuyant sur l'expérience acquise in-situ. De nombreux ouvrages sont réalisés ainsi sans qu'ils ne manifestent de pathologies irréversibles. Néanmoins, lorsque ces pathologies apparaissent, les conséquences sur l'environnement ou sur la sécurité peuvent être importantes (rupture de digues, glissement de pentes, affaissement de talus, effondrement de remblais, etc.). Ces difficultés peuvent être amplifiées par des contraintes environnementales et/ou économiques locales. Donc, lorsqu'il s'agit de concevoir et de réaliser des ouvrages imposants comme éléments d'infrastructures de transports, il convient de s'interroger sur les conditions réelles des terrassements, d'approvisionnement en matériaux et en eau.

En géotechnique et géomécanique environnementales, l'une des principales causes de désordres est liée aux variations de l'état hydrique du sol au cours de la vie des ouvrages en terre. Celles de grandes ampleurs, comme les inondations, constituent l'une des plus importantes sollicitations que peut subir un sol de remblais, et sont difficiles à éviter. Ces variations de l'état hydrique sont encore plus néfastes lorsque les ouvrages sont construits avec des matériaux sensibles à l'eau. C'est pourquoi, la pratique dans le domaine de remblais d'infrastructures de transport est restée, plutôt, caractérisée par de forts enjeux à court terme en utilisant des matériaux de qualités requises. Toutefois, cette approche à court terme n'est plus compatible avec les exigences du développement durable. Les préoccupations, actuellement, sont résolument orientées dans tous les domaines vers ce dernier.

Dans ce contexte, l'utilisation des sols de site, particulièrement les argiles à l'état sec ou à faible teneur en eau, sans ajout d'eau en remblai d'infrastructures de transports devient une préoccupation majeure. Cela se traduit par la volonté d'optimiser cette utilisation de matériaux de site avec, si nécessaire, des améliorations par traitement aux liants hydrauliques, ou par l'utilisation accrue des déchets du bâtiment et des travaux publics ou encore de sous produits industriels (Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères, par exemple).

La solution classique d'humidification des matériaux de remblais, lors de leur compactage, n'est plus très recevable, quand elle n'est pas complètement à proscrire pour des raisons essentiellement de coût, dans les zones semi-arides et arides, notamment. Par conséquent, l'une des questions principales, dans le cadre d'une démarche de développement durable, porte sur l'utilisation de matériaux locaux, d'une part, et sur le compactage à faible teneur en eau ; d'autre part. En effet, ces deux aspects constituent un enjeu économique et environnemental considérable.

Face à l'intérêt de cette démarche, des questions scientifiques de taille sont posées comme préalables au succès de tels projets d'ingénierie. La première question porte sur la faisabilité du compactage à faible teneur en eau des sols locaux, dans le respect des préconisations en termes de densité finale et de portance. La deuxième question porte sur le vieillissement de tels ouvrages face à la multiplicité des sollicitations extérieures, et en particulier des sollicitations environnementales. Cette dernière question soulève la

problématique scientifique de couplage hydromécanique dans les sols et l'importance du chemin de chargement dans ce cadre.

Le travail présenté dans cette thèse s'inscrit dans le cadre d'une démarche expérimentale et théorique qui porte sur l'effet de la variation d'état hydrique dans les sols argileux. L'objet de ce travail est d'analyser expérimentalement la problématique du comportement hydromécanique de sols argileux de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). On s'est intéressé à deux aspects :

- le premier aspect concerne l'effet de variation de la teneur en eau sur le retrait et gonflement de ces sols ;
- le deuxième aspect concerne le comportement d'une argile compactée à faible teneur en eau soumise à une humidification sous contrainte.

Ce mémoire est structuré en deux parties :

La première partie est consacrée à l'analyse bibliographique (Chapitres 1, 2 et 3) :

La problématique soulevée par la sensibilité des sols naturels et compactés vis-à-vis de l'eau est abordée dans le premier chapitre. Nous présentons, dans un premier lieu, un aperçu général sur le contexte dans lequel les ouvrages géotechniques (structures à fondations peu profondes, routes et remblais d'infrastructures de transports) évoluent. Ensuite, un aspect des dégradations des ouvrages à fondations peu profondes et les routes construites sur sols gonflants est décrit. D'autre part, la description des caractéristiques du domaine de terrassements (sollicitations, pathologies et déformations de remblais) est présentée et les règles de conception de remblais d'infrastructures de transports sont données.

Dans le deuxième chapitre, nous donnons une synthèse sur les connaissances actuelles portant sur les sols fins et leurs caractéristiques. La première partie de ce chapitre est consacrée à la minéralogie des sols et à la description des principales familles des minéraux argileux. L'organisation des constituants des sols et leurs propriétés minéralogiques sont, ensuite, détaillées en montrant l'interaction physico-chimique entre les grains solides et l'eau. Une attention particulière est accordée à la théorie de la double couche. L'eau dans le sol est traitée dans la deuxième partie de ce chapitre où les différents états hydriques du sol sont présentés. Cela a permis d'aborder la notion de la succion et montrer sa relation avec les paramètres géotechniques décrite par les courbes de rétention d'eau. La caractérisation des sols gonflants est abordée en dernier lieu où les mécanismes de retrait et gonflement sont définis. Ensuite, les différentes méthodes de caractérisation des sols (méthodes indirectes et méthodes directes) sont présentées. Un accent particulier est mis sur la méthode de la teneur en eau (Briaud et al., 2003).

Le troisième chapitre est dédié à l'organisation des sols compactés non saturés. La structure des sols compactés est décrite et les différents modèles de structure des sols rencontrés dans la littérature sont passés en revue. Les différents paramètres qui influencent l'évolution de cette structure sont mis en évidence. Par la suite, l'essentiel de ce chapitre est réservé au comportement des sols compactés. Cette partie a pour but de décrire le comportement des sols compactés, en montrant l'effet de différents paramètres qui affectent le phénomène de gonflement/effondrement de ces sols, lors de leur humidification.

La deuxième partie de ce travail est consacrée à l'étude expérimentale scindée en deux chapitres (Chapitres 4 et 5) :

Le chapitre 4 concerne l'effet de variations de la teneur en eau sur le retrait et gonflement des sols. La procédure expérimentale consiste à appliquer la méthode de la teneur en eau (Briaud et al., 2003) à quatre sols argileux naturels intacts provenant de quatre sites différents de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). Dans les essais effectués, l'influence de la forme de l'échantillon, de la contrainte verticale appliquée et de la teneur en eau initiale sont étudiées.

Le chapitre 5 porte sur l'étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une argile gonflante de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). L'objectif de la première partie de ce chapitre est de mettre en évidence le phénomène de gonflement/effondrement à partir d'essais d'humidification sous contraintes œdométriques d'éprouvettes de cette argile compactées à faible teneur en eau. Les effets de l'état initial et de la contrainte verticale sur ce phénomène y sont examinés. Puis, dans la seconde partie de ce chapitre, nous nous intéressons, essentiellement, à l'influence et au rôle de la structure à double porosité de cette argile compactée, par l'analyse des variations volumiques induites par l'humidification sous contraintes, en considérant un modèle de structure.

1 CHAPITRE 1 :

CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

Pour identifier les orientations et les objectifs du travail présenté dans ce mémoire, il est essentiel de commencer par préciser la problématique des effets du comportement hydromécanique des sols sur les ouvrages géotechnique (constructions à fondations peu profondes et remblais d'infrastructures de transports), lorsque leur état hydrique change. En fait, il s'agit de mettre en évidence les principales préoccupations et questions qui se posent à l'ingénierie dans ces domaines.

Ce premier chapitre est, alors, dédié à la description des caractéristiques les plus importantes liées aux constructions sur les sols gonflants ainsi qu'à celles inhérentes au domaine des terrassements et conception des remblais d'infrastructures de transport.

1.1 Introduction

Le comportement des sols argileux a fait l'objet de nombreuses recherches, dans de nombreuses disciplines scientifiques. Il semblerait que les principales raisons de cette diversité sont liées aux spécificités de ces sols (composition, structure microscopique, environnement climatique et géotechnique), mais également à leur répartition importante dans la nature induisant, à la fois, des difficultés dans la compréhension de mécanismes physico-chimiques complexes et le développement d'analyses aussi diverses que les domaines scientifiques concernés.

La sensibilité à l'humidification des sols argileux a des implications dans de nombreux domaines de génie civil, telles que l'effet de sécheresse/humidification sur les structures en surface (bâtiments, ouvrages de soutènement, routes), le comportement des ouvrages enterrés (tunnels, pieux), des barrages en terre, des remblais d'infrastructures de transport et des barrières ouvragées de stockage de déchets nucléaires.

Le retrait/gonflement des sols interfère avec toutes les constructions et ouvrages du génie civil : les fondations profondes et superficielles, les bâtiments et ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, les remblais à usage routier ou ferroviaire. De ce fait, les questions que l'on peut se poser sont celles de l'existence de sols gonflants, de l'amplitude de leurs déformations et de l'énergie associée, du fonctionnement des ouvrages sous l'effet du gonflement et du retrait de tout le sol ou une partie du sol, de la façon dont on peut lutter contre ce phénomène (retrait/gonflement) ou contre ses effets. Cette liste montre la diversité et la complexité des questions posées.

L'analyse minéralogique et la caractérisation des sols argileux ont sans aucun doute apporté beaucoup dans la discrimination des argiles et montré toute l'étendue et la diversité des minéraux jouant un rôle important dans leurs comportements, notamment les déformations des massifs argileux et leurs effets sur les structures à fondations peu profonde et les routes. De plus, dans le domaine des terrassements, ces analyses et caractérisations ont amené de nombreux spécialistes à se poser la question de savoir si

ces sols pourront être compactés dans des conditions permettant, à court terme, de réaliser des remblais assurant l'absence de déformations à long terme. En revanche, dans le domaine des barrières de stockage de déchets, on attend de ce matériau qu'il gonfle fortement et qu'il soit très peu perméable, pour assurer l'étanchéité du système.

Il est clair que chaque domaine aborde la problématique avec sa sensibilité. C'est pourquoi, il est quelque peu difficile de concilier ou unifier l'intégralité des concepts considérés. Les ordres de grandeur dans le comportement de l'argile et les propriétés étudiées sont différents d'un domaine à un autre (comportements des massifs argileux, des matériaux de remblais et des de barrières de stockage), bien que ce matériau soit intimement lié aux recherches inhérentes aux questions posées.

1.2 Ouvrages sur sols gonflants

La construction sur les sols argileux est bien souvent responsable de sinistres dus aux changements de volume de ce type de sols, traduits essentiellement par leur retrait et gonflement liés à la sécheresse puis au retour à l'état hydrique normal. En effet, cette particularité peut engendrer des désordres importants aux ouvrages construits sur les sols argileux aussi bien au niveau des structures fondées en surface, comme les bâtiments, les ouvrages de soutènement ou les routes, qu'au niveau des ouvrages enterrés, notamment, les tunnels, les pieux, ou les canalisations.

Pour montrer le contexte dans lequel se produit le retrait et/ou gonflement des sols et expliquer le comportement des ouvrages réalisés sur les sols gonflants, dans cette première partie du chapitre 1, on s'intéresse, essentiellement, aux aspects de dégradations et désordres causés par le retrait/gonflement de ces sols. Plus de détails, concernant ce phénomène (retrait et gonflement des sols), sont présentés dans le chapitre 2.

1.2.1 Structures à fondations peu profondes

Jusqu'au début des années 1960, seul le tassement était considéré comme source possible de dégâts pour les constructions. La mécanique des sols s'est concentrée principalement sur le cas des sols totalement saturés ou bien entièrement secs. Or, dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés ; ils contiennent une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. La coexistence de ces trois phases (solide, liquide et gazeuse) dans les sols est à l'origine de la succion dont l'influence sur le comportement mécanique des sols est l'objet d'une attention croissante depuis plusieurs décennies. Les matériaux gonflants ont la propriété de changer fortement de volume, lorsque leur état hydrique est modifié. C'est pourquoi, le développement des constructions en béton sur fondations superficielles amena, alors, de nombreux ingénieurs à s'intéresser aux problèmes de retrait/gonflement des sols. D'ailleurs, ce phénomène de retrait/gonflement affecte aussi les routes construites sur un sol argileux.

En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité. En revanche, elles sont souvent éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus

importants de ces sols sont observés en période sèche. A l'inverse, dans les zones arides ou semi arides, ces argiles gonflent suite à des pluies intenses et provoquent, là encore, des mouvements importants.

1.2.1.1 Aspects des dégradations

Le phénomène de gonflement de certaines formations d'argile géologique, avec un indice de plasticité élevé, pose de sérieux problèmes dans plusieurs pays du monde. Ce phénomène provoque des troubles importants dans les structures, en raison de conditions météorologiques extrêmes. Tout type de structures construit sur ces sols, subit des dégâts. Les exemples de troubles liés à la présence d'argiles gonflantes, sont larges et variés (Mouroux et al.,1988). De plus, les dommages causés par le retrait/gonflement des sols peuvent être particulièrement coûteux (Parceveaux, 1980). De nombreuses expériences fâcheuses vécues dans plusieurs pays du monde sont répertoriées. Dans la plupart des pays européens, au Canada et aux Etats-Unis, il est établi que le risque naturel le plus coûteux, pour les structures construites sur des fondations peu profondes est observé sur les sols argileux. En France, par exemple, suite à plusieurs périodes de sécheresse (1976, 1989 et 2003), ce risque naturel induit par le retrait/gonflement est devenu, dans le cadre du régime d'indemnisation des catastrophes naturelles, la deuxième cause après les inondations.

Le phénomène de retrait/gonflement de ces sols se traduit par des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais) et les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisation, fondation profondes). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés (Mouroux et al., 1988 ; Philipponat, 1991 ; Hachichi et Fleureau, 1999 ; Djedid et al., 2001 ; Lamara et al.,2010 ; etc.).

A l'instar des autres pays où les sols gonflants sont très répandus (Magnan, 2013), l'Algérie qui est un pays à climat contrasté souffre également du problème de retrait/gonflement des sols. Plusieurs régions (In-Amenas, Laghouat ; Médéa, M'sila, Mostaganem, Oran, Saida, Tizi-Ouzou, Tlemcen, etc.) sont touchées par ce phénomène. De nombreux cas de désordres liés au retrait/gonflement y ont été recensés (Ameur, 1989 ; Bekkouche et al., 1997 ; Derriche et Kebaili, 1998 ; Derriche et al.,1999 ; Hachichi et Fleureau, 1999 ; Djedid et al., 2001 ; Bahar et Kenai, 2002 ; Khemissa et Mekki, 2007 ; Bahar et Kenai, 2008 ; Derfouf et al., 2008 ; Khemissa et al., 2008 ; Hachichi et al., 2009 ; Houmadi et al., 2009 ; Lamara et al., 2010 ; Gueddouda et al., 2012 ; Bouaziz et Melbouci, 2014 ; Boudlal et al., 2014 ; Madjnoun, 2014 ; Benhamou et al., 2015 ; Khemissa et Mahamedi, 2014 ; Madjnoun et Bahar, 2016 ; Khemissa et al., 2017a, 2017b).

Des exemples de désordres dans les structures de la wilaya de Saida (Algérie) sont montrés dans les figures 1.1 et 1.2. En effet, le phénomène de retrait/gonflement a causé des dommages importants à plusieurs édifices construits dans les années 1970. Des dégradations se sont manifestées par des fissures au niveau de la superstructure. Ces fissures sont générées par le phénomène de retrait/gonflement n'ayant pas été pris en considération lors de la réalisation (Houmadi et al., 2009 ; Benhamou et al., 2015). Selon Bekkouche et Houmadi (2003), ces dégradations ont entraîné même

l'effondrement total de certaines constructions. En outre, les dommages dus au phénomène de retrait/gonflement ont, également, touché les talus, les chaussées et les fondations routières.



Figure 1.1 : Cas de pathologie dans la ville de Saida (Houmadi et al., 2009).



Figure 1.2 : Fissures sur des murs de bâtiments construits en 1970 (Benhamou et al., 2015).

Dans la wilaya de M'sila (Algérie) à climat semi-aride, des désordres importants sont observés dans un établissement scolaire (Figure 1.3). Ces désordres sont dus aux variations volumiques du sol de fondation, selon Khemissa et Mekki (2007).



Figure 1.3 : Pathologie des maçonneries dues aux variations volumiques du sol de fondation (Khemissa et Mekki, 2007).

En Kabylie (Tizi-Ouzou), plusieurs mouvements de terrain dans les formations meubles sont observés ces dernières années (Bouaziz et Melbouci, 2014). En effet, des déformations lentes ont été signalées durant la période de sécheresse allant des années 1990 jusqu'à 2001. Depuis, des importantes précipitations ont amplifié ces déformations engendrant des glissements qui ont causé d'énormes dégradations (Figures 1.4 et 1.5).



Figure 1.4 : Désordres au niveau de la ville d'Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014) : a) affaissements et dégradations de chaussées ; b) cisaillement au niveau des poteaux d'une construction ; c) fissures importantes sur les chaussées et la cours du nouveau centre culturel.



Figure 1.5 : Désordres au niveau de la ville de Tizirt (Bouaziz et Melbouci, 2014) : a) Fissuration des murs de clôture ; b) ouverture centimétrique de joints de rupture.

Les facteurs à l'origine de ces instabilités sont principalement liés à la structure géologique, aux conditions hydro-climatologiques et à la topographie de la région. Mais leurs mécanismes d'évolution ne sont pas totalement connus (Bouaziz et Melbouci, 2014). Néanmoins, on peut supposer que le phénomène de retrait/gonflement pouvait constituer un élément déclencheur.

Un autre exemple de désordres causés par les pluies de 2003 dans la ville de Montpellier (France) est montré sur la figure 1.6.

D'importants désordres structuraux (fissures horizontales de plus de 15 mm), traduisant une chute de portance, sont observés sur le bâtiment d'un foyer de la ville de Montpellier. Ces désordres sont consécutifs aux pluies de décembre 2003. Selon BRGM (2005), les mécanismes mis en jeu peuvent être, probablement, dus à un effondrement ponctuel ou à un tassement généralisé associés à une chute de portance.



Figure 1.6 : Désordres structuraux d'un bâtiment à Montpellier (BRGM, 2005).

1.2.2 Routes sur sols gonflants

La figure 1.7 montre les stades successifs d'évolution d'une route construite sur des sols argileux soumis à des phénomènes de retrait et gonflement. La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements vers le centre de la chaussée. La surface du terrain se fissure et le retrait du sol sous la chaussée peut aussi créer des fissures dans le revêtement. A la saison des pluies suivante, le sol se réhumidifie et regonfle, il devient plus mou et le trafic peut déformer et fissurer encore plus la chaussée. La sécheresse suivante réactive les tassements et fissures, ce qui dégrade progressivement la route. Ce processus se produit dans les régions argileuses de beaucoup de pays, notamment en Afrique (Magnan, 2013).

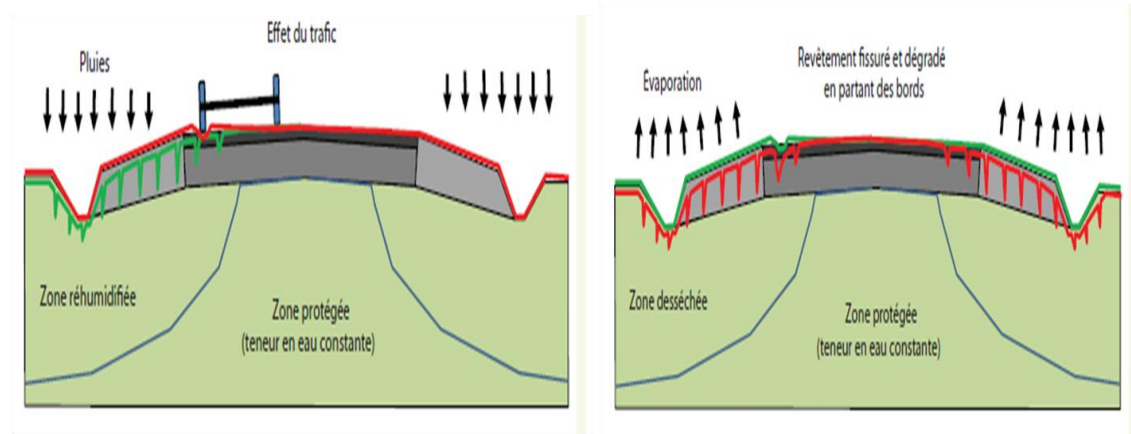


Figure 1.7 : Mécanisme d'évolution d'une route sur un sol argileux gonflant (Magnan, 2013) : Période de pluie (à gauche) ; période de sécheresse (à droite).

Des exemples de routes fissurées par l'effet du retrait et gonflement du sol de fondation sont montrés dans la figure 1.8. La position des fissures dépend de l'étendue de la zone atteinte par les variations de la teneur en eau lors des cycles de sécheresse et d'humidification.



*Figure 1.8 : Fissuration des routes due au retrait et gonflement des sols (Magnan, 2013) :
En France (à gauche) ; à Madagascar (à droite).*

1.2.3 Conclusion

Dans cette partie du chapitre 1, nous pouvons constater que si, dans les constructions sur sols gonflants, il y a désordre c'est parce que les mouvements du sol (gonflement ou retrait) prennent un caractère différentiel d'un point à un autre de la structure. Le caractère différentiel des déformations induites semble inéluctable :

- d'une part, parce que les sols sont toujours hétérogènes, même dans l'emprise limitée d'une structure, qu'il s'agisse de leurs caractéristiques mécaniques, de leur nature ou de leurs épaisseurs ;
- d'autre part, parce que l'action de la structure sur le sol n'est jamais homogène, qu'il s'agisse de contraintes apportées au sol, du volume du sol concerné par ces contraintes ou des perturbations hydriques liées à la présence de la structure.

Nous pouvons, aussi, observer que le phénomène de retrait/gonflement se produit dans de nombreux domaines et cause des dégâts considérables, car cette double hétérogénéité de l'interaction sol-structure n'est, généralement, pas correctement et facilement quantifiable.

1.3 Remblais d'infrastructures de transport

1.3.1 Introduction

Le recours à l'utilisation de matériaux disponibles localement sur les sites de projets d'infrastructures de transport, considéré aujourd'hui comme l'une des préoccupations majeures dans le contexte du développement durable, est parfaitement conforme aux critères socio-économiques et environnementaux qui y sont impliqués. L'optimisation des projets de terrassement est une question évidente liée à cette préoccupation. Il est donc important de savoir prédire le comportement hydromécanique de ces matériaux compte tenu des applications sensibles auxquelles ils sont destinés.

Pour mieux cerner la problématique du réemploi de sols de site en remblais d'infrastructures de transports, dans cette deuxième partie de ce chapitre, nous décrivons, en premier lieu, les spécificités du domaine des terrassements et de la conception de ces ouvrages. Nous allons voir que la qualité souhaitée de ces remblais repose, en fait, sur la considération de nombreux paramètres et qu'elle est confrontée à certaines sources d'hétérogénéité qui rendent leur conception et les calculs difficiles. Par la suite, nous présenterons de manière succincte les différentes sollicitations auxquelles ils peuvent être soumis. En s'appuyant sur le retour de diverses enquêtes et auscultations qu'on trouve dans la littérature, les différentes pathologies affectant ces ouvrages seront aussi analysées.

Enfin, un résumé des règles et méthodes de conception des remblais sera présenté.

1.3.2 Caractéristiques des remblais d'infrastructures de transports

On entend par remblais d'infrastructures de transports les remblais de routes, autoroutes et voies ferrées destinés à supporter leur poids propre et le trafic de véhicules ou trains. Du point de vue de l'exploitant, l'objectif d'un remblai est d'assurer le confort de l'utilisateur et sa sécurité et minimiser les coûts d'entretien. Mais, pour atteindre cet objectif, sur le plan géotechnique, ceci dépend étroitement de la qualité du comportement de ces ouvrages. Il est donc attendu que la déformation de ces remblais n'entrave pas le bon fonctionnement du corps de chaussées.

1.3.2.1 Sources d'hétérogénéité dans la construction de remblais

Les sols rencontrés lors des travaux de terrassements sont de deux formes. Une forme rocheuse caractérisée par une constitution massive du matériau nécessitant les moyens de désagrégation à forte énergie pour les extraire et une autre forme meuble caractérisée par une relative facilité d'extraction. Dans les deux cas l'idée est d'obtenir un matériau pouvant être transporté et facile à mettre en œuvre dans le corps de remblai. Les roches rencontrées dans les terrassements doivent donc être désagrégées en blocs de tailles variées pour avoir un matériau pouvant être assimilé à un sol, c'est-à-dire un assemblage de grains bien individualisés. Les matériaux constitutifs d'un remblai sont donc prélevés dans des massifs naturels où la nature et l'état hydrique de ces matériaux sont différents et pas homogènes. Un massif naturel peut avoir, en effet, plusieurs coupes géologiques différentes et les matériaux peuvent présenter d'importantes variations de nature et d'état. Par ailleurs, l'extraction des matériaux ne pourra jamais être rigoureuse et homogène, il en résulte ainsi un amalgame de matériaux de propriétés différentes et variables. De plus, la mise en œuvre elle-même est source d'hétérogénéité (Figure 1.9). La mise en œuvre et le compactage des matériaux ne pourront jamais être homogènes sur toute l'étendue du projet.



Figure 1.9 : Mise en œuvre de matériaux de remblai (à gauche) ; compactage de matériaux de remblais (à droite).

Ainsi, même si le compactage par couches élémentaires est réalisé de manière à assurer une masse volumique sèche globale minimale (GTR, 1992), il existe au sein d’une même couche compactée un gradient vertical du taux de compactage (Figure 1.10) qui provient du fait que l’efficacité du compactage diminue avec la profondeur. L’ampleur de ce gradient dépend de la nature du matériau, de son état, de l’épaisseur de la couche compactée et de l’énergie de compactage appliquée.

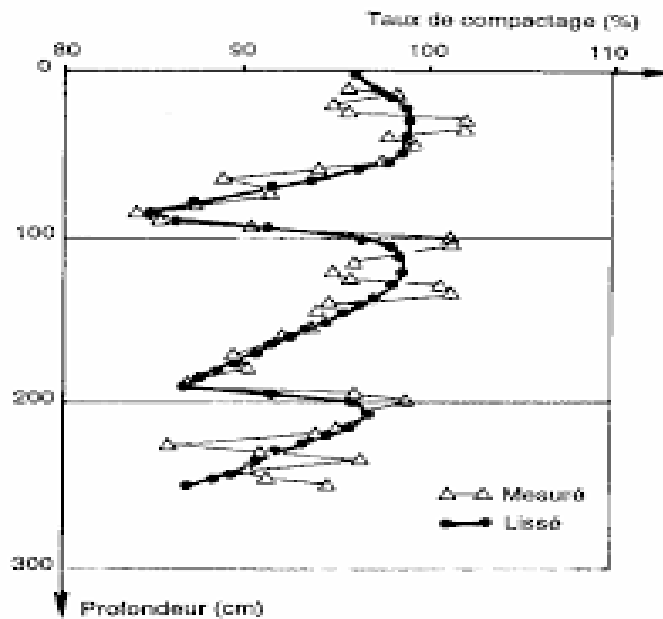


Figure 1.10 : Exemple de gradient de taux de compactage dans un corps de remblai (Bouye et al., 1922 cité par Ferber, 2005).

1.3.2.2 Etat de contraintes mécaniques dans un remblai

La principale source de contrainte mécanique dans un remblai est son poids propre ; les sollicitations cycliques dues au trafic n’affectent que les couches

supérieures, qui font éventuellement l'objet d'un traitement particulier pour y résister (GTR, 1992). La contrainte verticale σ_{v0} augmente linéairement en fonction de la hauteur du remblai telle que $\sigma_{v0} = \rho \cdot g \cdot h$. (ρ est la masse volumique des sols compactés, $g = 10 \text{ m/s}^2$ et h la hauteur du remblai). Sachant que l'ordre de grandeur de la masse volumique des sols compactés est environ de 2g/cm^3 , la contrainte verticale à considérer dans une étude d'un remblai de 10 m de hauteur, par exemple, est de 200 kPa. Cette contrainte peut diminuer jusqu'à une valeur nulle sous les talus.

1.3.2.3 Sollicitations hydriques dans un remblai

Les sollicitations hydriques qui s'appliquent aux remblais peuvent être d'origines diverses, comme le montre la figure 1.11. Les remblais peuvent être construits dans des conditions météorologiques, morphologiques, hydrogéologiques très variés. Certains contextes peuvent présenter des risques pour l'ouvrage, soit pour des raisons d'instabilité mécanique, soit parce qu'ils sont propices à une sollicitation hydrique potentiellement néfaste à l'ouvrage (zones inondables, zones humides, régions arides à précipitations violentes).

Les infiltrations par la plate forme (structure de chaussée et terre-plein) et les échanges avec l'atmosphère peuvent aussi constituer des sollicitations hydriques suffisantes pour générer des désordres à long terme.

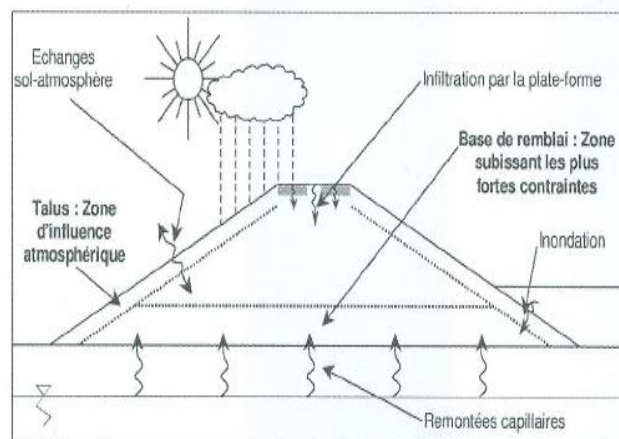


Figure 1.11 : Représentation schématique d'un remblai et sollicitations hydriques possibles (Ferber, 2005).

1.3.3 Pathologies dans un remblai

A partir des enquêtes menées sur les pathologies des remblais (Delahaye et Le Roux, 1975 ; Auriol et al., 2000) et des résultats des expertises de pathologies (Noorany, 1997 cités par Ferber (2005) ; Mieussens, 2000a, 2000b), des sources de désordres ont été mises en évidence dans les ouvrages en terre. Les désordres constatés sont : des fissures plus ou moins profondes, longitudinales et/ou transversales (Figure 1.12 à gauche), des déformations se manifestant par des tassements localisés ou généralisés et/ou des gonflements de talus et des ruptures de talus (Figure 1.12 à droite).



Figure 1.12 : Exemple de désordre sur remblais : Fissurations dues au retrait/gonflement (à gauche) et rupture de talus (à droite).

Les principales causes suspectées sont soit un défaut du système de drainage de la plate-forme, une insuffisance de drainage, emploi des matériaux évolutifs et sensibles à l'eau avec des précautions d'emploi insuffisantes, des pentes de talus trop raides, l'emploi de matériaux trop secs ou trop humides sans action correctrices ou encore l'emploi dans un même ouvrage de matériaux ayant des propriétés géotechniques trop disparates. Toutefois, il n'est pas facile d'identifier une seule cause à une pathologie de remblai. Plus fréquemment, c'est la combinaison de plusieurs causes qui génèrent le désordre (Auriol et al., 2000). Par ailleurs, dans le cas des barrages en terre, par exemple, les causes de désordres proviennent du phénomène d'érosion interne et d'instabilité de talus. Ce sont les barrages construits avec des sols fins plastiques qui présentent le plus de pathologies ; surtout quand ils sont mal compactés, ce qui rejoint les résultats des enquêtes citées ci-dessus sur les pathologies de remblais (Foster et al., 2000) cités par Ferber (2005).

1.3.3.1 Observations et interprétations des mécanismes

Parmi les déformations subies par le corps de remblai certaines ont eu lieu rapidement, comme les tassements sous le poids propre et d'autres se manifestent plus tardivement (Mieussens, 2000b). Les premières (déformations rapides) n'occasionnent aucune manifestation particulière, bien que leurs amplitudes puissent être importantes. Les deuxièmes (les déformations lentes) génèrent des désordres à moyen et long terme, notamment, dans les remblais de grande hauteur. Certains désordres, comme la rupture de talus, peuvent s'expliquer par une humidification importante des matériaux constitutifs dont les propriétés mécaniques diminuent et conduisent à une rupture par cisaillement du sol (Jackson et al., 2002) cités par Ferber (2005). Dans ce cas, le phénomène étant identifié, on sait y remédier, en adoptant des pentes de talus adaptées à la résistance des sols mis en œuvre. D'autres désordres, par contre, sont induits par les déformations lentes dans le corps de remblais et dans les talus. Ces désordres méritent une étude plus approfondie car leurs mécanismes sont difficiles à identifier et il a fallu de nombreuses instrumentations des ouvrages pour proposer des explications cohérentes.

1) Déformations dans le corps de remblai

Des mesures de tassements en place, pendant la construction du remblai de la Jorle en France (site instrumenté et suivi depuis 1980), confirment que les tassements

immédiats se corrèlent parfaitement avec ceux prévisibles par l’essai œdométrique (Figure 1.13). Par contre, les mesures de tassement différé non prévisible par les essais classiques ont montré que celui-ci est du même ordre de grandeur que le tassement immédiat dans l’axe de la voie, mais s’étend sur quatre ans. La figure 1.13 montre les tassements ainsi mesurés.

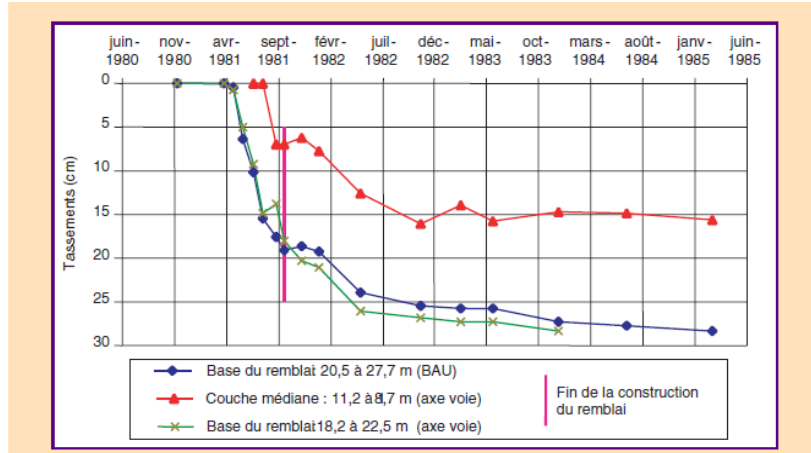


Figure 1.13 : Tassement par couche pendant et après la construction du remblai de la Jorle (Mieussens, 2001).

Il faut noter aussi l’existence de déformations cycliques. La figure 1.14 donne des résultats des mesures de tassements en bord de la voie pour un remblai de 12 mètres de hauteur, dont la construction était terminée 12 années environ avant la première mesure de référence. Outre une amplitude relativement importante, ce graphique met en évidence un phénomène de déformation cyclique, assez bien en phase avec les saisons.

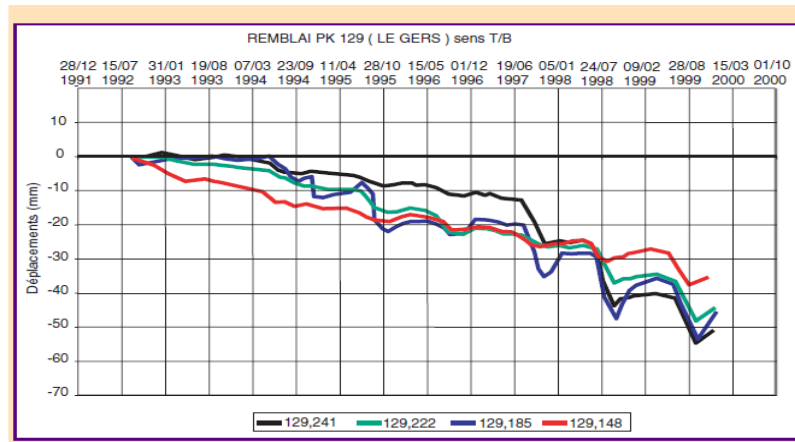


Figure 1.14 : Effets des saisons sur les mesures des tassements par topographie (Mieussens, 2001).

Par ailleurs, sur certains sites, on a aussi constaté des tassements relativement importants associés à l’existence de sols très humides lors de la mise en œuvre ou devenus trop humides à la faveur de circulation d’eau mal maîtrisée dans les remblais, surtout s’ils étaient mal compactés et donc plus perméables (Bescond et al., 2001). Ces tassements appelés « effondrement » semblent souvent minimes au début d’exploitation du remblai et sont découverts après plusieurs années, mais se poursuivent, encore, de

nombreuses années plus tard. En tout état de cause, bien que l'effondrement concerne généralement les sols fins argileux, le sable est aussi sujet au problème d'effondrement sous humidification. Au Koweït, un niveau trop faible de compactage d'un sable calcaire a entraîné des dommages aux infrastructures routières et aux bâtiments alentours (Ismaël et al., 1987) cité par (Bruchon, 2014) et a engendré des coûts importants de remise en état. Le compactage insuffisant est un problème récurrent dans la construction des ouvrages en terre. Le barrage en terre de Marte R. Gomez au Mexique a subi jusqu'à un mètre de tassement et présentait d'importantes fractures (Penman, 1980) cité par Bruchon (2014). Ce même défaut de compactage a été observé dans un remblai d'accès au pont (Delage, 1989) où le compactage du schiste résiduel n'était pas suffisant (été sec et énergie de compactage sans doute trop faible) et des tassements jusqu'à 25 cm sont apparus. Une montée de la nappe phréatique, suite aux pluies importantes, était l'élément déclencheur de ces tassements. Booth (1977) cité par Bruchon (2014) a observé le même phénomène dans un remblai en Afrique du Sud. D'après ces auteurs, d'un point de vue pratique, la teneur en eau de compactage ne doit pas être inférieure à l'optimum Proctor (teneur en eau garantissant la plus grande densité pour une compaction donnée) et que cette teneur en eau doit être maintenue tout au long de la construction où le chargement mécanique augmente. Une teneur en eau faible au moment de compactage augmente le potentiel d'effondrement. Cependant, trop d'eau complique le travail sur chantier ; un compromis doit donc être trouvé.

2) *Mouvement des talus*

Le comportement des talus a aussi fait l'objet de description grâce à l'instrumentation de remblais en argile et marne (Noorany, 1997 ; Mieussens, 2000b) cités par Ferber (2005). Des observations sur ces remblais ont montré que dans les talus, directement soumis aux variations hydriques de l'atmosphère, les cycles d'humidification/séchage ont conduit à des cycles de gonflement/retrait induisant un mouvement lent mais généralisé du talus vers son pied (Figure 1.15). Ce mouvement de sol, appelé reptation de pente selon Mieussens (2000b), entraîne l'apparition des fissures longitudinales sur la plate-forme.

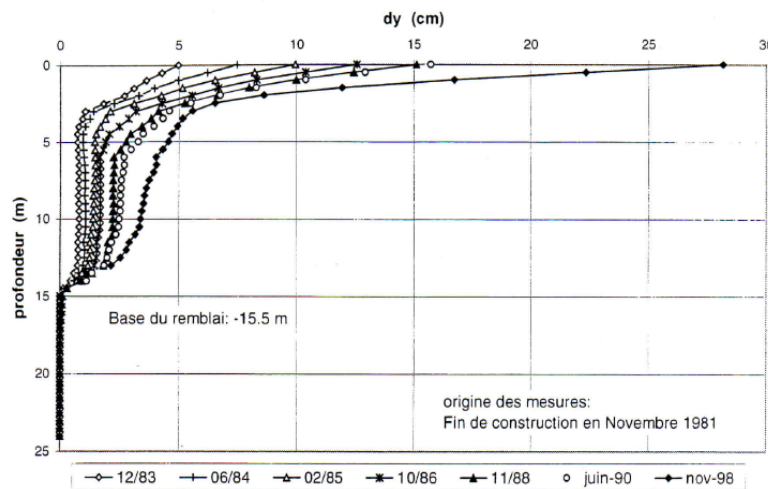


Figure 1.15 : Mesures inclinométriques à mi-talus d'un remblai en marne (Mieussens, 2000b).

1.3.4 Règles pratiques de conception de remblais

Dans le domaine des terrassements et de la conception des ouvrages en terre, les règles de construction des remblais reposent d'une manière générale sur l'expérience et les approches empiriques. Des règles de l'art ont été établies et spécifient de façon plus ou moins complexes les conditions de réemploi et de mise en œuvre des matériaux en remblai (GTR, 1992). Ces règles empiriques visent à atteindre deux objectifs :

- un objectif à court terme qui est d'obtenir une portance suffisante de la couche n pour pouvoir compacter la couche n+1 ;
- un objectif à long terme qui est d'éviter l'apparition dans le temps de déformations significatives au sein de l'ouvrage, y compris lorsque ce dernier est soumis à des sollicitations hydriques : séchage ou humidification (pluie sur les talus, infiltrations par la plate-forme, imbibition lors de l'ennoïement du pied de remblai).

La qualité de comportements de remblais d'infrastructure de transports est souvent confrontée à de nombreuses sources d'hétérogénéités qui rendent la conception et les calculs difficiles. C'est ainsi qu'un classement (règles) des sols est proposé en fonction de leurs natures (granulométrie, argilosité, etc.) et de leur état hydrique (GTR, 1992). Ces règles spécifient, pour chaque classe de sol, les possibilités ainsi que les conditions de réemploi. Ces conditions concernent l'extraction du sol et les conditions de mise en œuvre. L'intensité de compactage et la hauteur de remblai admissible sont aussi spécifiées. Toutefois, les sols rencontrés dans les déblais peuvent être réutilisés dans les remblais, voire dans les grands remblais s'ils sont peu argileux et si les éléments constituant ces sols sont suffisamment résistants à l'écrasement et leurs caractéristiques mécaniques n'évoluent pas après la mise en œuvre (Bescond et al., 2001) ; même si le GTR (1992) ne fournit pas de réponses à ce sujet. En outre, pour s'accommoder des matériaux hétérogènes effectivement disponibles (ce qui est le cas le plus fréquent), il est acquis, aujourd'hui, qu'il faut en optimiser et en maîtriser l'emploi par une affectation choisie par zone dans le remblai. Un remblai dont on n'a pas maîtrisé l'hétérogénéité est, en effet, potentiellement à risque. Ce zonage consiste à affecter les matériaux disponibles dans les différentes parties du remblai (les talus, le noyau et la base) de telle sorte que chaque zone ait, ensuite, les qualités nécessaires pour s'accommoder des sollicitations qu'elle reçoit, ainsi que des circulations d'eau prévisibles dans le remblai.

1.3.5 Conclusion

D'après cette analyse bibliographique, nous pouvons noter que le retour d'expériences montre que beaucoup de pathologies apparaissent dans des ouvrages construits avec des matériaux sensibles à l'eau. La combinaison de plusieurs facteurs est, souvent, à l'origine des désordres observés. Il peut s'agir d'un compactage insuffisant, de déficience du système de drainage, d'insuffisance de protection vis-à-vis des infiltrations d'eau, etc. Les expertises menées sur des remblais construits avec les sols de site ont montré que ce sont, principalement, les variations d'état hydriques qui conduisent aux déformations.

Tenant compte de l'hétérogénéité dans la réalisation de remblais, il est nécessaire d'être en mesure d'apprécier l'influence de chacun des paramètres suivants : nature du matériau, teneur en eau, masse volumique sèche et état de contrainte. Il est clair que ces

paramètres peuvent présenter une grande variabilité sur ce comportement lors de l'humidification.

Il est aujourd'hui une exigence générale de limiter l'impact des nouveaux projets de travaux de terrassements. Les questions environnementales conduisent à une évolution du contexte socio-économique des travaux de terrassement. L'un des changements les plus remarquables est l'obligation d'utiliser exclusivement les sols situés directement dans la réserve foncière d'un projet de construction de l'infrastructure. Dans certaines situations, la réalisation de cet objectif impose l'utilisation de sols à très faibles propriétés d'ingénierie, bien qu'ils ne conviennent pas pour conférer aux différentes parties de la structure les performances requises.

Alors quelles sont les réponses que l'on peut apporter aux questions posées par l'utilisation de tels matériaux dans des remblais d'infrastructures de transports ? La question ainsi posée est très large et recouvre dans le détail des questions pratiques qui pourraient être très variées : traitement des sols argileux, gonflement/retrait dans les talus, déformation dans les bases de remblais lors d'une inondation, etc.

Il est clair que, actuellement, la tendance dans le domaine des terrassements est l'optimisation de la réutilisation des sols de site dans les remblais d'infrastructures de transports. En effet, l'une des questions majeures dans le cadre d'une démarche de développement durable porte sur l'utilisation de matériaux locaux, d'une part, et leur compactage à faible teneur en eau, d'autre part.

A la lumière des résultats tirés de la littérature, on tente par ce travail expérimental de confirmer la thèse qui avance qu'il est possible de compacter les sols à des teneurs en eau beaucoup plus faibles que l'optimum Proctor. On comprend bien que le comportement de ces matériaux soumis à une humidification est une clef dans les questions qui se posent pour les projets impliquant la nécessité d'emploi des matériaux locaux, éventuellement dans des contextes sensibles.

2 CHAPITRE 2 :

ETAT DES CONNAISSANCES

Les préoccupations suscitées dans la présentation de la problématique ont relevé le besoin de compréhension du comportement des sols argileux lorsque leur état hydrique change. Ce chapitre est donc réservé à la présentation d'un état des connaissances des matériaux naturels : leur caractérisation, leur comportement et la prévision de ce comportement. Il est organisé en trois parties.

Nous donnons un aspect général sur les sols et leurs constituants, dans la première partie. Ensuite, une analyse de la structure des argiles sera présentée, depuis le feuillet élémentaire jusqu'à l'échantillon, en considérant aux échelles intermédiaires la particule et l'agrégat. Le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux sera, également, décrit par l'interaction physico-chimique de l'eau et le sol à l'échelle des particules, en précisant les propriétés des minéraux argileux. Les différents paramètres couramment utilisés pour décrire les sols y sont également abordés.

L'eau dans le sol est présentée dans la deuxième partie. Les différents états hydriques dans un sol sont décrits ; la définition de la succion est, ensuite, donnée en montrant sa relation avec la teneur en eau par une courbe caractéristique de rétention d'eau. Cette courbe d'allure différente, selon les chemins de séchage et d'humidification, met en évidence le phénomène d'hystérésis. Enfin, certains paramètres pouvant influencer la capacité de rétention d'eau des sols non saturés sont présentés.

La troisième partie est réservée à la caractérisation des sols gonflants. Nous présentons, dans un premier temps, un aperçu général sur le phénomène de retrait/gonflement des sols et décrivons les mécanismes de ce phénomène. Puis, il convient d'extraire des travaux scientifiques les corrélations établies entre les différents paramètres géotechniques, hydriques, physiques, chimiques et mécaniques déterminés à partir d'essais de caractérisation, pour donner quelques méthodes indirectes permettant d'estimer qualitativement le retrait/gonflement des sols. Nous terminons cette partie par présenter les méthodes directes (essais de laboratoire), mises au point, pour estimer sur le plan quantitatif les paramètres du retrait/gonflement (pression de gonflement et taux de retrait/gonflement). Une attention particulière est accordée à la méthode de la teneur en eau proposée par Briaud et al. (2003).

2.1 Généralités

Au sens de la géotechnique, les sols ne constituent qu'une partie des roches sédimentaires, correspondant au cas où les particules déposées n'ont pas fait l'objet d'une diagenèse et d'une cimentation post-dépôt. De plus, dans la grande majorité des cas, à l'exception de la matière organique, les particules constituant le sol sont d'origine détritique. Ainsi, dans un même sol, les particules élémentaires peuvent provenir de roches différentes dont les produits désagrégés et éventuellement transformés ont été triés et mélangés au cours de divers étapes du transport de la roche mère au lieu de

dépôt. On retrouve d'ailleurs cet aspect dans les sols rencontrés, par exemple, lors des travaux de terrassements qui se présentent sous deux formes :

- une forme rocheuse caractérisée par une constitution massive du matériau nécessitant les moyens de désagrégation à forte énergies pour les extraire ;
- une forme meuble caractérisée par une relative facilitée d'extraction.

Dans les deux cas l'idée est d'obtenir un matériau pouvant être transporté et facile à mettre en œuvre dans le corps du remblai. Les roches rencontrées dans le terrassement doivent donc être désagrégées en blocs de tailles variées pour avoir un matériau pouvant être assimilé à un sol ; c'est-à-dire un assemblage de grains bien individualisés.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les traits caractéristiques des sols : d'où proviennent-ils et quels sont leurs constituants ? Comment sont-ils répartis dans l'espace ? Quelle est la distribution de leurs tailles et formes ? Quelles sont leurs propriétés intrinsèques ?

2.2 Constituants et caractéristiques des sols

Tout sol est, en première analyse, le produit d'une adaptation constante de la surface du globe à son environnement. La mise en jeu de phénomènes géochimiques et cristallochimiques conduit à une nouvelle composition chimique et à une nouvelle constitution minéralogique. Il s'agit des phénomènes généraux de l'altération (dissolution, néoformation, microdivision, transformation...) aboutissant, la plupart du temps, à l'individualisation de nouveaux minéraux qui constituent le plasma du sol et dont les argiles sont les représentants les plus typiques (avec les constituants humiques dans les horizons de surface).

En génie civil, l'argile veut souvent dire sol argileux, c'est à dire un sol qui contient certains minéraux argileux et tout autre minéral ; il est plastique et cohérent. La moindre trace de minéraux argileux peut modifier considérablement les propriétés et le comportement de ce matériau. Lorsque le pourcentage d'argile augmente, l'influence de la portion argileuse sur le comportement du sol augmente proportionnellement. Lorsque cette proportion excède 50 %, les grains de sable et de silt flottent littéralement dans une matrice argileuse et ces particules grossières ont peu d'effet sur le comportement global du mélange. Du point de vue du géologue, le terme « argile » désigne un groupe de minéraux appartenant à la famille des aluminosilicates plus ou moins hydratés, contenant plus de 50 % de particules fines de taille généralement inférieure à 2 μm , avec une texture phylliteuse ou fibreuse, où peuvent s'ajouter d'autres minéraux (Foucault et Raoult, 2001).

En géotechnique le sol est défini comme un matériau peu compact, composé de minéraux, de matières organiques et de sédiments que l'on trouve au dessus du substrat rocheux. Nous retiendrons qu'un sol argileux est un sol contenant plus de 30 % de particules fines inférieures à 2 μm et qui présente des variations de consistance en fonction de sa teneur en eau (Mouroux et al., 1988).

2.2.1 Structures minéralogiques des argiles

L'étude minéralogique des argiles est un vaste domaine et on se limitera ici aux informations nécessaires à la compréhension ultérieure des phénomènes mis en jeu dans le comportement des sols dus aux variations d'état hydrique. La fraction argileuse granulométrique inférieure à 2 μm est en général dominée par les phyllosilicates, mais

comporte aussi des minéraux finement divisés en quantités variables (quartz, calcite, hydroxydes de fer et d'aluminium, oxydes de titane, etc.). Ce sont surtout les minéraux argileux qui jouent un rôle important dans les propriétés physiques et chimiques des sols (sorption d'éléments chimiques ou de molécules, surface spécifique, agrégation). La fraction argileuse présente une hétérogénéité importante de composition chimique de minéraux de taille granulométrique de quelques dizaines de nanomètre à quelques dizaines de micromètre et de structure cristalline. De ce fait, l'identification, et à fortiori, la quantification des différentes espèces qui constituent la fraction argileuse est très complexe.

Tous les minéraux argileux sont de très petits cristaux colloïdaux (de diamètre inférieur à $1\mu\text{m}$) avec un empilement de feuillets à structure atomique répétée. La structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des phyllosilicates qui se démarquent des autres minéraux ; ce qui a des implications importantes sur le comportement des sols. Les phyllosilicates sont formés d'un assemblage de particules fines dont les unités de base sont des feuillets bidimensionnels élémentaires et organisés en plusieurs couches superposées (Caillère et Hénin, 1959) cités par Chrétien (2010). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière : le feuillet, la particule et l'agrégat (Caillère et Hénin, 1959 ; Grim, 1962 ; Millot, 1964 ; Mitchell, 1993, etc.) cités par Ferber (2005). Ces auteurs considèrent que les minéraux argileux sont assimilés à des colloïdes, ce qui signifie qu'ils sont capables de fixer facilement de grandes quantités de phase liquide continue. Ils sont caractérisés par la superposition de plans atomiques parallèles à leur face. Ces plans sont composés de l'association de deux types de couches constituées de polyèdres élémentaires comportant des oxygènes ou des hydroxyles à leur sommet et divers cations en leur centre. Les deux types de couches (tétraédrique et octaédrique) sont déterminés par la géométrie des polyèdres et la coordinance des cations (Figure 2.1).

D'après Push et al. (1999), les minéraux argileux sont caractérisés par leur structure en feuillets élémentaires superposés qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilement ou bien cristallites (Tessier et Grimaldi, 1993). Ces cristallites se rassemblent pour former une particule argileuse. Le nombre de feuillets est variable selon le type d'argile considéré et de son état hydrique (Ben Rhaeim et al., 1986 ; Saiyouri, 1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Ces espaces jouent un rôle important dans le comportement du sol lors de la dessiccation ou de l'humidification. La structure de base du feuillet est une couche ionique élémentaire qui peut être constituée (Figure 2.1) :

- d'atomes d'oxygènes (O^{2-}) et dans ce cas l'organisation des anions est de type hexagonal ;
- d'atomes d'hydroxyles (OH^-) présentés sous forme d'une couche dite compacte ;
- d'assemblage régulier d'oxygène et d'hydroxyles sous formes de couche compacte.

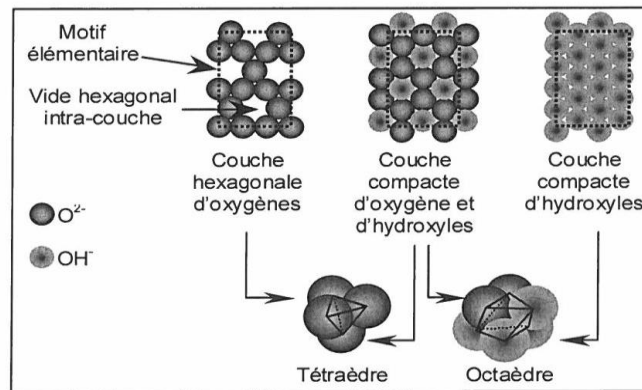


Figure 2.1 : Couches anioniques élémentaires et structures associées dans les minéraux argileux (Ferber, 2005).

La superposition d'une couche hexagonale d'oxygènes et d'une couche compacte d'hydroxyles et oxygènes conduit à une couche dite tétraèdre (Figure 2.2), alors que la superposition d'une couche compacte d'hydroxyles et d'oxygènes et une couche compacte d'hydroxyles conduit à une couche dite octaèdre (Figure 2.3). Ces empilements de couches anioniques laissent deux types de vides :

- des vides inter-couches dans les structures tétraédriques ou octaédriques ;
- des vides intra-couches de formes hexagonales et de plus grande dimension dans la couche d'oxygène des structures tétraédriques.

En fait, à la base il n'existe que deux types de cristaux : les feuillets en tétraèdre de silice et les feuillets en octaèdre d'alumine. Leur constitution se différencie par le mode d'empilement de ces feuillets et par les divers liants et ions métalliques contenus dans le treillis cristallin. Le feuillet en tétraèdre est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène entourant un atome unique de silicium. La figure 2.2 montre un tétraèdre de silice avec une disposition des atomes d'oxygène de chaque tétraèdre formant la structure en feuillets.

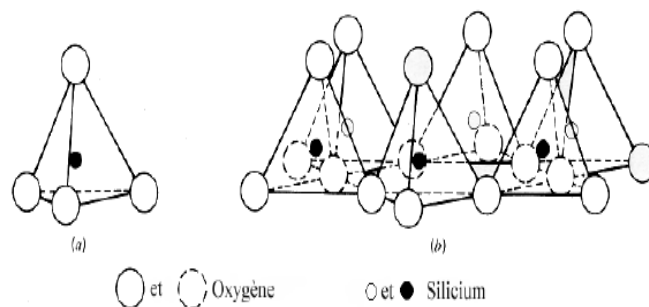


Figure 2.2 : Représentation schématique d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

Le feuillet en octaèdres est une combinaison d'unités octaédriques composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyle entourant un atome d'aluminium, de magnésium,

de fer ou d'autres éléments. La figure 2.3 montre l'agencement des octaèdres formant la structure en feuillets.

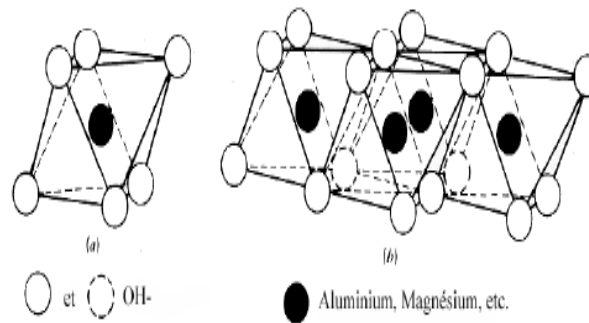


Figure 2.3 : Représentation schématique de couches octaèdre et octaédrique.

La condition de stabilité des empilements de couches élémentaires est assurée par la compensation des charges électriques négatives des hydroxyles et des oxygènes. Elle se produit par la présence de cations logés dans les vides. Le rayon des hydroxyles étant proche de celui de l'atome d'oxygène (Pomerol et Renard, 1995) cités par Ferber (2005) de l'ordre de 1,40 Å, alors les vides ne peuvent accueillir que des cations de petite taille allant de 0,55 à 0,61 Å (Tableau 2.1). Dans le cas théorique de référence, les tétraèdres sont remplis par un cation Si^+ rayon 0,42 Å et deux octaèdres sur trois sont remplis par un cation Al^{3+} dont le rayon ionique est de 0,5 Å (Tableau 2.1). Les liaisons entre anions et cations sont partiellement ioniques (transfert d'un électron de l'un à l'autre) et partiellement covalentes (partage d'un électron par mise en commun des orbitales extérieures) ; elles sont des liaisons très stables, selon Caillière et al. (1982) cités par Ferber (2005).

Tableau 2.1 : Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, force ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Millot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gershel, 1995).

Ion	Rayon ionique sec (Å)	Rayon hydraté (Å)	Potentiel ionique (charge/rayon)	Masse molaire de l'atome (g/mol)
H^+				1,00797
L^+	0,6	7,3-10	3,33	6,939
K^+	1,33	3,8-5,3	0,75	39,102
Na^+	0,95	5,6-7,9	1,03	22,9898
Ca^{2+}	0,99	9,6	2,02	40,08
Mg^{2+}	0,65	10,8	3,03	24,312
Fe^{2+}	0,74		2,7	55,847
Al^{3+}	0,5		6	26,9815
Fe^{3+}	0,64		4,69	55,847
Si^{4+}	0,42		9,52	28,086
O^{2-}	1,40			15,9994

Les couches tétraédrique et octaédrique constituent les structures de base qui sont communes à tous les minéraux argileux. Leurs associations sont essentiellement de trois types :

- l'association d'une couche tétraédrique avec une couche octaédrique, notée 1/1 ou (Te-Oc) (Figure 2.4, à gauche), qui a une charge électrique globale nulle. L'épaisseur de ce feuillet est de 7 Å, il constitue la configuration de base de la kaolinite ;
- l'association de deux couches tétraédriques avec une couche octaédrique, notée 2/1 (Te-Oc-Te) (Figure 2.4, à droite). L'épaisseur du feuillet élémentaire formé est de 10 Å, il constitue le motif de base de l'illite ou des smectites (montmorillonites) ;
- les chlorites qui sont caractérisées par une disposition 2/1/1 qui se différencie du motif 2/1 par une couche octaédrique supplémentaire.

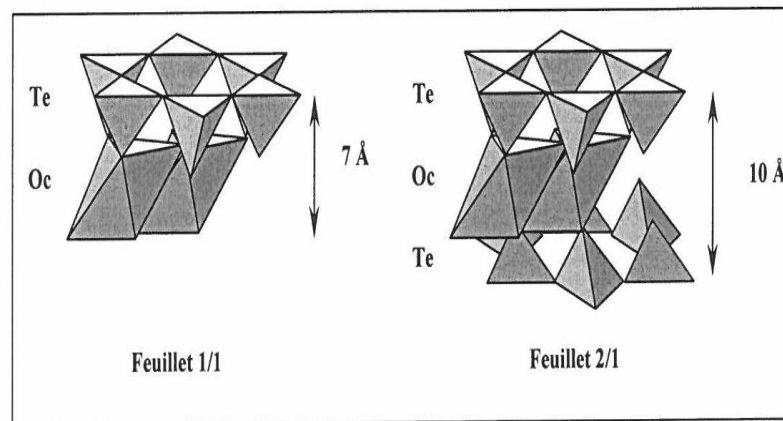


Figure 2.4 : Les principales structures des feuillets argileux élémentaires.

D'une manière générale, les particules argileuses sont constituées d'un nombre variable de feuillets élémentaires superposés les uns sur les autres et plus ou moins solidaires (Tessier, 1984). L'espace interfoliaire peut être inaccessible si les feuillets sont fortement solidaires, c'est le cas de la kaolinite et l'illite ; en revanche, si les liaisons (forces d'attraction) entre les feuillets sont faibles l'espace interfoliaire est accessible, c'est le cas des montmorillonites (smectites). Il est à noter que les motifs de type 1/1 et 2/1 sont un mode d'association standard, mais en réalité les particules peuvent être constituées de successions de feuillets de différents types, ce qui conduit aux minéraux dits interstratifiés. Ce mode d'association peut être régulier ou désordonné.

2.2.2 Différentes familles de minéraux argileux

En se basant sur la combinaison des couches d'octaèdres « Oc » et de tétraèdres « Te » dans un feuillet élémentaire, la charge de la couche et la nature du matériel dans l'espace interfoliaire, on peut distinguer différentes familles de minéraux argileux disposant de caractéristiques structurales, morphologiques et microscopiques spécifiques (Brindley, 1951 ; Caillère et Hénin, 1959). Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Pour certaines argiles (kaolinites), l'eau ne peut s'infiltrer entre les feuillets. Ces argiles sont dites faiblement gonflantes (Caillère et Hénin, 1959). En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre les feuillets permet à chaque espace interfeuillets de s'hydrater. Les smectites font partie des argiles dites gonflantes

(l'amplitude du phénomène dépend de l'état initial et des contraintes appliquées). En fonction du climat et des roches mères, d'autres minéraux intermédiaires peuvent se former comme les illites et les interstratifiés. La substitution de différents cations dans le feuillet octaèdre est fréquente et elle est à l'origine de différents minéraux argileux. Il arrive parfois qu'un cation ne soit pas présent dans chaque feuillet ; on a alors une structure cristalline de nature quelque peu modifiée dont les propriétés physiques sont légèrement différentes. Les minéraux argileux ont une composition chimique d'une extraordinaire variété (Decarreau, 1980). Quelques exemples sont présentés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Classification des phyllosilicates (Caillère et Hénin, 1959) complétée par Mitchell (1993).

Nombre de feuillet	Nature des cations interfoliaires	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples
1/1	Pas de cations ou seulement de l'eau	Kaolinite	Diocatédrrique	Kaolinite, halloysite, nacrite, dickite
2/1	Pas de cations	Pyrophyllites	Diocatédrrique	Talc
	Cations hydratés et échangeables	Smectites	Diocatédrrique	Montmorillonite, nontronite, beidellite, saponite
		Vermiculites	Diocatédrrique	Vermiculite dioctatédrrique à trioctatédrrique
	Cations monovalents non-hydratés	Micas	Diocatédrrique	Muscovite, illite, paragonite, biotite
	Cations divalents non-hydratés	Micas durs	Diocatédrrique	Margarite, clintonite
	Hydroxyles	Chlorites	Diocatédrrique	Donbassite, sudoite, clinochlore
2/1 fibreux		Palygorskites	Diocatédrrique	Palygorskite, sépiolite

2.2.2.1 Famille de la kaolinite

Les kaolinites sont des argiles dioctatédrriques de type 1/1 (ou Te-Oc) avec une épaisseur du feuillet de l'ordre de 7 Å (Figure 2.5). Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les (O⁻) présents sur la surface supérieure et les (H⁺) de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène (O-H) forte, assurant avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par l'eau. Les cristallites (association de plusieurs feuillets) qui résultent de cet empilement sont des plaquettes rigides dont l'extension latérale est de quelques centaines de nanomètres ne permettent pas la pénétration de l'eau au sein de l'espace interfoliaire et la substitution entre les feuillets.

La liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite (quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement 45 m²/g. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure (le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 méq/100g). La kaolinite se forme dans les sols bien drainés par un pH acide, surtout en climat subtropical et tropical.

Suite à l'addition d'eau entre les feuillets, l'espace interfeuillets peut augmenter jusqu' à 10 Å et un minéral d'halloysite peut se former par l'altération de la kaolinite.

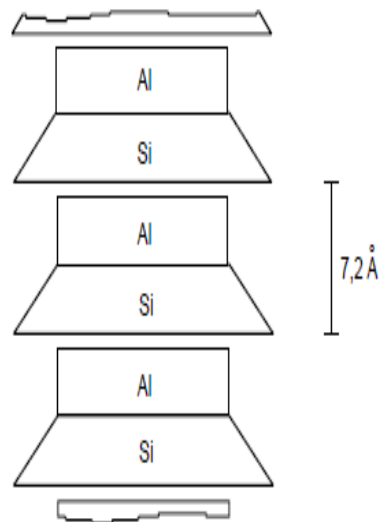


Figure 2.5 : Schéma de la particule de kaolinite.

2.2.2.2 Famille des smectites

Le feuillet élémentaire type 2/1 ou (Te-Oc-Te) est constitué de deux couches tétraédriques de silice encadrant une couche octaédrique d'alumine. L'empilement des feuillets est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement importante par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 Å (Figure 2.6). Ce désordre de feuillets et la constitution des faces inférieures/supérieures de ces argiles ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption de molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. L'épaisseur du feuillet peut alors varier de 9,6 Å à 15 Å, voire plus, selon la nature du cation compensateur et l'hydratation de l'espace interfoliaire. Les smectites ou montmorillonites sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996).

Les smectites comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités ou plus pour une montmorillonite sodique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange cationique de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100g. Par ailleurs, les feuillets de smectites peuvent s'organiser régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme alors des interstratifiés.

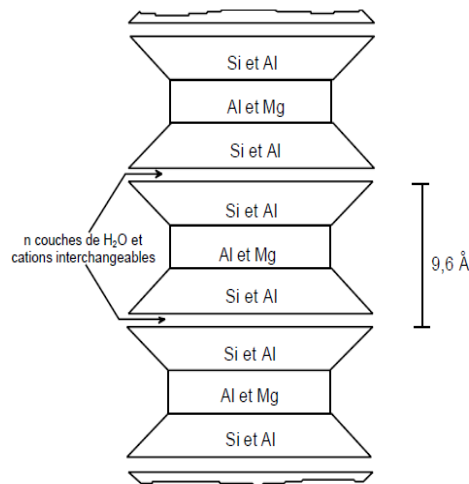


Figure 2.6 : Schéma de la particule de montmorillonite.

2.2.2.3 Famille de l'illite

La structure de l'illite est de type 2/1 (Te-Oc-Te) est proche de celle des smectites mais elles possèdent un déficit de charge plus élevée dû aux substitutions ioniques par des cations interfoliaires de potassium K^+ (Figure 2.7). Les cations K^+ ont la particularité de posséder exactement la même dimension que les cavités de surface où ils sont piégés. Cette liaison des feuillets par les ions potassium anhydre est très forte et empêche que les molécules d'eau ne parviennent à entrer entre les feuillets, rendant ces ions non échangeables et hydratables.

Les illites ont des feuillets d'équidistance fixe à 9,6 Å. Ce caractère leur confère un plus faible potentiel de gonflement que celui des smectites avec une constitution de particules de grandes tailles. Selon Bolt (1956) cité par Chretien (2010), ces particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets dont le pouvoir de fixation des cations compris entre 10 et 40 méq/100g.

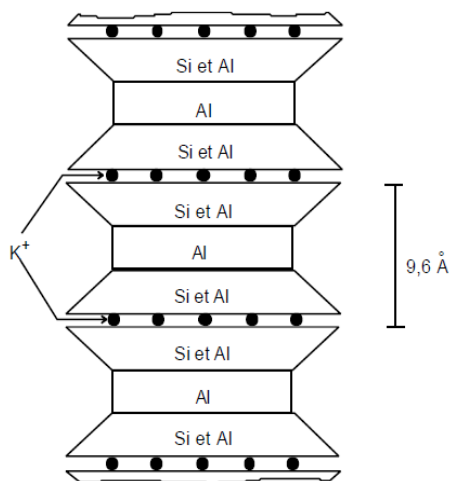


Figure 2.7 : Schéma de la particule d'illite.

La figure 2.8 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage.

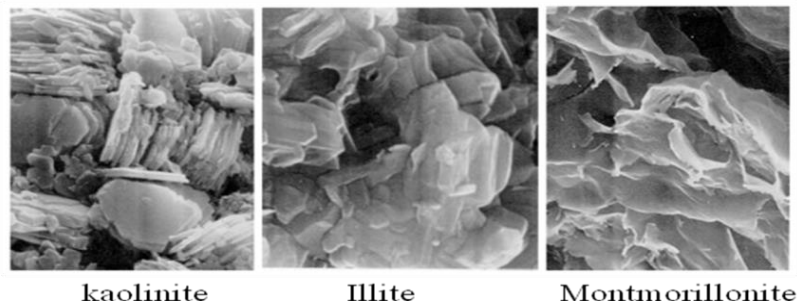


Figure 2.8 : Photographies au microscope électronique à balayage (MEB) (Mitchell, 1993).

2.3 Organisation des constituants des sols

La description de la structure des sols est, depuis longtemps, une préoccupation des chercheurs dans le domaine géotechnique, parce qu'on a rapidement cherché à expliquer les phénomènes observés à l'échelle macroscopique par des mécanismes qui se produisent à l'échelle élémentaire (Lambe, 1958a). Connaître la répartition des constituants des sols et leurs arrangements dans l'espace aident à la compréhension de leurs comportements.

2.3.1 Première échelle de regroupement des particules

Grâce à l'utilisation de techniques expérimentales, différents auteurs ont mis en évidence trois niveaux d'organisation, dans les systèmes argileux, définissant différents types de porosité (Touret et al., 1990). Trois unités structurales composent la phase solide : le feuillet, la particule et l'agrégat.

2.3.1.1 Le feuillet

Les feuillets sont les unités structurales de base définissant la nature minéralogique, l'appartenance au type d'argile, les propriétés physico-chimiques ainsi que le comportement macroscopique. Séparés les uns des autres par une quantité d'eau variable, ils sont regroupés parallèlement au sein d'édifices que nous appellerons particules.

2.3.1.2 La particule

Les particules constituent le premier niveau d'organisation. Elles sont caractérisées par un empilement de feuillets identiques parallèlement à leur plan de base. Les forces de cohésion entre feuillets sont plus faibles que celles existant au sein du feuillet. La structure de la particule observée dans un plan perpendiculaire au plan des feuillets montre qu'elle peut être ordonnée (distance interfeuillets constante) ou désordonnée avec une distance interfeuillets variable (Pons, 1980 cité par Touret et al. (1990) ; Ben Rhaeim et al., 1986). La particule est aussi appelée cristallite ou tactoïde. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré et est également fonction de l'état hydrique (Ben Rhaeim et al., 1986 ; Saiyouri, 1996).

L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre quelques nanomètres. Lorsque que l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité interfoliaire ou intraparticulaire située entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire située entre deux surfaces externes de deux particules.

2.3.1.3 L'agrégat

L'agrégat appelé aussi grain est un assemblage de particules dont l'arrangement est gouverné par le type de forces résultant des interactions entre particules et du degré de compaction. En effet, lorsque les forces répulsives sont dominantes, les particules s'orientent parallèlement et la structure est dite dispersée. Ces particules s'assemblent au sein d'agrégats, plus au moins denses selon le nombre des particules, ainsi que les distances entre celles-ci. Tessier (1975) a proposé une nomenclature pour nommer les différents modes d'association des particules : bord-bord et face-face. L'agrégat constitué de plusieurs particules primaires est nommé « unité morphologique ». Le dernier niveau d'organisation est constitué par les super-agrégats, où se regroupent les agrégats. Selon la quantité d'eau présente au sein du système et la nature du matériau considéré, l'organisation sera plus ou moins poussée. Il en résulte différents types de structuration. La montmorillonite, par exemple, est une argile possédant des unités morphologiques très déformables. Ces déformations sont probablement plus aisées que dans les autres phyllosilicates, étant donné qu'il n'existe pas ou peu d'associations face-face des particules primaires conduisant à des agrégats, mais seulement des liaisons bord-bord entre particules primaires qui joueraient un rôle de charnières (Tessier, 1975). Mais cette déformation est certainement limitée du fait que les particules possèdent une certaine rigidité. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent être alors distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la macrostructure qui correspond l'assemblage macroscopique des agrégats et la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments des sols.

Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux, comme montrés à la figure 2.9. C'est ce que ces auteurs qualifient de double structure ou double porosité :

- le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure ; correspondant aux agrégats constitués par l'assemblage des particules argileuses avec d'autres éléments du sol ;
- le niveau macrostructural, définie comme l'assemblage macroscopique des agrégats.

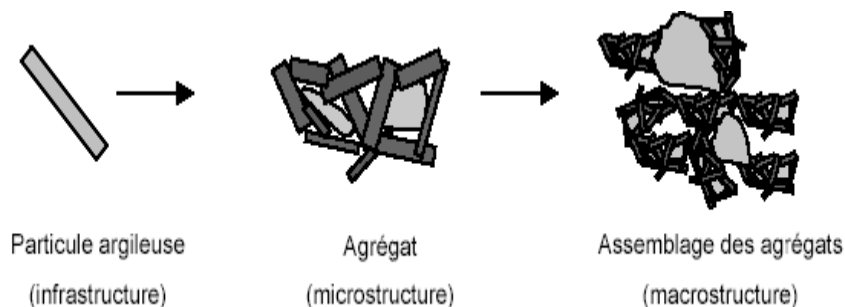


Figure 2.9 : Différents niveaux structuraux de sols argileux (Gens et Alonso, 1992).

2.3.2 Exemples de regroupement de particules

Yong et Sheeran (1973) ont proposé un système de représentation d'une argile marine (Figure 2.10). Les études faites à l'aide d'un microscope à balayage électronique révèlent que les particules d'argile ont tendance à flocculer ou à s'agglomérer sous forme d'unités submicroscopiques appelées domaines. Les domaines à leur tour tendent à former des grappes qui peuvent être assez grosses pour qu'on puisse les regarder à l'aide d'un microscope ordinaire. Les grappes se regroupent pour former des peds ou même des groupements de peds. Les peds visibles à l'œil, associés à d'autres caractéristiques macrostructurales comme les joints et les fissures, constituent l'arrangement macroscopique des particules.

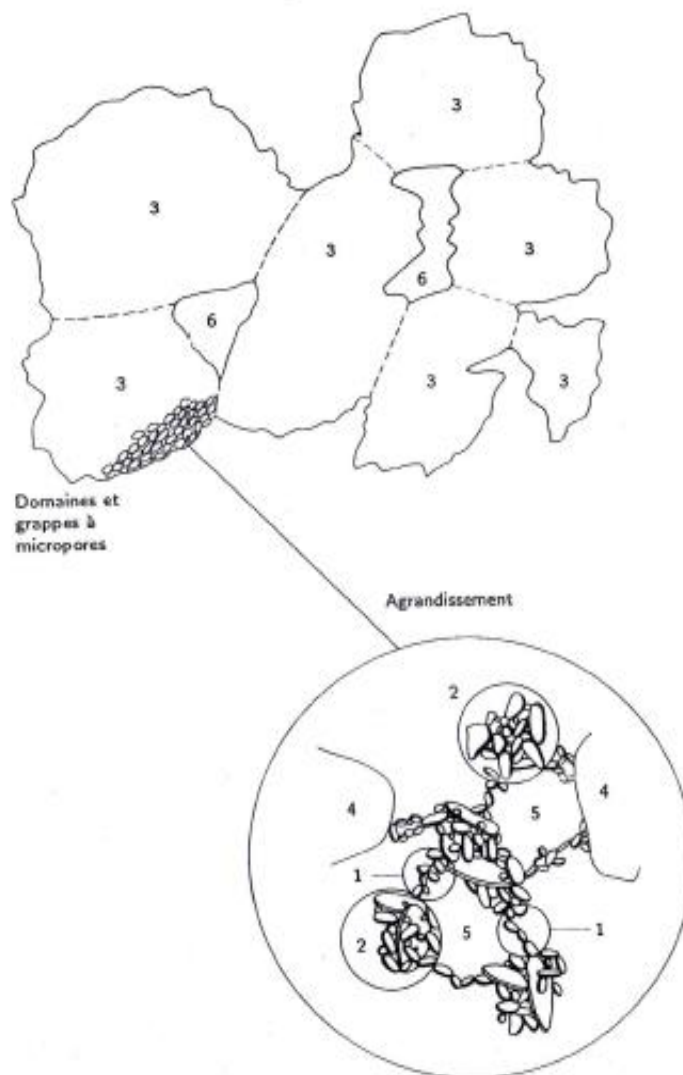


Figure 2.10 : Schéma de la microstructure et de la macrostructure du sol (Yong et Sheeran, 1973) : 1. domaine ; 2. Grappe ; 3.ped ; 4. grain de silt ; 5. micropore ; 6. macropore.

Un système plus élaboré pour décrire les caractéristiques microscopiques des sols naturels est proposé par Collins et McGown (1974). La structure est décrite comme

étant une organisation des particules solides avec des vides entre ces particules (Figure 2.11). Cet organisation (arrangement) appelle un grand nombre de questions (Hu et al., 2001) cités par Ferber (2005), il s'agit de :

- la forme et la taille des particules ainsi que la forme et la rugosité des grains ;
- la position des particules, leur orientation et leur arrangement ;
- la porosité, notamment la taille et la distribution des pores ;
- la connectivité qui concerne, le cas échéant, le mode de cimentation de particules et sa répartition.

Les particules élémentaires sont des particules argileuses dont le volume n'est pas affecté par les variations d'état, selon Ferber (2005). Dans le cas des kaolinites et les illites nous avons déjà vu que ce sont des cristallites formées par la superposition de feuillets élémentaires 1/1 et 2/1 respectivement avec des espaces interfoliaires inaccessibles à l'eau. Dans le cas des smectites, ce sont des feuillets élémentaires dont l'espace entre ces feuillets est accessible à l'eau et le volume d'une particule formée de plusieurs feuillets peut varier avec l'état hydrique. Ces particules se regroupent de différentes manières (Figure 2.11) en fonction de leur nature et les conditions du milieu extérieur (contraintes mécaniques ou hydriques, salinité, etc.). Malgré la diversité des minéraux argileux, il apparaît que le regroupement sous formes d'agrégats constitue un trait commun à tous les minéraux argileux dans des états peu et moyennement hydratés (Delage, 1979 ; Bennett et Hulbert, 1986 ; Tessier, 1984). Pour les argiles très hydratées, l'organisation en agrégats reste visible avec les kaolinites et les illites mais les smectites se présentent selon une organisation plus homogène (Tessier, 1984). Ce mode d'organisation résulte des différentes forces d'attraction entre particules qui les conduit à se rapprocher les unes des autres. On observe soit des contacts bord-face ou bord-bord pour les kaolinites et les illites dans un état très dispersés, soit des associations face-face dans les états peu ou moyennement hydratés (Bennett et Hulbert, 1986). Pour les smectites les associations sont plutôt essentiellement face-face (Tessier, 1984).

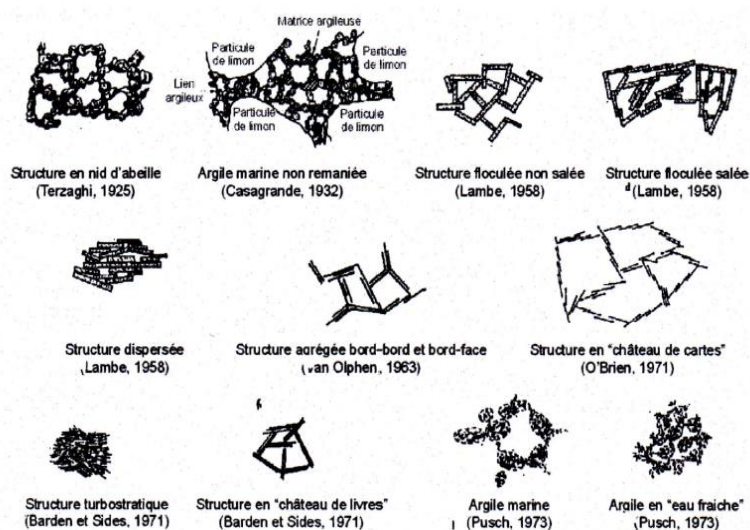


Figure 2.11 : Différentes formes d'arrangement des particules élémentaires selon divers auteurs (Collins et McGown, 1974).

Pour pouvoir décrire les modifications de la structure au cours des variations d'état hydrique, Tessier (1984) a souligné la nécessité de définir un niveau d'association des particules élémentaires à la plus petite échelle possible. Il a proposé le terme d'unité morphologique ou de particule primaire pour cette structure élémentaire. La forme de cette particule primaire varie notablement selon la famille minérale considérée (Figure 2.12) :

- dans le cas des kaolinites, la particule primaire est le plus petit agrégat de cristallites, appelé domaine ;
- le cas des illites est similaire : la particule primaire est le regroupement en microdomaine de plus petite dimension que le domaine des kaolinites ;
- dans le cas des smectites calciques, les feuillets se regroupent en association fac-face sous forme de quasi-cristaux au sein desquels il est difficile de distinguer les particules élémentaires au microscope électronique à balayage (MEB) ;
- dans le cas des smectites sodiques, on observe un regroupement de même type mais avec seulement une dizaine de feuillets au sein de la particule primaire appelée tactoïde.

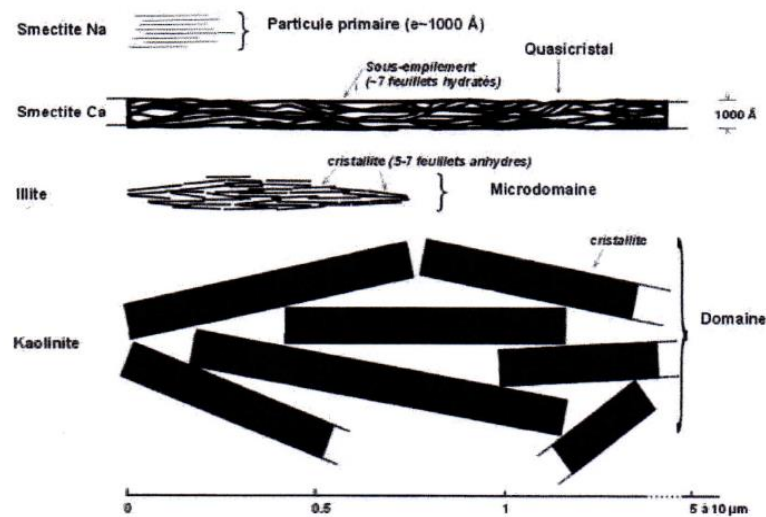


Figure 2.12 : Représentation schématique des particules primaires des principales familles de minéraux argileux aux faibles succions (100 kilopascals) (Tessier, 1984).

2.3.3 Technique pour la description de structures des sols

Plusieurs chercheurs ont essayé d'expliquer les phénomènes observés à l'échelle macroscopique par des mécanismes à l'échelle microscopique. Dans le cas des sols, les phénomènes élémentaires ont lieu au niveau de la plus petite particule dont la taille est de l'ordre de micromètre, notamment pour les argiles. Les moyens expérimentaux qui peuvent être utilisés à cette échelle se sont développés vers la deuxième moitié du 20^{ème} siècle, selon Le Gressus (1955) cité par Ferber (2005), et n'ont pas cessé de se perfectionner depuis. La porosimétrie est venue compléter la microscopie dans les années 1960 dans les sciences des sols (Pellerin, 1980) cité par Ferber (2005), en apportant une description quantifiée de la structure.

L'étude de la structure du sol se réalise généralement à l'aide des outils et méthodes suivantes : microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et porosimétrie au mercure. Nous présentons ci-après les principales méthodes d'investigation de la structure dans les sols :

2.3.3.1 Microscope Electronique à Balayage (MEB)

La microscopie électronique à balayage consiste à balayer la surface d'un échantillon avec un faisceau d'électrons pour reconstituer une image de sa surface. Les échantillons examinés au microscope électronique à balayage (MEB) ont une dimension de l'ordre de centimètre et une masse de quelques grammes au maximum. Dans un microscope électronique à balayage conventionnel, le compartiment dans lequel est mis l'échantillon doit être soumis à un vide de l'ordre de 10^{-5} Pascal, pour assurer une bonne diffusion des électrons. En plus, la surface de l'échantillon doit être recouverte par un film conducteur (mince fil d'or < 50 à 100 \AA) pour éviter les phénomènes de charge de surface.

2.3.3.2 Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)

La microscopie électronique à balayage environnemental (MEBE) est une technique récente et plus appropriée pour l'étude et la mesure des dispositions des agrégats et particules ainsi que les différents pores dans les sols non saturés. Cette technique permet d'observer les échantillons dans un environnement quelconque (pression, température, humidité relative) et sans préparation préalable ni rajout de revêtement conducteur sur les spécimens étudiés. Ceci permet d'étudier des échantillons dans un état humide tout en préservant leurs structures originales, ce qui présente un avantage énorme par rapport au microscope électronique à balayage (MEB) conventionnel (Romero et Simms, 2008).

2.3.3.3 Porosimétrie au mercure

La porosimétrie par injection de mercure repose sur la propriété du mercure d'être non mouillant. Cet essai permet d'estimer aussi bien la porosité totale des sols et roches que la géométrie du milieu poreux en donnant la répartition de la dimension des seuils de pores (Nowamooz, 2007).

Avant l'essai, l'échantillon doit être séché pour pouvoir être sous vide. La masse des échantillons analysés par porosimétrie au mercure est généralement de l'ordre du gramme ou de quelques grammes, pour les matériaux courants et les échantillons de sols compactés (Ferber, 2005). Le mercure est injecté sous pression dans un échantillon d'environ 1 cm^3 . D'après la loi de Laplace (Equation 2.1), la pression P nécessaire pour faire pénétrer le mercure dans un pore assimilé à tube capillaire de rayon R est égale à :

$$P = \frac{2T_s \cdot \cos \theta}{R} \quad (2.1)$$

Avec :

- T_s : tension superficielle du mercure (485 mJ/m^2) ;
- θ : angle de raccordement du ménisque mercure-solide. La valeur de l'angle θ varie, en fonction de la nature du sol, entre 130° et 147° ;
- R : rayon des pores atteint à la pression P .

Pour corriger l'inconvénient de séchage des échantillons qui peut modifier la structure initiale des échantillons (effet du retrait sur la structure des échantillons), il est nécessaire de préparer spécifiquement les échantillons par lyophilisation (Le Roux, 1971) cité par Ferber (2005). Cette préparation reste encore aujourd'hui indispensable pour la porosimétrie au mercure. Le principe général de cette technique se résume à :

- congeler l'eau contenue dans le sol en évitant la formation de cristaux de glace qui s'accompagnerait d'une augmentation de volume de l'eau ;
- pour cela, il faut congeler les échantillons à très basse température avec de l'azote liquide en dépression (-196 °C) ;
- faire passer la glace ainsi obtenue directement à l'état vapeur par sublimation : placer l'échantillon sous une très faible pression (1Pa) pour faire chuter sa température d'ébullition. En ramenant la température de -200 °C à 0 °C, la glace s'évapore sans passer par l'état liquide.

Un essai de porosimétrie est réalisé, au moins, en quatre phases (Figure 2.13) :

- 1) phase 1 : mettre l'échantillon sous vide (1Pa), afin que l'ensemble du volume poreux soit disponible pour l'injection ;
- 2) phase 2 : phase dite « phase de basse pression » ; le mercure est injecté par paliers jusqu'à la pression atmosphérique. Cette phase permet de décrire les plus gros pores (diamètre < 10 μm), ce qui correspond à l'espace interagrégats ;
- 3) phase 3 : phase dite « phase de haute pression », nécessite un transfert de l'échantillon sur une partie spécifique de l'appareillage où va s'effectuer l'injection entre la pression atmosphérique et la pression maximale qui détermine la taille minimale des pores analysés, ce qui correspond à l'espace intra-agrégats ;
- 4) phase 4 : phase dite « phase d'extrusion », consiste à faire ressortir le mercure en diminuant la pression par paliers jusqu'à retourner à la pression atmosphérique, ce qui permet de quantifier la part du volume des pores dont le rayon est supérieur au rayon d'entrée. Cette différence entre rayon d'entrée des pores et rayon réel des pores est à l'origine du piégeage du mercure lors de l'extrusion.

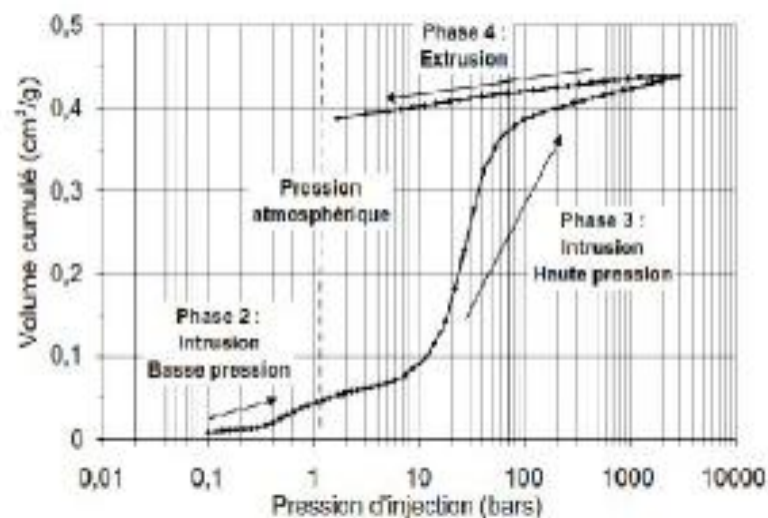


Figure 2.13 : Représentation des différentes phases d'un essai porosimétrique (Ferber, 2005).

La représentation des résultats bruts consiste à reporter les volumes cumulés, rapportés à la masse sèche de l'échantillon, en fonction du diamètre des pores, calculés selon la loi de Laplace citée précédemment. Pour mieux visualiser la répartition des volumes par tailles de pores, on reporte le rapport entre la variation de volume et la variation du logarithme du volume injecté [$dV/d(\lg D)$] en fonction du diamètre des pores (Figure 2.14). Cette représentation est appelée distribution des tailles des pores (Pore Size Distribution : PSD).

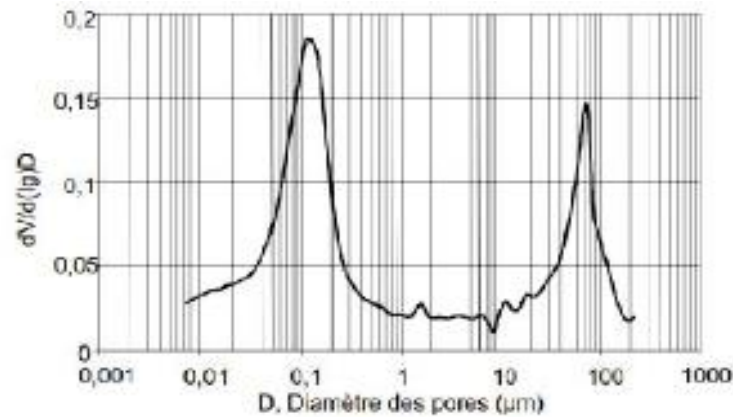


Figure 2.14 : Exemple de distribution de tailles de pores (Ferber, 2005).

2.4 Propriétés des minéraux argileux

La structure des minéraux peut présenter une très grande variabilité dans la nature, d'où une très grande variabilité de leurs propriétés. Nous présentons dans ce paragraphe ces propriétés et leur lien à leurs caractéristiques structurales.

2.4.1 Surface spécifique

La surface spécifique d'un sol notée S_s est le rapport entre l'aire totale des particules et sa masse sèche (Equation 2.2).

$$S_s = \frac{S}{m} \text{ (m}^2\text{/g)} \quad (2.2)$$

Avec S l'aire totale des particules du sol en m^2 et m la masse sèche en gramme.

Sur la figure 2.15 qui présente la surface spécifique d'une sphère en fonction de son diamètre, on constate que des sphères de 1 à 2 micromètres de diamètre, ce qui est la dimension généralement observée pour les particules argileuses, présentent une surface spécifique de 1 à 2 $\text{m}^2\text{/g}$. Les surfaces spécifiques mesurées sur les argiles sont de l'ordre de plusieurs centaines de mètres carrés par gramme. Cette différence est due au fait que les argiles ne présentent pas de forme sphérique, mais une structure en feuillets dont l'extension latérale est d'un ordre de grandeur supérieur à leur épaisseur élémentaire.

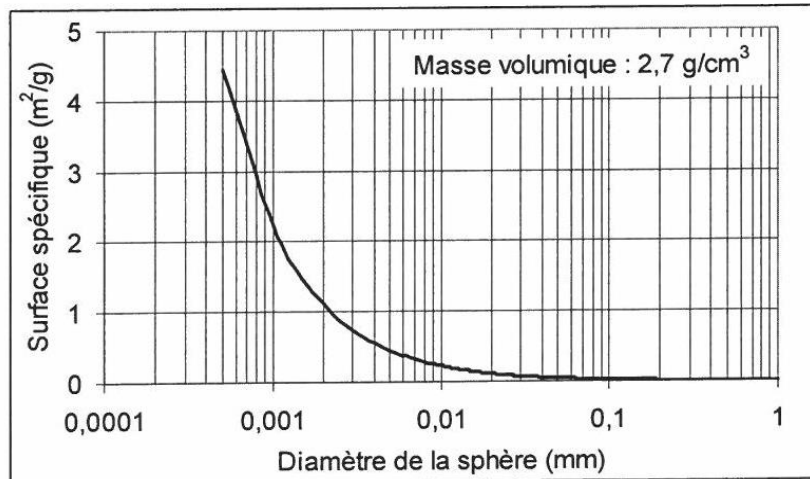


Figure 2.15 : Influence du diamètre d'une sphère sur sa surface spécifique.

Un feuillet de type 2/1 et de masse volumique $2,7 \text{ m}^3/\text{g}$, de 10\AA d'épaisseur et de 1micromètre de coté, présente une surface spécifique de $742 \text{ m}^2/\text{g}$. Si l'espace interfoliaire est inaccessible, cette surface peut diminuer notablement, dès lors que les surfaces des feuillets élémentaires ne contribuent plus à la surface totale accessible. Un empilement de 20 feuillets du même type conduit à une surface spécifique de $38 \text{ m}^2/\text{g}$ au lieu de $742 \text{ m}^2/\text{g}$. Les paramètres qui influencent la surface spécifique des matériaux argileux sont :

- la masse volumique des feuillets ;
- l'accessibilité ou non de l'espace interfoliaire ;
- l'extension latérale des feuillets ;
- le nombre de feuillets lorsque l'espace interfoliaire n'est pas accessible.

La forme des particules et l'extension des feuillets sont donc à l'origine des fortes surfaces spécifiques dans les particules argileuses. L'importance de ce paramètre vient du fait que plus la surface spécifique est grande, plus la quantité d'eau pouvant être absorbée par les particules est importante. Au fait, la teneur en eau d'un sol est reliée à sa surface spécifique, même si ce n'est pas le seul paramètre déterminant.

2.4.2 Déficit de charge

Les feuillets ne sont pas électriquement neutres. Une nette charge négative à la surface du feuillet résulte de la distribution des cations à l'intérieur du feuillet et de celle des anions (oxygène et hydroxyle) à l'extérieur. En effet, il arrive que certains substituants ou remplacements isomorphes, de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} aient lieu dans les couches tétraédriques et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques.

La configuration de référence (un cation Si^{4+} dans le cas du tétraèdre et deux octaèdres sur trois remplis par un cation Al^{3+}) confère aux couches tétraédriques et octaédriques une charge électrique identique en valeur absolue mais de signe opposé (Tableau 2.3). Lorsque les ions de rechange sont à peu près de la même dimension, on qualifie cette substitution d'isomorphe. En fait, cette configuration peut être modifiée

par substitution des cations Si^{4+} et Al^{3+} par des cations de nature différente. Ces cations sont appelés « substitutions isomorphiques » (Grim, 1953 ; Tessier, 1984 ; Caillère et al., 1982). Cette substitution par des cations de plus faibles charges positive (Al^{3+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} , Li^{2+} , etc.) conduit à un déficit de charge supplémentaire dans les couches tétraédriques et octaédriques.

Ces substitutions sont dites isomorphes car elles se font sans modification de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent quasi-inchangées. Elles induisent alors un déficit de charge positif qui augmente d'autant la charge négative globale du feuillet.

Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charge des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que les charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Un feuillet peut donc être schématisé comme un objet chargé négativement sur la surface et positivement sur les bords.

Il existe alors un déséquilibre de charge électrique au sein des couches d'argile, donc au sein de la particule. Par conséquent les particules d'argiles auront une charge négative à la surface. Cette électronégativité des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couche et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solution et ils jouent un grand rôle sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996).

Pour mesurer la quantité de charge négative en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (C-E-C) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation par rapport au milieu granulaire (Tableau 2.4).

Tableau 2.3 : Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux (Ferber, 2005).

Charge électrique	Ions	Couches élémentaires	feuillet
-6	-12	6 O^{2-}	Tétraédrique
	+16	4 Si^{4+}	
	-10	4 O^{2-} OH	Couche compacte d'oxygène et hydroxyles
+6	+12	4 Al^{3+}	Octaédrique
	-6	6 OH^-	

Ainsi, le minéral argileux s'adapte aux conditions chimiques du milieu où il se forme si bien que si les ions Si^{4+} et Al^{3+} sont en quantité insuffisante dans ce milieu pour que le schéma type puisse se constituer, le minéral se réalise en intégrant des cations de plus faible valence ; il adoptera la structure la plus stable possible thermodynamiquement (Millot, 1964) cité par Ferber (2005). Ceci confirme pourquoi les argiles provenant de l'érosion et de l'hydrolyse de massifs rocheux acides, riches en silice (granit par exemple) n'ont pas la même composition et la même structure que celles provenant de l'érosion de massifs rocheux basiques, pauvre en silice et riches en minéraux ferro-magnésiens (diorites, gabbros, par exemple). Aussi, l'altération des feldspaths conduit à des minéraux argileux différent selon qu'ils soient plutôt potassique (orthose) ou bien calciques (anorthite) ou sodique (albite).

Les variations de la structure en feuillets de base sont à l'origine de différents minéraux identifiés jusqu'à maintenant. Les possibilités de substitution ne sont cependant pas illimitées, car seul les ions ayant un rayon ionique proche de celui Si^{4+} et Al^{3+} peuvent les remplacer (Tableau 2.1). Les cavités tétraédriques et octaédriques n'ayant pas la même taille, et les principales solutions sont d'après (Tessier, 1984) :

- pour la cavité tétraédrique : remplacement de Si^{4+} par Al^{3+} et Fe^{3+} ;
- pour les cavités octaédriques : remplacement de Al^{3+} par Fe^{3+} , Mg^{3+} , Fe^{2+} ou Li^{2+} .

Un déficit de charge peut avoir lieu, aussi, suite aux irrégularités, comme nous l'avons signalé précédemment, de bordure de cristaux. Les valences situées dans le plan de rupture ne sont plus saturées, ce qui crée un déséquilibre de charge au sein de la particule (Caillère et al., 1982).

Tous les cations ne sont pas compensateurs libres, ou échangeables, car leurs liens avec les particules peuvent être variés. On peut alors distinguer les différents cas selon l'accessibilité de l'espace interfoliaire :

2.4.2.1 Espace interfoliaire inaccessible

Deux cas peuvent se présenter :

- 1- cas de la kaolinite où les feuillets sont solidement fixés les uns aux autres et où la charge des feuillets est nulle puisque les charges des couches tétraédrique et octaédrique sont opposées mais de même valeur absolue (Tableau 2.3). Dans ce cas le déficit de charge est essentiellement lié aux phénomènes de bordure où la capacité d'échange dépend de ces phénomènes de bordure ;
- 2- cas de l'illite (micas) où la charge est forte, cette dernière est compensée par les cations K^+ qui retiennent les feuillets solidement, ce qui rend l'espace interfoliaire inaccessible.

2.4.2.2 Espace interfoliaire accessible

Dans ce cas tous les cations compensateurs sont échangeables et la capacité d'échange est associée à la totalité du déficit de charge (Tessier, 1984).

2.4.3 Echange ionique

L'histoire de la formation du dépôt, son altération subséquente et le lessivage déterminent la nature des ions présents dans un dépôt de sols donné. Les argiles marines, par exemple, sont composées en grande partie de sodium et de magnésium puisque ce sont les cations les plus en fréquents dans l'eau de mer.

La valence des cations joue aussi un rôle déterminant dans la capacité d'échangé ou de remplacement des cations. Les cations de valence plus élevée remplacent facilement les cations de valeur plus faible. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale, plus l'ion est grand plus sa capacité de remplacement est grande.

Dans la nature, les particules argileuses sont presque toujours hydratées. Il se trouve toujours des couches d'eau autour de chaque cristal d'argile. Cette eau est appelée l'eau adsorbée. La molécule d'eau subit une attraction électrostatique vers la surface du cristal d'argile. Cette eau est retenue par un lien d'hydrogène (l'hydrogène de l'eau est attiré par les atomes d'oxygène ou d'hydroxyle à la surface de l'argile).

Lors du contact d'une particule d'argile avec l'eau, on peut assister un déséquilibre osmotique et chimique car, la composition cationique de cette particule d'argile peut être différente de celle de l'eau. Pour rétablir l'équilibre, un échange d'eau et/ou ions est nécessaire. Ce qui conduit à l'absorption de cations destinés à compenser le déficit de charge : on les appelle « cations compensateurs ». D'après Tessier (1984) les cations compensateurs les plus courants sont Ca, Mg, Na et K. La somme des charges des cations échangeables est appelée capacité d'échange cationique (C-E-C).

Ces échanges modifient la quantité d'eau adsorbée ce qui provoque une déformation du matériau. Les échanges d'ions sont régis par la nature du cation en surconcentration ; la valeur de cette surconcentration ; la nature et la proportion des cations compensateurs avant échange et la nature minéralogique des cations. Ces paramètres ont chacun un effet sur la capacité d'échange (C-E-C) où beaucoup de configurations sont possibles. Toutefois, on peut retenir les tendances suivantes : les cations de faible rayon sont moins fortement liés que les cations de fort rayon ; les cations de faible valence sont fortement liés que les cations de forte valence. Si la concentration d'un cation de faible force est plus forte dans la solution, celui ci peut extraire un cation plus fort. Selon Mitchell, 1993, les forces relatives des cations sont classées comme suit :

$\text{Na}^+ < \text{Li}^+ < \text{K}^+ < \text{Mg}^{2+} < \text{Ca}^{2+} < \text{Cu}^{2+} < \text{Al}^{3+} < \text{Fe}^{3+} < \text{Th}^{4+}$. On retrouve dans cette série la prédominance des cations de forte valence et de fort rayon. Néanmoins, ceci n'a qu'une portée très relative. Chaque cas de figure doit être étudié ; à titre d'exemple, la mise en contact d'une solution concentrée en Na^+ avec une argile calcique peut conduire à une substitution des ions Ca^{2+} par des ions Na^+ .

L'échange des ions se traduit, à l'échelle macroscopique des sols, par des déformations. On peut, donc, stabiliser et/ou renforcer un sol en provoquant l'échange d'ions. L'exemple de la chaux (CaOH) est plus fréquent ; elle stabilise l'argile sodique en remplaçant les ions de sodium (Na) par le calcium (Ca), sachant que le calcium a un plus grand pouvoir de remplacement que le sodium. Comme on peut réduire la sensibilité au gonflement d'une montmorillonite de sodium en y ajoutant de la chaux.

Cette sensibilité au gonflement des argiles dépend des interactions possibles entre la phase solide et la phase liquide. Ces interactions sont liées essentiellement à la nature minéralogique de l'argile, à la nature chimique du fluide interstitiel, à la taille des espaces poreux et à la présence de cations compensateurs dans le milieu. On peut dire donc que le comportement de ces différentes argiles est conditionné d'une part, par leurs propriétés intrinsèques telles que la localisation et la densité de charge, la taille et la surface spécifique des particules, le type de charge des cations compensateurs et d'autre part, par les conditions environnantes telles que le type et la concentration de l'électrolyte, la température, le climat, la nature de la roche mère etc. (Tessier, 1984; Durand et al., 1995 ; Van Damme, 2002). Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 : Caractéristiques des minéraux argileux (Bultel, 2001).

Nom	Type	Feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Epaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique (m ² /g)	C.E.C (meq/100g)
Kaolinite	1/1	100-200	0,1-4	1-10	10-20	3-15
Illite	2/1	1-10	0,1-1	0,003-0,01	65-100	10-40
Montmorillonite (smectite)	2/1	1	0,1	0,001	700-840	80-150

Selon Van Damme (2002), l'énergie d'interaction d'une molécule d'eau avec une surface minérale augmente avec la charge électrique de cette surface (cas des argiles). Des résultats expérimentaux d'essais d'adsorption en phase vapeur sur une argile ont montré que la quantité d'eau adsorbée par un cation dans une argile saturée en Ca²⁺ est 1,44 fois plus importante que dans une argile saturée en Na⁺ (Tableau 2.5).

Tableau 2.5 : Influence de la nature des cations échangeables sur la quantité d'eau adsorbée, (Montes –Hernandez et al., 2003).

Cations	Quantité relative d'eau par cation (Teneur en eau finale par valence du cation)
Li ⁺	37 %
K ⁺	19 %
Na ⁺	39 %
Ca ⁺	56 %
Mg ⁺	58 %

2.4.4 Mécanisme d'hydratation à l'échelle des particules

Plusieurs phénomènes d'hydratation se présentent à l'échelle des particules argileuses, avec différentes catégories de forces en jeu.

2.4.4.1 Hydratation par adsorption

En présence de vapeur d'eau, les minéraux argileux adsorbent de l'eau sur leur surface libre. L'origine de ce phénomène est due à l'existence d'un déficit de charge et à la présence de sites actifs sur les particules argileuses. 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. De ce fait, on peut imaginer que les smectites, qui ont une surface accessible à l'eau beaucoup plus élevée que celle de l'illite ou de la kaolinite, retiennent beaucoup plus de molécules d'eau d'hydratation, appelée aussi eau interfaciale selon Van Damme (2002).

Ce phénomène d'hydratation peut avoir lieu sur la totalité des surfaces des particules argileuses à condition que les molécules d'eau soient en mesure de pénétrer les vides

ménagés dans la structure (entre feuillets, plaquettes, ou agrégats). Dans le cas des smectites par exemple, l'hydratation peut se faire dans les espaces interfoliaires, interparticulaire et inter-agrégats. Par contre, pour l'illite et la kaolinite, l'hydratation est limitée aux espaces inter-particulaires et inter-agrégats puisque l'espace interfoliaire n'est pas accessible à l'eau. Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons intra-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, les liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interaction vont pouvoir s'établir dans l'espace interfoliaire entre les feuillets chargés négativement et l'eau ou au voisinage de la surface externe d'une particule. D'après Mitchell (1993), ces mécanismes sont les suivants :

1. *les liaisons hydrogènes* : entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet. En effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau (Figure 2.16) ;
2. *les forces d'attraction de Van der Waals* : du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques (attractives) du type Van der Waals peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive (Figure 2.16) ;
3. *l'hydratation des cations échangeables* : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés dans lesquels viennent se fixer les molécules d'eau (Figure 2.16), l'ensemble formant un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatineau, 1984) ;

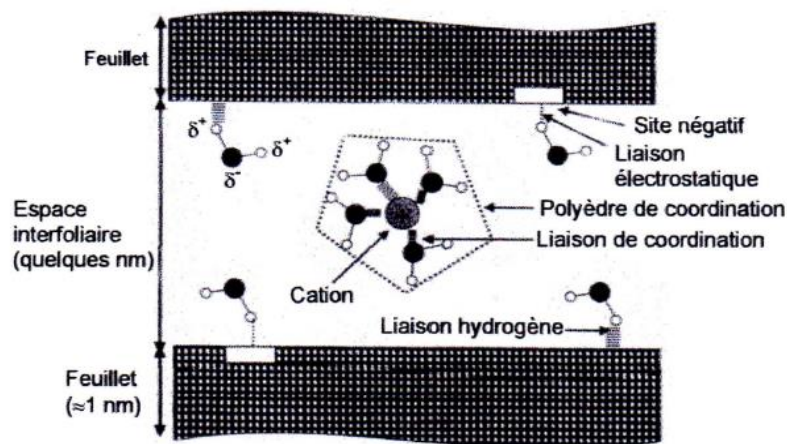


Figure 2.16 : Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996).

4. *l'attraction dipolaire* (analogie avec un condensateur) : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur. Les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives. Au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (2. 17b).

2.4.4.2 Hydratation par osmose

Il s'agit de l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage des feuillets. Plus on se rapproche de la surface du feuillet chargée négativement plus la concentration en cations augmente (Figure 2.17a). Afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface. Notons que la concentration en cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance par rapport à la surface d'argile augmente.

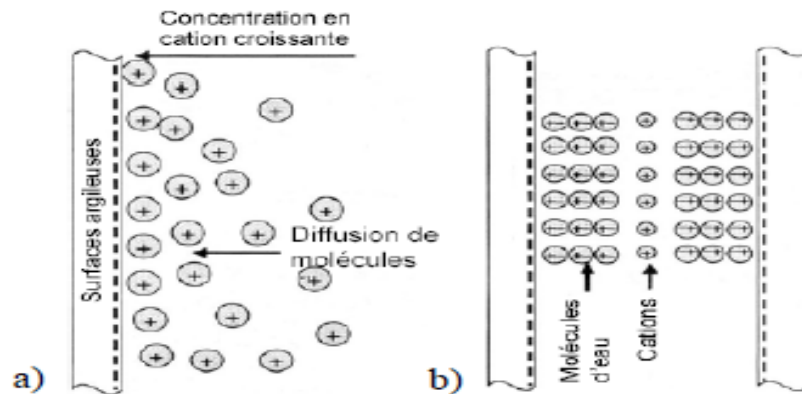


Figure 2.17 : Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :
a) attraction par osmose ; b) attraction dipolaire (Mitchell, 1993).

Ce phénomène s'explique par le modèle de la double couche diffuse. Dans ce modèle, les cations compensateurs ne sont pas maintenus directement à la surface de la particule argileuse mais ils sont présents à une distance moyenne de la surface. Il s'établit un équilibre entre l'agitation thermique des ions, qui tend à les éloigner de la particule et l'attraction coulombienne qui tend à les maintenir près du feuillet. La distribution statistique de ces ions a donné lieu à différents modèles proposés par Gouy (1910) ; Chapman (1913) et Stern (1924).

2.4.5 Distribution des ions : théorie de la double couche

Nous avons vu précédemment que les argiles sont composées de particules chargées négativement, contenant des cations que l'on peut qualifier d'échangeables et qui sont peu liés à la structure de l'argile. Ils peuvent être échangés par d'autres cations. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces de particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens, de la surface des particules vers la solution et inversement, appelé échange cationique.

Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface des particules qui prend le nom de double couche diffuse ou électrique appelée DDL (Diffuse Double Layer), d'après Mitchell (1993) et Saiyouri (1996).

La présence de cations compensateurs au contact des particules argileuses pose le problème de leur distribution dans la phase liquide au contact des particules. Cette distribution a été, donc, étudiée par le modèle dit de double couche diffuse proposé par plusieurs auteurs (Cuisset, 1980 ; Mitchell, 1993 ; Beddiar, 2001).

La première approche assimile la distribution des charges à la surface des particules à un condensateur dont la plaque chargée négativement serait la surface de la particule et l'autre, chargée positivement, serait située à une distance égale au diamètre du cation compensateur (Helmutz, 1879). Cette théorie fut reprise et modifiée par Gouy (1910) et Chapman (1913) puis améliorée par Stern (1924). Elle repose sur l'hypothèse que la population de cations attirée par la surface, pour rétablir l'électroneutralité à son voisinage, peut être séparée en deux couches. Une couche de cations mobiles liée à la surface appelée « couche de Stern » et une deuxième couche de cations mobiles au voisinage de la surface appelée « couche diffuse ». Ils ont considéré que la deuxième plaque du condensateur n'était pas un plan mais une couche diffuse où les ions sont en équilibre sous l'action conjointe du champ électrique et de l'agitation thermique (Figure 2.18). Le potentiel électrique est (Equation 2.3) :

$$\psi(x) = \psi_0 - \frac{\psi_0 - \psi_{d_s}}{d_s} \quad (2.3)$$

Où Ψ est le potentiel électrique, x la distance à la particule, Ψ_0 est le potentiel électrique à la surface de la particule et Ψ_{d_s} le potentiel à une distance d_s égale à l'épaisseur de la couche de Stern.

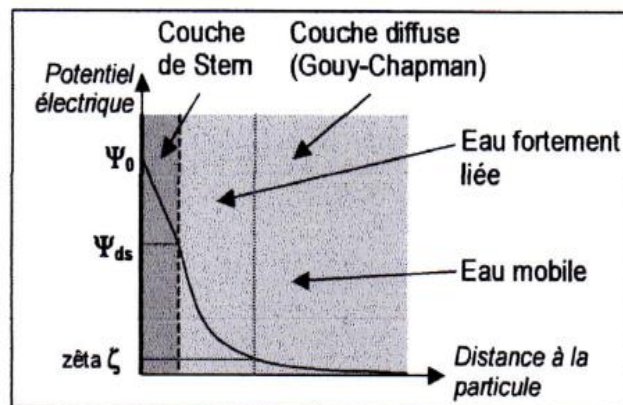


Figure 2.18 : Théorie de la double couche (Ferber, 2005).

Les équations de Boltzmann et de Poisson permettent de décrire la variation du potentiel électrique (Equation 2.4) et la concentration des cations (Equation 2.5) :

$$\frac{d^2\psi}{dx^2} = -\frac{\rho}{\epsilon} \quad (2.4)$$

$$n_i = n_{i\infty} e^{\frac{-v_i e \psi}{kT}} \quad (2.5)$$

Où v_i est la valence de l'ion i ;

e la charge élémentaire de l'électron ($1,602 \cdot 10^{-19} \text{C}$;

n_i est la concentration de l'ion i (ions/ m^3) ;

K est la constante de Boltzmann ($1,38 \cdot 10^{-23} \text{J.K}^{-1}$) ;

T est la température ($^{\circ}\text{K}$) ;

ϵ est la permittivité (constante diélectrique) du milieu liquide ($\text{C}^2 \text{J}^{-1} \text{m}^{-1}$) ;

L'indice ∞ se réfère aux mêmes paramètres pris à une grande distance de la particule, c'est-à-dire en dehors de l'influence de son champ électrique.

L'équation différentielle peut avoir une solution dans le cas où le contenu ionique est constitué d'une seule sorte de cation et d'anion de même valence v (Mitchell, 1993 ; Shang et al., 1994). On peut en tirer une solution qui est le paramètre appelé épaisseur de la couche diffuse $\frac{1}{K}$ (Equation 2.6) :

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\varepsilon KT}{2n_{\infty} e^2 v^2}} \quad (2.6)$$

Ces formulations semblent proposer une quantification de la distribution des ions au contact des particules et permettent d'étudier l'effet des conditions extérieures sur le système particule-eau pour les argiles les plus actives, contenant des cations monovalents. Lorsque les sols contiennent des minéraux argileux variés avec des cations de plusieurs natures et valences, leur résolution devient presque impossible. De plus, il a été observé que la double couche ne se développe pas avec les cations divalents (Tessier, 1984). Cette théorie permet de différencier une couche fixe liée fortement et une couche mobile, séparée par une frontière où le potentiel électrique est appelé potentiel électrocinétique (Figure 2.18). La valeur de ce potentiel dépend de la nature et des propriétés des particules et aussi du contenu cationique du fluide.

Cette expression montre que l'épaisseur de la double couche, et donc le gonflement, augmente avec l'augmentation de la constante diélectrique et de la température et avec une diminution de la valence des ions dissous et de la concentration en sels.

2.4.5.1 Forces interparticulaires

Les relations entre les particules sont gouvernées par des forces d'origines variées, qui peuvent être répulsives ou attractives. La prédominance des unes ou des autres dans les interactions entre particules dépend notamment de la nature des particules, de la température, de la quantité et de la composition du fluide interstitiel (Cuisset, 1980 ; Van Damme, 2002). Pour les sols argileux ces forces sont :

- les forces capillaires qui résultent de la tension de surface de l'eau au contact de l'air, qui s'appliquent dans les pores non saturés. Elles peuvent être quantifiées par la loi Jurin-Laplace (Delage et Cui, 2000). L'équation 2.7 permet de déterminer la différence entre la pression de l'eau u_w et la pression de l'air u_a en fonction du rayon des pores r , de l'angle de raccordement θ (avec $\cos\theta = 1$ pour les sols) et de la tension superficielle de surface eau-air σ_s (avec $\sigma_s = 75,72 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}^2$) ;

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r} \quad (2.7)$$

- les forces répulsives de double couche qui sont générées par la pression osmotique due à la présence de cations échangeables dans les vides entre particules. En fait, ces forces apparaissent essentiellement lorsque la double couche peut se développer dans le cas, par exemple, des montmorillonites sodiques ;

- les forces attractives de double couche ou force de corrélation, qui prédominent sur les précédentes dans le cas des argiles calciques (Figure 2.19). Ces forces moléculaires attractives, connues sous le nom de forces de corrélation et générées par la fluctuation de concentration ionique, se développent entre deux doubles couches si la distance entre elles est suffisamment faible (Van Damme, 2002). A la différence de la force répulsive, ces forces attractives dépendent, en plus de la distance entre les doubles couches, de l'épaisseur de la particule (Sharma, 1998).

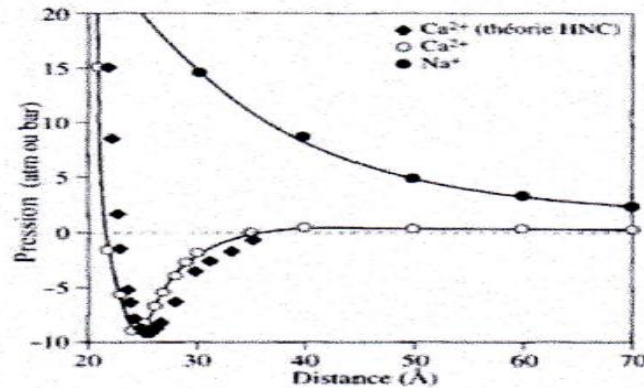


Figure 2.19 : Evolution des forces électrostatiques entre deux feuillets de montmorillonites en fonction de la distance et du type de cations (Na^+ ou Ca^{2+}) (Van Damme, 2002).

- les forces de Van der Waals, le plus souvent attractives et inversement proportionnelles à la distance entre particules. Elles deviennent négligeables par rapport à l'agitation thermique lorsque l'espacement entre les particules dépasse leur dimension. Pour les argiles calciques, présentant des de faibles écartements entre particules, elles peuvent donc s'exprimer et entraînent une attraction des particules ;
- les forces d'hydratation des ions qui varient avec la nature des ions et déterminent les quantités d'eau pouvant être adsorbée par les particules.

La formation de la double couche diffuse entraîne le gonflement ou la pression de gonflement du matériau argileux. Cette double couche dépend des caractéristiques des minéraux argileux. Les cations qui constituent la double couche sont attirés par le champ électrique des particules argileuses et ils ne peuvent pas s'éloigner de la surface de la particule. Par contre, l'eau peut circuler dans le milieu. Le champ électrique des particules argileuses joue donc le rôle d'une membrane semi-perméable en laissant passer l'eau mais pas les ions. Et lorsque deux particules se rapprochent à des distances telles que les doubles couches interagissent, une concentration élevée d'ions retenus par les forces électrostatiques se forme dans l'espace interfoliaire, tout en restant sujets à l'agitation thermique. Cette concentration forcée d'ions, produit une force de nature osmotique répulsive. Cette force d'origine entropique (Van Damme, 2002) est responsable du gonflement osmotique qui se produit lorsque la concentration ionique de l'eau interstitielle est beaucoup plus faible que celle de la zone de la double couche. L'eau pénètre alors dans cette dernière par phénomène d'osmose jusqu'à ce qu'un équilibre s'établisse entre les différentes forces agissant sur le feuillet.

Ainsi, le gonflement ou la compressibilité des sols argileux est une fonction d'équilibre entre les forces résultantes internes attractives et répulsives de la double couche et la force externe appliquée.

2.4.6 Description quantitative des constituants des sols

La taille et la forme des particules des sols dépendent de leur nature et de leur histoire géologique. En mécanique des sols, les sols sont des milieux formés de particules individualisées et individualisables, dans lesquelles circulent des liquides et des gaz. Ces particules peuvent être plus ou moins grosses. On ne s'intéresse pas a priori à leurs natures ni à leurs origines (mais ces données de la nature interfèrent tout de même avec les représentations des sols qui seront utilisées pour les calculs). La seule condition est que la taille des particules soit suffisamment faible par rapport à celle des ouvrages pour qu'on puisse assimiler le volume de sol à un milieu homogène. Le sol est donc constitué d'un assemblage de particules de tailles variées, allant généralement de quelques dizaines de nanomètres jusqu'à une dizaine de centimètres. La distribution de la taille des particules a un aspect important dans la description du sol, car elle gouverne une partie de ses propriétés. Cette distribution est généralement donnée sous forme de courbe granulométrique massique cumulée (Figure 2.20) dont les principales caractéristiques utilisées sont les suivantes :

- la dimension des plus grosses particules notée D_{\max} ;
- le passant à 80 μm , appelée conventionnellement « proportion de fines » et notée $C_{80\mu\text{m}}$;
- la proportion des particules de dimension inférieure à 2 micromètre, assimilée conventionnellement à la proportion de particules argileuses, notée $C_{2\mu\text{m}}$;
- dans le cas des sols grenus, le coefficient d'uniformité ($C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$) et de

courbure ($C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$) permettent de quantifier l'allure des courbes et de décrire leurs caractères plus ou moins étalé et régulier (d_{60} , d_{30} , d_{10} sont respectivement les diamètres équivalents des particules correspondants à 60%, 30% et 10 % de la masse de sol).

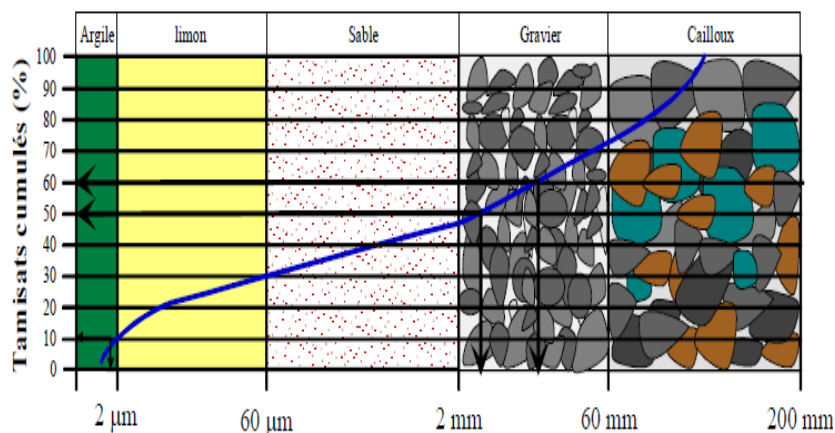


Figure 2.20 : Courbe granulométrique.

2.4.7 Paramètres caractéristiques des sols et essais d'identification

Les sols naturels ne se présentent pas comme un ensemble homogène constitué de particules de même type. La morphologie des différents constituants des sols permet donc de définir les paramètres qui sont susceptibles de décrire le plus utilement possible ce type de matériaux. Ce paragraphe est donc consacré à l'examen des relations entre ces paramètres et les divers essais d'identification utilisés en géotechnique. Les paramètres qui permettent de décrire la nature et la géométrie des sols sont essentiellement :

- la distribution des tailles de particules ;
- la proportion des particules argileuses ;
- la surface spécifique des particules argileuses ;
- la minéralogie de la fraction argileuse ;
- la capacité d'échange cationique de la fraction argileuse ;
- la nature et la proportion des cations échangeables dans la fraction argileuse ;
- la masse volumique des particules solides.

Comme noté précédemment, on ne tient pas compte ici à la nature ni à l'histoire du sol. On considère ces paramètres comme des paramètres intrinsèques du sol. Ces paramètres sont déterminés directement par les essais suivants :

- essai granulométrique qui permet de quantifier la proportion massique des particules par diamètres, au moyen de tamisage complété par un essai de sédimentologie ;
- mesure de la capacité d'échange cationique et des cations échangeables ;
- mesure de la masse volumique des particules solides (ρ_s).

D'autres essais, par contre, mesurent les effets de la combinaison de plusieurs propriétés. C'est le cas des limites de consistances et de la valeur du bleu de méthylène :

1) Limites de consistance (Limites d'Atterberg)

Les propriétés de la plasticité des argiles sont dues, presque exclusivement, à l'interaction des particules argileuses de dimension inférieure à 2 μm avec l'eau. Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. L'analyse microscopique a illustré un premier mécanisme physico-chimique d'interaction eau-minéral argileux qui est celui des molécules d'hydratation des cations échangeables attirés, électriquement, par le déficit de charge des feuillets argileux. Ce mécanisme met en évidence l'importance des sels dissous dans l'eau interstitielle. Sur un plan macroscopique, ce phénomène est à rapprocher de la notion des limites de consistances (limites d'Atterberg). Ces limites de consistances définissent les valeurs en teneur en eau auxquelles la fraction 0 - 400 micromètres changent de comportement entre :

- les états solide et plastique pour la limite de plasticité notée (w_p) qui correspond à l'état d'hydratation des particules au-delà duquel elles peuvent se déplacer les unes par rapport aux autres et dessous duquel les forces de tension sont si fortes qu'elles ne peuvent être déplacées ;

- les états plastique et liquide pour la limite de liquidité notée (w_L) qui correspond à l'état d'hydratation au-delà duquel les interactions particules sont assez faibles pour que le sol se comporte comme un corps visqueux. Ainsi, l'indice de plasticité I_P ($I_P = w_L - w_P$) est défini comme étant la plage de teneur en eau entre la limite de liquidité et la limite de plasticité ; il peut s'interpréter comme étant la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état solide ($w < w_P$) à l'état liquide ($w > w_L$).

Skempton (Mitchell (1993) a proposé de corriger l'indice de plasticité en le rapportant à la proportion argileuse $C_{2\mu m}$, d'où le coefficient d'activité A_C défini par (Equation 2.8) :

$$A_C = \frac{I_P}{C_{2\mu m}} \quad (2.8)$$

Néanmoins, la relation entre le coefficient d'activité et les propriétés physico-chimiques de la fraction argileuse reste complexe. Les études menées sur des sols provenant d'un même gisement (Seed et al., 1962a) montrent que, pour une fraction argileuse de même nature, les limites de consistance sont proportionnelles à la proportion argileuse (Figure 2.21).

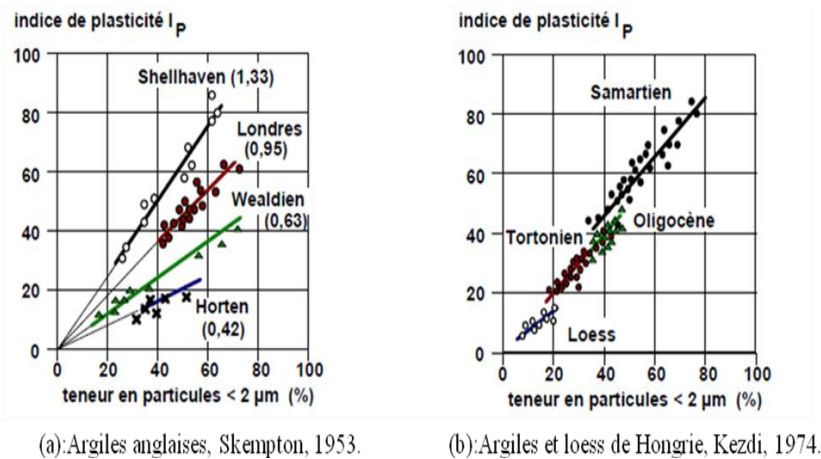


Figure 2.21 : Influence de la proportion d'argile sur l'indice de plasticité (Seed et al., 1962a).

2) Valeur de bleu de méthylène

La valeur de bleu de méthylène par l'essai à la tache (V_{bs}) consiste à injecter dans une solution contenant le sol une quantité croissante de bleu de méthylène et à déterminer la quantité de bleu permettant de saturer le sol. Le mécanisme physique mis en jeu dans cet essai est l'absorption des molécules de bleu de méthylène, chargées positivement, à la surface des particules argileuses. Lorsque toute la surface des particules est recouverte de molécules de bleu de méthylène, celui-ci reste libre dans la solution, ce qui indique l'auréole bleu clair autour d'une tache.

Connaissant la surface, la masse molaire de la molécule de bleu et la masse sèche du sol en solution, la valeur de bleu, notée V_{bs} , permet de déterminer la surface spécifique total du sol, notées S_s (Equation 2.9) :

$$S_s = 20,93.V_{bs} \quad (2.9)$$

Si l'on considère par ailleurs que la surface spécifique des particules non argileuses est négligeable par rapport à celle des particules argileuses, ceci permet de déterminer la surface spécifique de la fraction argileuse (Equation 2.10) notée $S_{s2\mu m}$ où la proportion d'argile est assimilée par défaut à la proportion des particules argileuses de dimension inférieure à 2 micromètres, notée $C_{2\mu m}$.

$$S_{s2\mu m} = \frac{20,93.V_{bs}}{C_{2\mu m}} \quad (2.10)$$

2.4.8 Conclusion

Bien que rassemblées sous le même terme de phyllosilicate, les minéraux argileux présentent des structures minéralogiques et des compositions chimiques très variées, qui sont à l'origine d'un large intervalle de valeurs des propriétés physico-chimiques. Trois familles de minéraux argileux sont prépondérantes dans les sols ; la kaolinite, l'illite et les smectites, dans un ordre d'activité physico-chimique croissant. Les minéraux argileux sont des particules de tailles micrométriques avec une surface spécifiques beaucoup plus élevée que les autres particules constitutives du sol et qui présentent un déficit de charge qui conduit à la présence de cations adsorbés à leur surface et à une capacité d'échange cationique. Ce qui leur confère une capacité d'adsorption en eau et en ions très élevée (Komornik et David, 1969). Les argiles fixent l'eau par adsorption à leur surface et augmentent de volume par gonflement. Toutefois, la présence de minéraux non argileux dans un sol entraîne une dilution des minéraux argileux, induisant une surface spécifique inférieure à celle de l'argile pure.

Par ailleurs, il n'existe pas de méthode permettant de déterminer précisément la proportion d'argile dans un sol. On estime cette proportion par le taux de particules de dimensions inférieures à 2 micromètres. Les essais destinés à qualifier la fraction argileuse (valeur de bleu et limites de consistance) intègrent en fait plusieurs propriétés telles que la proportion d'argile et la surface spécifique de la fraction argileuse, voire son activité.

Les essais d'identification courants sont souvent utilisés d'une manière empirique en raison de manque de relations physiques rationnelles entre les propriétés intrinsèques du sol et ces essais (Havard, 2003 ; Ferber et al., 2003). Cette imperfection est observée, par exemple, dans la justification des classements de sols. Toutefois, on peut noter que les essais d'identification couramment utilisés permettent la caractérisation de l'ensemble des paramètres intrinsèques du sol. Ils permettent aussi de classer ces sols par catégorie et estimer ainsi leur potentiel de déformation sur le plan qualitatif.

Après cette présentation de la nature et des propriétés des constituants des sols, la section suivante sera consacrée aux différents états hydriques dans les sols. On s'intéresse particulièrement aux sols non saturés et leurs constituants, en précisant la notion de succion et les courbes de rétention d'eau qui en découlent.

2.5 L'eau dans le sol

Dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés. Ils contiennent une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. La coexistence de ces trois phases dans les sols est à l'origine de la succion dont l'influence sur le comportement hydromécanique des sols naturels et compactés fait l'objet d'une attention croissante, depuis des décennies.

2.5.1 Différents états hydriques dans les sols

Nous rappelons que les sols sont constitués d'un empilement de particules de formes diverses (squelette solide), séparées par des espaces (vides) appelés interstices ou pores et que les deux phases liquide et gazeuse occupent cet espace dans des proportions définies par le degré de saturation (Figure 2.22). La taille des pores est elle-même très variable et certains de ces pores sont isolés, tandis que d'autres forment un réseau de vides communicants.

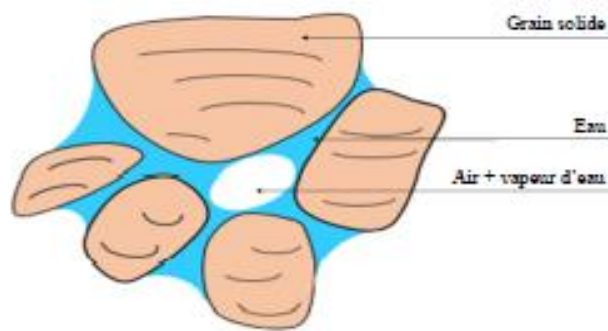


Figure 2.22 : Élément de sol constitué de grains solides entourés de vide rempli d'eau et d'air.

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides. Elle peut se trouver généralement sous quatre états :

- l'eau de constitution entrant dans la composition chimique des minéraux qui composent les particules du sol (fraction fine argileuse) ;
- l'eau liée ou adsorbée à la surface des grains contrainte par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ;
- l'eau capillaire, qui dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires. Ces liaisons d'eau avec les particules du sol dépendent de la nature et de la dimension des particules ;
- l'eau libre, circulant dans les pores du sol sous l'effet des forces de gravité, ou de gradient de pression.

Ces différents états hydriques dans les sols dépendent de la compacité, de la teneur en eau, de la nature et taille des graines et de leur distribution (Figure 2.23).

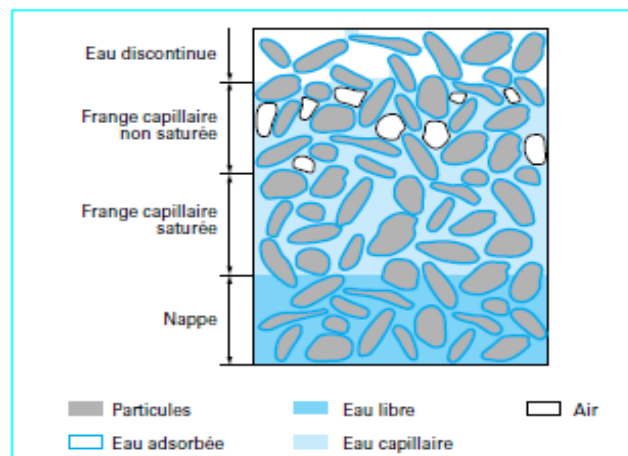


Figure 2.23 : Différents états et régimes hydriques dans le sol.

2.5.2 Sols saturés

Dans les sols saturés, l'eau remplit tous les vides entre les particules. En dehors de l'eau qui entre dans la composition des minéraux (eau de constitution), on distingue l'eau liée, qui est attachée à la surface des particules solides par des forces d'interaction moléculaire de nature, essentiellement, électrique et l'eau libre ou gravifique qui peut se déplacer entre les particules sous l'effet des forces de pesanteur ou des gradients de pression (Figure 2.23) :

- l'eau libre est celle qui est en dehors du champ d'attraction des particules et peut, donc, se déplacer sous l'effet de la gravité ou des gradients de pression.

- l'eau liée est attachée aux particules de la fraction la plus fine des sols, qui sont en quasi-totalité de nature argileuse. Ces particules portent à leur surface des charges électriques négatives. Le champ électrique créé par ces charges oriente les molécules dipolaires de l'eau au voisinage de la particule (les ions H^+ du dipôle H^+-OH^- sont attirés vers la surface). L'interaction électrique entre l'eau et les particules argileuses décroît rapidement quand on s'éloigne de la particule (Figure 2.24). L'importance dans le sol de l'eau liée dépend de la surface des particules sur laquelle les molécules d'eau peuvent s'adsorber. Rappelons que cette surface, que l'on peut aussi définir comme surface totale des pores rapportée à un volume unité de matériau, est appelée surface spécifique. On y distingue :

- l'eau hygroscopique ou l'eau adsorbée caractérisée par les premières couches de molécules d'eau qui sont fortement liées et ne se déplacent pratiquement pas par rapport à la particule. Leur densité peut atteindre 1,5 fois celle de l'eau pure et leur viscosité est très forte. Les couches suivantes sont plus faiblement liées mais ont un comportement visqueux différent de celui de l'eau libre (eau aux propriétés usuelles), qui font qu'elles participent peu aux écoulements à l'intérieur du sol. La couche de molécules d'eau liée de façon presque rigide à la particule comporte des cations provenant de la dissociation des électrolytes contenus dans l'eau. Ces cations sont attirés par les charges négatives de la surface des particules. L'épaisseur de cette couche varie avec la nature du minéral

argileux et la nature des cations. Elle est de l'ordre de 50 \AA (soit $0,005 \text{ \mu m}$) et dépend peu des dimensions de la particule ;

- l'eau pelliculaire est l'eau qui entoure la couche d'eau adsorbée. Ses propriétés physiques et mécaniques sont influencées par le champ électrique de la particule. L'épaisseur de la couche d'eau liée atteint $0,1 \text{ \mu m}$. La zone de transition entre l'eau liée et l'eau libre peut s'étendre jusqu'à $0,4 \text{ à } 0,5 \text{ \mu m}$ de la surface de la particule. Le volume de cette eau vient en déduction du volume des pores pour le calcul de la porosité efficace.

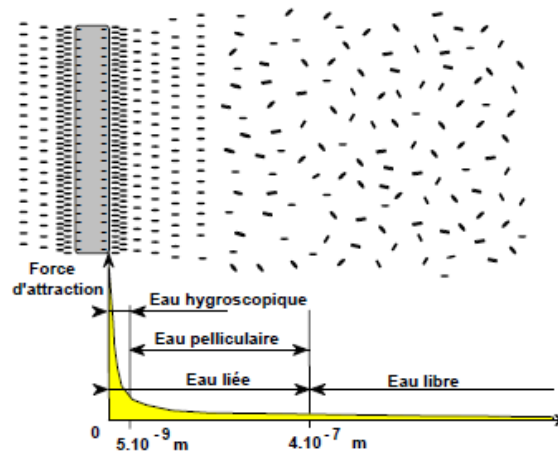


Figure 2.24 : Structure de la couche d'eau à la surface d'une particule argileuse dans un sol saturé.

2.5.3 Sols non saturés

Contrairement à un sol saturé qui est un milieu bi-phasique (solide et liquide), dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air. Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse). On considère que l'eau représente la phase liquide, tandis que la phase gazeuse est constituée d'air.

Selon les quantités d'eau et de gaz se trouvant dans les pores d'un sol, et aussi selon la dimension des particules et des pores, l'eau et le gaz peuvent être dans un état continu ou au contraire discontinu, comme l'illustre la figure 2.25. Il est évident que l'eau se déplacera plus facilement d'un point à un autre si l'eau des pores est continue et que le gaz se déplacera aussi différemment selon qu'il est en bulles ou bien remplit les pores.

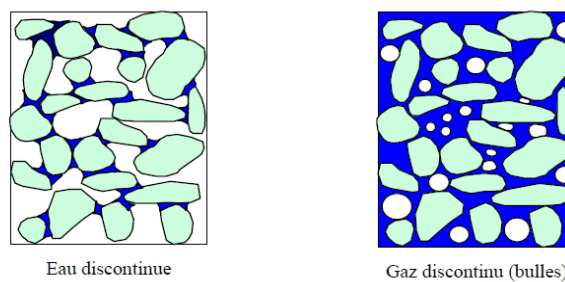


Figure 2.25 : Répartition de l'eau et du gaz dans les pores du sol.

Suivant le degré de saturation nous distinguons trois modes d'interactions entre les phases du sol (Figure 2.26) déterminant trois catégories de sols non saturés (Wroth et Houlby, 1985) cités par Cuisinier (2002) :

- sol presque saturé : la phase liquide est continue et l'eau peut circuler sous l'influence de la pesanteur (on parle souvent pour cette raison d'eau gravifique ou « funiculaire »). La phase gazeuse est discontinue et ne se déplace pas de façon autonome. Les sols sont presque saturés pour des degrés de saturation supérieurs à 85 % (Figure 2.26a) ;
- sol à la saturation d'équilibre : la phase liquide est encore continue mais l'eau ne peut plus se déplacer sous la seule influence de la pesanteur. La phase gazeuse (air) est aussi continue mais ne circule, en général, pas (Figure 2.26b) ;
- sol faiblement saturé : l'eau entoure les particules et occupe des volumes discontinus à leurs points de contact, et dans ce cas, on parle d'eau « pendulaire » (Figure 2.26c). La phase liquide est toujours continue par l'intermédiaire des pellicules d'eau adsorbée mais ne se déplace que très lentement. La phase gazeuse (air) est continue mais généralement immobile. L'évaporation de l'eau à l'intérieur des pores du sol, bien que très lente, peut devenir un phénomène important.

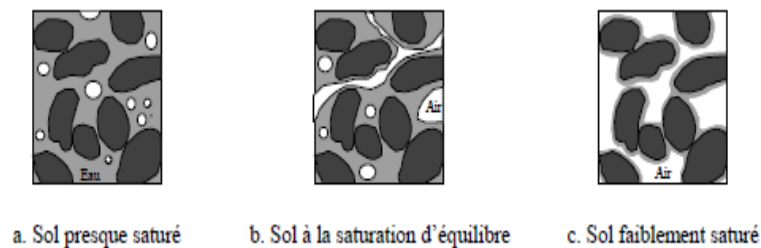


Figure 2.26 : Etats de saturation du sol.

Le passage de l'état presque saturé à l'état de saturation d'équilibre peut se produire par un simple écoulement gravitaire de l'eau. Pour passer à l'état faiblement saturé, il faut l'intervention d'un autre phénomène : évaporation ou aspiration de l'eau par les racines des végétaux, par exemple. Si la teneur en eau continue de diminuer, que ce soit sous l'action des phénomènes naturels cités ci-dessus ou par étuvage, on ne conserve plus dans le sol que l'eau liée, appelée aussi eau hygroscopique. Enfin, il faut savoir que les interactions entre les différentes phases sont contrôlées par leur tension superficielle. Cette interaction air-eau-solide rend le comportement mécanique du sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. La pression d'eau est toujours inférieure à la pression d'air dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre l'air et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers. Les sols non saturés ont donc des propriétés de déformabilité et de résistance qui varient en fonction de facteurs tels que la nature minéralogique des particules (squelette du sol), l'état initial (la teneur en eau, le degré de saturation, la porosité, la pression de l'eau, la pression de l'air, les charges mécaniques, etc.).

2.5.4 Définition de la succion

La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. La notion de la succion a été, initialement, introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions : la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale.

En géotechnique, le terme succion a été défini en 1965 comme étant une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés correspondant à l'énergie à fournir pour amener de l'eau libre de l'infini jusqu'à un sol non saturé (Delage et Cui, 2000).

Le concept de succion actuellement retenu et utilisé en mécanique des sols a été, en fait, initialement proposé au cours du symposium *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, 1965. Cette définition établit que la succion totale Ψ est la somme d'une succion matricielle Ψ_m et d'une succion osmotique Ψ_{os} (Aitchison, 1965, cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). La pression de vapeur en équilibre avec l'eau liquide du sol permet de déterminer cette succion totale, à partir de la loi de Kelvin (Equation 2.11) :

$$\psi = -\gamma_w \frac{R.T}{M.g} \ln H \quad (2.11)$$

Avec :

$$H = \frac{P}{P_0} : \text{Humidité relative en [\%] ;}$$

P : pression partielle de la vapeur d'eau dans l'atmosphère ;

P_0 : pression de vapeur saturante, elle dépend de la température ;

M : masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g.mol}^{-1}$) ;

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$) ;

R : constante molaire des gaz ($R = 8,3143 \text{ J.mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$) ;

T : température en Kelvin [$^{\circ}\text{K}$].

L'humidité relative H est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcents (%). La relation entre l'humidité relative et la succion correspondante est indépendante du sol (Delage et Cui, 2000).

La succion indique un déficit de pression entre l'eau et l'atmosphère. Elle peut varier dans une gamme très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa. Il faut noter que certains auteurs expriment le potentiel de succion en centimètres de colonne d'eau (le potentiel de succion varie alors entre 0 et 107 cm d'eau pour un sol séché à l'étuve). Pour éviter la manipulation de chiffres aussi importants, le pF (*potentiel of Free Energy*) a été introduit par Schofield (1935) cité par Delage et Cui (2000). Ce pF correspond au logarithme décimal du potentiel de succion exprimé en centimètres de colonne d'eau. Cette unité est couramment utilisée chez les agronomes. Par exemple, sachant que 100 cm d'eau = 10 kPa, le pF₃ correspond à une succion de 100 kPa, le pF₄ une succion de 1000 kPa, etc.

2.5.4.1 *Succion matricielle*

La succion matricielle fait référence, comme son nom l'indique, à la matrice solide et son interaction avec l'eau du sol. Elle 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. Deux phénomènes sont, donc, à considérer dans la succion matricielle : la capillarité et l'adsorption.

La différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores est définie comme la succion matricielle. La valeur de la succion matricielle dépend de la tension surfacique et du rayon de courbure des ménisques. Lorsque le degré de saturation diminue, les ménisques se rétractent vers l'espace des petits pores, le rayon de courbure de ménisque se réduit de telle manière que la succion augmente. C'est pour cela que la succion matricielle qui se développe dans les sols argileux est plus importante que celle dans les sols granulaires.

1) *Succion capillaire*

Le phénomène de capillarité découle d'une propriété des fluides appelée « tension superficielle » qui se développe à l'interface de matériaux différents. A l'intérieur d'un volume de sol, ce phénomène se produit lorsque l'eau, les grains et l'air entrent en contact. On peut démontrer, par exemple, l'existence de pressions capillaires élevées dans les sols en laissant sécher lentement sur la peau une argile grasse à haute teneur en eau. Les pressions élevées causeront une certaine douleur. Autrefois, on avait, d'ailleurs, recours à ce procédé comme moyen de torture. Essentiellement, la tension superficielle résulte des forces d'attraction inégales entre les molécules qui se trouvent à l'interface des matériaux en présence.

Cette capillarité ou plus exactement la pression capillaire a pour effet de lier les grains de sol entre eux. Plus cette pression est grande plus l'attraction entre les grains est importante. Ce qui explique, d'ailleurs, pourquoi certains talus de sable peuvent tenir à la verticale. Il s'agit, en fait, d'une « cohésion apparente » créée par l'humidité qui entoure chaque grain. On peut, aussi, trouver cette cohésion apparente sur la plage, par exemple. En effet, le sable sec est parfaitement pulvérulent, comme celui qui est sous l'eau, par contre, en bordure de la plage, on trouve une zone humidifiée par capillarité dont la cohésion apparente est telle que des voitures peuvent y circuler.

Pour visualiser l'effet de la capillarité entre les grains des sols, on peut représenter les vides (pores) d'un sol en le comparant à des vides capillaires (Figure 2.27). Ainsi, les forces d'adhésion qui s'exercent entre les parois de verre d'un tube et l'eau contenue dans le tube vont forcer l'eau à remonter et à former un ménisque entre l'eau et les parois du tube. La hauteur d'ascension d'eau sera inversement proportionnelle au diamètre du tube. Plus le diamètre est petit plus la hauteur d'ascension sera grande.

Le ménisque, ainsi, formé est concave vers le haut et l'eau est comme accrochée aux parois du tube (Figure 2.27). L'interface eau-air entre les pores d'un sol est semblable à l'interface eau-air dans un tube capillaire. Cette capillarité peut être exprimée dans le cas d'un tube capillaire cylindrique par la loi de Jurin-Laplace (Equation 2.12) :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R} = \frac{2T_s \cdot \cos \alpha}{r} \quad (2.12)$$

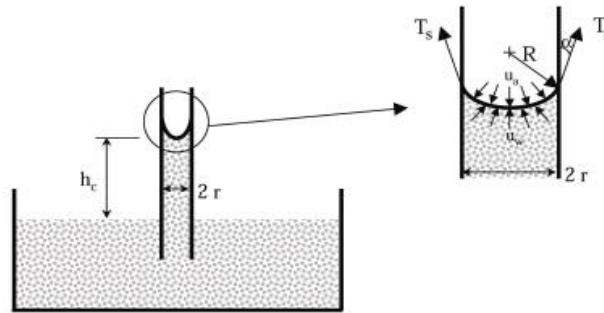


Figure 2.27 : Phénomène d'ascension capillaire.

La hauteur d'ascension capillaire h_c (m) est donnée par la relation (Equation 2.13) :

$$h_c = \frac{2T_s \cdot \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w} \quad (2.13)$$

T_s : tension capillaire, pour l'eau $T_s = 73 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}^2$ à $20 \text{ }^\circ\text{C}$;

R : rayon de courbure du ménisque ;

r : rayon du tube capillaire ;

h_c : hauteur d'ascension capillaire (m) ;

u_a : pression de l'air au dessus de l'interface (kPa) ;

u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;

α : angle de contact solide-eau-air (angle de mouillage) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m^3).

Dans le cas où $\alpha = 0$ ($\cos \alpha = 1$), le ménisque forme une demi sphère et le rayon de courbure R est égale à celui du tube r , l'équation 2.14, devient alors :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{r} \quad (2.14)$$

2) Succion d'adsorption

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement et, qui de ce fait, ont tendance à adsorber l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène liées à l'hydratation des cations du sol ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de succion d'adsorption.

Dans les milieux granulaires, les phénomènes d'adsorption étant généralement négligés ; la succion totale devient alors égale à la pression capillaire (accessible par la formule de Laplace à partir de la courbure de l'interface). Le terme de pression capillaire est alors privilégié pour parler de succion dans les sols granulaires, alors que le terme de succion est généralement réservé aux sols fins.

2.5.4.2 Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions de sels en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différence de concentration

en plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels est faible, cette composante peut être négligée. De ce fait, la succion osmotique dépend de l'état de saturation du sol. Plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique diminue (Edil et Motan, 1984 ; Houston et al., 1994) cités par Cuisinier (2002). Chen (1988) attribue la succion osmotique à la pression qui résulte des différences de concentration en sels solubles dans l'eau du sol. Cette succion est fonction du type et de la concentration en sels et elle peut en résulter des changements physiques très appréciables dans le sol.

2.5.4.3 Succion totale

La succion totale Ψ (Equation 2.15) est la somme de deux composantes principales : une composante matricielle Ψ_m et une autre osmotique Ψ_{os} (Fredlund et Rahardjo, 1993).

$$\Psi = \Psi_m + \Psi_{os} \quad (2.15)$$

Ψ : succion totale ;
 Ψ_m : succion matricielle ;
 Ψ_{os} : succion osmotique.

Cependant, les changements de volume, induits par la succion matricielle, sont plus importants que ceux induits par la succion osmotique. En général, la succion osmotique est souvent négligée. Selon Chen (1988), pour des applications pratiques en géotechnique où les forces osmotiques sont relativement constantes ; les changements dans la succion totale sont dus uniquement aux changements de la succion matricielle. La figure 2.28 illustre la décomposition de la succion matricielle (potentiel capillaire et adsorption) et la succion osmotique. Cette figure représente un échantillon théorique d'un sol non saturé. Dans cet échantillon les particules argileuses se regroupent en agrégats et l'on peut distinguer l'eau liée, adsorbée sur les particules et l'eau libre dont le mouvement est gouverné, seulement, par les phénomènes gravitaires.

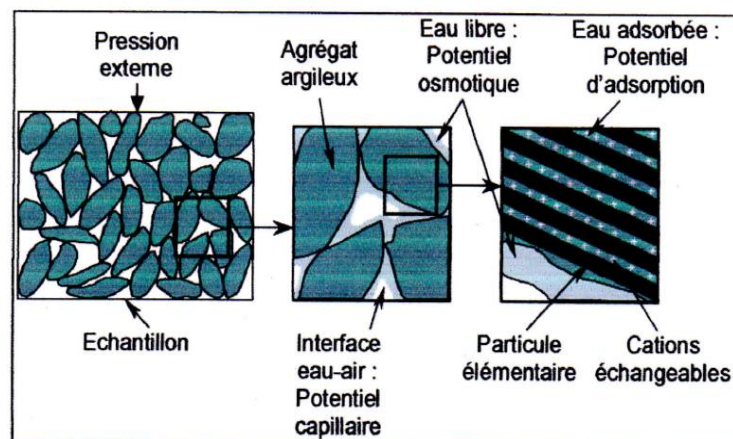


Figure 2.28 : Représentation schématique des relations entre les composantes de la succion : Organisation des particules argileuses et l'eau dans un sol non saturé (Ferber 2005).

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de succion existent dans la littérature (Burland et Ridley, 1996). Au delà de ces techniques classiques, certains auteurs proposent des adaptations de dispositifs expérimentaux pour mesurer ou contrôler la succion au cours d'essais (Villar et al., 1995 ; Al Mukhtar et al., 1999 ; Blatz et al., 2002).

2.5.5 Définition de la cohésion

Divers mécanismes (physiques ou chimiques) peuvent coexister dans un sol et être à l'origine de sa cohésion macroscopique. Les forces inter-particules (inter-agrégats) qui en résultent sont à l'origine de la cohésion qui procure au sol un comportement de type solide. Généralement, l'intensité de forces d'interactions est inversement proportionnelle à la distance entre les particules. Plus les particules sont proches, plus cette interaction devient importante. Les origines de la cohésion dans un sol peuvent être multiples :

- forces de Van der Waals ;
- forces électrostatiques ;
- ponts liquides (capillarités) ;
- ponts solides (cimentation).

La contribution de chacun des mécanismes de cohésion dépend de la taille des particules (Mitchell, 1993 ; Seville, 2000). La figure 2.29 présente la résistance à la traction entre les grains en fonction de la taille des particules pour différents mécanismes de cohésion (Mitchell, 1993). Cette figure montre que la cohésion d'origine capillaire est plus importante que celle due aux forces de Van der Waals pour tous les diamètres de grains.

Dans les cas des sols colloïdaux, les facteurs majeurs dans la cohésion interparticulaire sont la capillarité, les forces de Van der Waals et la cimentation. Par contre dans le cas des sols granulaires, les forces de Van der Waals sont quasi-inexistantes.

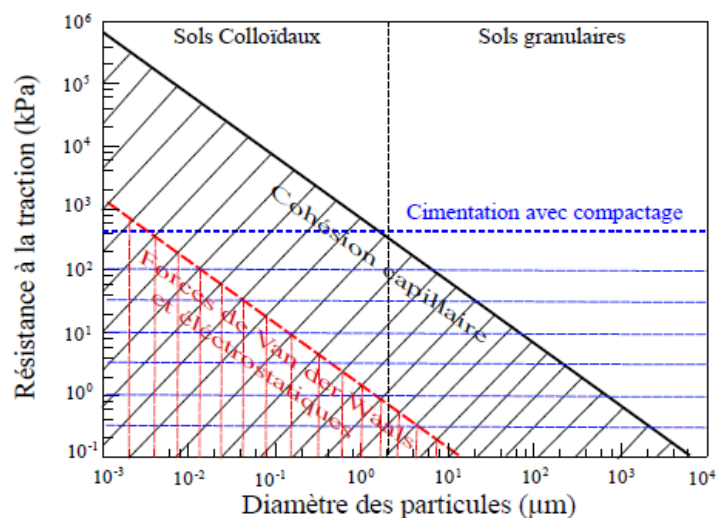


Figure 2.29 : Contributions comparées des forces de Van der Waals, de la capillarité et de la cimentation dans le cas des sols (Mitchell, 1993).

2.5.6 Courbe de rétention d'eau

La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par la détermination des courbes de rétention d'eau qui en constituent une caractéristique essentielle. Ces courbes sont déterminées en soumettant un échantillon à un cycle de séchage et de remouillage par application de paliers de succion croissante, puis décroissante. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en rapportant les valeurs de la teneur en eau dans un diagramme logarithme de la succion/teneur en eau (Figure 2.30). On peut également les représenter en reportant le degré de saturation en abscisse (Figure 2.31). La quantité d'eau contenue dans un sol a une influence majeure sur sa succion. Pour un sol donné, cette relation est décrite par la courbe de rétention ou la courbe de succion. La succion diminue lorsque la teneur en eau augmente ; elle augmente lorsque la teneur en eau diminue. Mais cette courbe a une allure différente selon le chemin considéré ; c'est-à-dire selon qu'il s'agit d'un chemin de séchage ou d'un chemin d'humidification.

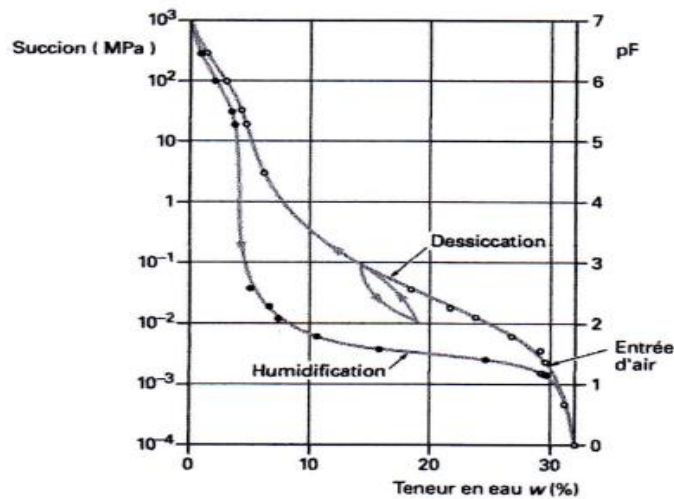


Figure 2.30 : Exemple de courbe de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).

2.5.6.1 Courbe de rétention-hystérésis

La figure 2.31a montre l'allure de la relation entre la succion (ou le potentiel de succion pF) et le degré de saturation S_r .

Si l'on part d'un état de saturation totale du sol ($S_r = 1$) et que l'on diminue progressivement la pression d'eau (on augmente donc le pF), on suit la branche ascendante de la courbe (courbe de drainage). Jusqu'à une certaine valeur de la succion, appelée pression d'entrée d'air (l'air ne peut pénétrer dans les pores du sol). Ensuite, la teneur en eau diminue progressivement et tend vers une asymptote. En mécanique des sols, l'asymptote correspond toujours à un degré de saturation nul, puisque l'eau liée aux particules est comptée comme partie de la phase solide. Toutefois, il reste une petite quantité d'eau dans le sol et l'on définit parfois une valeur minimale du degré de saturation (teneur en eau irréductible).

La figure 2.31a comporte une seconde courbe (courbe d'humidification), qui correspond à la même relation pF en fonction de S_r , lorsque l'on humidifie le sol à partir d'un état

très sec au lieu de le sécher à partir d'un état saturé. La courbe d'humidification part de la même asymptote et atteint l'axe horizontal à une valeur du degré de saturation inférieure à 1. La différence correspond au volume d'air piégé dans les pores du sol. Elle peut se réduire au cours du temps, par écoulement et dissolution de l'air dans l'eau.

La différence entre les courbes de drainage et d'humidification s'explique par la forme différente des interfaces eau-air à l'intérieur des pores, suivant le sens du mouvement de l'eau et par les effets de seuil entre les pores ainsi que par le piégeage d'une partie de l'air. La courbe de drainage est toujours au-dessus de la courbe d'humidification (Figure 2.31).

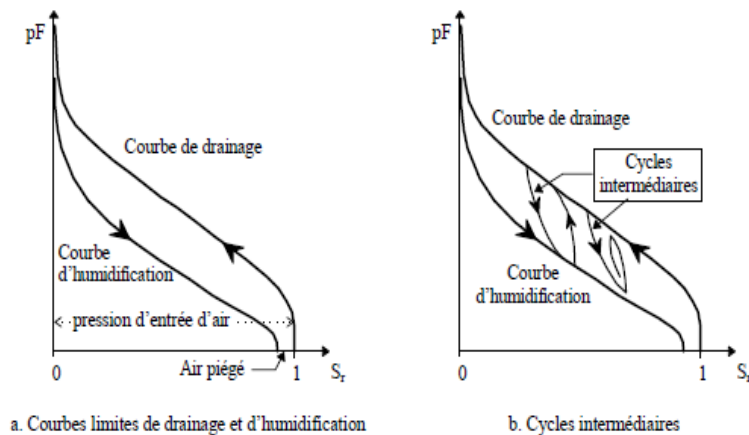


Figure 2.31 : Relation entre le potentiel de succion et le degré de saturation.

La relation entre la succion (ou le potentiel de succion pF) et la saturation du sol dépend du rayon de courbure moyen des surfaces de contact et des conditions de mouillage de la surface des particules : elle sera donc différente selon la nature des minéraux, la taille des particules, la taille et la géométrie des pores, et aussi la composition de l'eau et du gaz interstitiels. Elle dépend également de la température, comme de la tension superficielle.

L'équilibre des phases liquide et gazeuse dans les pores dépend des proportions de ces phases et de leurs pressions respectives qui doivent être en équilibre de part et d'autre des ménisques. Cet équilibre des pressions dépend des tensions superficielles des contacts des trois phases (solide-liquide-gazeuse).

Comme nous l'avons déjà indiqué au paragraphe précédent, le remplissage des pores lors de l'humidification du sol n'est jamais l'inverse de leur assèchement: la courbe de rétention déterminée par drainage (séchage) d'une colonne de sol est toujours située au-dessus de la courbe de rétention déterminée par humidification de la même colonne de sol (Figure 2.31) ; ce qui signifie que pour un degré de saturation donné, l'équilibre est atteint pour une valeur plus forte de la succion, donc pour des ménisques de rayon plus faible, dans le cas du séchage. Si l'on effectue des cycles de séchage et d'humidification à partir de points intermédiaires sur les courbes de drainage et d'humidification, on obtient des boucles d'hystérésis à l'intérieur de la zone limitée par les deux courbes (Figure 2.31b). La valeur de la succion à un degré de saturation donné

dépend du chemin parcouru pour arriver à ce degré de saturation, du fait du phénomène d'hystérésis.

Ce phénomène d'hystérésis visible sur la figure 2.31b, lors de cycles humidification-drainage, est expliqué par les effets géométriques du réseau poreux (Delage et Cui, 2000) : non uniformité des formes géométriques des pores individuels qui sont, généralement, des vides de formes irrégulières, interconnectés par des passages plus petits, comme dans l'exemple bien connu des pores modèles en parallèle, en série (effet de goulot) ou de bouteille d'encre (effet de goutte) (Figure 2.32).

La variation d'angle de contact entre l'avancée et le recul de l'eau est aussi une source d'hystérésis souvent mentionnée. Ces phénomènes expliquent pourquoi la teneur en eau à une succion donnée est plus faible à l'humidification qu'au drainage. Ce phénomène d'hystérésis peut se produire, aussi, à cause de la rugosité de la surface, de la présence ou de la distribution d'impuretés adsorbées à la surface du solide, et du fait du mécanisme d'adsorption et de désorption des molécules liquides au cours du déplacement de l'interface.

La teneur en eau en drainage pour une succion donnée est supérieure à la teneur en eau en humidification. Il semble qu'en humidification, sur toute l'énergie correspondant à un niveau de succion, une partie est dépensée en déformation et une autre partie est dépensée de façon irréversible (par exemple, humidification des particules solides).

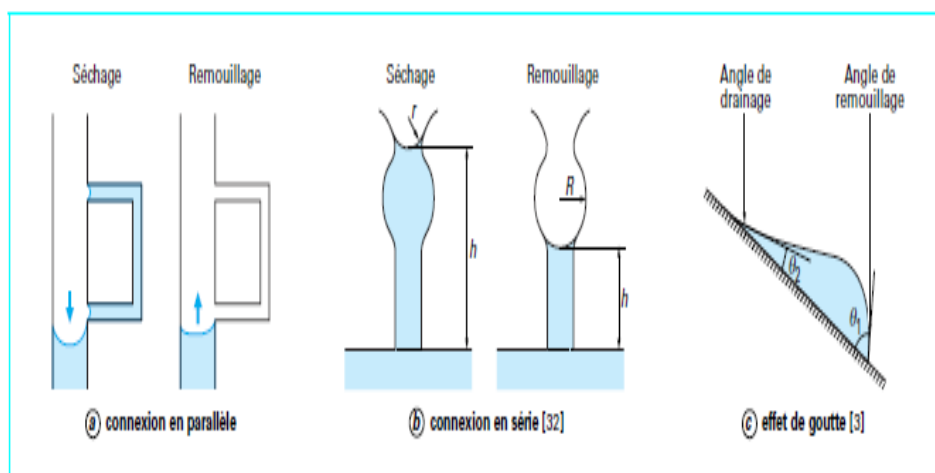


Figure 2.32 : Mécanismes de l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).

On observe donc différentes parties dans une courbe de rétention qui révèlent des modes variés de relation entre la teneur en eau et la succion. On peut les décrire sur le chemin de drainage (dessiccation), par exemple :

- aux faibles succions, une légère diminution de la teneur en eau conduit à une augmentation de la succion, jusqu'à une valeur palière appelée « point d'entrée d'air ». Dans cette zone, le sol passe dans un état saturé à un état désaturé, et la succion provient de la création des ménisques dans les pores ;
- en poursuivant la dessiccation, la désaturation se poursuit et la création de ménisques dans les pores de plus en plus petits conduit à une augmentation régulière de la succion ;
- enfin, dans un troisième temps, la diminution de la teneur en eau s'accompagne d'une élimination d'eau adsorbée sur les particules. La composante d'adsorption

prend alors le pas sur la composante capillaire et l'augmentation de la succion devient plus marquée.

En considérant les deux paramètres d'état à savoir la teneur en eau w et la masse volumique sèche γ_d , on constate qu'à l'état sec, la succion est insensible à la variation de la masse volumique sèche. Elle dépend seulement de la teneur en eau (Figure 2.33). L'influence de la masse volumique sèche n'est visible qu'à l'état proche de la saturation où les courbes d'iso-succion deviennent parallèles à la courbe de saturation du matériau. A l'approche de la saturation les rayons des ménisques se réduisent, ce qui favorise le développement de la composante capillaire. Cette composante capillaire est d'autant plus forte que la composante d'adsorption diminue, c'est-à-dire que la teneur en eau augmente. En revanche, à faible teneur en eau c'est la composante d'adsorption qui devient importante et rend la succion peu sensible à la variation de masse volumique sèche.

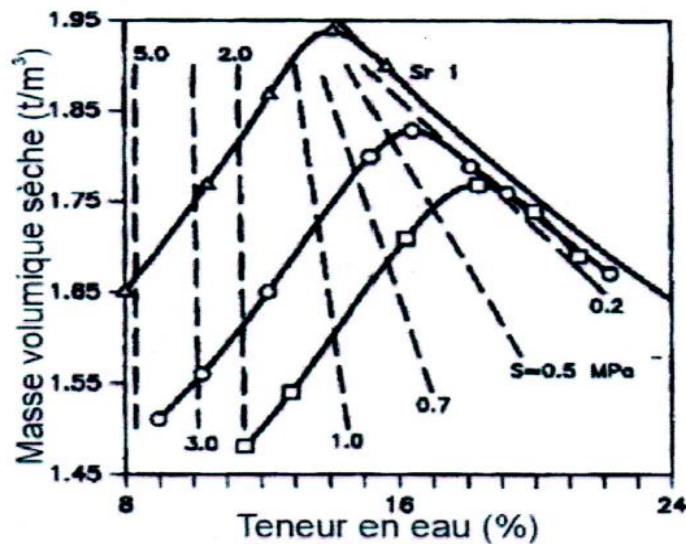


Figure 2.33 : Courbes d'iso-succions dans le programme Proctor (Alonso, 1998).

La nature du sol a une influence sur la forme des courbes de succion :

- les phénomènes d'adsorption sont liés à la quantité et l'activité physico-chimique des particules d'argile ;
- les phénomènes capillaires sont liés à la taille des pores dont la distribution dépend de la taille des particules (Fredlund et al., 2002).

La figure 2.34 montre les courbes de rétention d'eau de quelques sols types (sable, limon, argile). On constate que les variations de la succion sont plus importantes pour l'argile. Ceci explique la grande différence des succions nécessaires pour désaturer le sol quand on passe des sols fins argileux aux sables.

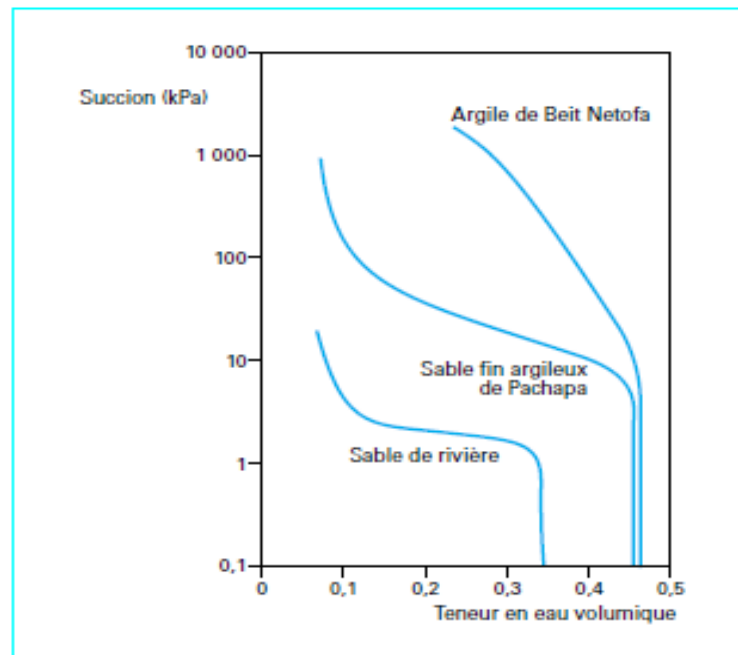


Figure 2.34 : Courbes de séchage de différents sols (Delage et Cui, 2000).

Sur la courbe de succion en séchage d'un sable de rivière à granulométrie serrée (Figure 2.34), on note que la vidange des pores se fait brutalement du fait de l'uniformité des tailles des pores. Dans un sol argileux à granulométrie plus étalée, la partie intermédiaire de la courbe de succion est plus pentue, ce qui explique la vidange progressive des pores des plus gros aux plus petits. La pente est encore plus grande dans le cas d'une argile (Delage et Cui, 2000).

Selon Ferber (2005), cette intime relation entre les courbes de succion et la distribution de la taille des pores a amené beaucoup d'auteurs à utiliser la porosimétrie pour prévoir les courbes de succion (on peut citer, par exemple, Comegna et al., 1998 ; Simms et Yanful, 2002). Cette démarche est justifiée que dans les sols où la composante capillaire est prédominante et dans les parties de la courbe de succion où les phénomènes capillaires sont prépondérants.

L'effet de la compacité initiale sur la courbe de rétention d'eau a été étudiée par plusieurs auteurs (Vanapalli et al., 1996 ; Kawai et al., 2000 ; Salager, 2007). L'eau des pores tend à migrer avec l'augmentation de la succion et quand la valeur de la succion atteint la pression d'entrée d'air, l'eau commence à se drainer. Plus la pression d'entrée d'air est élevée, plus la capacité de rétention du matériau est élevée ; c'est le cas notamment des sols argileux.

Des essais de drainage, à la plaque de pression, ont été réalisés sur des échantillons d'un sol de type limoneux argileux préparé à cinq indices des vides différents (Salager, 2007). Ces essais montrent que les courbes de rétention des échantillons à indices des vides importants ($e = 1,01$) ont les succions d'entrée d'air les plus faibles. Au delà de la valeur de succion $s = 200$ kPa, les courbes sont quasiment confondues, ce qui indique que l'indice des vides initial n'a pas d'effet pour les valeurs de succion importantes (Figure 2.35).

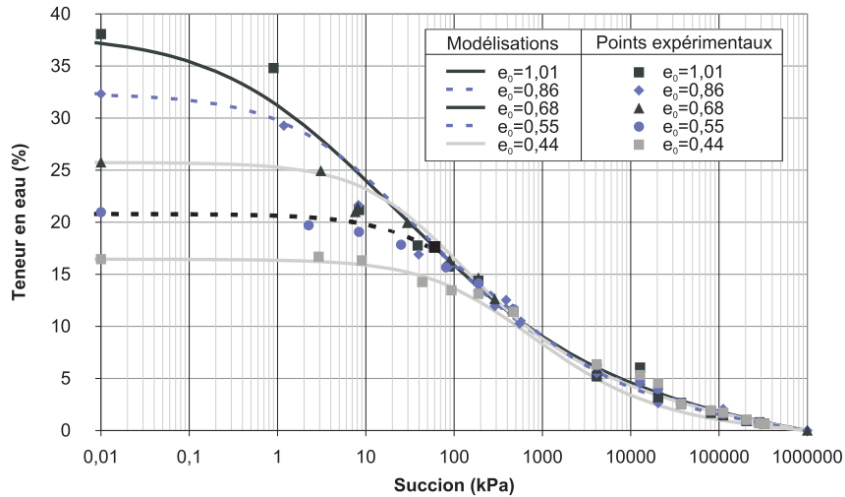


Figure 2.35 : Résultats expérimentaux et modélisation de la courbe de rétention d'échantillons de limon argileux sous différents indices des vides initiaux (Salager, 2007).

Aussi, la courbe de rétention d'un sol gonflant est très dépendante des conditions dans lesquelles s'effectue sa détermination. La figure 2.36 (à gauche) représente les courbes de rétention de l'argile gonflante F_0C_a obtenues soit avec des déformations libres, soit à volume constant (Yahia-Aissa, 1999). Les deux courbes divergent à partir d'une teneur en eau qui correspond au moment où il n'est plus possible dans le cas de l'essai à volume constant de faire pénétrer de l'eau dans la cellule d'essai, c'est-à-dire lorsque l'éprouvette est saturée.

Romero et al. (1999) ont étudié le rôle du poids volumique sec initial sur la courbe de rétention de l'argile de Boom (Figure 2.36 à droite). Leurs résultats montrent que la densité influence la courbe de rétention uniquement au dessous d'une succion de 2 MPa. Partant du constat que la densité ne joue que sur la quantité de macropores et leur taille, les auteurs supposent qu'en deçà de 2 MPa, la courbe de rétention est contrôlée par les macropores et qu'au delà, elle est contrôlée par les micropores. Ces résultats s'accordent avec les conclusions de Salager (2007) montrées dans la figure 2.35.

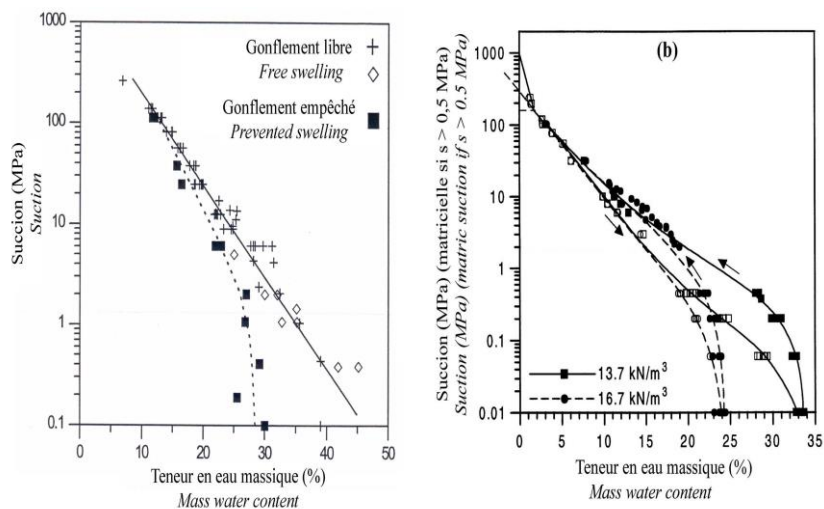


Figure 2.36 : Courbe de rétention : (Yahia-Aissa, 1999) (à gauche) ; (Romero et al., 1999) (à droite).

L'étude des propriétés de rétention d'eau des sols a fait l'objet de recherches importantes. De nombreux modèles empiriques ou physiques ont été développés pour prédire les propriétés de rétention. Les modèles empiriques se basent sur des paramètres qui n'ont pas de signification physique mais tentent de reproduire au mieux l'allure des courbes de rétention (Gardner, 1958 ; Brooks et Corey, 1964 ; Van Genuchten, 1980 ; Fredlund et Xing, 1994), pour les plus utilisés. D'autres modèles physiques exploitent les informations de la structure comme la taille des grains, la porosité et/ou la morphologie du réseau poreux (Arya et Paris, 1981 ; Haverkamp et Parlange, 1986 ; Fredlund et al., 1997 ; Zapata et al., 2000 ; Aubertin et al., 2003). Enfin, différents modèles semi-empiriques ont été proposés pour prévoir les courbes de succion à partir d'essais d'identification tels que les courbes granulométriques ou les limites de consistances (Reddi et Poduri, 1997 ; Miller et al., 2002 ; Aubertin et al., 2003).

2.5.7 Conclusion

Dans cette partie du chapitre 2, nous avons présenté les différents états hydriques dans les sols. On a observé que la coexistence de trois phases (solide, liquide et gazeuse) dans les sols non saturés est à l'origine de la succion. Cette succion est induite par un déficit de pression entre l'eau et l'atmosphère. La quantité d'eau contenue dans un sol a une influence majeure sur sa succion. Cette capacité de rétention d'eau d'un sol est décrite par la courbe de rétention d'eau appelée aussi courbe caractéristique. Cette courbe a une allure différente selon le chemin considéré ; c'est-à-dire selon qu'il s'agit d'un chemin de séchage ou d'un chemin d'humidification. On a pu relever que la succion peut varier dans une gamme très large, selon la nature du sol, son état initial et la distribution des pores et la taille des particules. Aussi, contrairement aux sols fins où la succion est générée par le phénomène d'adsorption et de capillarité, les sols granulaires sont caractérisés seulement par le phénomène de capillarité. De ce fait, on peut dire que l'étude des propriétés de rétention d'eau des sols peut aider à la compréhension de leur comportement hydromécanique.

2.6 Caractérisation des sols gonflants

2.6.1 Introduction

Les sols argileux sont reconnus, à travers le monde, comme des sols sensibles aux variations hydriques subies au cours des cycles saisonniers pouvant engendrer des désordres importants sur les constructions suite à leur gonflement et/ou retrait. Le phénomène de retrait/gonflement ne s'applique qu'aux sols argileux, et l'amplitude du phénomène dépend de la nature minéralogique, physico-chimique de leurs constituants ainsi que de leur environnement.

Le gonflement comme le retrait ne sont pas uniformes dans les massifs des sols et leur évolution dépend beaucoup de l'état hydrique du massif, alimenté par des pluies, la remontée de nappes phréatiques ou leur abaissement par l'évaporation, les prélèvements de la végétation, etc. Ainsi, il n'existe pas un seul modèle d'interaction des constructions avec les sols gonflants. Par ailleurs, si les mécanismes élémentaires de gonflement des sols et des roches prennent corps à l'échelle microscopique, c'est à l'échelle macroscopique que les problèmes géotechniques sont couramment examinés.

2.6.2 Phénomène de retrait/gonflement

Il est intéressant de faire un retour en arrière sur la manière dont les problèmes ont été abordés par les géotechniciens confrontés aux ouvrages géotechniques sur terrains argileux et aux sinistres qui en ont découlés. Avant, on craignait surtout le phénomène de gonflement, si bien qu'il était usuel de charger assez fortement les fondations, par exemple. On prenait alors comme pression de gonflement des argiles 0,2 MPa et que pour éviter des désordres, le taux de travail du sol devait excéder cette valeur, sans toutefois dépasser 0,3 MPa car l'argile reste tout de même compressible. Cependant, suite aux problèmes constatés en périodes de sécheresse, on a été amené à revoir certaines idées et on a commencé à se préoccuper, également, des phénomènes de dessiccation et de retrait (c'est le cas de la sécheresse de 1976, en France). On a alors estimé, à juste titre d'ailleurs, que les argiles ne gonflaient pas seulement, mais pouvaient s'assécher, aussi, sur plusieurs mètres de profondeur. En effet, en climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation de sorte que leur potentiel de gonflement est relativement limité. En revanche, elles sont souvent éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants soient souvent observés en période de sécheresse.

Le phénomène de retrait/gonflement des sols argileux est un problème crucial, rencontré dans beaucoup des régions du monde, dû à des variations de volume des formations argileuses sous l'effet de l'évolution de leur teneur en eau. Ces variations de volume se traduisent par des mouvements différentiels de terrain et se manifestent par des désordres affectant différentes structures et ouvrages. L'effet dévastateur du retrait et gonflement sur les structures de génie-civil n'est plus à démontrer. Il touche tous types de structures, tant pour les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes). Du fait que ce problème est posé un peu partout dans le monde, plusieurs études lui ont été consacrées afin de le maîtriser. Toutefois, en dépit de nombreuses expériences malheureuses liées au retrait/gonflement des sols, l'étude quantitative du phénomène n'a débuté réellement qu'au début des années 1970 où les travaux de laboratoire se sont développés de manière plus rigoureuse.

2.6.3 Mécanisme de retrait/gonflement

2.6.3.1 Généralités

Les déformations volumiques des sols fins sont, généralement, attribuées à deux phénomènes. Elles sont dues, d'une part, à la variation de la teneur en eau qui se traduit par l'interaction entre l'eau et le solide aux échelles microscopique et macroscopique et d'autre part, à la modification de l'état de contrainte dans ces sols en présence d'eau. On verra plus tard que ces interactions sont, généralement, liées entre elles et que les variations de volume de ces sols peuvent s'exprimer soit par un gonflement (augmentation de volume), soit par un retrait (réduction de volume).

L'eau a un effet direct sur le comportement des sols en général et particulièrement sur le comportement des sols à grains fins. Cette eau est, aussi, un

facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques. En dehors du processus de tassement (consolidation), les sols argileux peuvent ainsi subir des variations de volume importantes, provoquées soit par un gonflement, soit par un retrait, dues à une modification, généralement, lente de l'état de l'humidité du terrain naturel et /ou celui de son environnement immédiat.

La modification de l'état de contrainte totale dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement des charges ou surcharges, conduit à terme, c'est-à-dire lorsqu'un nouvel état d'équilibre s'établit, à une déformation du sol qui se traduit, en général, par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état de contrainte. Un chargement dans l'environnement hydrique d'un sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. La variation du niveau de la nappe phréatique modifie le champ de pression interstitielle aussi bien au-dessous qu'au-dessus du niveau de la nappe.

D'une certaine manière, les problèmes liés au tassement des structures et à l'instabilité des talus et remblais dans les sols argileux sont, aussi, attribués à la présence d'eau. Dans plusieurs pays (États-Unis, France, etc.), les dommages associés au retrait/gonflement des sols gonflants entraînent à eux seuls des pertes matérielles plus importantes que les dommages causés par les inondations, par exemple.

En résumé, on peut dire que le phénomène de retrait/gonflement des sols se manifeste quand le régime hydraulique se trouve changé ou que l'état d'équilibre des contraintes est perturbé. Il peut donc résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation ou d'un déchargement ou bien d'une humidification du sol sous un état de contrainte constant. Mais selon la nature minéralogique de l'argile, le retrait/gonflement diffère par son amplitude et par les mécanismes de son développement.

2.6.4 Processus de gonflement

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de manière combinée des phénomènes physico-chimique et mécaniques variés. A l'échelle microscopique, le gonflement est directement lié aux propriétés minéralogiques, électrochimiques des particules argileuses et à leurs surfaces spécifiques qui varient d'une famille d'argiles à l'autre. Ce gonflement se traduit par une augmentation de volume du sol ou par un accroissement de pression régnant dans le milieu selon que le massif peut se déformer ou non (Serratrice et Soyez, 1996). Il résulte des forces de répulsion qui s'exercent entre certaines particules argileuses, dites actives, entraînant une augmentation de volume à mesure que la teneur en eau s'accroît. Le phénomène macroscopique de gonflement n'est que l'ultime étape d'un processus microscopique. Le gonflement des particules argileuses est directement lié à leurs propriétés électrochimiques et à leurs surfaces spécifiques. Les argiles les plus gonflantes sont les smectites qui ont une surface spécifique nettement supérieure aux autres argiles ; puis viennent les illites et enfin la kaolinite.

Dans la littérature on trouve les termes gonflement interfoliaire et gonflement interparticulaire. Le premier terme correspond au gonflement de l'espace entre les feuillets et se manifeste seulement dans les argiles qui ont la propriété de fixer des molécules d'eau entre deux feuillets voisins (cas des smectites). Il est réversible et intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse et peut présenter une

amplitude de gonflement très importante. Le second terme est limité à l'espace entre particules ou entre agrégats et affecte alors toutes les argiles, il peut être de faible ampleur (Parceveaux, 1980 ; Mouroux et al., 1980).

2.6.4.1 Gonflement au sens physico-chimique

Pour décrire le mécanisme de gonflement et retrait du sol, il est important de connaître et de comprendre la nature et la répartition quantitative de l'eau dans le sol entre la couche hydratée, la couche diffuse et l'eau libre (Ejjaaouani et al., 2013). Au sens physico-chimique, le processus de gonflement des sols argileux s'explique par deux mécanismes ou deux phénomènes (Mouroux et al., 1988 ; Morel, 1996) : le phénomène d'hydratation et le phénomène d'osmose (Figure 2.37). Ces deux phénomènes sont directement liés aux différentes forces responsables de l'écartement des particules d'argiles. Les gonflements correspondant à ces deux phénomènes sont aussi appelés respectivement « gonflement cristallin » et « gonflement osmotique » (Yong, 1999).

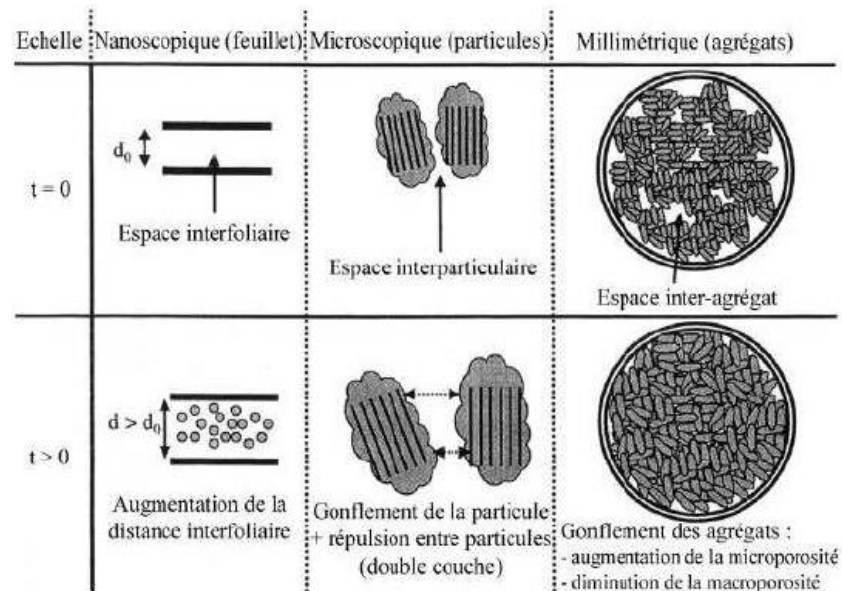


Figure 2.37 : Mécanisme de gonflement (Gens et Alonso, 1992).

Dans le premier cas, ce sont les forces d'hydratations surfacique et cationique qui jouent le rôle le plus important pour initier l'écartement des particules argileuses (augmentation de la porosité interfoliaire) et dans le deuxième cas c'est la force osmotique répulsive d'origine entropique qui provoque la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) (Van Damme, 2002).

L'hydratation se produit sur toutes les surfaces d'argiles accessibles à l'eau, à tous les niveaux d'organisation. L'énergie d'hydratation cationique et la surface accessible contrôlent le gonflement cristallin. Dans toutes les smectites, le gonflement cristallin peut se produire jusqu'à l'échelle du feuillet puisque les liaisons interfeuillets sont suffisamment faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. Par contre,

dans les illites et les kaolinites, il est limité à la surface externe des cristallins et autour des agrégats (gonflement osmotique).

1) *Gonflement cristallin : hydratation des espaces interfoliaires*

Lors de l'hydratation, l'eau pénètre dans l'espace interfoliaire et s'organise en couches monomoléculaires, puis interagit avec les feuillets et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression qui a pour conséquence une augmentation de la distance interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des feuillets ; c'est le gonflement cristallin (Yong, 1999). Cette hydratation des espaces interfoliaires, entraîne une augmentation de la porosité interfoliaire (gonflement interfoliaire ou gonflement cristallin). Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfoliaires sont faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. Il est influencé par la nature des cations en présence. C'est le cas par exemple de la montmorillonite. Ainsi, la montmorillonite sodique (Na^+) gonfle plus que la montmorillonite calcique (Ca^+) (Saiyouri, 1996). En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour le cation (Ca^+) : L'eau se répartie alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les illites et les kaolinites, ce gonflement est limité à la surface externe des cristallites et autour des agrégats. Pour l'illite le gonflement cristallin est plus faible, il est quasiment inexistant dans la kaolinite. Selon Tessier (1990), ce type de gonflement ne représente que le dixième du gonflement macroscopique total d'une argile gonflante.

D'après Yong (1999), tant qu'il existe une quantité d'eau suffisante pour l'hydratation, le gonflement cristallin peut se produire, c'est ce mécanisme de gonflement qui est initialement observé lorsque les sols argileux secs sont mis en contact avec de l'eau.

2) *Gonflement osmotique : répulsion entre particules*

Le gonflement osmotique (répulsion entre les particules) se produit lorsque l'énergie d'hydratation est suffisante pour franchir la barrière de potentiel due aux forces électrostatiques attractives entre feuillets. L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion des deux particules (Mitchell, 1993). En effet, dans une argile sèche, les cations sont fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux.

Au-delà de la deuxième couche adsorbée à la surface d'un feuillet, l'eau perd ses propriétés d'eau liée et devient libre. En fait, la pénétration de l'eau se poursuit au-delà de 4 couches d'eau par un deuxième processus continu cette fois-ci, qui est le gonflement proprement dit. Ce gonflement est principalement dû à la formation de la double couche diffuse (Ben Rhaiem et al., 1987).

La répulsion entre les particules se manifeste par l'augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire pouvant affecter toutes les argiles.

Les cations en excès, par rapport à ceux assurant l'électroneutralité des particules argileuses et les anions associés, sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels se dissolvent dans la solution, mais les différents ions se répartissent d'une manière non homogène : la concentration en cation devient plus forte au voisinage des surfaces externes des argiles, tandis que les anions ont plus

tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée ainsi créée par cette répartition non homogène des cations et des anions est appelée la double couche diffuse. Cette dernière chargée positivement assure l'électroneutralité du système (particule d'argile et double couche diffuse).

La théorie de la double couche diffuse a permis de monter mathématiquement que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules (Van Damme, 2002). Appliquée à la multitude des particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique.

Une autre approche (Mitchell, 1993) a permis d'expliquer le gonflement de manière plus pratique, c'est le concept de la pression osmotique. Les différences de concentration au sein de la couche diffuse créent des pressions osmotiques, à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, joue un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différente (aucun cation ne traverse la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est la pression de répulsion interparticule. Ce phénomène qui se produit à l'échelle microscopique, répété plusieurs fois, se manifestera par un gonflement macroscopique observable, évidemment.

2.6.4.2 *Gonflement au sens mécanique*

Nous venons de voir que le gonflement interfoliaire était, pour certaines argiles, plus spécifiquement lié à une augmentation de la teneur en eau et à une acquisition de cette eau au sein de leur structure même. Mais le phénomène de gonflement, de la même manière que le retrait, peut être relié à une modification des contraintes dans le sol en présence d'eau, et on parlera alors de gonflement interparticulaire qui affecte, en théorie du moins, toutes les argiles. Sur un autre plan, on peut dire que les variations de volume dont le moteur n'est plus la variation spontanée de la teneur en eau, mais elles sont le résultat de la variation des contraintes extérieures qui sont appliquées aux argiles se traduisant par des variations de teneur en eau dans les sols saturés par :

- un drainage lent et progressif après chargement jusqu'à une situation d'équilibre lors des tassements de consolidation ;
- un appel d'eau et succion au déchargement.

En dehors des sols normalement consolidés qui ont subi des retraits et qui se réhydratent par la suite (cas très rare dans la pratique), la plupart des sols gonflants présentent une forte surconsolidation. Dans le cas des sols surconsolidés, la permanence d'une forte surconsolidation peut être due à deux causes : une cimentation des grains ou une succion élevée de l'eau interstitielle. Les sols cimentés seront insensibles au gonflement, bien que la cimentation puisse être détruite par les agents d'altération atmosphériques, par exemple et les alternances d'humidification et de dessiccation. Par contre, une arrivée d'eau dans un sol à succion élevée contenant des argiles actives, en particulier la montmorillonite, provoquera un gonflement par élimination de la pression de surconsolidation. L'amplitude du gonflement sera d'autant plus grande que les

contraintes normales totales qui s'exercent sur le sol et qui s'opposent au gonflement seront faibles (bâtiments légers fondés superficiellement). Dans l'étude des sols gonflants, il y a lieu de distinguer les sols surconsolidés et les sols normalement consolidés. L'analyse du phénomène qui les gouverne est, en effet, différente.

L'équation classique de l'état de contrainte dans un sol saturé $\sigma' = (\sigma - u_w)$, montre que l'apparition d'une succion (Δu négatif), correspondant à une augmentation de la pression effective ($\Delta \sigma'$), se traduit par une surconsolidation. Il convient, donc, de dire que, dans ce cas, une arrivée d'eau provoque inéluctablement un gonflement par élimination de cette pression de surconsolidation.

Le cas des sols saturés normalement consolidés dans lesquels la pression interstitielle est voisine de (zéro) est très différent des sols surconsolidés. Si l'on provoque une succion dans un tel sol, il se produit un phénomène de consolidation par expulsion d'eau, le volume du sol diminue, il y a donc retrait. Parallèlement, il se produit une augmentation de la pression effective. Un tel état de succion dans les couches superficielles peut être provoqué soit par l'action des racines des arbres ou arbustes qui absorbent souvent un volume d'eau important, soit par l'application d'un gradient de température. Naturellement, ces sols lorsqu'ils se réhydratent, soit sous l'action des intempéries, soit accidentellement lors des fuites de canalisations diverses, sont susceptibles de gonfler.

Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale σ (géostatique ou surcharge extérieure), qui se décompose en : $\sigma = \sigma' + u_w$ (théorie de Terzaghi) où u_w étant la pression interstitielle à savoir pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce sur le squelette solide.

Si le sol a la possibilité de se drainer, la pression interstitielle u_w , à l'équilibre, est nulle et on a $\sigma = \sigma'$. Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une profondeur z (Figure 2.38), la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente : $u_w = \gamma_w \cdot z$.

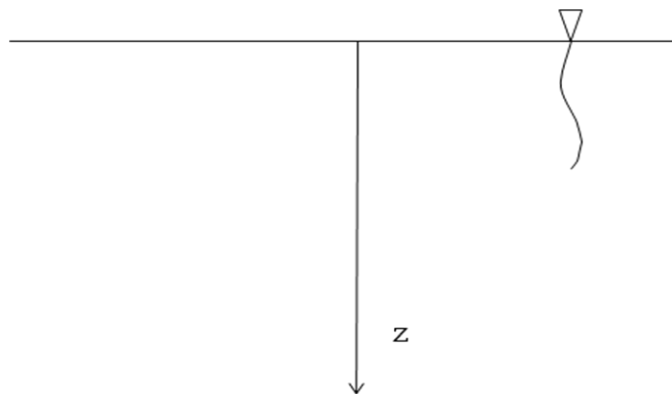


Figure 2.38 : Élément de sol pris à une profondeur z de la nappe.

Si par contre, le sol se situe au-dessus de la nappe phréatique (Figure 2.39), il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le compose et la distance qui le sépare du toit de la nappe. Saturé sous la nappe, le sol le restera à une certaine distance au-dessus de la nappe, en raison du phénomène de capillarité et de retrait. C'est ce phénomène qui permet à un sol de retenir de l'eau au-dessus du toit de la nappe, par

l'intermédiaire de son réseau poreux. L'étude de retrait des sols argileux montre que jusqu'à une teneur en eau caractéristique appelé limite de retrait, le volume d'eau qui sort est égal à la diminution de volume du sol et donc le sol reste à l'état saturé. C'est la conjugaison de ces deux phénomènes, capillarité et retrait linéaire, qui permet à un sol d'être saturé tout en se situant au-dessus du toit de la nappe. Si, donc, l'élément considéré à la cote z au-dessus du toit de la nappe (Figure 2.39) est saturé, la pression interstitielle u_w est inférieure à la pression atmosphérique. Elle est égale à : $u_w = -\gamma_w \cdot z$. Elle représente la succion capillaire T du sol qui, dans le cas simple d'un tube capillaire cylindrique, est donnée par la loi de Jurin et caractérise la capacité du sol à retenir l'eau au-dessus du toit de la nappe.

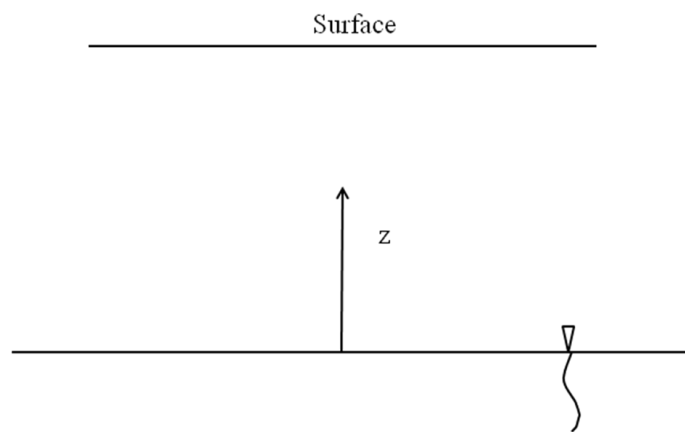


Figure 2.39 : Élément de sol situé à une cote z au-dessus du toit de la nappe.

Si au contraire, l'élément de sol considéré n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de la pression d'eau u_w et de la pression d'air u_a dans le sol, telle que : u^* qui est la pression interstitielle équivalente est évaluée par : $u^* = u_a + \chi (u_w - u_a)$, où χ est un coefficient qui varie entre 0 et 1. Il est pris égal à 1 pour un sol saturé. Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte σ_0 est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_0 est immédiatement appliquée sur la phase liquide et au temps initial $t = 0$, on aura :

$$\begin{aligned} u_w &= \sigma_0 \\ \sigma' &= 0 \end{aligned}$$

Si on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, exprimant le transfert de la contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contrainte :

$$\begin{aligned} u_w &= 0 \\ \sigma' &= \sigma_0 \end{aligned}$$

Si la contrainte σ_0 est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse :

$$\begin{aligned} u_w &= -\sigma_0 \\ \sigma' &= \sigma_0 \end{aligned}$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation d'eau, un phénomène de gonflement va alors se

développer, exprimant le transfert de la contrainte négative d'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état d'équilibre final (cas théorique) :

$$\begin{aligned}\sigma' &= 0 \\ &= 0\end{aligned}$$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime la diminution de la succion ($-u_w$) jusqu'à son annulation. Un sol surconsolidé en présence d'eau peut gonfler sans variation de la contrainte totale. Considérons un sol surconsolidé, de pression de préconsolidation σ_c' , soumis à une contrainte totale σ_0 telle que $\sigma_0 < \sigma_c'$. Reconstituons l'histoire de ce sol :

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_c' = \sigma' \\ u_w &= 0\end{aligned}$$

Puis ce sol a été déchargé à $\sigma_0 < \sigma_c'$ sans arrivé d'eau, produisant ainsi une succion capillaire dans le sol égale à $T = -u_w = \sigma_c' - \sigma_0$. L'état de contrainte est donc le suivant :

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_0 \\ \sigma' &= \sigma_c' \\ u_w &= -(\sigma_c' - \sigma_0) = -T\end{aligned}$$

Un apport d'eau dans ces conditions va donc entraîner une diminution de la succion capillaire s'exprimant par un gonflement, jusqu'à l'état d'équilibre :

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_0 \\ \sigma' &= \sigma_c' \\ u_w &= 0\end{aligned}$$

D'une façon générale, si on connaît la profondeur de la nappe et la profondeur de l'élément du sol considéré, les contraintes peuvent, alors, être exprimées directement. Soit un sol saturé situé au dessus de la nappe (Figure 2.40), soumis à une surcharge σ_1 . En un point de profondeur z , on a :

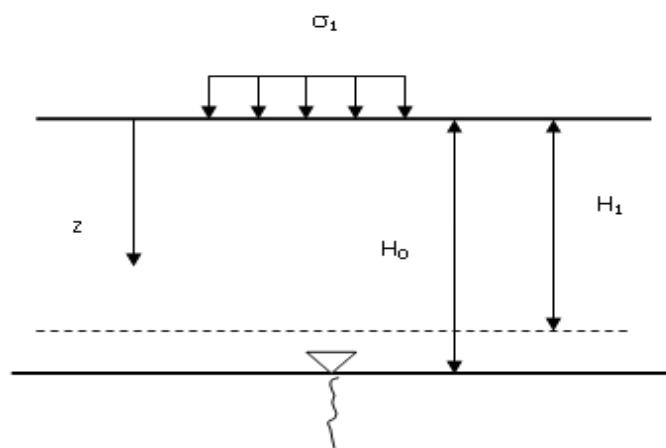


Figure 2.40 : Schématisation d'un terrain situé au dessus du toit de la nappe.

La contrainte totale : $\sigma = \gamma z + \sigma_1$;
 La succion capillaire : $T = -u_w = \gamma_w (H_0 - z)$;

La contrainte effective : $\sigma' = \sigma - (\gamma - \gamma_w) z + \gamma_w H_0 + \sigma_1$.

Si le toit de la nappe monte jusqu'à une hauteur H_1 de nouvelles conditions d'équilibres sont établies :

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma z + \sigma_1 ; \\ u_w &= \gamma_w (z - H_1) ; \\ \sigma' &= (\gamma - \gamma_w) z + \gamma_w H_1 + \sigma_1.\end{aligned}$$

La succion capillaire $T = -u$ qui a diminué de $\Delta T = \gamma_w (H_0 - H_1)$ s'accompagne ainsi d'un certain gonflement. Si le sol est alors déchargé de σ_1 à 0, la variation de contrainte totale ($-\sigma_1$) se transmet immédiatement sur u_w , entraînant l'augmentation de la succion capillaire :

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma z ; \\ u_w &= \gamma_w (z - H_1) - \sigma_1 ; \\ \sigma' &= (\gamma - \gamma_w) z + \gamma_w H_1 + \sigma_1.\end{aligned}$$

De nouvelles conditions d'équilibre vont alors s'établir, le toit de la nappe monte à une cote H_2 , entraînant ainsi une diminution de succion capillaire de $\Delta (-u_w) = \gamma_w (H_1 - H_2)$ et donc un gonflement jusqu'à l'état d'équilibre :

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma z ; \\ u_w &= \gamma_w (z - H_2) ; \\ \sigma' &= (\gamma - \gamma_w) z + \gamma_w H_2.\end{aligned}$$

2.6.5 Aspect cinétique du gonflement

L'évolution du gonflement dans le temps est liée à la répartition des gonflements interfoliaire et interparticulaire d'une part, et à l'évolution de l'hydratation dans la structure argileuse, d'autre part. Les courbes obtenues, dans un essai de gonflement libre, de gonflement sous une charge constante ou lors d'un déchargement, ont toujours la même allure. Elles se décomposent en deux phases : phase de gonflement primaire et phase de gonflement secondaire (Figure 2.41). De nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique (Seed et al., 1962a ; Komornik et Zeitlen, 1970 ; Parceveaux, 1980 ; Alonso et al., 1991 ; Serratrice, 1996 ; Ejjaouanni et al., 2013 ; Madjnoun, 2014 ; Khemissa et al., 2017a).

Le processus de gonflement des sols argileux est contrôlé par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée à l'échelle macroscopique. La cinétique du gonflement, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation et le temps est en général très lente et dépend de la nature et l'état du sol et du niveau de chargement (Serratrice et Soyez, 1996).

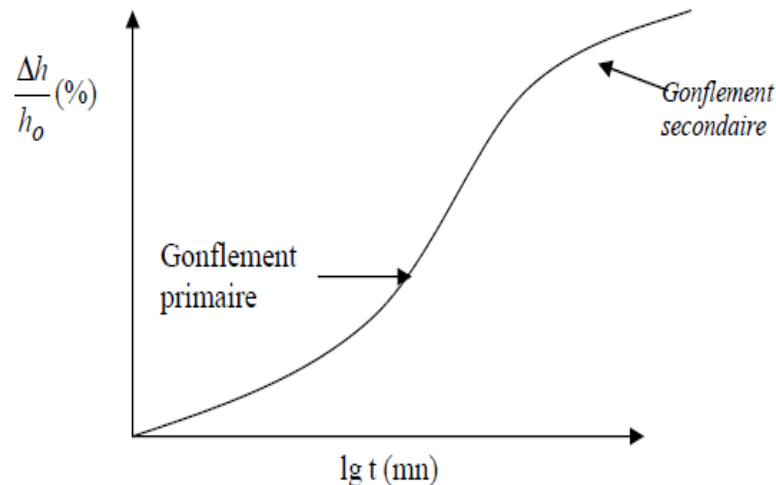


Figure 2.41 : Cinétique du gonflement.

La première phase est relativement rapide en comparaison avec la seconde phase. Elle est liée au processus de la diffusion ou de la migration de l'eau dans les pores du sol (Alonso et al., 1991 ; Serratrice et Soyez, 1996). Autrement dit, le gonflement primaire est dû à la dissipation de la succion dans les macropores du sol. Il est contrôlé par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Il dépend de la nature du sol, de son état de saturation, de l'état de contrainte et de la procédure d'humidification (par une face seulement ou par les deux faces). Cette phase est plus ou moins lente et dure quelques heures à quelques jours (Serratrice et Soyez, 1996). La seconde phase du gonflement est liée à l'hydratation progressive de minéraux argileux. Elle correspond à un processus de cinétique lente (Alonso et al., 1989, 1991).

2.6.5.1 Evolution de la pression de gonflement

L'évolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification a été étudiée par différents auteurs. En travaillant sur des argiles gonflantes compactées et humidifiées à volume constant, Push (1982) et Brackley (1983) constatent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation. Des essais à succion contrôlée effectués par Romero (2001) sur des échantillons d'argile de Boom ont donné des résultats similaires.

Alonso (1999) explique ce phénomène par une plastification du matériau au cours de l'hydratation. Parallèlement à la diminution de succion et l'augmentation de la pression de gonflement, la résistance entre les agrégats du sol diminue. A partir d'un certain seuil, les amas de particules s'effondrent et provoquent ainsi la baisse de la pression de gonflement (Figure 2.42).

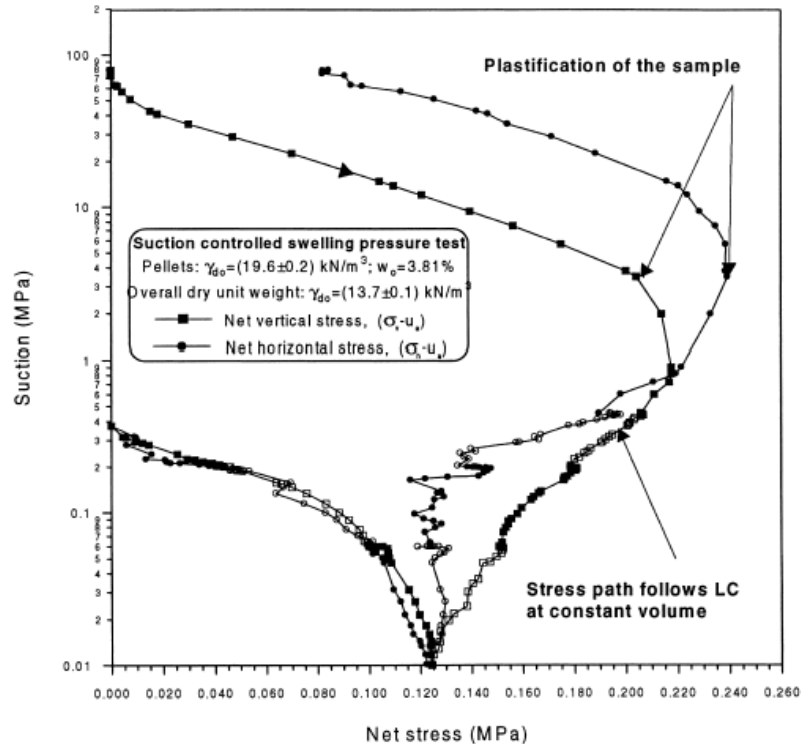


Figure 2.42 : Evolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification (Alonso et al., 1999).

La figure 2.43 présente l'évolution typique de la pression de gonflement des échantillons de bentonite compactés et hydratés en condition confinée (Cho et al., 2000) cités par Yigzaw (2009).

Après la mise en contact de l'échantillon avec l'eau, la pression de gonflement a augmenté rapidement dans un premier temps et atteint une valeur constante au bout de 15 jours. Pour l'échantillon de densité sèche égale à 16 kN/m^3 , la pression de gonflement a d'abord atteint une valeur de 6 MPa ; elle a ensuite baissé, puis remonté et s'est enfin stabilisée à une valeur de $4,62 \text{ MPa}$. Ce type de comportement de double pic a été, aussi, observé par Push (1982) et Komine et Ogata (1994) sur des bentonites compactées. Ce phénomène pourrait être expliqué par le changement structural de l'argile au cours de l'humidification.

Les observations microstructurales des bentonites fortement compactées à l'état sec (Marcial, 2003) cité par Yigzaw (2009) ont montré un système de double porosité dans les échantillons. Il existe deux types de pores : les micropores (intra-agrégats) et les macropores (interagrégats).

Lorsque les agrégats du sol adsorbent l'eau à l'état sec, l'eau entre d'abord dans les micropores et écartent les feuillets. Les agrégats, composés de particules, gonflent ensuite. Comme les feuillets sont écartés, la force d'attraction entre eux est affaiblie, ils se détachent alors des agrégats et se localisent plus facilement dans les macropores. Cette exfoliation diminue la résistance au cisaillement entre les agrégats. A l'état de gonflement empêché, lorsque la pression de gonflement atteint une certaine valeur, les forces tangentielles aux contacts entre les agrégats dépassent cette valeur, entraînant une réorganisation de la structure par glissement grains sur grains. Cette réorganisation a pour conséquence une diminution de la pression de gonflement.

Dans le cas des échantillons de masse volumique sèche égale à 16 kN/m^3 (Figure 2.43), cette diminution est prépondérante au début. Lorsque les macropores sont comblés, l'effet de la réorganisation s'amenuise et la pression de gonflement augmente à nouveau. Cette explication s'adapte aussi aux résultats des autres échantillons bien que les deux pics ne soient pas aussi distincts.

Dans le cas de l'échantillon de masse volumique sèche égale à 18 kN/m^3 , le volume des macropores est plus faible, l'effet de la réorganisation structurale est aussi réduit, alors que pour l'échantillon de masse volumique sèche égale à 14 kN/m^3 , la pression de gonflement est insuffisante pour provoquer la réorganisation de la structure du sol.

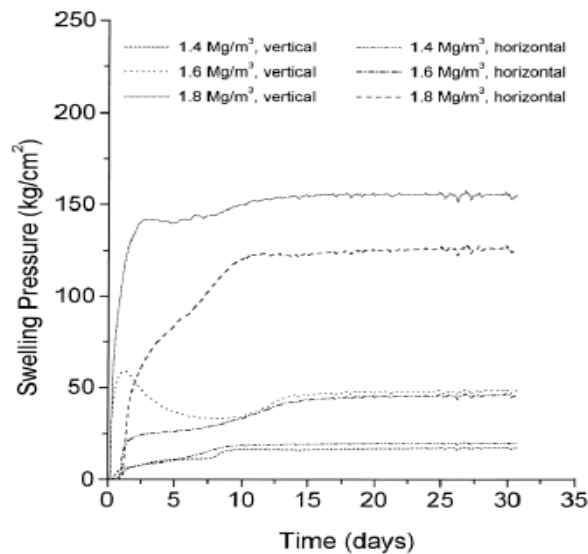


Figure 2.43 : Evolution typique des pressions de gonflement d'une bentonite compactée à différentes densités sèches (Cho et al., 2000) cités par Yigzaw (2009).

2.6.6 Mécanisme de retrait

Au cours de la dessiccation, l'augmentation de la succion provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Les particules argileuses ont tendance à suivre, en sens inverse, le processus d'humidification qui est réversible mais non symétrique.

La dessiccation provoque un rapprochement des particules et une réduction de leur nombre, par suite du regroupement des particules les plus fines, entraînant ainsi une augmentation du nombre moyen de feuillets (lorsque la succion augmente fortement, l'eau dans l'espace interfoliaire tend à être éliminée, la distance interfoliaire diminue et le nombre de feuillets par particule augmente, contrairement au gonflement qui les divise). La réorganisation de la phase solide dépend fortement des niveaux de succion appliqués (Tessier, 1984). Le départ progressif d'eau provoque ainsi une réduction du volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de succion ; la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait.

A l'échelle macroscopique, lors de la déshydratation des sols argileux, la rétraction des sols commence en surface. La différence de pression qui se développe à travers les interfaces air-eau dans les vides en bordure de l'échantillon, due au départ de l'eau, est responsable du phénomène de retrait (Yong et Warkentin, 1975). Ce retrait s'accompagne, bien entendu, de modifications importantes de la structure du sol argileux.

La courbe de retrait qui lie l'indice des vides à la teneur en eau volumique permet de caractériser les variations de volume d'un matériau au cours de la dessiccation et ainsi de comprendre le mécanisme de retrait (Figure 2.44).

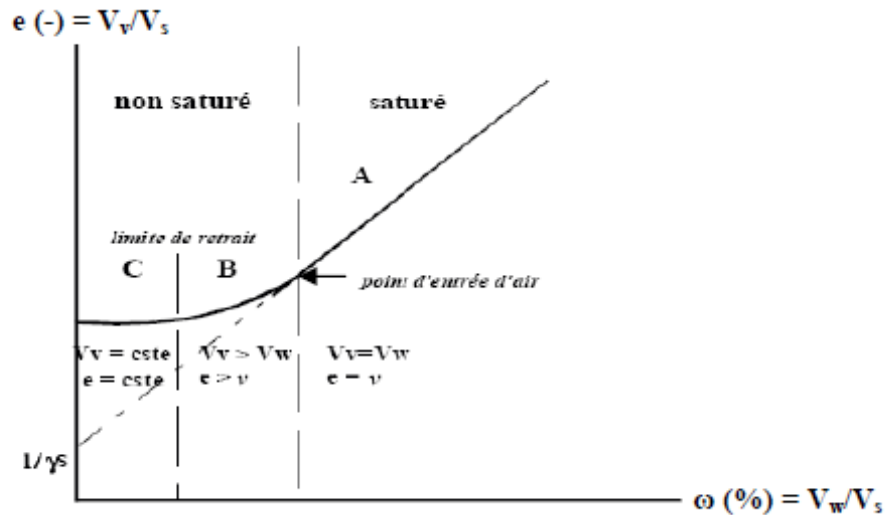


Figure 2.44 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (Tessier, 1984).

Au début du processus de séchage, le départ d'eau des macropores est compensé par une diminution du volume des vides sans provoquer de retrait significatif, ce qui est appelé le « retrait structural » (domaine A). Durant la diminution de la teneur, l'air pénètre dans le réseau poreux au point d'entrée d'air, une interface air-eau se forme dans les vides de surface avec une pression inférieure du côté convexe de l'interface. Cette différence de pression (ou succion), provoque un transfert d'eau de l'intérieur vers la surface du sol (Yong et Warkentin, 1975). Au cours de ce transfert, tant que cette pression est supérieure à la résistance qui oppose les particules à leur rapprochement, le sol se déforme. La variation de volume est ainsi proportionnelle à la quantité d'eau extraite du sol (Figure 2.44). Ce domaine, noté A, correspond au domaine saturé où le volume d'eau évaporée est compensé par une égale diminution du volume des vides internes qui est appelé *retrait normal* (Yong et Warkentin, 1975 ; Sitharam et al., 1995). Cette étape est accompagnée de variations des propriétés mécaniques du sol. Au-delà de ce point d'entrée d'air où une part du volume d'eau occupant les vides a été expulsée, la teneur en eau continue à décroître et la diminution du volume se poursuit mais avec une amplitude qui devient de plus en plus faible. La cohésion devient plus importante telle que la dessiccation n'est plus suffisante pour provoquer une variation significative du volume de l'échantillon, d'autant plus que l'indice des vides du sol a déjà beaucoup diminué. Le sol se dessèche, l'eau qu'il contient ne présente plus une structure continue, mais se localise aux points de contact entre grains solides. Toutefois, si la teneur en eau continue à décroître, la diminution du volume ou retrait se poursuit à

cause d'une réorganisation de la matrice argileuse, mais avec une amplitude qui devient de plus en plus faible et n'est plus proportionnelle à la variation de teneur en eau jusqu'à devenir quasiment nulle (domaine B). Ce domaine est appelé domaine de *retrait résiduel*.

Selon Yong et Warkentin (1975), la résistance au retrait est liée à l'interaction entre particules ou entre leurs couches d'hydratation et à la répulsion interparticulaire due aux forces responsables du gonflement. La limite supérieure de ce domaine, appelée point d'entrée d'air, correspond à la limite de saturation.

La limite de retrait correspond à la teneur en eau pour laquelle le sol commence à se désaturer sans déformation (domaine C). Ce domaine commence à la limite de retrait où les points de contact entre les particules est au maximum et où le volume de l'échantillon ne varie plus malgré le départ d'eau.

Yong et Warkentin (1975) cités par Sitharam et al. (1995) ont noté que si un sol argileux contient une large gamme de tailles de pores due à l'agrégation des particules et/ou à la présence de particules plus grossières, l'air peut entrer dans le sol dès le début du séchage et dans ce cas la variation de volume du sol ne peut pas être proportionnelle à la quantité d'eau extraite (la courbe ne possède pas la partie linéaire).

La limite de retrait d'un sol correspond, en pratique, à la teneur en eau pour laquelle le sol commence à se désaturer. Au-dessus de la limite de retrait, la déformation volumique est fonction linéaire de la teneur en eau. Cette linéarité est en général bien établie, quel que soit le sol (Sitharam et al., 1995 ; Delage et Cui, 2000). Les expériences menées par Sitharam et al. (1995) sur quatre sols de plasticité et de densité très différentes ont bien confirmé cette linéarité. Selon ces mêmes auteurs, le retrait volumique est plus élevé pour les sols composés de montmorillonites (jusqu'à 75 %) que ceux composés de kaolinites (limité à 3 %) (Figure 2.45). De plus, le chemin de retrait est indépendant de l'environnement (humidité relative et température) dans lequel le sol est séché. Par ailleurs, Audiguier (1979) a montré que la limite de retrait est liée non seulement à la minéralogie et à la granularité mais aussi à la structure du sol.

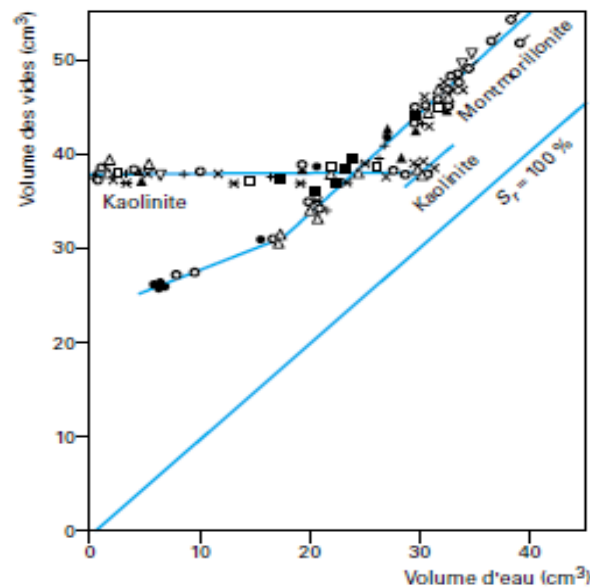


Figure 2.45 : Relation entre le volume des vides et le volume d'eau contenue dans deux argiles (Delage et Cui, 2000).

Des résultats similaires sont obtenus par Ejjaouani et al. (2013), lors de l'étude en laboratoire de l'humidification et du séchage d'un sol gonflant (Figure 2.46).

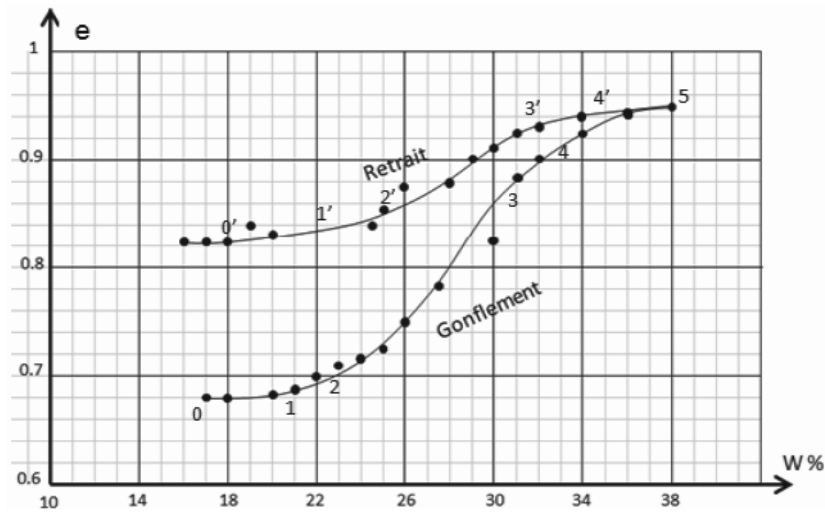


Figure 2.46 : Essais œdométriques de gonflement et de retrait d'un sol argileux (Ejjaouani et al., 2013).

Sur la courbe de retrait (points 5 – 0'), on constate :

- l'évaporation de l'eau libre dans les macropores sans modification de couche diffuse, avec un retrait d'ampleur limité (points 5 - 4') ;
- puis la désadsorption intense dans la macrostructure et la microstructure, génère un retrait intense du sol par suite de la diminution de l'épaisseur des enveloppes diffuses et par conséquent, la concentration des sels dans la solution interstitielle augmente (Points 4' - 2') ;
- enfin, apparition des liaisons moléculaires empêchant le retrait du sol et apparition des liaisons rigides accompagnant la diminution de la teneur en eau du sol sans diminution volumique (points 2' – 0').

Par ailleurs, ces résultats montrent que les courbes de gonflement (Points 0 – 5) et de retrait (points 5 – 0') ne sont pas superposables. Cette différence est le fait de la dissipation de l'énergie due au frottement interne du sol. L'énergie absorbée (dépensée) lors du gonflement n'est pas égale à l'énergie dégagée (produite) lors du retrait du même sol. Pendant le retrait du sol, il se produit un dégagement d'énergie irréversible dû aux frottements internes du sol.

2.6.7 Aptitude des sols au retrait/gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du sol, pendant le gonflement, rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement. Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont, néanmoins, très largement utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement.

Compte tenu éventuellement d'une évolution minéralogique au cours de l'histoire des dépôts, associée à la complexité des liaisons et interactions entre les minéraux, l'eau et les ions disponibles, on est souvent amené à adopter des schémas simplifiés ou des méthodes globales pour évaluer le gonflement. Qu'il soit défini en termes de pression de gonflement ou en termes de variation de volume, ce gonflement sera de nature et d'ampleur différente suivant qu'il s'agira d'une argile ou d'une autre, ou d'une même argile dans un état initial ou un autre.

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique par l'étude minéralogique. Plusieurs méthodes sont, couramment, employées pour l'identification minéralogique des sols argileux gonflant et rétractant : diffractométrie par rayon X, microscope à balayage électronique, etc. Mais toutes sont très lourdes et très coûteuses (Mouroux et al., 1988). Et tout compte fait, elles sont d'un faible intérêt pour les praticiens, puisqu'il ne s'agit que d'une identification minéralogique qui ne dit rien sur le pourcentage de gonflement, la pression de gonflement, la teneur en eau, la succion, et le retrait, etc. L'évaluation des risques géotechniques, agronomiques et environnementaux liés au retrait/gonflement des sols a, donc, nécessité la mise au point de méthodes de mesures permettant de quantifier cette propriété (retrait/gonflement). L'étude des propriétés du retrait/gonflement s'est développée, alors, avec le souci principal de résoudre les problèmes posés par les sols argileux. Les méthodes de prédiction de gonflement couramment utilisées ont, d'abord, été développées pour estimer le changement de volume dans les sols saturés. Ces méthodes ont été, par la suite, améliorées avec la progression et surtout la compréhension du comportement des sols non saturés. La quantification du phénomène de gonflement et de retrait par des paramètres macroscopiques est essentielle du point de vue de dimensionnement des ouvrages en Génie civil. Dans ce qui suit, Nous énumérons les méthodes (directes et indirectes), tirées de la littérature, permettant de caractériser le retrait/gonflement des sols argileux. Les méthodes indirectes, reliant le retrait/gonflement aux paramètres géotechniques, permettent d'identifier qualitativement les sols sensibles à ce phénomène, alors que les méthodes directes caractérisent et quantifient précisément le comportement gonflant et rétractant d'un sol argileux à partir d'essais mécaniques en laboratoire.

2.6.7.1 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques appelées aussi méthodes de classification sont souvent des mesures indirectes car elles recourent rarement à l'analyse minéralogique ou à des essais mécaniques. Elles consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechnique comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau et la mass volumique sèche qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement et le retrait des argiles. Une identification primaire, à partir des résultats d'essais géotechniques simples, peut donc, présenter un intérêt considérable. La littérature contient un grand nombre d'approches empiriques qui permettent d'appréhender le potentiel de gonflement des sols (Altmeyer, 1955 ; Seed et al., 1962a ; Ranganatham et Satyanarayana, 1965 ; Komornik et David, 1969 ; Vijayvergiya et Gazzhaly, 1973 ; Mouroux et al., 1988 ; Derriche et Kebaili, 1998 ; Haas et al., 2015 ; Pothier et al., 2015 ; Yassien et al., 2015 ; Cantillon et al., 2017).

L'emploi de ces approches permet d'estimer rapidement si ce potentiel est faible, moyen ou élevé et donc si le phénomène est à prendre en compte ou non.

Nous donnons quelques méthodes empiriques les plus utilisées :

1. Altmeyer (1955) a proposé une classification de l'aptitude au gonflement des sols en fonction de la limite de retrait w_s (Tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955).

Limite de retrait w_s (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10-12	Critique
> 12	Faible

2. Holtz (1959) a donné une classification de gonflement de sols en fonction de la teneur en colloïdes C_1 (C_1 , pourcentage massique des particules inférieures à $1\mu\text{m}$), l'indice de plasticité I_p et la limite de retrait w_s (Tableau 2.7) :

Tableau 2.7 : Classification du potentiel de gonflement des sols d'après les caractéristiques géotechniques (Holtz, 1959).

Potentiel du gonflement	Potentiel du gonflement	Teneur en colloïdes C_1 (%)	I_p (%)	w_s (%)
Très élevé	> 30	> 28	> 35	< 11
Elevé	20-30	20-31	25-41	7-12
Moyen	10-20	13-23	15-28	10-16
Faible	< 10	< 18	< 18	< 15

3. Seed et al. (1962a) ont utilisé une méthode d'estimation du potentiel de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile (pourcentage massique des particules inférieures à $2\mu\text{m}$) du sol et à l'activité du matériau A_c (Figure 2.47). Le tableau 2.8 montre l'estimation du potentiel du gonflement en fonction de l'indice de plasticité I_p :

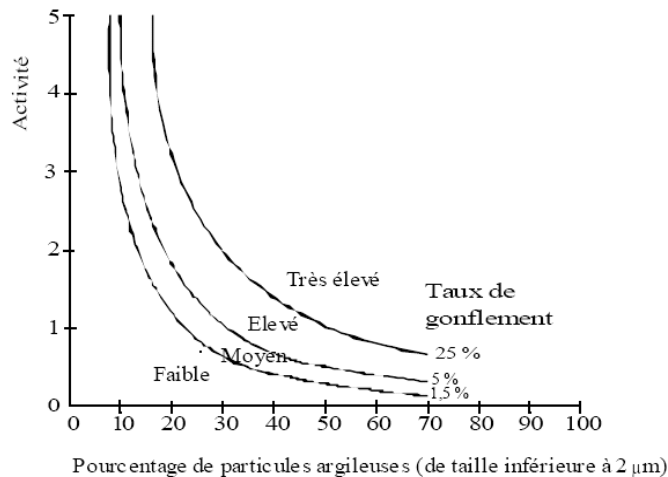


Figure 2.47 : Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962a).

Tableau 2.8 : Potentiel de gonflement (Seed et al., 1962a).

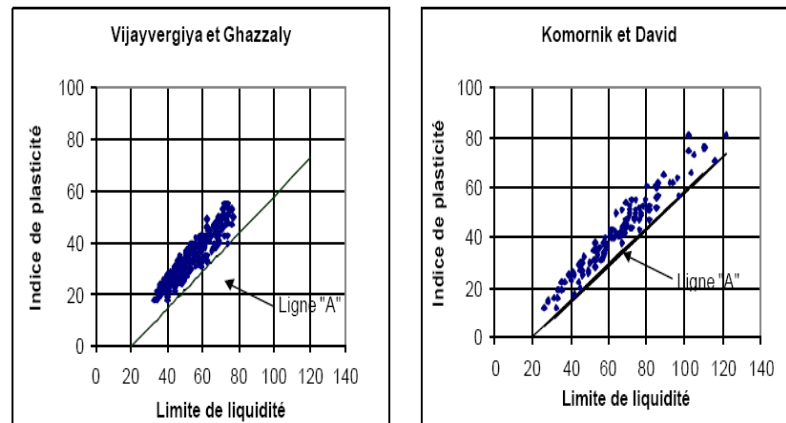
Indice de plasticité I_p (%)	Potentiel de gonflement
> 35	Très élevé
20-35	Elevé
10-20	Moyen
0-10	Faible

4. Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont déterminé une relation entre l'indice de retrait I_s et le potentiel de gonflement pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa en s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al. (1962) (Tableau 2.9).

Tableau 2.9 : Potentiel de gonflement Ranganatham et Satyanarayana (1965).

I_s	Potentiel de gonflement
0-20	Faible
20-30	Moyen
30-60	Fort
> 60	Très fort

5. Vijayvergia et Ghazzaly (1973), tout comme Komornik (1969), ont constaté que la ligne « A », définie par Casagrande en (1948) dans le diagramme de plasticité et d'équation $I_p = 0,73 (w_L - 20)$, sépare les sols gonflants des sols non gonflants. Les sols gonflants sont au dessus de la ligne « A » et les sols non gonflants sont au dessous de la ligne « A », comme indiqué sur la figure 2.48 ci-dessous. Cependant, une argile se situant au dessus de la ligne « A » n'est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

**Figure 2.48** : Caractérisation des sols gonflants.

6. Dakshanamurthy et Raman (1973) se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande (1948) pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme qui comprend la ligne « A » de séparation des sols gonflants est divisé en six zones, le long de l'axe des abscisses, comme montré sur le tableau 2.10 :

Tableau 2.10 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973).

Limite de liquidité w_L	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
> 90	Gonflement critique

7. Bigot et Zerhouni (2000) ont proposé un classement en fonction de l'indice de plasticité I_p , le pourcentage de passant au tamis de 80 μm et de la valeur de bleu V_{BS} (Tableau 2.11).

Tableau 2.11 : Potentiel de gonflement (Bigot et Zerhouni, 2000).

Indice de plasticité I_p (%)	Pourcentage de passant au tamis de 80 μm (%)	Valeur de Bleu V_{BS} (g/100g de sol)	Susceptibilité de variation de volume de sol
> 30	> 90	> 6	Forte
$15 < I_p < 30$	> 50	$2 < V_{BS} < 6$	Moyenne
< 15	< 50	$2 <$	Faible

2.6.7.2 Méthodes indirectes (corrélations indirectes)

L'estimation donnée par les méthodes précédentes n'est pas suffisante pour la cratérisation des sols gonflants car le calcul génie civil nécessite une base de données. Nombreux sont les auteurs qui ont travaillé sur les équations empiriques afin de pouvoir donner des valeurs pour l'expression de gonflement, à savoir la pression de gonflement σ_g et le taux de gonflement ε_g , à partir des essais simples (limites d'Atterberg, pourcentage de fraction argileuse et les conditions d'état initial). Ces équations empiriques appelées méthodes indirectes consistent à établir des corrélations entre le taux de gonflement, la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques d'identification. Caractériser le phénomène de gonflement à partir des propriétés géotechniques et des limites d'Atterberg est une approche séduisante, car ces mesures sont à la fois simples, fiables et peut être plus représentatives, si l'on ne cherche à identifier avec certitude un problème sans vouloir le quantifier finement. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de son gonflement, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le taux de gonflement et/ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et/ou mécaniques.

Quelques formules empiriques sont résumées comme suit :

1. la déformation de gonflement ε_g d'un échantillon confiné latéralement, en présence d'eau, sous une surcharge de 7 kPa et préalablement compacté à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximale de l'essai de compactage (AASHO), est estimée par Seed et al. (1962a) en fonction de l'indice de plasticité I_p du sol :

$$\varepsilon_g = 21,6 \cdot 10^{-5} I_P^{2,44}$$

Cette relation, obtenue par une étude statistique des résultats expérimentaux, s'applique aux sols contenant entre 8% et 65% d'argile. La comparaison de cette formule avec les résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur d'environ 33% sur le gonflement libre.

2. Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont déterminé une relation entre l'indice de retrait I_S et le potentiel de gonflement ε_g pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa en s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al. (1962) :

$$\varepsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-5} (I_S)^{2,67}$$

Cette relation leur a permis de classer le potentiel de gonflement d'un sol en fonction de son indice de retrait I_S , ($I_S = w_L - w_S$).

3. Komorník et David (1969) ont travaillé, plus particulièrement, sur des sols non remaniés provenant d'Israël. Les nombreux essais ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible entre le gonflement libre ε_g (%) et l'indice de plasticité I_P :

$$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_P ; \text{ pour les marnes ;}$$

$$\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_P ; \text{ pour l'argile.}$$

La fourchette d'erreur est de 25%.

4. Komornik et David (1969) ont proposé une estimation de la pression de gonflement σ_g (kPa), en tenant compte à la fois de la densité sèche γ_d (kg /m³) et la teneur en w_L (%) :

$$\lg \sigma_g = 0,0208 w_L + 0,000665 \gamma_d - 0,0269 w + 0,132$$

5. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont montré que, pour des échantillons remaniés, le taux de gonflement ε_g (%) et la pression de gonflement σ_g (kPa) d'un sol sont des fonctions semi logarithmiques linéaires décroissantes de la teneur en eau w (%) et linéaires croissantes de la densité sèche γ_d (kg /m³), pour une limite de liquidité w_L (%) donnée :

$$\lg \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,0083 w + 0,458$$

$$\lg \sigma_g = 0,033 w_L - 0,0083 w - 1,967$$

$$\lg \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,00321 \gamma_d - 6,692$$

$$\lg \sigma_g = 0,033 w_L + 0,00321 \gamma_d - 5,154$$

6. Brackley (1975) a déterminé une relation générale entre le potentiel de gonflement et les principales caractéristiques du sol :

$$\varepsilon_g = \left(5,3 - \frac{1,47e}{I_p} \lg P \right) (0,525I_p + 4,08 - 0,85w)$$

e : Indice des vides ;
 w : teneur en eau (%) ;
 P : pression de surcharge (kPa).

L'état initial du sol est ainsi pris en compte par l'intermédiaire de l'indice des vides e et la teneur en eau w ainsi que la pression appliquée P.

La pression de gonflement σ_g est, alors, définie, pour une déformation de gonflement nulle, par :

$$\lg \sigma_g = 5,3 - 1,47 \frac{e}{I_p}$$

1. O'Neil et Ghazzaly (1977) ont exprimé le taux de gonflement ε_g (%) en fonction de la teneur en eau w et la limite de liquidité w_L comme suit :

$$\varepsilon_g = 2,77 + 0,131w_L - 0,271w$$

2. Une nouvelle expression du taux de gonflement ε_g (%) est donnée par Brackley (1983) en fonction de la succion :

$$\varepsilon_g = \lg \frac{I_p - 10}{10} \lg \frac{u_c}{p}$$

u_c : succion au milieu de la couche de sol considéré (kPa) ;
 P : contrainte verticale dans le sol (kPa) ;
 I_p : indice de plasticité.

3. Chen (1988), s'appuyant sur les travaux de Kassif et Baker (1971), a conclu que la pression de gonflement n'est pas affectée par la teneur en eau pourvu que la densité sèche soit constante.
4. Guiras-Skandaji (1996) lié le taux de gonflement ε_g (%) à la teneur en eau w (%) par la formule suivante :

$$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571w$$

5. Yilmaz (2006) a lié le taux de gonflement ε_g (%) en fonction de la limite de liquidité w_L (%) et la capacité d'échange de cationique CEC (méq/100g) :

$$\varepsilon_g = 0,155 w_L - 0,0763 \text{ CEC} - 2,04$$

2.6.7.3 Ajustement des corrélations empiriques

De nombreux auteurs ont utilisé ces corrélations empiriques et/ou procédé à leurs ajustements en fonction des paramètres d'état et d'identification, pour les

appliquer et/ou adapter aux sols étudiés (Bekkouche et al., 2001 ; Derriche et Kebaili, 1998 ; Hachichi et Fleureau, 1999 ; Cantillon et al., 2017).

Pour étudier la prévision de gonflement des argiles de Tlemcen (Algérie), Bekkouche et al. (2001) ont effectué des ajustements pour les équations de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) :

- a) Pour l'amplitude du gonflement, les modèles retenus sont :

$$\log S_p = -0,008 Z + 0,27 A - 0,02 T_{ca} + 0,016 S_r - 0,16;$$

$$\log S_p = -0,1 Z + 1,06 A + 0,22 \gamma_d - 0,04 w_n + 0,82.$$

- b) Pour la pression de gonflement, les modèles retenus sont :

$$\log P_s = 0,01 I_p + 1,26 \gamma_d - 0,008 w_n - 0,1M - 2,179;$$

$$\log P_s = -0,001 I_p + 0,024 w_L + 0,1 M - 0,713.$$

Les paramètres A, C, Z, w_n , w_L , γ_d , I_p et T_{ca} représentent respectivement l'activité, la teneur en argile (%), la profondeur (m), la teneur en eau naturelle (%), la limite de liquidité (%), le poids volumique sec (kN/m^3), l'indice de plasticité et la teneur en carbonate (%). Cette étude a montré que la prévision peut être considérablement améliorée en cherchant des modèles propres à chaque famille d'argile. Ce qui a, déjà, été mis en évidence dans l'étude de Derriche et Kebaili (1998) sur le caractère gonflant des argiles d'In-Aminas. En effet, en comparant les prévisions de neuf modèles donnant les amplitudes de gonflement en fonction des paramètres géotechniques et la profondeur de prélèvement au gonflement des éprouvettes d'argile d'In-Aménas sous charges verticales supérieures à la pression verticale naturelle, Derriche et Kebaili (1998) ont montré que les prévisions doivent être effectuées de préférence avec des relations calées sur le comportement des argiles du site, plutôt que d'utiliser des relations provenant d'autres régions et d'autres argiles. Un exemple des résultats de cette comparaison est montré sur la figure 2.49.

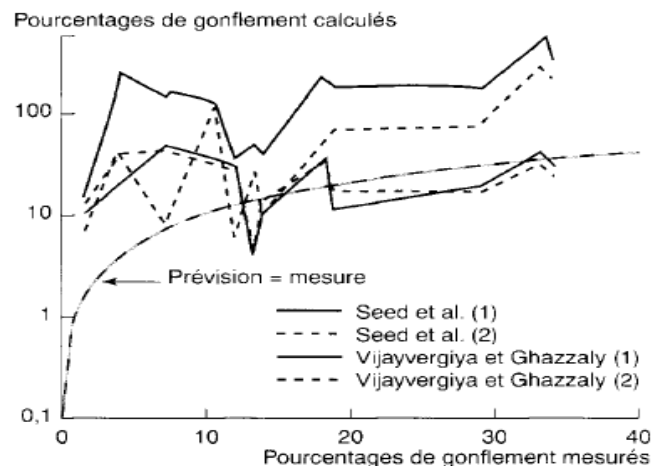


Figure 2.49 : Relation entre les pourcentages de gonflement mesurés et ceux calculés (Derriche et Kebaili, 1998).

Des écarts non négligeables sont observés entre les mesures et les calculs, ce qui montre que, globalement, les modèles étudiés sont inadéquats pour prédire le gonflement des sols d'In-Aménas. Tous les modèles utilisés surestiment le pourcentage de gonflement

des éprouvettes testées. Cette surestimation systématique peut provenir du fait que les modèles de prévision sont souvent établis à partir d'échantillons artificiellement préparés alors que les sols de cette étude sont naturels. Le remaniement des sols provoque la rupture des liaisons existant entre les particules à l'état naturel, ce qui a pour effet d'augmenter le potentiel de gonflement. Tenant compte de résultats obtenus, une procédure d'ajustement avec une analyse de régression a été réalisée pour caler les modèles aux conditions des argiles d'In-Aménas. La figure 2.50 présente, les résultats obtenus après ajustement des modèles.

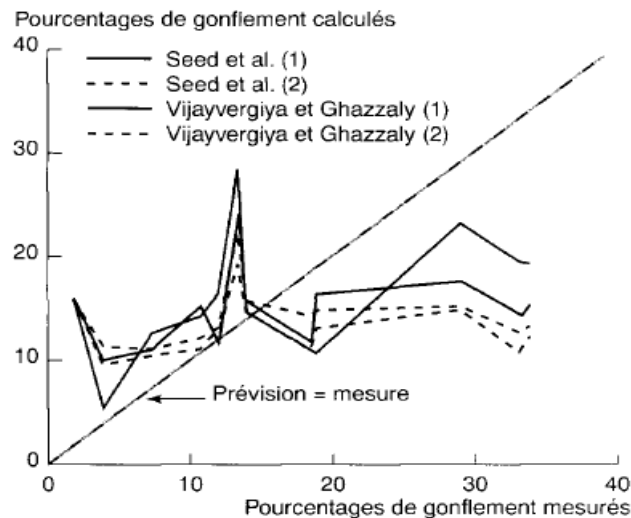


Figure 2.50 : Relation entre les pourcentages de gonflement mesurés et calculés après ajustement des données au site d'In-Aménas (Derriche et Kebaili, 1998).

Cette figure montre que les prévisions ont été améliorées et que les points se trouvent maintenant de part et d'autre de la première bissectrice pour tous les modèles. La différence entre les coefficients originaux et ceux qui ont été déduits de l'analyse de l'ajustement (régression) laisse penser que le gonflement des sols d'In-Aménas est affecté par d'autres paramètres qui n'apparaissent pas dans les modèles (Derriche et Kebaili, 1998). Ces paramètres non pris en compte dans les modèles de prévision peuvent tenir de la nature minéralogique du sol et de sa structure interne. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Yigzaw (2009).

2.6.7.4 Méthodes directes

La mise au point et l'évaluation des procédures d'essais de gonflement des sols et des roches en laboratoire ont suscité de nombreux travaux. Le processus de gonflement met en jeu simultanément différents facteurs et divers phénomènes physiques, ce qui complique singulièrement les démarches entreprises tant sur le plan expérimental que théorique. Les procédures d'essais de gonflement tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflants et d'une longue pratique empirique. Il existe une multitude de procédures d'essais de gonflement (Serratrice et Soyez, 1996). Trois techniques sont le plus souvent citées dans la

littérature : l'essai de gonflement libre, l'essai de gonflement à différentes charges constantes et l'essai de gonflement à volume constant.

L'œdomètre traditionnel reste l'appareillage préconisé par les instances de normalisation internationale pour la réalisation des essais de gonflement. Les différentes procédures sont basées sur des essais par paliers et non par chargement continu, avec imbibition sans utilisation d'une contre-pression (mise en imbibition et non pas en saturation) (Serratrice et Soyez, 1996). Les trois méthodes décrites entre autres par Serratrice et Soyez (1996) ; Bigot et Zerhouni (2000) ont fait l'objet de normes : méthode à gonflement libre ASTM D 4546-90 (1990, méthode A), méthode sous charges constantes (essais en parallèle), AFNOR NF XP 94- 091 (1995) et ASTM D 4546-90 (1990, méthode B) et méthode à volume constant, ASTM D 4546-90 (1990, méthode C).

1) Méthode de gonflement libre

Après montage d'une éprouvette dans une cellule œdométrique, celle-ci est soumise au processus d'imbibition sous une charge correspondant au poids du piston. Les déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale correspond au potentiel de gonflement. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, le chargement s'effectue de manière progressive par paliers, selon un taux de chargement choisi. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (Figure 2.54), méthode 1). Cette méthode n'existe pas dans la norme AFNOR. Elle peut se faire sur un œdomètre ou un appareil triaxial (Figure 2.51).

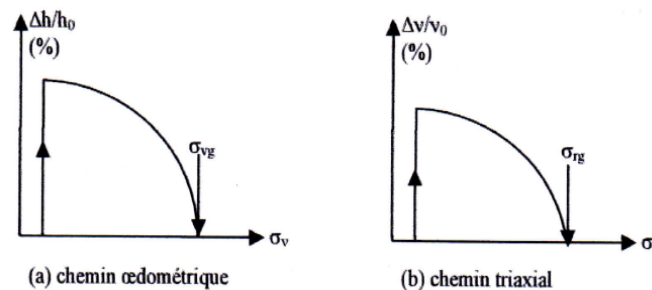


Figure 2.51 : Méthode de gonflement libre aux appareils œdométrique et triaxial.

Le mode de chargement influe sur la valeur de la pression de gonflement. Guiras-Skandaji (1996) a montré que la pression de gonflement déterminée à partir des essais de gonflement libre dépend de la vitesse de chargement. Un chargement rapide, après 24 heures, aboutit à une pression de gonflement plus élevée qu'un chargement lent (à la fin de la consolidation primaire : après stabilisation des déformations). L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le gonflement libre, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement).

L'inconvénient est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol, lorsqu'il subit un gonflement sous confinement (Brackley, 1975 ; El Sayad et Rabbaa, 1986).

2) Méthode de gonflement sous charge constante

Pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente, on peut utiliser la méthode dite gonflement sous charge constante, appelée aussi méthode de gonflement en parallèle. Cette méthode consiste à placer plusieurs éprouvettes identiques, au moins quatre selon la norme AFNOR XP 94-091 (1995), d'un même matériau dans des cellules œdométriques. Chaque éprouvette est soumise à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou pression isotrope à l'appareil triaxial). La pression verticale à appliquer doit être différente pour chacun des échantillons (Figure 2.54, méthode 2). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement en procédant à l'imbibition de l'éprouvette sous contrainte, jusqu'à stabilisation des déformations. En traçant la courbe de la déformation volumique en fonction de la pression appliquée, lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à la déformation nulle qui est la pression de gonflement (Figure 2.52).

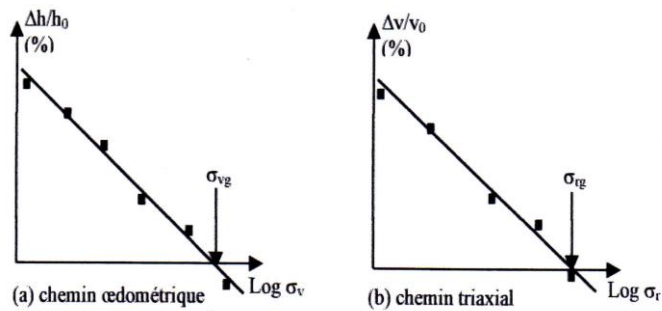


Figure 2.52 : Méthode de gonflement sous charges aux appareils œdométrique et triaxial.

Les normes AFNOR et ASTM (méthode B) sont différentes sur le mode d'application de la charge verticale. Dans la norme AFNOR une stabilisation des déformations est nécessaire avant de débiter l'imbibition, alors que dans la procédure ASTM (méthode B) la charge appliquée est suivie de l'imbibition 5 minutes après. Cette méthode présente l'avantage de soumettre le sol à des conditions proches de la réalité. Chaque éprouvette étant un élément représentatif du massif de sol. Cependant, elle présente l'inconvénient d'avoir à tester simultanément des éprouvettes de matériaux présentant une certaine hétérogénéité (sols naturels en général). Il est dans ce cas difficile de définir la pression de gonflement.

Selon Sridharan et al. (1986) ; Guiras-Skandaji (1996) et Yahia-Aissa (1999), la courbe de déformations est une droite, tandis que Chu et Mou (1973) cités par Chretien (2010) notent que la courbe est exponentielle et pour Philipponnat (1991) c'est une droite ou parabole. Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de la hauteur sous une pression donnée. Guiras-Skandaji (1996) a montré que l'humidification de l'échantillon au moment du chargement ou après préconsolidation sous charge constante influe sur les déformations finales et la pression de gonflement. Le comportement lors de l'humidification, après consolidation, engendre des déformations plus importantes et par conséquent une pression de gonflement plus importante. Ainsi, pour les faibles charges, l'ordre de l'humidification de l'échantillon n'a pas une grande influence sur les déformations finales alors que pour les fortes charges l'écart peut être important.

3) Méthode de gonflement sous volume constant

Le principe de cette méthode est de procéder à l'imbibition d'une éprouvette, tout en maintenant son volume constant (Figure 2.54, méthode 3). Au cours de cet essai, contrairement à la procédure du gonflement libre, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer. Cet essai ne fait pas l'objet d'une norme AFNOR. Selon la norme ASTM (méthode C), l'échantillon est soumis, avant l'humidification, à une pression verticale voisine des conditions in situ ou d'une pression de gonflement estimée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. A l'œdomètre ceci consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse, afin d'empêcher la déformation de hauteur et mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale (Figure 2.53a) à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti. Pour l'appareil triaxial (Figure 2.53b), la contrainte de gonflement est aussi mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume.

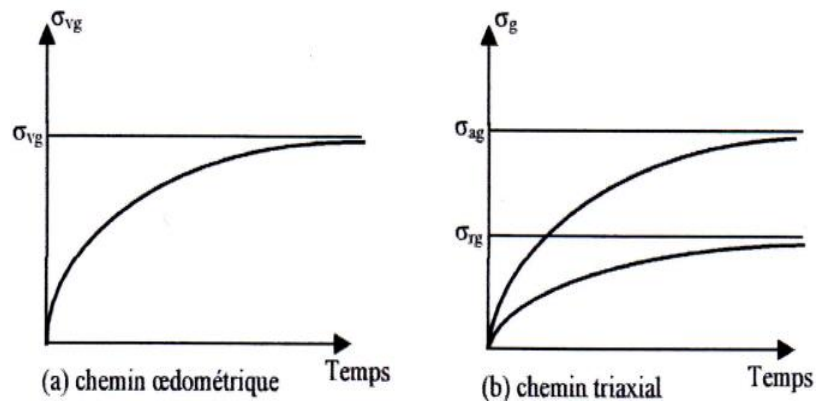


Figure 2.53 : Méthode de gonflement à volume constant.

Il y a lieu de noter que le mécanisme de gonflement à volume constant modifie et réorganise la structure interne de minéraux argileux, l'éprouvette conserve son énergie potentielle et l'eau trouve accès aux micro-vides internes. Certains auteurs (Alonso et al., 1999 ; Cuisinier, 2002) ont constaté, en utilisant cette méthode, que la pression passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation. Ces auteurs expliquent ce phénomène par une plastification de l'éprouvette au cours de l'hydratation. En même temps que la succion diminue et que la pression de gonflement augmente, la résistance entre les agrégats du sol diminue. Ainsi, les particules s'effondrent et provoquent la chute de la pression de gonflement.

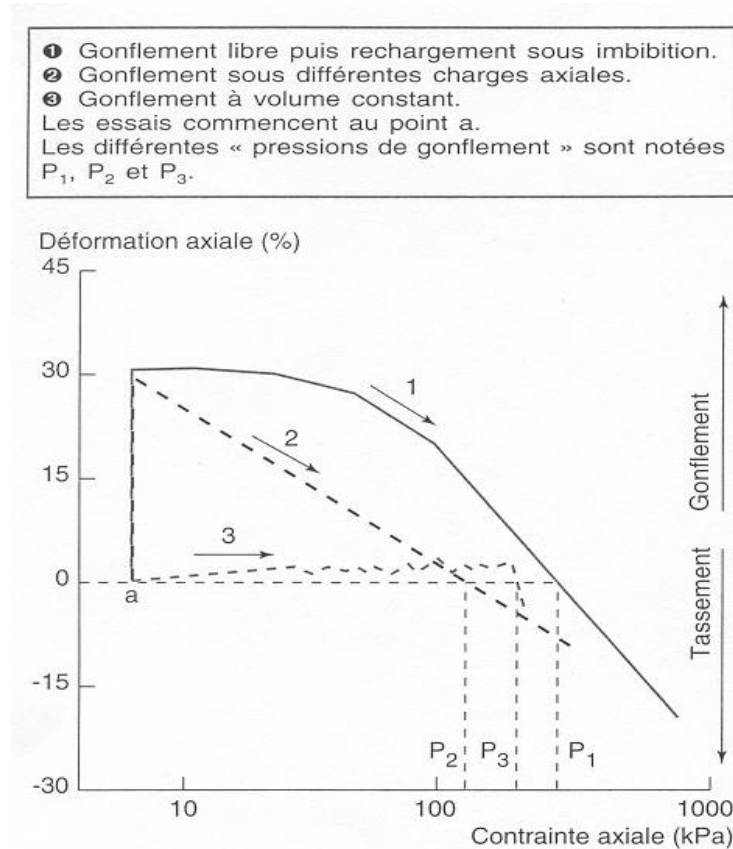


Figure 2.54 : Différentes méthodes d'essais de gonflement (Sridharan et al., 1986).

Tous ces essais peuvent être réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés. Le choix de la méthode pour estimer le gonflement dépend du problème posé et du but recherché. Chaque méthode d'essai tente de simuler le plus fidèlement possible les conditions aux limites sur le terrain en fonction du type de comportement de l'ouvrage. La mesure peut se faire soit dans les cellules œdométriques soit dans les cellules triaxiales. L'œdomètre étant le plus couramment utilisé par de nombreux chercheurs (Holtz et Gibbs, 1956 ; Jennings et Knight, 1957 ; Lambe et Whitman, 1969 ; Guiras-Skandaji, 1996, etc.). Cependant, la préparation de l'éprouvette pour des essais œdométriques est délicate et la mesure des paramètres de gonflement est très influencée par le jeu radial de l'échantillon dans l'appareil. Le frottement sur les parois de l'œdomètre, en gonflement libre, augmente la pression de gonflement mesurée et diminue le potentiel de gonflement (Tabani, 1999) ; les parois peuvent alors être lubrifiées pour diminuer ce frottement (Tisot et Aboushook, 1983). En revanche, l'appareil triaxial présente plus d'avantage dans la mesure où les pressions latérales sont contrôlées et les chemins de contraintes subis par l'échantillon sont connus. Il permet aussi, d'affranchir partiellement des défauts géométriques des éprouvettes (Tisot et Aboushook, 1983).

Toutes ces méthodes ne donnent pas les mêmes valeurs de pression de gonflement. Ainsi, afin d'identifier celle qui serait la plus cohérente avec les valeurs mesurées in-situ de nombreux auteurs ont appliqué ces différentes méthodes à des sols identiques (Sridharan et al., 1986). Pour des sols composés de montmorillonite, ils ont noté que :

- la méthode du gonflement libre, ayant libérée tout son potentiel de gonflement, surestime la pression de gonflement ;
- la méthode par chargement de plusieurs éprouvettes donne une valeur inférieure ;
- la méthode du gonflement à volume constant donne une valeur intermédiaire (ou moyenne).

Ces mêmes auteurs ont aussi montré que, suivant le chemin de contraintes suivi au cours du gonflement, les valeurs de pression de gonflement obtenues peuvent être différentes. La pression de gonflement n'est donc pas une grandeur intrinsèque du matériau mais dépend fortement du chemin de chargement.

D'autres méthodes de détermination des paramètres de gonflement ont été mises au point, la plupart dérivent des protocoles classiques améliorés par des moyens de contrôle automatiques. Parmi ces méthodes, on peut citer : la méthode de gonflement à double œdomètre (Jennings et Knight, 1957) ; la méthode d'Huder et Amberg (1970) ; les méthodes LCPC (Magnan et al., 1985) ; les méthodes de Sridharan et al. (1986) et la méthode de Windal (2001).

Un exemple d'essai de consolidation œdométrique selon la méthode LCPC (Magnan et al., 1985) est présenté sur la figure 2.55. Cette figure présente les résultats des travaux effectués par Khemissa et Mekki (2008) sur un sol argileux de M'sila (Algérie).

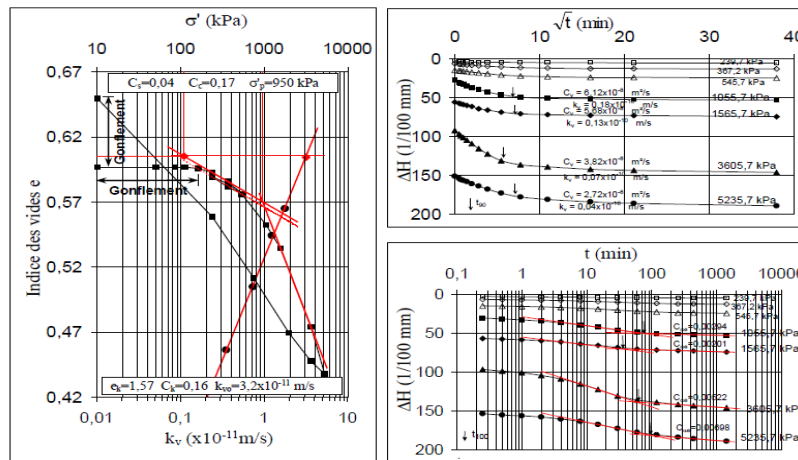


Figure 2.55 : Résultats d'essais de consolidation œdométrique (Khemissa et Mekki, 2008).

Les caractéristiques de gonflement et de retrait sont montrées respectivement sur les figures 2.55 ; 2.56 et 2.57. Le principe d'exécution de ces essais est expliqué dans la littérature (Serratrice et Soyez, 1996 ; Bekkouche et al., 2002 ; Zerhouni et al., 2002). L'essai de gonflement à l'œdomètre (Figure 2.56) est effectué par chargement d'une seule éprouvette par plusieurs paliers de charges (CEBT) et conformément à la norme ANFOR XP P94-091 (chargement de plusieurs éprouvettes, chacune par une charge maintenue constante). D'autre part, deux essais de dessiccation sont effectués, pour déterminer la limite de retrait conventionnelle, conformément à la norme NF P 94-060-1 et trois essais de dessiccation sont effectués sur un prélèvement non remanié, pour

déterminer la limite de retrait effective, conformément à la norme NF P 94-060-2 (Figure 2.57).

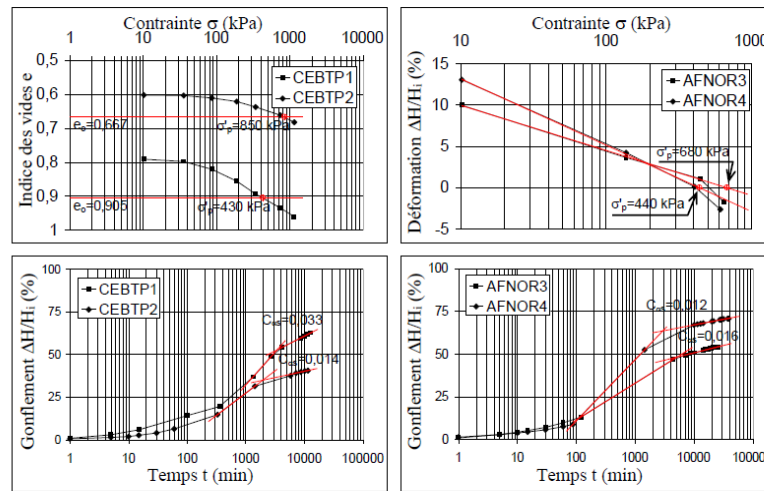


Figure 2.56 : Résultats d’essais de gonflement à l’œdomètre (Khemissa et Mekki, 2008).

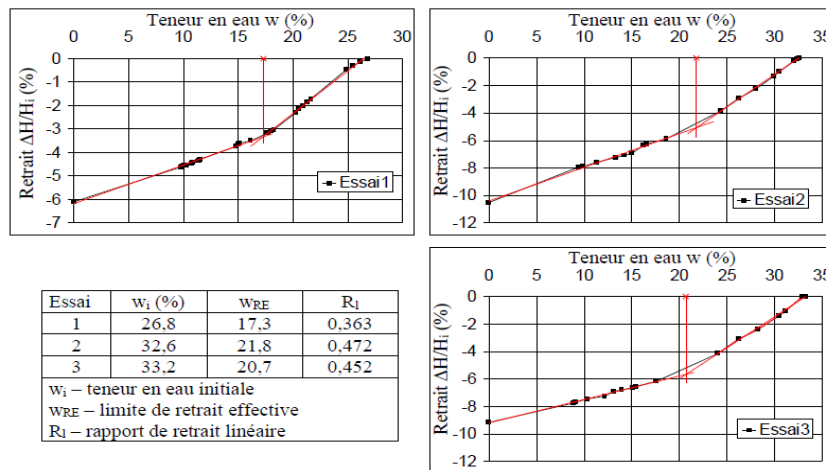


Figure 2.57 : Résultats d’essais de dessiccation sur échantillons non remaniés (Khemissa et Mekki, 2008).

Ces résultats montrent que les valeurs du gonflement dépendent fortement des conditions initiales et de la méthode d’essais considérée. Les valeurs les plus élevées sont présentées par la méthode CEBTP. Ceci confirme, selon Khemissa et Mekki (2007), les conclusions notées par d’autres auteurs (Sridharan et al., 1986 ; Hachichi et Fleureau, 1999).

Les résultats obtenus par Yigzaw (2009) vont dans le même sens : les valeurs de la pression de gonflements mesurées sont assez différentes d’une méthode à l’autre. La variation de la pression de gonflements avec les conditions initiales et le chemin de contrainte appliquée montre que la pression de gonflement n’est pas un paramètre intrinsèque du sol considéré. Même pour une même méthode, les valeurs obtenues varient. La pression de gonflement correspond à la pression pour laquelle l’échantillon repasse par la valeur de l’indice des vides initial (Figure 2.58).

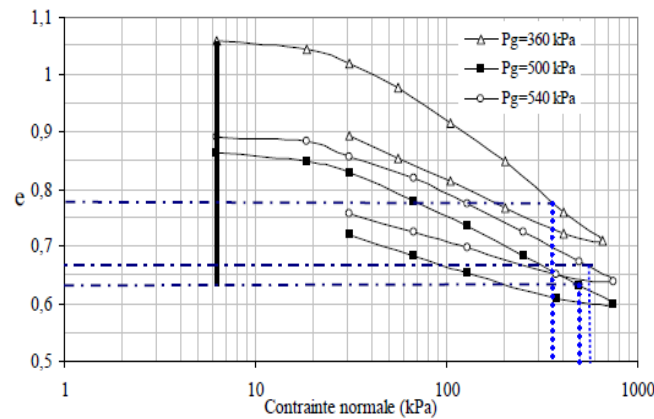


Figure 2.58 : Méthode de gonflement libre suivie d'une consolidation pour trois indices des vides initiaux différents (Yigzaw, 2009).

En outre, la différence de comportement observée par Yigzaw (2009) entre les échantillons intacts et remaniés peut être attribuée à la présence de liaisons (ou de ciment) entre les grains qui s'opposent au pouvoir gonflant des argiles, dans le cas des sols à l'état intact. En revanche, à l'état remanié, la rupture des liaisons entre les minéraux et la déstructuration du sol facilite l'accès d'eau et leur permet ainsi d'exprimer leurs propriétés de gonflement. Cela veut dire, en termes d'effet de structure, que l'espace poreux disponible dans le sol et les liaisons entre les grains qui lui sont associés, jouent un rôle dans la variation de volume observée à l'échelle macroscopique. Ces observations sont en accord avec les observations faites par Derriche et Kebaili (1998) et Serratrice (2007) qui ont noté que la seule connaissance de composition minéralogique ne permet pas d'expliquer le comportement des sols en présence d'eau, et que leurs structures internes jouent un rôle prépondérant au court du gonflement/retrait.

2.6.7.5 Méthodes directes

1) Méthodes de prévision de retrait et du gonflement des sols

Selon Briaud et al. (2003), toute méthode de prévision de retrait et de gonflement d'un massif de sol associés aux variations de sa teneur en eau doit, nécessairement, tenir compte des éléments suivants :

- la profondeur z_{\max} des fluctuations du paramètre principal (teneur en eau ou succion) ;
- la variation de la teneur en eau Δw ou de la succion Δu en fonction de la profondeur et du temps dans la profondeur z_{\max} ;
- la loi reliant la succion ou la teneur en eau au changement de volume du sol.

Parmi ces méthodes Briaud et al. (2003) citent :

- la méthode dite PVR ou Potential Vertical Rise (McDowell, 1956) ;
- la méthode Clod test (Miller et al., 1995) ;
- les méthodes de succion (McKeen, 1992 ; Lytton, 1994 ; PTI, 1996).

La méthode PVR ne prévoit pas directement z_{\max} , le Clod test ne prévoit ni z_{\max} ni la variation de la teneur en eau ou de la succion en fonction de la profondeur. En revanche, les méthodes de succion permettent d'évaluer la profondeur z_{\max} à partir de mesures de profils de succion et de données climatiques ainsi que d'autres observations faites sur le site. Ces méthodes prévoient, typiquement, la variation de la succion en fonction de la profondeur.

La loi liant la variation relative de l'épaisseur d'une couche de sol $\frac{\Delta H}{H}$ au changement de la succion dans cette couche McKeen (1992) est la suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = \gamma_h \cdot f \cdot s \cdot g \left(\frac{u_f}{u_i} \right) \quad (2.16)$$

Avec :

γ_h : indice de compression en fonction de la succion ;

f : facteur latéral de contrainte ;

s : coefficient de l'effet de charge ;

u_i : valeur initiale de la succion ;

u_f : valeur finale de la succion.

L'indice de compression γ_h en fonction de la succion est déterminé à partir d'une corrélation avec les limites d'Atterberg et le pourcentage d'argile (PTI, 1996 ; Volflo Manual, 1996) ou à partir des essais de laboratoire tel que le Clod test (Perko et al., 2000).

L'avantage des méthodes de calcul en fonction de la succion est que la succion est un paramètre fondamental dans l'équation différentielle régissant le mouvement du sol et que beaucoup de recherches récentes ont été effectuées sur ces méthodes. Sauf que la succion n'est pas un paramètre facile à obtenir contrairement à la teneur en eau. Les données sur la succion disponibles dans les bureaux d'études géotechniques sont pour cette raison très limitées et l'équation 2.16 n'est appliquée que pour les valeurs limites de succion.

2) Méthode de la teneur en eau

Pour parer aux inconvénients des méthodes citées ci-dessus et résoudre les difficultés rencontrées dans leurs applications, une méthode est proposée (Briaud et al., 2003). Le développement de cette méthode et sa base théorique sont présentés dans la section suivante.

Cette méthode a pour objectif d'estimer le mouvement du sol qui gonfle et se contracte en fonction des variations de la teneur en eau.

La teneur en eau gouverne la déformation du sol et il est suggéré d'utiliser l'essai de retrait pour établir la relation entre la variation de la teneur en eau et la variation de volume induite. Il faut, d'autre part, déterminer les variations de la teneur en eau en fonction de la profondeur et la profondeur maximale de ces variations. Cette méthode nécessite donc d'établir :

- la loi de comportement du sol c'est-à-dire la loi reliant la variation de la teneur en eau à la déformation du sol ;
- un modèle de prévision de variations de la teneur en eau qui tient compte de la profondeur z_{\max} des fluctuations de cette teneur en eau et de la variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur et du temps dans z_{\max} .

La méthode de la teneur en eau avec essai de retrait (Figure 2.59) s’applique par étapes :

- 1) détermination de la profondeur z_{max} des fluctuations de la teneur en eau et subdivision de cette profondeur en un nombre approprié de n couches où h_i est l’épaisseur de la couche i ;
- 2) prélever des échantillons du site dans la profondeur z_{max} ;
- 3) effectuer des essais de retrait sur ces échantillons et pour chaque échantillon, déterminer le module de retrait/gonflement E_w (pente de la courbe de variation de la teneur en eau en fonction de la déformation volumique du sol) et le rapport de retrait f (rapport de la déformation verticale à la déformation volumique) ;
- 4) déterminer la variation de la teneur en eau Δw en fonction de la profondeur dans z_{max} ;
- 5) calculer le retrait ou le gonflement Δh_i de chaque couche i , en employant la formule suivante :

$$\Delta h_i = h_i f_i \frac{\Delta w_i}{E_{w_i}} \tag{2.17}$$

- 6) calculer le retrait ou le gonflement à la surface du sol comme suit :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta h_i \tag{2.18}$$

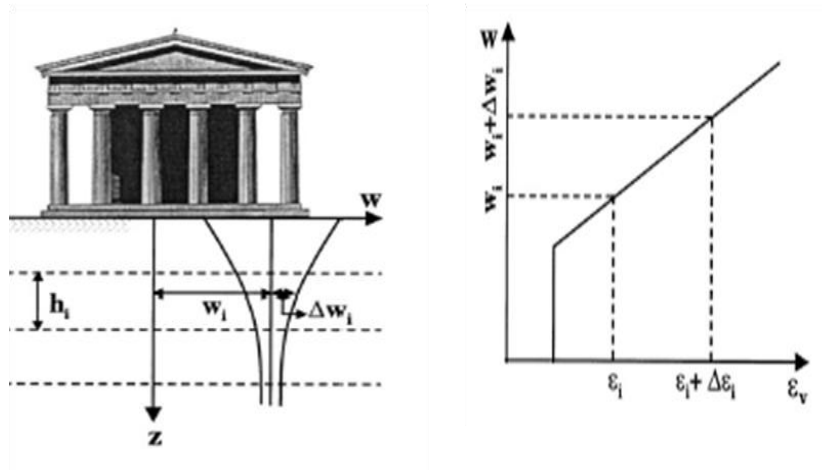


Figure 2.59 : Méthode de la teneur en eau - essai de retrait (Briaud et al., 2003).

Le module de retrait-gonflement $E_w = \frac{\Delta W}{\frac{\Delta V}{V_0}}$; Le rapport de retrait $f = \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{\frac{\Delta V}{V_0}}$.

$\Delta w = (w_0 - w)$; avec w_0 est la teneur initiale correspondant au changement de volume nul et w est la teneur en eau correspondant au changement relatif du volume $\frac{\Delta V}{V_0}$ et au changement relatif de la hauteur $\frac{\Delta H}{H_0}$.

a) Base théorique de la méthode

La méthode est basée fondamentalement sur le fait que la teneur en eau est directement liée à la succion par la courbe caractéristique du sol. Puisque la succion est liée au changement de volume du sol, il est évident que la teneur en eau est, aussi, en rapport avec ce changement de volume. Par conséquent, l'utilisation de la teneur en eau comme paramètre gouverneur est, théoriquement, aussi bien appropriée que l'utilisation de la succion. D'autres auteurs ont aussi mis en place leurs théories en termes de teneur en eau et de succion (Olivella et al., 1996).

Dans la méthode basée sur la succion, l'équation différentielle qui gouverne la variation de l'humidité dans le sol est définie en termes de succion u par l'équation suivante (Richards, 1931) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K(u) \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k(u) \left(\frac{\partial u}{\partial y} + 1 \right) \right) = \rho_d C(u) \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.19)$$

$K(u)$: est le coefficient de conductivité hydraulique pour les sols non saturés qui est une fonction de la matrice de succion u ;

$C(u)$: est la capacité spécifique de l'eau représentant la pente de la courbe caractéristique $\frac{dw}{du}$;

ρ_d : est la densité sèche du sol.

Le rapport entre la succion et la teneur en eau peut s'exprimer comme suit :

$$u = g(w) \quad (2.20)$$

Par substitution de l'équation (2.20) dans l'équation (2.19), on peut tirer l'équation différentielle de la variation de l'humidité en termes de teneur en eau w :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K(w) g'(w) \frac{dw}{dx} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K(w) g'(w) \frac{dw}{dy} \right) + 1 = \rho_d \frac{dw}{dt} \quad (2.21)$$

Où $g' = \frac{du}{dw}$.

L'équation (2.19) et l'équation (2.21) peuvent être considérées comme deux formes de l'équation de Richards. Aussi, de la même manière, les conditions aux limites peuvent être considérées en termes de teneur en eau. La loi basée sur la succion est généralement tirée du taux de l'indice des vides en fonction de la succion :

$$e = h(u) \quad (2.22)$$

L'indice de compression de succion γ_h est donné par la courbe définie par l'équation (2.22). Par substitution de l'équation (2.20) dans l'équation (2.22), on peut obtenir l'indice des vides :

$$e = h(u) = h(g(w)) = f(w). \quad (2.23)$$

Le module de retrait/gonflement E_w peut être obtenu à partir de la courbe définie par l'équation (2.23). En fait, la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau peut être obtenue de l'essai de retrait directement.

En clair, on peut dire que la méthode basée sur la succion et la méthode basée sur la teneur en eau ont toutes les deux la même base théorique. Elles peuvent être, donc, interchangeables. Dans la pratique, la méthode basée sur la teneur en eau est proposée comme alternative à la méthode courante basée sur la succion. En effet, cette méthode de teneur en eau basée sur l'essai de retrait a quelques avantages par rapport à la méthode basée sur la succion :

- premièrement : dans la méthode de teneur en eau, le paramètre qui régit le mouvement du sol, à savoir la teneur en eau, est facile à obtenir, expérimentalement, que la succion ;
- deuxièmement : de plus grandes et larges bases de données existent sur les valeurs de la teneur en eau contrairement aux valeurs de succion qui, sont rares. Par conséquent, l'obtention de la grandeur des variations de teneur en eau réelles et la profondeur de ces variations à partir des bases de données est beaucoup plus facile à obtenir que les variations de grandeur dans le cas de la succion.
- troisièmement : la loi qui régit le mouvement du sol est obtenue expérimentalement à partir d'un essai très simple (essai de retrait) sur des échantillons, au lieu et place des corrélations paramétriques ;
- quatrièmement : l'équation (2.17) s'applique aux teneurs en eau entre les limites de retrait et les limites de gonflement qui sont facilement identifiées dans l'essai de retrait et l'essai de gonflement ;
- cinquièmement : la loi qui régit le comportement du sol est, dans le cas de la teneur en eau, indépendante du niveau de contraintes, comme il sera montré dans la partie expérimentale.

b) Parallèle entre les variations de la teneur en eau et de la charge mécanique

La méthode de la teneur en eau - essai de retrait (Figure 2.59) est semblable, dans le principe, à celle utilisée pour calculer les tassements d'un système chargé (Figure 2.60). Les deux méthodes sont similaires, on peut constater qu'il y a un parallèle entre le rôle joué par la contrainte σ_v dans la méthode des tassements et le rôle joué par la teneur en eau w dans la méthode de la teneur en eau.

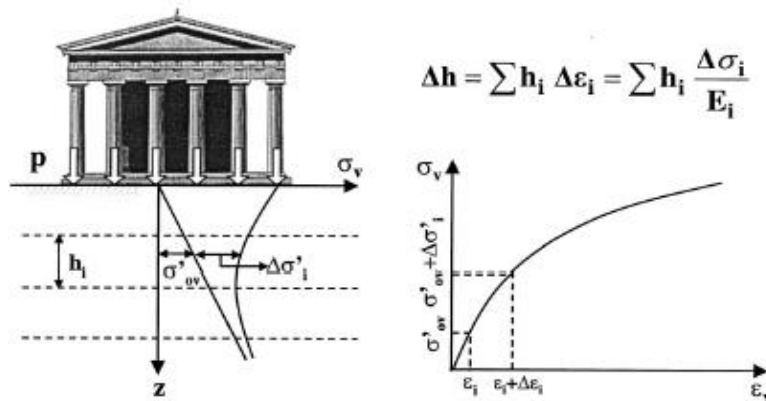


Figure 2.60 : Méthode de calcul de tassements (Briaud et al., 2003).

Les étapes pour calculer le tassement dû à une variation de la contrainte effective créé par un changement à la surface du sol sont bien établies :

- 1) déterminer la profondeur z_{\max} dans laquelle la contrainte effective due à la charge augmente (cette profondeur est prise égale de deux à quatre fois la largeur du domaine chargé) et subdiviser la profondeur z_{\max} en nombre approprié de n couches ; h_i étant l'épaisseur de la couche i ;
- 2) prélever des échantillons dans la profondeur z_{\max} ;
- 3) effectuer des essais de chargement à partir de ces échantillons prélevés et déterminer la relation entre la contrainte imposée et les déformations qui en découlent ;
- 4) calculer la contrainte effective σ_{vi} au centre de chaque couche ;
- 5) pour chaque couche i , calculer Δh_i de cette couche correspondant à σ_{vi} et la variation $\Delta \sigma_{vi}$ tel que : $\varepsilon_i = \frac{\Delta \sigma_i}{E_i}$; avec $\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_i}$;
- 6) calculer le mouvement Δh en additionnant la compression Δh_i de chaque couche exprimée par : $\Delta h = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$.

En comparant ces six étapes avec les six étapes de la méthode de la teneur en eau, on constate que les deux méthodes sont similaires. La comparaison montre, aussi, qu'il y a un parallèle entre le rôle joué par la contrainte σ_v dans la méthode des tassements et le rôle joué par la teneur en eau w , dans la méthode de la teneur en eau. Si la variation de la contrainte représente le « chargement » du sol qui génère les déformations, la variation de la teneur en eau (augmentation pour le gonflement et diminution pour le retrait) représente aussi le « chargement » qui génère les déformations. En étendant ce parallèle entre la méthode de teneur en eau-essai de retrait et la méthode des tassements, on est tenté de noter que E_w est similaire au module de Young E et f est similaire au coefficient de Poisson ν . Un exemple de résultats obtenus par Briaud et al. (2003) sur une argile porcelaine (faible plasticité) et une argile bentonite (plasticité élevée) est présenté sur la figure 2.61. Les paramètres calculés sont le module de retrait/gonflement E_w (Figure 2.61c), le rapport de retrait f (Figure 2.61b) et la limite de retrait w_{sh} (Figure 2.61c).

$$E_w = \frac{\Delta w}{\frac{\Delta V}{V_0}} \quad (2.24)$$

$$f = \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{\frac{\Delta V}{V_0}} \quad (2.25)$$

Où $\Delta w = (w_0 - w)$; w_0 est la teneur initiale correspondant au changement de volume nul et w est la teneur en eau correspondant au changement relatif de volume $\frac{\Delta V}{V_0}$ et au

changement relatif de la hauteur $\frac{\Delta H}{H_0}$. La limite de retrait w_{sh} est à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe w en fonction $\frac{\Delta V}{V_0}$, comme le montre la figure 2.61c.

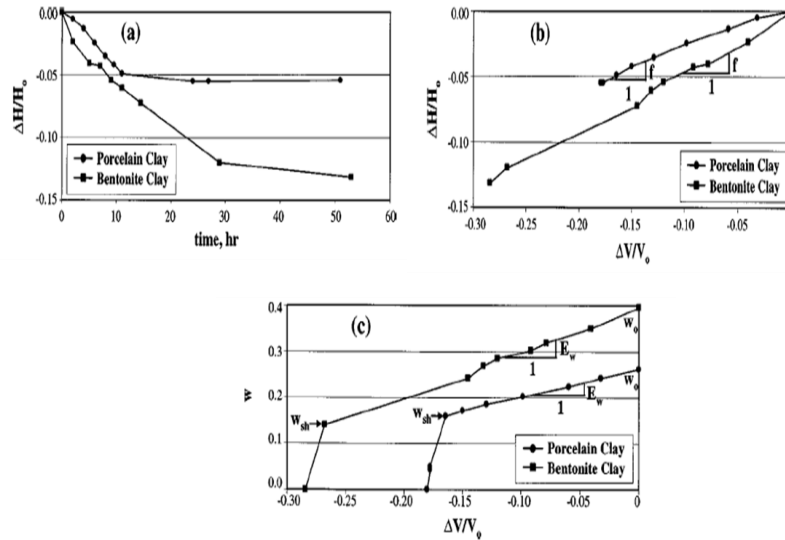


Figure 2.61 : Résultats de l'essai de retrait (Briaud et al., 2003) : a) $\Delta H/H_0$ en fonction du temps t ; b) $\Delta H/H_0$ en fonction de $\Delta V/V_0$; c) w en fonction de $\Delta V/V_0$.

D'autres résultats traduisant l'influence de la contrainte verticale sont montrés sur la figure 2.62. Deux échantillons de l'argile porcelaine ont été identiquement préparés. L'échantillon S_1 est sujet à l'essai de retrait sans chargement, l'échantillon S_2 est sujet à l'essai de retrait avec chargement.

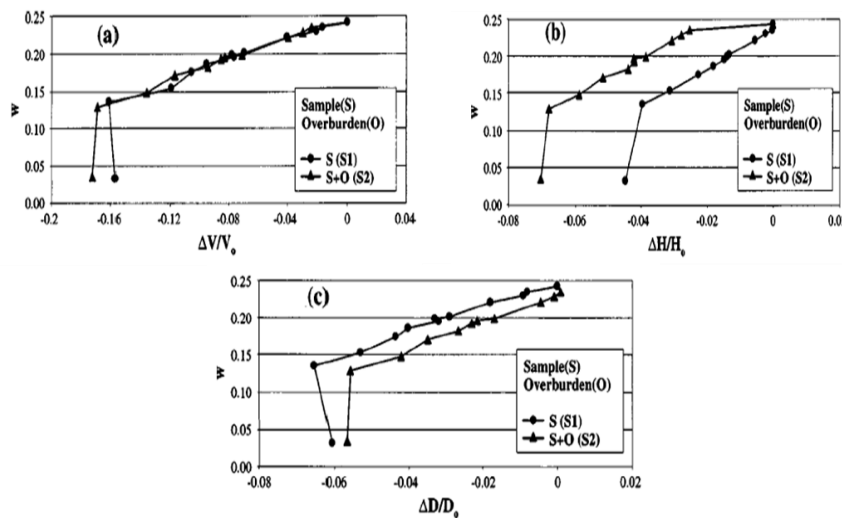


Figure 2.62 : Influence de la contrainte verticale sur le retrait (Briaud et al., 2003) : a) w en fonction de $\Delta V/V_0$; b) w en fonction de $\Delta H/H_0$; c) w en fonction de $\Delta D/D_0$.

Comme il peut être vu sur la figure 2.62, les courbes montrent que l'échantillon S₁ se rétracte comme prévu dans un essai normal de retrait ; l'échantillon S₂ diminue en hauteur plus que S₁ et diminue en diamètre moins que S₁. Les pentes des courbes w en fonction de $\frac{\Delta V}{V_0}$, pour les deux échantillons S₁ et S₂ sont presque les mêmes ; cela est le

cas également pour la pente de la courbe w en fonction de $\frac{\Delta H}{H_0}$ et la pente de la courbe

w en fonction de $\frac{\Delta D}{D_0}$. Cette observation s'est avérée uniformément vraie pour les deux

échantillons S₁ et S₂. Ceci tend à indiquer que la pression verticale n'influence pas E_w et elle n'est pas impliquée dans l'équation du paramètre E_w . Cependant, il est clair que l'étendue de la teneur en eau entre la limite de retrait w_{sh} et la limite de gonflement w_{sw} varie considérablement d'un sol à l'autre. Au fait, cette étendue est considérée comme étant un indice de retrait/gonflement I_{SS} , tel que $I_{SS} = w_{sw} - w_{sh}$. Dans ce sens, plusieurs essais de gonflement avec de différentes teneurs en eau initiales sont effectués. Les résultats sont combinés avec ceux des essais de retrait pour obtenir la courbe complète

de w en fonction de $\frac{\Delta V}{V_0}$ (Figure 2.63).

On peut constater que la pente de la courbe de gonflement est très proche de la pente de la courbe de l'essai de retrait.

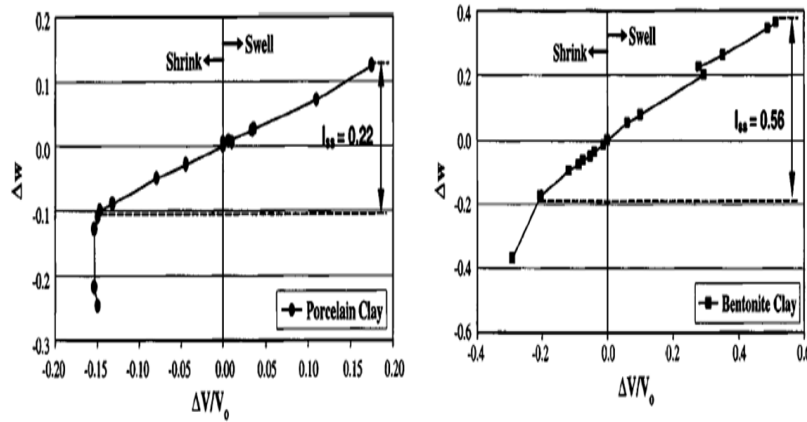


Figure 2.63 : Comparaison entre les résultats des essais de retrait et gonflement (Briaud et al., 2003).

Si le sol n'est pas complètement saturé, en utilisant les rapports de phases et les résultats des essais de retrait et de gonflement, Briaud et al. (2003) ont développé une équation liant le changement du volume $\frac{\Delta V}{V_0}$ au changement de la teneur en eau Δw entre la limite de retrait et la limite de gonflement :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = S_r \cdot n \left(\frac{\Delta w}{w} \right) + 0,8 \cdot n \cdot (S_r - 1) \left(\frac{\Delta w}{w_{sh} - w_{sw}} \right) \quad (2.26)$$

Avec:

S_r : degré de saturation

n : porosité

w_{sh} : la limite de retrait obtenue par essai de retrait.

w_{sw} : la limite de gonflement obtenue par essai de gonflement libre.

De l'équation 2.26, on déduit :

$$E_w = \left[\frac{S_r \cdot n}{w} + 0,8 \frac{S_r - 1}{w_{sh} - w_{sw}} \right]^{-1} \quad (2.27)$$

On peut voir que le premier terme $\frac{w}{S_r \cdot n}$ de l'équation 2.27 correspond à l'équation 2.24

dans le cas saturé ($S_r = 1$). Le deuxième terme de l'équation aide à quantifier la déviation pour les différents degrés de saturation.

c) Zone d'interaction sol-atmosphère

Quand on parle de l'équilibre aqueux, en fait, il s'agit de s'intéresser à la profondeur du sol dans laquelle cet équilibre s'applique. Cette profondeur est la zone non saturée du sol qui se situe entre la nappe phréatique et la surface du sol. Elle est appelée champ de variation saisonnière de l'humidité (Kassif et al., 1969) cités par Blight (1997). Elle est aussi appelée zone active (Nelson et Miller, 1992). Dans la pratique géotechnique, la zone active est celle située au moins à 3 mètres de profondeur (Nelson et Miller, 1992). D'autres expériences ont montré que cette zone est au moins à 6 mètres de profondeur ; mais des profondeurs plus grandes ont été signalées. Dans un site en Afrique du sud décrit par Williams (1991), des mouvements de gonflement de plus de 200 mm ont été repérés à 10 mètres de profondeur et une extrapolation du mouvement indique que la zone active peut atteindre les 30 mètres (Figure 2.64).

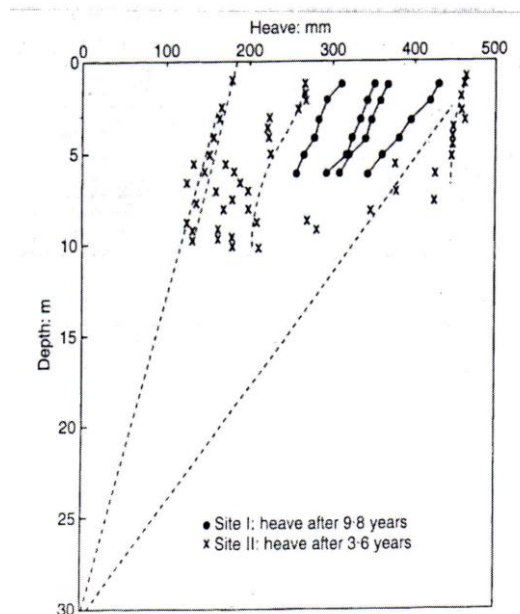


Figure 2.64 : Zone active de 30 mètres de profondeur en Afrique du Sud (Williams, 1991) cité par Blight (1997).

Par ailleurs, dans l'hydrologie agricole une évaporation ne s'étend pas au delà de deux (2) mètres (Hillel, 1980). La raison de cette différence est que les ingénieurs géotechniciens sont souvent intéressés par les petites variations annuelles de l'humidité qui s'accumulent pour donner le mouvement du sol à long terme. Tandis que les agriculteurs s'intéressent beaucoup plus à la quantité d'eau nécessaire pour entretenir leur récolte et la maintenir en croissance à la surface du sol. L'intensité de ces variations de volume ainsi que la profondeur affectée par ces mouvements de retrait/gonflement dépendent, essentiellement :

- des caractéristiques du sol (nature, hétérogénéité) ;
- de l'épaisseur de sol concerné par les variations de teneurs en eau : plus la couche est épaisse plus les mouvements en surface seront importants ;
- de l'intensité des facteurs climatiques (amplitude et durée de déficit pluviométriques) ;
- de facteurs d'environnement tels que, la végétation et la topographie ;
- de la présence d'eaux souterraine (nappe, source, etc.) ;
- de l'exposition (influence sur l'amplitude des phénomènes d'évaporation).

L'amplitude des déformations s'amortit, cependant, assez rapidement en profondeur, car les variations de teneur en eau saisonnières deviennent négligeables (Figure 2.65). Cette figure montre le changement saisonnier de la teneur en eau en fonction de la profondeur observé à l'aéroport d'Israël où la profondeur de la zone active est de 5 mètres (Kassif et al., 1969).

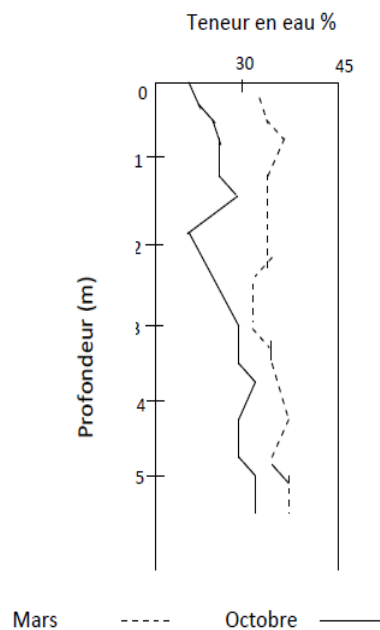


Figure 2.65 : Changement saisonnier de la teneur en eau observé en Israël (Kassif et al., 1969) cités par Blight (1997).

La figure 2.66 montre les profils de la teneur en eau et de la succion correspondante observés en Afrique du Sud vers la fin de la saison humide dans un sol d'argile sous surfaces variables (de Bruijn, 1965) cité par Blight (1997). La nappe phréatique est à 9,1 mètres. On remarque que la teneur en eau dans le sol sous le gravier est plus élevée que celle des sols sous le gazon et les arbres. Cela peut s'expliquer par le fait que le gravier maximise l'infiltration et réduit l'évaporation. Evidemment, les arbres et le gazon ont une évaporation très importante, ce qui entraîne la chute de la teneur en eau. En revanche, on note l'importance de la succion dans le sol sous les arbres et la chute de cette succion dans le sol sous le gravier, contrairement à la teneur en eau. On constate que la teneur en eau varie en profondeur, selon la saison en fonction de la nature de la surface du sol. Autrement dit, la teneur en eau varie dans le temps et dans l'espace.

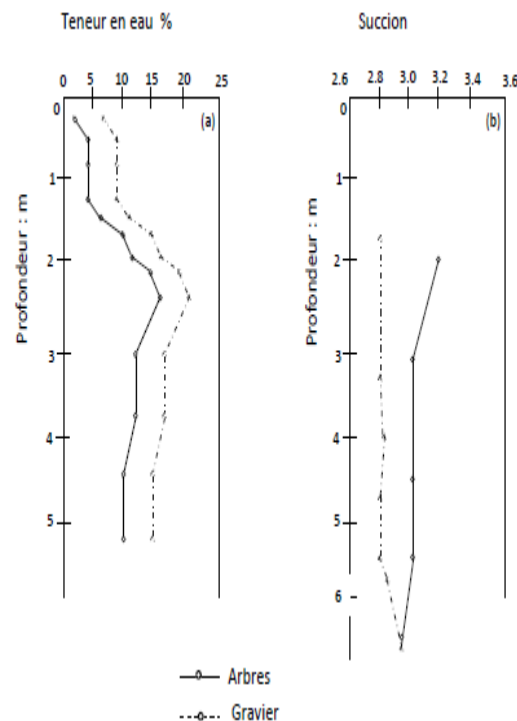


Figure 2.66 : Variation de la teneur en eau et de la succion en fonction de la profondeur dans un profil de sol argileux en Afrique du sud (de Bruijn, 1965) cité par Blight (1997) : teneur en eau sous surfaces variables (à gauche) ; succion correspondante (à droite).

d) *Variation de la teneur en eau en fonction du temps et de la profondeur*

La teneur en eau w change en fonction du temps pour diverses raisons telles que le climat, la végétation, et les fuites dans les conduites d'eau, etc. Elle change, aussi, en fonction de la profondeur. A ce titre, une distinction doit être faite entre la variation maximale de la teneur en eau $\Delta w_{\max}(z)$ à une profondeur z , correspondant au changement de volume maximum de la limite de retrait $w_{sh}(z)$ à la limite de gonflement $w_{sw}(z)$ (c'est-à-dire que $\Delta w_{\max}(z) = w_{sw}(z) - w_{sh}(z)$) et la variation réelle maximale de la teneur en eau $\Delta w(z)$ à une profondeur z pendant un temps t . Pour la variation maximale $\Delta w_{\max}(z)$, les valeurs de $w_{sw}(z)$ et $w_{sh}(z)$ peuvent, facilement, être obtenues en réalisant

des essais de gonflement et de retrait. Plusieurs essais peuvent être réalisés sur des échantillons provenant de différentes profondeurs ; par conséquent, un profil $\Delta w_{\max}(z)$ peut être généré. Employer un tel profil serait une approche approximative, puisqu'il correspondrait au changement de volume maximum possible. Cette approche est celle prise indirectement dans la méthode de PVR.

Toutefois, il n'existe pas de méthode reconnue de prévision de variations réelles de la teneur en eau en fonction de la profondeur. Il n'existe pas assez de données sur la succion. Il est plus facile d'établir des bases de données de la teneur en eau pour une formation géologique particulière et un site particulier en fonction de la profondeur et des conditions climatiques. Les mesures effectuées doivent être enregistrées en notant la date de prélèvement, la profondeur de prélèvement, la teneur en eau et des informations additionnelles, parfois nécessaires, telles que les limites d'Atterberg et le poids volumique. Cela nous permet de représenter la variation de la teneur en eau en fonction du temps à une profondeur donnée pour chaque endroit (sol) étudié. Par ailleurs, une simulation numérique peut aussi nous donner une solution de la variation de la teneur en eau en fonction du temps et de l'espace. Elle peut être obtenue directement en résolvant l'équation différentielle 3.4 ou en résolvant l'équation différentielle 3.6 (Volflo Manual, 1996). Dans ce cas, la méthode basée sur la succion peut être utilisée et des résultats identiques pourraient être obtenus des deux méthodes.

e) Profondeur maximale

La profondeur maximale z_{\max} est définie comme étant la profondeur où la teneur en eau peut varier durant toute la vie de la structure. Cette profondeur correspond, dans la méthode de chargement, à la zone affectée par l'augmentation des contraintes. Dans cette méthode, cette profondeur est, souvent, définie comme étant la profondeur où l'augmentation de la contrainte est équivalente à 10% de l'augmentation de la charge en surface ; mais il n'y a pas de méthode largement admise pour prévoir la variation de la teneur en eau due aux conditions environnementales en fonction de la profondeur (Briaud et al., 2003). Le moyen le plus commun utilisé est de déterminer z_{\max} par l'expérience locale. Il s'agit de prendre des valeurs z_{\max} variant entre 3 m et 6 m, comme nous l'avons vu précédemment. Cependant, z_{\max} peut être plus profond que ça, dans certains cas, avec des valeurs qui peuvent atteindre les 30 m (Blight, 1997). Toutefois, plusieurs facteurs sont à considérer, il s'agit de la profondeur de la nappe phréatique (limite supérieure), la profondeur à laquelle les échantillons se trouvent fissurés durant les mois de l'été (limite inférieure), et la stratigraphie. Lytton (1997) a, également, suggéré de considérer z_{\max} comme étant égale à 0,6 m au dessous des fibres des racines les plus profondes. Aussi, les bases de données locales peuvent aider à déterminer la profondeur z_{\max} . Pour ce, les teneurs en eau mesurées sur une longue période (plusieurs années) dans une formation géologique sont enregistrées en fonction de la profondeur. De tels profils de teneur eau sont souvent disponibles dans les bureaux d'étude de géotechnique. Ces profils montrent les variations de la teneur en eau qui décroissent de la surface du sol jusqu'à une certaine profondeur où la variation devient très petite (Figures 2.65 et 2.66).

Une autre manière d'estimer le z_{\max} est d'employer le travail de Mitchell (1979) cité par Blight (1997) qui a développé une solution pour la variation unidimensionnelle de la succion $u(z, t)$ en fonction de la profondeur z et du temps t , pour une succion

d'équilibre donnée u_e , et une amplitude donnée de variation cyclique de succion Δu_0 à la surface du sol (Figure 2.67). Cette solution est donnée par l'équation suivante :

$$u(z, t) = u_e - \Delta u_0 \exp[-(\pi/T_0 \cdot \alpha)^{0.5} \cdot z] \cdot \cos[2\pi/T_0 - (\pi/T_0 \cdot \alpha)^{0.5} \cdot z]. \quad (2.28)$$

Où : T_0 (en année) représente la période avec laquelle le cycle de la variation de la succion se répète, α est le coefficient de diffusion (m^2/an) du sol. Par conséquent, le maximum de la variation de la succion est donné par :

$$\Delta u(z_{max}) = 2\Delta u_0 \cdot \exp[-(\pi/T_0 \cdot \alpha)^{0.5} \cdot z] \quad (2.29)$$

Si la profondeur z_{max} est définie comme étant la profondeur à laquelle la variation de la succion Δu a diminué à 10% de la valeur de la surface du sol, alors :

$$\Delta u(z_{max}) = [0,1 \times 2\Delta u_0], \text{ donc } z_{max} \text{ est donné par :}$$

$$z_{max} = 1,3(T_0 \cdot \alpha)^{0.5}. \quad (2.30)$$

La période T_0 est liée au cycle climatique, mais elle n'est pas nécessairement égale à 1 an. Par exemple, Mckeen et Johnson (1990) ont constaté que T_0 a varié de à 0,74 à 2 ans pour cinq sites, à savoir le Texas, Mississippi, New Mexico et South Dakota.

La valeur de α doit être mesurée. Ce paramètre est très semblable, dans le concept, au coefficient de consolidation C_v , selon Mckeen et Johnson (1990). De ce fait, l'équation (2.30) nous donne une manière commode pour évaluer z_{max} .

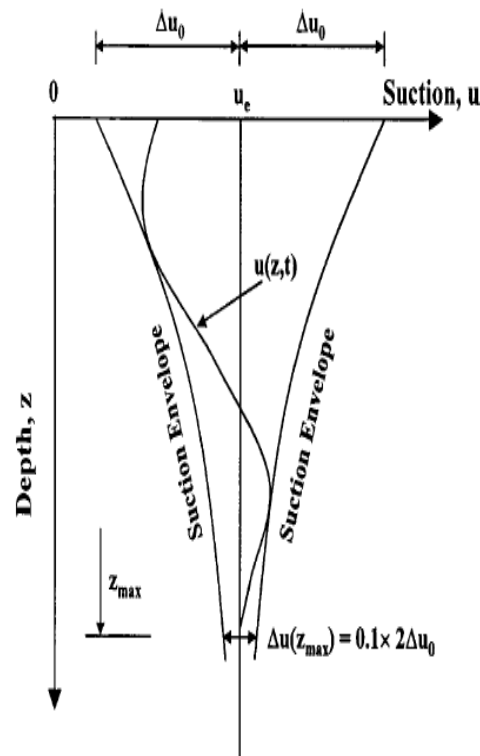


Figure 2.67 : Variation de la succion en fonction de la profondeur (Mitchell, 1979).

2.6.8 Conclusion

Cette partie a permis de mettre en évidence la complexité du phénomène de retrait/gonflement qui fait intervenir plusieurs mécanismes physiques, chimiques et mécaniques d'interaction du matériau et de l'eau à différentes échelles. L'évolution des procédures d'essais de retrait/gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir, sans trop de mal, à une caractérisation des matériaux gonflants.

Caractériser le phénomène de retrait/gonflement des sols à partir des propriétés géotechniques et des limites d'Atterberg est une approche plus séduisante, car ces mesures sont à la fois simples, fiables et peut-être plus représentatives, si l'on cherche à identifier avec certitude un problème sans vouloir le quantifier finement. De nombreuses méthodes et formules empiriques ont été proposées par divers auteurs, utilisant les limites d'Atterberg et d'autres paramètres géotechniques. L'expérience prouve que l'utilisation de ces méthodes pour l'identification du gonflement des sols argileux conduit souvent à des résultats différents, voire contradictoires, pour un même sol. Ces méthodes peuvent être utiles pour définir des ordres de grandeur préalables à une étude exhaustive sur un site donné, mais il faut garder à l'esprit que, dans la plupart des cas, elles ne sont appropriées qu'aux sols pour lesquels elles ont été établies. Il est donc toujours nécessaire de vérifier leur bien-fondé et de recalibrer leurs constantes sur le site étudié. Mais, surtout, le recours aux mesures directes dans des essais de laboratoire est inéluctable.

Le problème d'identification des sols, réellement, susceptibles de retrait /gonflement reste donc posé car cette identification par ces méthodes usuelles demeure insuffisante quant à la prévision quantitative des déformations de ces sols. En effet, l'évaluation des risques géotechniques, agronomiques et environnementaux liée au retrait/gonflement des sols a donc nécessité la mise au point de méthodes de mesure (méthodes directes) permettant de quantifier cette propriété (retrait/gonflement). On savait que ces déformations devaient être compatibles avec la construction, mais faudra-t-il les prévoir et pouvoir les quantifier et mesurer afin de les intégrer dans la conception et étude de fondations et en tenir compte lors de la réalisation ?

Les réponses apportées par la synthèse bibliographique montrent qu'il existe plusieurs méthodes directes. En effet, la méthode de la teneur en eau Briaud et al. (2003) développée et détaillée dans cette partie est appliquée aux sols de la région de Tizi-Ouzou (Algérie), pour étudier l'effet de variations de la teneur en eau sur le retrait/gonflement, dont les résultats sont présentés et discutés dans le chapitre 4. Par ailleurs, les grands écarts constatés entre le gonflement mesuré et celui que prévoient les modèles ainsi que la différence de comportement observée entre les échantillons intacts et remaniés (Derriche et Kebaili, 1998) montrent que le gonflement et le retrait des sols est un phénomène complexe dans lequel interviennent plusieurs paramètres. Au fait, on peut soupçonner que d'autres paramètres tels que la granulométrie du sol, la nature des minéraux constituant la fraction non gonflante, la forme des particules et leur arrangement structural peuvent aussi affecter considérablement le retrait/gonflement des sols (Didier et al., 1973). Ces paramètres n'apparaissent pas explicitement dans les expressions des modèles de prévision du gonflement, bien qu'ils puissent en dépendre étroitement.

Dans le chapitre suivant, réservé à l'organisation et comportement des sols compactés non saturés, la structure des sols et son rôle dans leurs comportements sont abordés.

3 CHAPITRE 3 :

ORGANISATION ET COMPORTEMENT DES SOLS COMPACTES NON SATURÉS

La théorie de la consolidation des sols saturés, développée par Terzaghi (1925), a permis pour la première fois de distinguer quantitativement le rôle respectif de l'eau et du squelette solide. Cette théorie de consolidation des sols saturés répondait d'abord aux problèmes rencontrés dans les pays tempérés où les nappes sont souvent proches de la surface du sol. Mais l'intérêt croissant pour les terrains superficiels situés au dessus du toit de la nappe, les problèmes de sécheresse et les matériaux compactés, a rendu nécessaire l'étude systématique des sols non saturés. Qui plus est, avec l'évolution des connaissances et des besoins ainsi que la récente prise en compte des contraintes environnementales, les sols naturels argileux sont de plus en plus utilisés dans plusieurs domaines : le progrès dans les des travaux de génie civil et géotechnique (constructions en zones tropicales, grands barrages en terre, grand remblais et les nouveaux ouvrages tels que les ouvrages de stockage profond de déchets) incline à étudier de plus en plus les sols non saturés et particulièrement les sols compactés non saturés.

Dans ce chapitre, l'organisation structurale des sols compactés sera d'abord décrite. Des exemples de modèles de structure seront présentés, et l'évolution de la structure en fonction des différentes sollicitations viendront ensuite. Les différents aspects du comportement des sols vis-à-vis de l'humidification seront abordés, en dernier lieu, en mettant en évidence les différents paramètres affectant ce comportement. Le rôle joué par la structure sera particulièrement précisé.

3.1 Structure des sols compactés

Les propriétés mécaniques des sols argileux sont contrôlées à la fois par leur minéralogie, leurs propriétés physico-chimiques telles que les interactions eau-solide et l'arrangement de leurs particules. Dans la pratique de la géotechnique, on désigne par le mot structure l'arrangement géométrique des grains ou particules constituant un sol et les forces qui agissent entre ces particules.

Dans les sols granulaires ou pulvérulents, les forces interparticulaires sont très faibles. Par conséquent, l'arrangement des particules définissant la structure constituent un seul et même paramètre pour les graviers, les sables, et jusqu'à un certain point les silts. Il est clair que cet arrangement des particules ne se rapporte qu'à leur géométrie. Ce n'est pas le cas pour les sols cohérents à grains fins qui sont caractérisés par les forces interparticulaires très importantes. On doit considérer que la structure tient compte, dans ces sols cohérents, des forces interparticulaires et de leur arrangement géométrique. Ainsi, toutes les structures des argiles résultent de combinaisons de plusieurs facteurs tels que l'environnement géologique pendant la sédimentation et la nature des minéraux argileux. Cette organisation (structure et forces interparticulaires)

des minéraux argileux est l'une des principales causes qui influe sur le comportement des sols argileux.

Les propriétés des sols compactés (perméabilité, rigidité et résistance, etc.), liées à l'état de compactage, ont été montrées dans certaines contributions classiques publiés dans les années 1950 et 1960 (Lambe, 1958a ; Seed et Chan, 1959 ; Lambe et Whitman, 1969) cités par Alonso et al. (2013).

Ainsi, les sols compactés ont fait l'objet d'un des premiers modèles de structure de sol, dans un contexte géotechnique. Ce modèle est encore régulièrement évoqué ; il est à la base de notion de structures floculée et dispersée (Figure 3.1). Ce modèle repose sur la théorie de la double couche, selon le principe suivant :

Un sol compacté du côté humide de l'optimum Proctor possède suffisamment d'eau pour que la double couche d'ions attirés électriquement par les plaquettes argileuses puisse se développer intégralement. Dans de telles conditions, l'action prédominante entre deux plaquettes voisines serait une action de répulsion due à cette double couche, il en résulte, après compactage, un arrangement de particules avec des orientations essentiellement parallèles, définissant une structure dispersée. Du côté sec, en revanche, la quantité d'eau est insuffisante pour un développement complet de la double couche ; la distance entre deux feuilletts argileux est faible, ce qui confère aux actions d'attraction de Van der Waals un rôle prédominant et conduit à la floculation, avec plus des liaisons bord-face et agrégation des plaquettes les unes avec les autres. On aura ainsi une formation de flocons qui, comprimés les uns contre les autres, constituent une structure globale floculée.

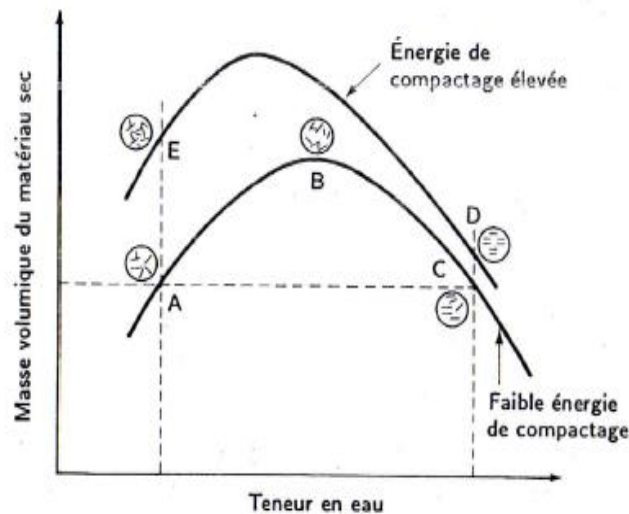


Figure 3.1 : Effet du compactage sur la structure d'un sol (Lambe, 1958a).

Cités par Tran (2014), Barden et Sides (1970) ; Sridharan et al. (1971) ; Barden et al. (1973) ; Collins et al. (1973) et Tovey (1973) ont été parmi les premiers à travailler sur la structure des sols gonflants. Cette structure, associant une structure floculée du côté sec de l'optimum Proctor et une structure dispersée du côté humide de l'optimum Proctor, a été identifiée comme une caractéristique clé dans toute explication du comportement du sol compacté. Des observations directes de la structure de sols au moyen de la microscopie électronique à balayage et l'interprétation de la porosimétrie

au mercure dans les années 1970 ont conduit à des résultats importants dans l'interprétation structurale de ces sols (Sridharan et al., 1971 ; McGown et Collins, 1975). On a observé, par exemple, que l'argile a tendance à former des structures agrégées se comportant comme des particules beaucoup plus grosses, en particulier lorsqu'elle est compactée du côté sec de l'optimum. De plus, il fut rapidement admis que l'eau est piégée à l'intérieur des agrégats d'argile, même si ces agrégats sont relativement secs. Ces observations ont été largement confirmées par des études ultérieures (Delage et al., 1996 ; Romero et Simms, 2008 ; Lee et Zhang, 2009 ; Monroy et al., 2010 ; Villar et al., 2012 ; Alonso et al., 2013). Depuis lors, beaucoup d'études sur la structure des sols ont été réalisées (Romero et Simms 2008).

Les études de structurales sont de plus en plus employées pour améliorer la compréhension du comportement macroscopique et des propriétés physiques des sols compactés et naturels (Pusch, 1982 ; Tessier, 1992 ; Simms et Yanful, 2002 ; Cuisinier et Laloui, 2003 ; Pusch et Yong, 2003 ; Simms et Yanful, 2005 ; Koliji et al., 2006 ; Romero et Simms, 2008). Elles s'appuient sur l'utilisation des techniques énoncées précédemment (microscopie électronique à balayage et porosimétrie au mercure) afin d'analyser la disposition et la distribution des particules, des ensembles de particules et des pores ainsi que les différentes connectivités entre eux dans divers types de sols (Collins et McGowan, 1974 ; Delage et Lefebvre, 1983 ; Delage et al., 1996 ; Al-Rawas et McGown, 1999 ; Mitchell et Soga, 2005) cités par Romero et Simms (2008). Ces techniques sont utilisées aussi par Nowamooz et Masrouri (2010).

En étudiant le limon compacté de « Jossigny » ($w_l = 37\%$; $w_p = 19\%$; $I_p = 18\%$, $\gamma_{dop} = 16,7 \text{ kN/m}^3$, $w_{op} = 18\%$), Delage et al. (1996) ont considéré trois cas : un échantillon compacté à l'optimum Proctor ($\gamma_{dop} = 16,7 \text{ kN/m}^3$, $w_{op} = 18\%$), un échantillon compacté du côté sec ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$, $w = 14\%$) et un troisième échantillon compacté du côté humide ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$, $w = 21,5\%$).

L'observation au microscope électronique à balayage a permis d'identifier les différences essentielles entre deux échantillons compactés à la même densité, mais situés de part et d'autre de l'optimum. Les résultats obtenus présentent des aspects différents bien que ces échantillons soient compactés à une même masse volumique sèche :

- l'échantillon compacté du côté sec présente un aspect granulaire marqué, avec des agrégats de particules limoneuses ;
- l'échantillon compacté à l'optimum Proctor a une apparence plutôt granulaire, à l'instar de l'échantillon sec, mais avec une évidence moindre de l'organisation en agrégats ;
- l'apparence de l'échantillon compacté du côté humide est foncièrement différente. Les grains de limon ne sont plus apparents, ils sont cachés par un voile constitué de plaquettes argileuses hydratées ($w = 21,5\%$). La fraction argileuse massique de 38% est extrêmement présente en termes de volume puisqu'elle est en quantité suffisante, pour constituer une matrice qui enrobe complètement les grains de limon.

Ces observations confirmées par les mesures de porosimétrie sont présentées en figure 3.2. On note, pour l'échantillon compacté côté sec, une double distribution définissant une famille de gros pores qui correspond à la porosité interagrégats (macropores), et une famille de pores plus petits correspondant aux pores intra-agrégats (micropores). En

revanche, la courbe de l'échantillon compacté du côté humide est unimodale. Ceci correspond à la prédominance des particules argileuses.

Pour les échantillons compactés à l'optimum, on observe une courbe intermédiaire entre les deux précédentes : une seule famille de pores est apparente, comparable à la porosité intra-agrégats de l'échantillon compacté du côté sec de l'optimum Proctor, et une partie importante de porosité totale (40%) est mal classée. Ces résultats confirment les observations de Lambe (1958b) où il a montré que la perméabilité du sol compacté côté sec est supérieure à celle du sol compacté côté humide, du fait de la présence de pores plus grands entre les agrégats.

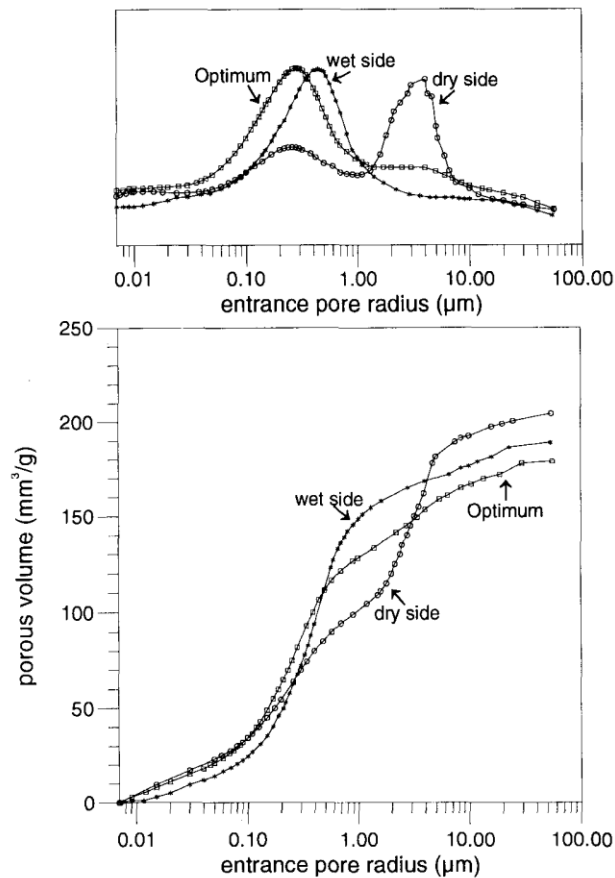


Figure 3.2 : Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, côté sec et côté humide de l'optimum Proctor (Delage et al., 1996).

3.1.1 Modèle de structures des sols compactés

Sur la base d'observations réalisées au microscope électronique à balayage sur des sols naturels et compactés, beaucoup de chercheurs ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules (Barden et Sides, 1970 ; Sridharan et al., 1971 ; Collins et McGown, 1974 ; McGown et Collins, 1975). Ces auteurs suggèrent qu'on décrive la structure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base : l'arrangement des particules élémentaires (plaquettes), l'assemblage des particules (agrégats), les espaces vides. Les observations faites sur les sols compactés ont montré une double

structure (double porosité) du côté sec de l'optimum et une structure homogène du côté humide de l'optimum.

Dans les sols compactés du côté sec de l'optimum, les particules se réunissent pour former des agrégats créant de plus gros pores en libérant de l'espace par rapport à un sol de même densité mais plus homogène. On parle donc d'un sol à double porosité : une porosité intra-agrégats et une porosité inter-agrégats (Ahmed et al., 1974 ; Pusch, 1982 ; Delage et al., 1996 ; Benahmed et al., 2004). Cette double porosité est constituée de vides interagrégats (grands pores ou macropores) situés entre les agrégats eux même et de vides intra-agrégats (petits pores ou micropores) de tailles beaucoup plus petites situés à l'intérieur des agrégats. Autrement dit, les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et des pores qualifiés de macropores (Collins et McGown, 1974 ; Yong et Warkentin, 1975 ; Gilliot, 1979). La même double structure a été identifiée dans plusieurs argiles compactées et sols naturels (Alonso et al., 1987 ; Al-Mukhtar, 1996 ; Romero et al., 1999 ; Cui et al., 2002a ; Cuisinier Laloui, 2003 ; Lloret et al., 2003 ; Nowamooz, 2007 ; Lamara et al., 2010).

En général, les espaces vides existent dans les sols fins (non saturés) sous diverses formes. Ils sont classés en trois types : les pores inter-élémentaires, les pores inter-agrégats, les pores intra-agrégats. La figure 3.3 montre les types les plus fréquents de structures de sols fins, sur la base de ces trois "unités" (Alonso et al., 1987). Sur cette figure, le type a) est souvent largement présent dans des sols gonflants, tandis que les types b) et c) apparaissent régulièrement dans des sols manifestant des comportements d'effondrement lors du mouillage sous certaines charges mécaniques.

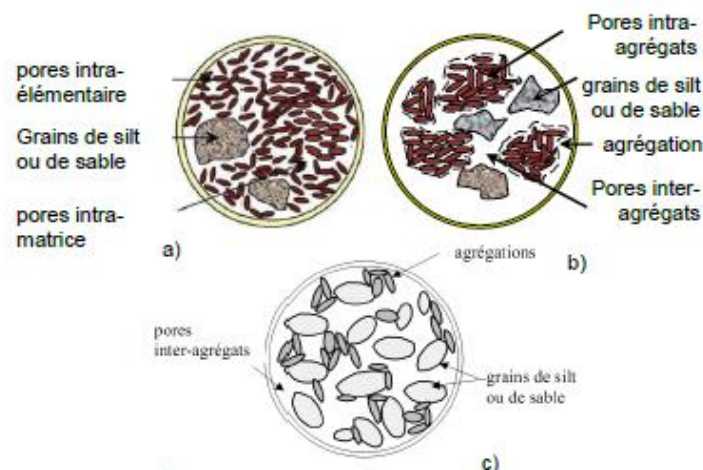


Figure 3.3 : Différents types de structure de sols fins (Alonso et al., 1987).

Les différents types de structure de la figure 3.3 sont définis comme suit :

- a) structure d'une argile dans laquelle les arrangements de particules élémentaires sont dominants dans la matrice ;
- b) structure d'une argile où les agrégats de plaquettes sont dominants ;
- c) structure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante avec des particules argileuses comme connecteurs entre les grains.

La figure 3.3a représente une structure typique des sols compactés du côté humide de l'optimum où l'ensemble du matériau est constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et des autres constituants du sol. Tandis que la figure 3.3b correspond à une structure représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure, la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux.

Gens et Alonso (1992) et Alonso et al. (1999) ont considéré le schéma d'organisation où sont réunies la macro-et la microstructure comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants. La distribution de taille des pores (Pore Size Distribution- PSD) obtenue par la méthode de porosimétrie par l'intrusion du mercure (Mercury Intrusion Porosimetry-MIP) montre deux niveaux structuraux.

La figure 3.4a présente un matériau constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et d'autres constituants. Il est alors possible de distinguer deux types de pores : les vides intraparticulaires et les vides intramatriciels. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum.

La figure 3.4b est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Dans cette configuration, deux niveaux structuraux peuvent alors être distingués : la microstructure qui correspond aux agrégats, la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux.

Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et les macropores sont situés entre les agrégats.

Le micropore est aussi appelé pore intra-agrégats, vide intra-particulaires, vide interfoliaires, et le macropore est appelé pore interagrégats ou pore interparticulaires.

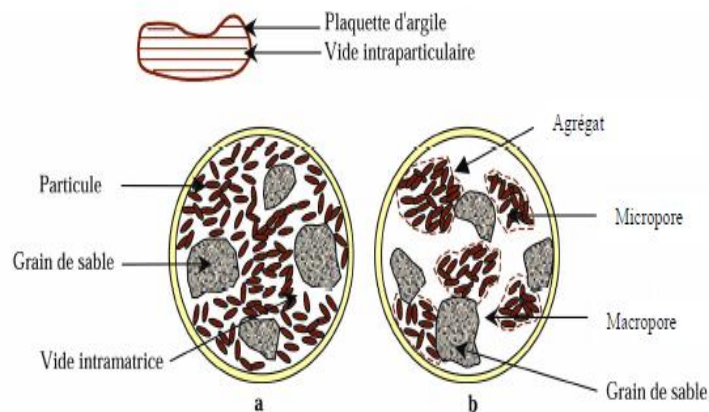


Figure 3.4 : Structure des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).

Pour Yong (1999), la hiérarchie d'organisation des argiles se présente de la façon montrée en figure 3.5.

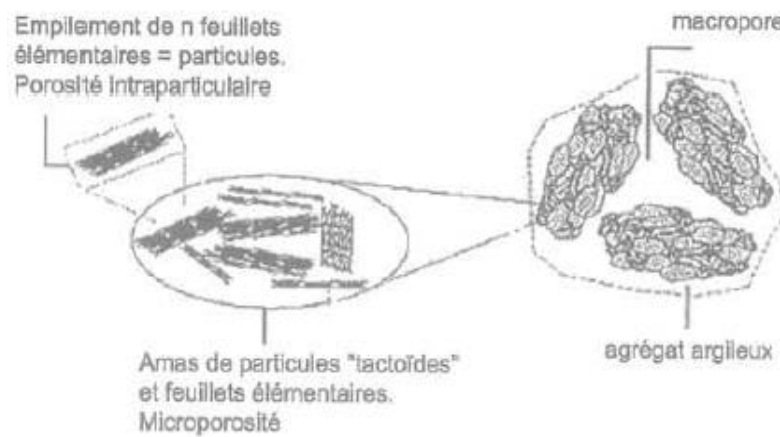


Figure 3.5 : Modèle de structure des sols (Yong, 1999).

La figure 3.6a montre la fonction de densité de taille de pores d'un échantillon compacté à une densité sèche de 1,15. L'échantillon a été préparé à l'aide de pastilles (pellets) obtenues par concassage de la bentonite FEBEX. La fonction de densité de taille des pores de cet échantillon montre une courbe à trois modes avec des tailles de pores caractéristiques de 0,013 μm (13 nm), 3 μm et 250 μm . La figure 3.6b illustre la distribution de la taille des pores pour un autre échantillon compacté à une densité sèche plus élevée de 1,95. En comparant les deux distributions, deux types de pores peuvent être identifiés. Le premier groupe de pores est associé aux vides inter-pellets et présente une taille caractéristique autour de 250 μm . Le second groupe de pores correspond aux vides intra-pellets et présente une distribution bimodale avec des tailles caractéristiques à 0,013 μm (13 nm) et 3 μm . Les valeurs de ces modes sont associées aux pores intra-agrégats et pores interagrégats (pores à l'intérieur et entre les agrégats d'argile contenue dans une pastille).

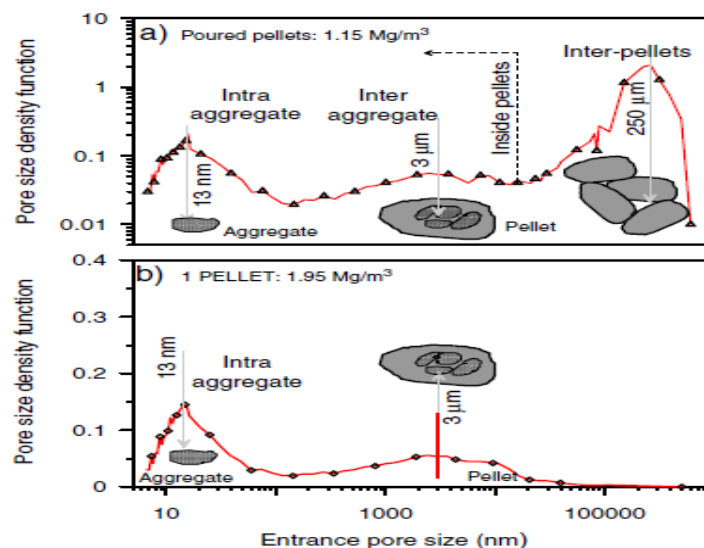


Figure 3.6 : Variation de la fonction de densité des pores en fonction du diamètre des pores, pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches dans un essai porosimétrique au mercure (Hoffmann et al., 2007).

Un autre modèle d'organisation de la structure d'un sol cohérent est montré sur la figure 3.7 (Alonso et Cardoso, 2010).

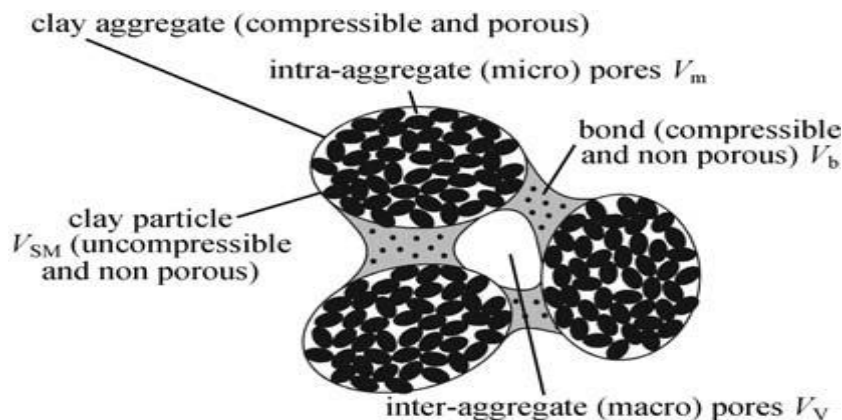


Figure 3.7 : Structure d'un sol cohérent (Alonso et Cardoso, 2010).

3.1.2 Evolution de la structure avec les différentes sollicitations

De nombreux auteurs ont analysé l'impact des sollicitations mécanique et hydraulique sur la structure interne des sols naturels et compactés. Cette structure interne est directement reliée à certaines caractéristiques du sol telles que : la conductivité hydraulique (Garcia-Bengochea et al., 1979 ; Delage et Lefebvre, 1983 ; Juang et Holtz, 1986 ; Lapiere et al., 1990 ; Romero et al., 1999).

Les relations entre les caractéristiques de la structure et les propriétés principales des sols (résistance, compressibilité, perméabilité et propriétés hydrauliques) ont également été étudiées dans les travaux de Delage et Lefebvre (1983) ; Prapaharan et al. (1991) ; Tessier et al. (1992) ; Cabot et Le Bihan (1993) ; Cui (1993) ; Delage et al. (1996) ; Romero et al. (1999) ; Vanapalli et al. (1999) ; Cui et al. (2002a) ; Cuisinier et Masrouri (2005) ; Simms et Yanful (2002, 2005) ; Nowamooz (2007) ; Romero (2013).

3.1.2.1 Effet de compactage sur la répartition des pores

D'après Barden et Sides (1970) cités par Alshihabi (2002), le compactage à faible teneur en eau donne des agrégats durs et peu déformables avec une structure ouverte. Ceci se traduit par une masse volumique sèche faible et l'apparition de macropores. Le comportement d'une telle structure est isotrope. En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et augmente la masse volumique sèche (structure ouverte et moins orientée). Quand la teneur en eau est très élevée, la masse volumique sèche diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée). Le comportement de la structure, dans ce cas, est anisotrope.

Les études réalisées par Delage et al. (1996) pour apprécier l'influence du compactage sur la répartition de la taille des pores ont montré que la diminution d'indice des vides due au compactage provenait d'une diminution conjointe de la taille des plus gros pores ($> 1\mu\text{m}$) et donc de leur volume. En revanche, les pores de petite dimension ($< 1\mu\text{m}$) ne semblent pas être affectés par le compactage. Plusieurs autres études sur la répartition des pores dans les sols compactés se trouvent dans la littérature (Sridharan et al., 1971 ;

Garcia-Bengochea et al., 1979 ; Garcia-Bengochea et Lovell, 1981 ; Juang et Holtz, 1986 ; Prapaharan et al., 1991 ; Ferber, 2005 ; Cuisinier et al., 2011).

L'effet de l'énergie de compactage et de la teneur en eau a été présenté par Cabot et Le Bihan (1993) cités par Cuisinier (2002). Ces auteurs ont constaté une disparition progressive de la macrostructure avec l'augmentation de l'énergie de compactage et/ou la teneur en eau initiale. La double structure n'a pas été observée du côté humide (à droite) de l'optimum Proctor. Le même type de comportement a été observé par Cui (1993) ; Romero et al. (1999) ; Ferber (2005) ; Monroy (2010).

Le compactage du côté sec (à gauche) de l'optimum Proctor tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour les pores interagrégats et un petit mode pour les pores intra-agrégats (Juang et Holtz, 1986). Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage. Par contre, la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage (Figure 3.8).

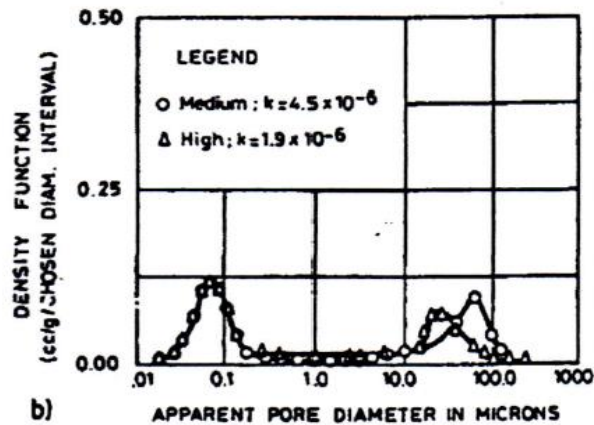


Figure 3.8 : Distribution bimodale des pores pour un mélange de 70 % de sable d'Ottawa et 30 % de Kaolin compacté par pétrissage à gauche de l'optimum (Juang et Holtz, 1986).

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les macropores qui se distribuent en plus petits pores lesquels ne sont pas affectés par cette augmentation (Prapaharan et al., 1991), comme le montre la figure 3.9).

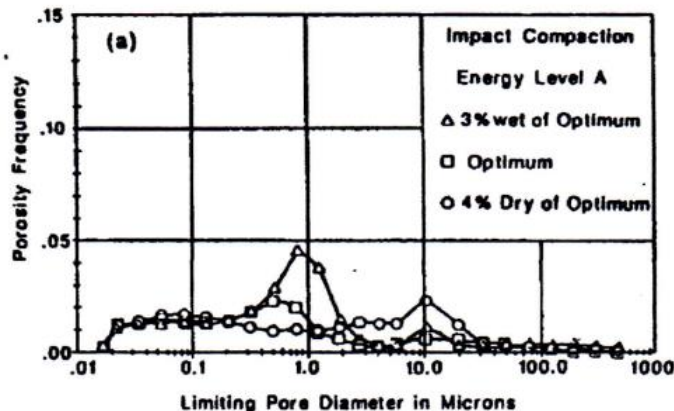


Figure 3.9 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores.

L'influence de différentes énergies de compactage sur la structure interne de l'argile de Boom a été étudiée par Romero et al., 1999 à une teneur en eau de 15 %. La figure 3.10 montre l'analyse à balayage électronique environnemental de ce matériau à deux différentes densités sèches : 1,37 et 1,67.

Les plages très claires correspondent aux particules d'argile et les plages plus ou moins noires sont les vides du matériau. Une fusion de l'agrégat due à l'effondrement des interagrégats a été observée pour la pression de compactage plus forte.

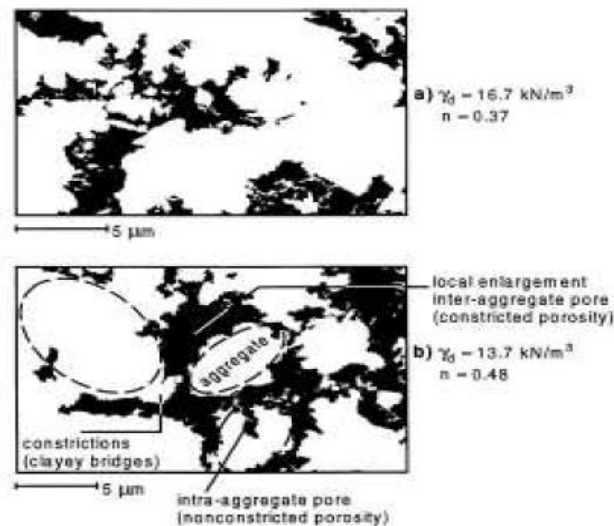


Figure 3.10 : Structure des sols gonflants étudiés par la méthode de balayage électronique environnemental (Romero et al., 1999).

Des essais porosimétriques ont été réalisés par Lloret et al. (2003), pour étudier la distribution de la dimension de pores d'une bentonite compactée avec une teneur en eau de 5% proche de la limite de retrait (Figure 3.11). Cette figure montre la variation du volume des pores pour des valeurs différentes de densité sèche. On peut observer que la distribution de la taille des pores est clairement bimodale, ce qui est très caractéristique des matériaux compactés à sec (Alonso et al., 1987). Les valeurs dominantes sont de l'ordre de $0,01 \mu\text{m}$ (10 nm), ce qui correspondrait à des pores à intra-agrégats, et des pores avec une plus grande taille dépendant de la densité sèche et varient de $10 \mu\text{m}$ pour la densité sèche de 1,8 à $40 \mu\text{m}$ pour la densité de de 1,5. Ces grands vides correspondent aux pores interagrégats. On peut constater aussi que la limite entre les deux familles de pores se situe autour de $0,13 \mu\text{m}$ (130 nm), car les plus petits pores ne semblent pas affectés par l'ampleur de la charge de compactage. Comme le montre clairement la figure 3.11a, le compactage affecte principalement les plus grands pores interagrégats (macrostructure).

La figure 3.11b présente la variation de l'indice des vides cumulés en fonction du diamètre des pores pour deux échantillons compactés à deux densités sèches de 1,55 et de 1,73. On constate qu'il y a un important volume de pores qui n'est pas rempli par l'intrusion de mercure. En effet, les volumes de pores intra-agrégats sont similaires pour les deux échantillons, avec un indice des vides de 0,46. Le reste de l'espace des pores correspond donc à des pores interagrégats, représentant environ 37% des vides ($e = 0,28$) pour l'échantillon compacté à une densité sèche de 1,55 et environ 20% ($e = 0,11$)

pour l'échantillon compacté à une densité sèche de 1,73. Des résultats similaires ont été obtenus par Cui et al. (2002a) et Lamara et al. (2010).

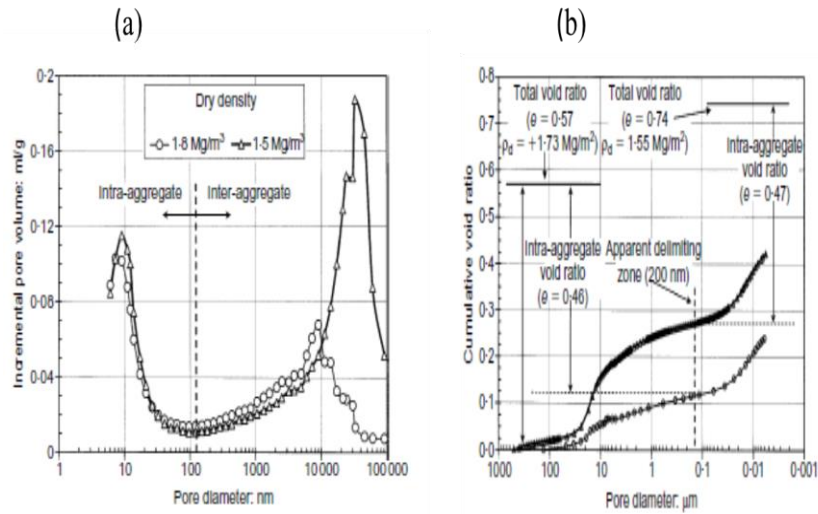


Figure 3.11 : Volume incrémental et variation de l'indice des vides cumulés en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches dans un essai de porosimétrie au mercure (Lloret et al., 2003).

Ferber (2005) a réalisé des mesures porosimétriques sur des échantillons compactés à trois masses volumiques sèches différentes et à la même teneur en eau sur une argile A34 (Figure 3.12). Il a constaté que la distribution de tailles de pores confirme très clairement que l'augmentation de la masse volumique sèche s'accompagne de la diminution progressive de la dimension et du volume des macropores (pores inter-agrégats) et que les micropores (pores intra-agrégats) ne sont pas affectés par le compactage. Ce qui explique la superposition des courbes pour les pores de dimension inférieure à 20 micromètres.

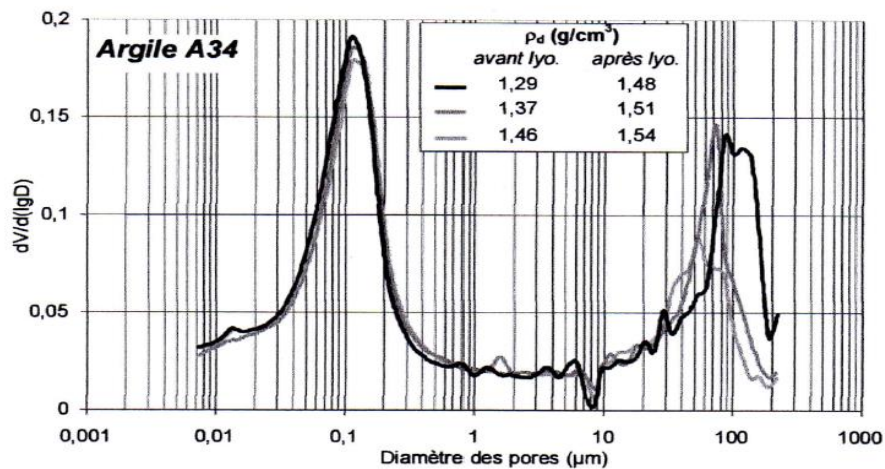


Figure 3.12 : Influence de la masse volumique sèche sur la distribution des tailles de pore de l'argile A34 (Ferber, 2005).

Nowamooz (2007) a étudié l'influence de la teneur en eau sur la structure interne d'un mélange de bentonite/limon compacté par l'essai porosimétrique à la pression de compactage de 1000 kPa. L'évolution du volume incrémental d'intrusion de mercure et de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour les trois teneurs en eau de 15 % du côté sec de l'optimum, 25 % à l'optimum Proctor et 30 % du côté humide de l'optimum est montrée sur la figure 3.13. Les résultats obtenus montrent qu'à l'optimum, l'indice des vides de la macrostructure atteint sa valeur minimale ($e = 0,27$). Les éprouvettes étudiées ont tendance à s'homogénéiser à l'optimum et au côté humide ($e = 0,31$). L'indice des vides de la macrostructure est plutôt élevé du côté sec de l'optimum ($e = 0,50$).

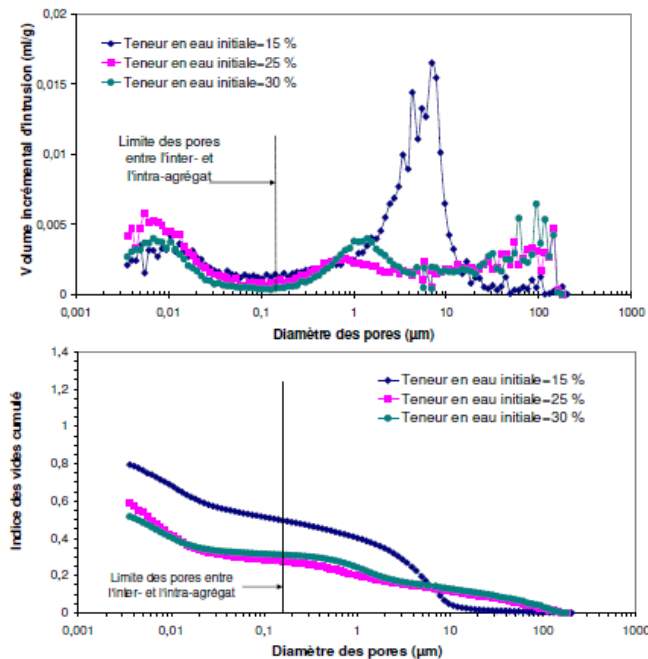


Figure 3.13 : Influence de la teneur en eau sur la structure du sol (Nowamooz, 2007).

3.1.2.2 Effet de la charge mécanique sur la répartition des pores

Les travaux de Delage et Lefebvre (1983) sur une argile sensible de Québec ont montré que la réduction de l'indice des vides au cours de la consolidation isotrope était due à une réduction de la macroporosité (macrostructure) et la microstructure restant pratiquement inchangée. Ces auteurs notent aussi que l'effondrement de la structure est progressif et que sa vitesse dépend du niveau de la surcharge et de son mode d'application.

Des observations effectuées au microscope électronique à balayage (MEB) ont permis de mettre en évidence que, pour des particules de kaolinite consolidée sous différentes contraintes, l'augmentation de la contrainte conduisait à une augmentation de nombre d'associations face-face au détriment d'associations face-bord. Cette constatation est confirmée par Cetin (2004) cité par Ferber (2005) et présentée schématiquement (Figure 3.14) par Benett et Hulbert (1986) cités par Ferber (2005). Ces observations suggèrent que l'organisation des particules au sein des agrégats est

affectée par la contrainte appliquée ; c'est à dire que la consolidation s'accompagne d'une diminution du volume interagrégats.

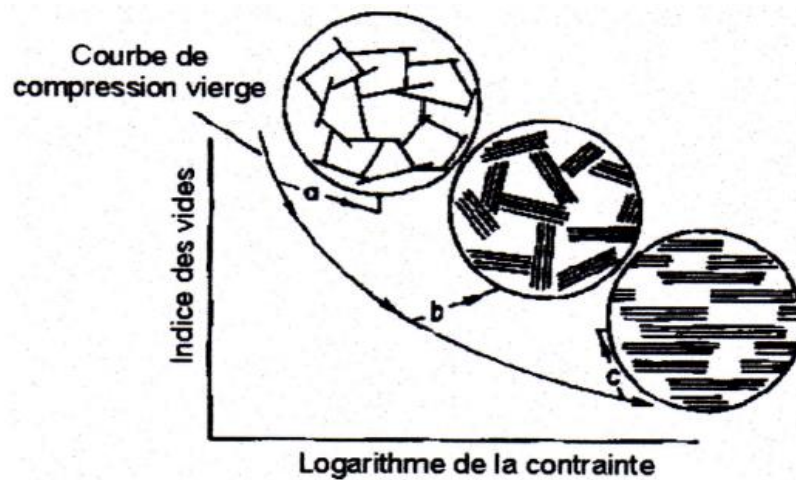


Figure 3.14 : Représentation de l'évolution de la structure d'une kaolinite au cours de la consolidation (Benett et Hulbert, 1986) cités par Ferber (2005).

Les résultats obtenus par porosimétrie au mercure (Delage et le Febvre, 1983 ; Cuisinier et Laloui, 2003) confirment que le volume des plus gros pores diminue régulièrement lorsque la contrainte augmente (Figure 3.15). Il semblerait que les petits pores de dimension inférieures à 1 micromètre qui pourraient représenter les volumes intra-agrégats ne sont pas affectés.

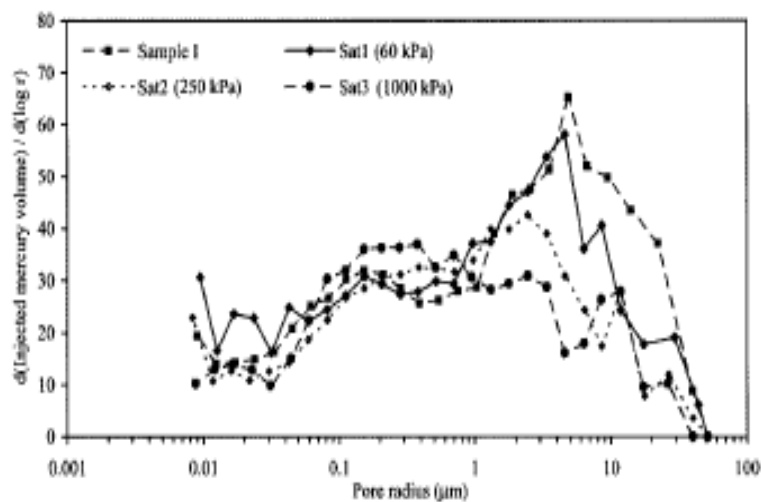


Figure 3.15 : Influence de la contrainte de consolidation sur la distribution des tailles des pores d'un sol morainique (Cuisinier et Laloui, 2003).

3.1.2.3 Effet de la succion sur la répartition des pores

Afin de montrer l'influence de l'imposition de la succion sur la structure interne des sols, des échantillons limoneux compactés saturés ont été soumis à différentes succions croissantes de 0 à 400 kPa. La distribution de la dimension des pores (PSD) est

représentée dans le plan « diamètre des pores-fraction de volume » (Figure 3.16). L'augmentation de la succion se traduit par une réduction des macropores accompagnée d'une augmentation des micropores due au retrait des macropores, menant vers une distribution bimodale (Cuisinier et Laloui, 2003) cités par Romero et Simms (2008). En comparant l'ensemble des cinq courbes, il ressort que les pores inférieurs à 0.1 mm ne sont pas influencés par le drainage (séchage) imposé par les succions appliquées. Des résultats similaires sont obtenus par Nowamooz et Masrouri (2010).

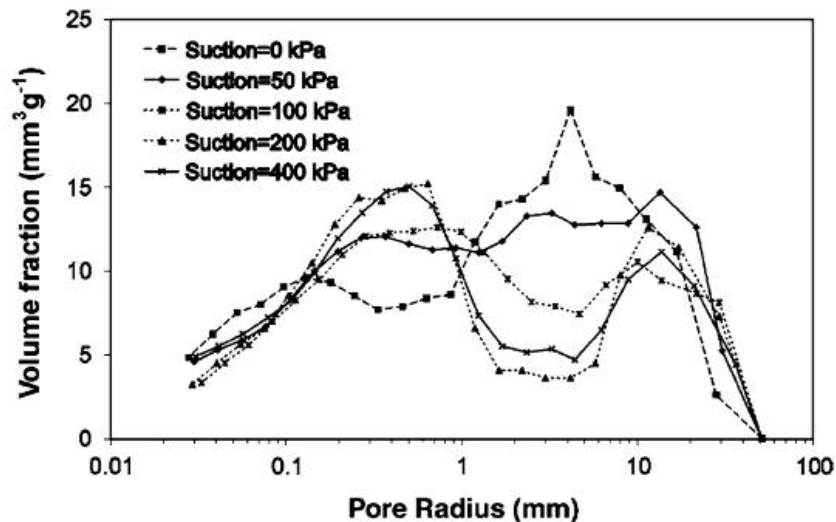


Figure 3.1 6 : Evolution de la distribution de la dimension des pores en fonction de la succion imposée sur un sol limoneux (Cuisinier et Laloui, 2003).

3.1.3 Conclusion

Dans cette partie, on a pu constater que de nombreux auteurs s'accordent à dire que les sols compactés présentent une double structure (double porosité) du côté sec de l'optimum et une structure homogène du côté humide de l'optimum. Plusieurs traits communs à tous les sols fins compactés peuvent être soulignés, à savoir :

- pour les sols compactés du côté sec de l'optimum Proctor, la structure présente un caractère bimodal où l'on observe une double porosité : une microstructure (porosité intra-agrégats) et une macrostructure (porosité interagrégats) ;
- pour les sols compactés à l'optimum et du côté humide de l'optimum Proctor, la structure est plutôt homogène et présente un caractère unimodal ;
- les sols les plus denses présentent moins de macroporosité ;
- le chargement mécanique affecte sensiblement la macrostructure (macropores) sans produire de modifications importantes dans la microstructure (micropores) ;
- à teneur en eau constante, quand la masse volumique sèche d'un sol fin compacté augmente, seul le volume des plus gros pores diminue alors que les plus petits pores ne semblent pas être affectés ;
- la teneur en eau modifie à la fois les macropores et les micropores, ce qui se traduit par une homogénéisation de la structure globale.

3.2 Comportement hydromécanique des sols compactés

Parmi les phénomènes physiques qui préoccupent encore les géotechniciens est celui de gonflement/effondrement des sols compactés. Ce phénomène est très complexe, il fait intervenir plusieurs paramètres environnants et intrinsèques. De nombreux travaux de recherches ont été menés sur le comportement à l'humidification de ces sols. En fait, l'étude du comportement à l'humidification des sols concerne plusieurs domaines de la géotechnique, selon les objectifs envisagés et les besoins de chaque problématique rencontrée.

Cette partie a pour but de décrire le comportement des sols compactés, en précisant l'effet de différents paramètres qui affectent le phénomène de gonflement/effondrement, lors de leur humidification. Un accent est mis sur le rôle de la structure dans le comportement hydromécanique des sols compactés.

3.2.1 Phénomène de gonflement/effondrement

La caractéristique du comportement qui attire habituellement le plus l'attention, lorsqu'il s'agit de sols compactés est les changements volumiques qui se produisent, lors de l'humidification sous contrainte. Dans le cas des sols gonflants, le terme effondrement s'oppose au terme gonflement. L'expérience a montré que le gonflement ne reflète qu'un aspect de la sensibilité des sols aux variations d'état hydrique. L'humidification peut provoquer l'effondrement avec détérioration des liaisons entre les particules et un jeu relatif des particules entre elles (Serratrice et Soyez, 1996). Ce phénomène (gonflement/effondrement) affecte les sols naturels et les roches poreuses mais aussi les sols compactés. Quand un sol est humidifié sous une contrainte mécanique, l'hydratation des particules d'argile peut conduire soit à une augmentation de volume (gonflement) ou à une diminution de volume (effondrement). D'une manière générale, le sol gonfle sous faibles charges et s'effondre sous charges élevées (Figure 3.17).

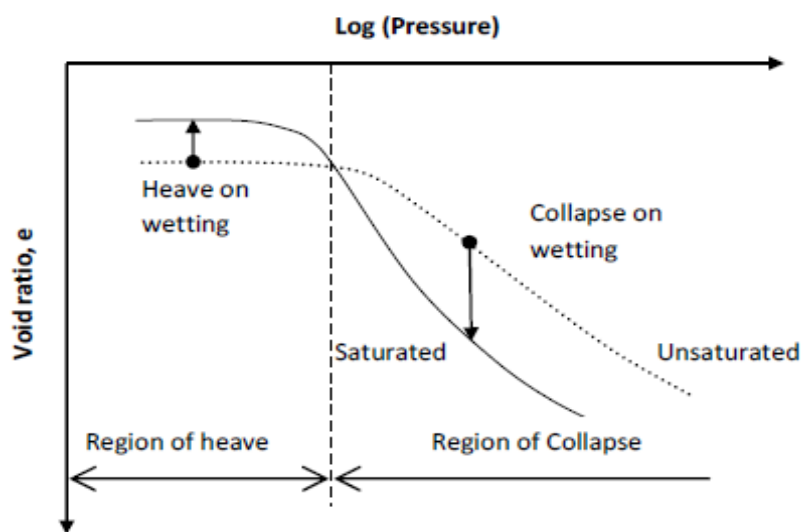


Figure 3.17 : Variation de volume du sol durant l'humidification.

3.2.2 Phénomène de gonflement

Les particularités des sols gonflants sont connues depuis longtemps. La complexité des problèmes posés par le gonflement des sols et des roches naturelles ou des sols compactés a entraîné l'épanouissement de nombreuses méthodes d'analyse par des essais de laboratoire. Les travaux et les publications consacrés au gonflement sont multiples. Cela s'explique par le fait que le gonflement inclut plusieurs phénomènes physiques, chimiques et mécaniques d'interaction du sol et de l'eau, imbriqués à différentes échelles.

Nous savons que le gonflement des sols se manifeste quand le régime hydraulique se trouve changé ou que l'état d'équilibre des contraintes est perturbé. De nombreuses procédures sont donc proposées pour déterminer la contrainte de gonflement (Figure 3.18). Il s'agit, soit, de mesurer la contrainte générée par le matériau lorsqu'il est empêché de gonfler, ou bien de mesurer la contrainte à appliquer au matériau pour l'empêcher de gonfler. De plus, dans ce dernier cas, cette contrainte est elle appliquée avant ou après l'humidification ?

Il est donc important de prendre en considération l'effet du chemin de sollicitations (Serratrice et Soyez, 1996). Selon la nature minéralogique et la teneur de la fraction argileuse, le gonflement d'un sol diffère par son amplitude et par les mécanismes de son développement. Lesquels mécanismes, à l'échelle macroscopique, sont l'ultime étape d'un processus microscopique.

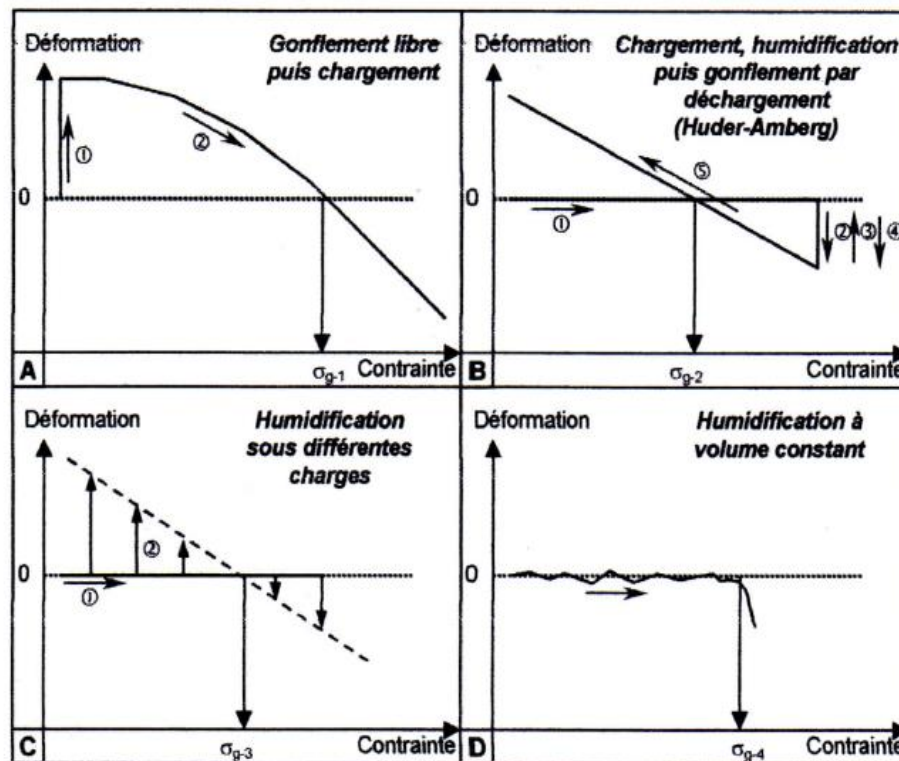


Figure 3.18 : Représentation de procédures destinées à mesurer la contrainte de gonflement (Serratrice et Soyez, 1996).

3.2.3 Facteurs influençant le gonflement

L'amplitude et la pression de gonflement sont deux paramètres utilisés pour l'expression du gonflement (Parceveaux, 1980 ; Serratrice et Soyez, 1996 ; Gueddouda et al., 2012 ; Serratrice et al., 2015). Ces paramètres sont affectés par de nombreux facteurs intrinsèques et environnants. Beaucoup de travaux de recherche menés ont conduit à identifier les facteurs influençant les mécanismes, l'ampleur et la pression de gonflement (Holtz et Gibbs, 1956 ; Seed et Chan, 1959 ; Seed et al., 1962b ; Parceveaux, 1980 ; Komine et Ogata, 1994, 1999 ; Komine et Ogata, 2003 ; Muntohar, 2003 ; Komine, 2004 ; Mishra et al., 2008 ; Yigzaw, 2009 ; Lamara et al., 2010 ; Ejjaouani et al., 2013 ; Serratrice, 2013 ; Serratrice et Coudert, 2015 ; Madjnoun et Bahar, 2016 ; Khemissa et al., 2017a, 2017b). La masse volumique sèche, la teneur en eau, les contraintes mécaniques appliquées, le pourcentage des minéraux argileux et la structure à l'échelle microscopique sont autant de facteurs mis en évidence dans ces travaux de recherche.

3.2.3.1 Influence de l'état initial

Par expérience, on peut facilement observer que le paramètre le plus influant à considérer est la teneur en eau initiale et que le sol gonfle d'autant plus qu'il est sec à l'état initial. De nombreux auteurs ont décrit ce phénomène, en réalisant des essais d'humidification à des teneurs en eau initiales variées. (Holtz et Gibbs, 1956 ; Seed et al., 1962a ; Seed et al., 1962b ; Komine, 1996, 2004 ; Djeddi, 2012).

Le gonflement d'un sol ou sa contrainte de gonflement, suite à son humidification, n'est qu'une réponse représentant un état donné du sol. Plusieurs facteurs peuvent influencer au même temps le gonflement. L'influence conjuguée de la teneur en eau initial et de la masse volumique sèche initiale est montrée sur la figure 3.19.

Holtz et Gibbs (1956) ont décrit l'influence conjuguée de la teneur en eau initiale et de la masse volumique sèche initiale en représentant le gonflement dans le diagramme Proctor sous forme de courbes d'iso-gonflement découlant de l'interpolation entre les points expérimentaux (Figure 3.19). On peut observer que cette influence conjuguée est variable en fonction de la position de l'état initial dans le diagramme.

Les courbes de 1% ; 2% et 4% de gonflement sont horizontales pour les faibles teneurs en eau et se redressent verticalement à l'approche de l'optimum Proctor. En revanche, les courbes 6% ; 8% et 10% de gonflement montrent que l'influence conjuguée est presque partagée entre les deux paramètres. Ceci semble indiquer que le gonflement est fortement influencé par la masse volumique sèche initiale pour les échantillons secs ; par contre, le gonflement des échantillons humides est fortement influencé par la teneur en eau initiale.

Les paramètres géotechniques tels que la teneur en eau et la masse volumique sèche jouent un rôle important dans le processus de gonflement. Ils ont fait l'objet de nombreuses études (Komornik et David, 1969 ; Sridharan et al., 1986 ; Komine et Ogata, 1992, 1994, 1996).

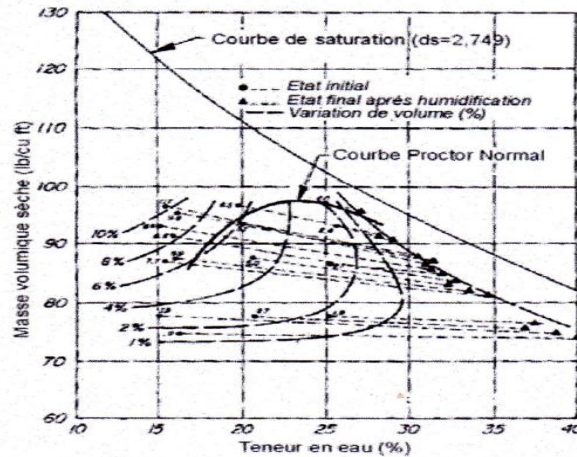


Figure 3.19 : Courbes d'iso-gonflement dans le diagramme Proctor (Holtz et Gibbs, 1956).

L'influence de la teneur en eau initiale a été largement discutée. Sridharan et al. (1986) ; Komine et Ogata (1992) soutiennent l'idée que la pression de gonflement dépend seulement de la densité sèche initiale du sol et qu'elle est indépendante de la teneur en eau initiale (Figure 3.20 à droite). De leur côté Komornik et David (1969) ont noté que la pression de gonflement des sols augmente lorsque la masse volumique sèche initiale augmente et la teneur en eau initiale diminue, sans pourtant trouver une bonne corrélation entre la pression de gonflement et l'un et l'autre des deux paramètres considérés séparément. Plusieurs auteurs ont montré qu'à partir de modes d'opérations combinées, on peut obtenir des valeurs encore différentes de contrainte de gonflement. Ces différentes procédures donnent des résultats différents (Serratrice et Soyez, 1996 ; Windal, 2001). On se rend compte ainsi de l'importance du chemin de contraintes suivi au cours du gonflement. Les résultats obtenus par Yigzaw (2009) montrent que les valeurs de la pression de gonflement mesurées sont assez différentes (Figure 3.20 à gauche). Cette dispersion de valeurs est due à une différence de conditions initiales à laquelle peuvent s'ajouter de faibles variations inhérentes à l'appareillage. La variation de la pression de gonflement avec les conditions initiales et selon le chemin de contrainte appliquée montre la nature non intrinsèque du paramètre de gonflement.

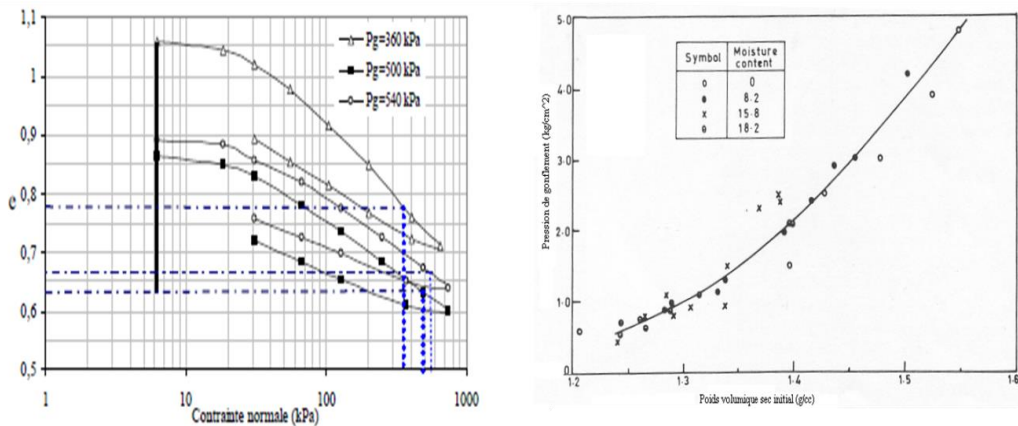


Figure 3.20 : Influence de la densité sèche sur le gonflement : (Sridharan et al., 1986) (à droite) ; (Yigzaw, 2009) (à gauche).

Par ailleurs, El-Sohby et Rabba (1981) ont observé que l'effet de la teneur en eau initiale sur le taux et la pression de gonflement n'est pas significatif lorsque cette teneur en eau est inférieure à la limite de retrait du sol mais que son effet devient important lorsqu'elle est supérieure à cette limite de retrait (Figure 3.21)

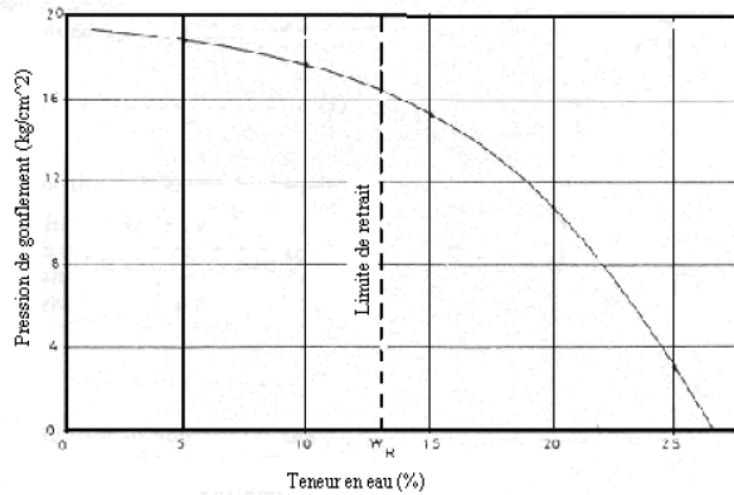


Figure 3.21 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement (El-Sohby et Rabba, 1981).

D'après Guiras-Skandaji (1996), pour les essais de gonflement libre ou sous différentes charges, le potentiel et la pression de gonflement varient avec la teneur en eau initiale. La teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une forte influence sur les caractéristiques du gonflement. La pression de gonflement augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue (Figure 3.22 à gauche). L'évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale est linéaire (Figure 3.22 à droite).

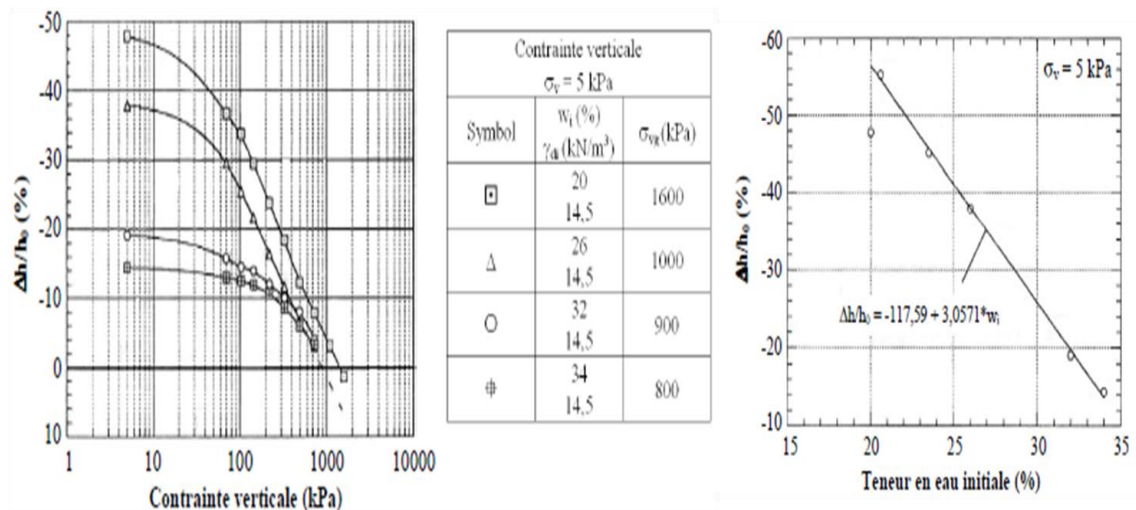


Figure 3.22 : Influence de la teneur en eau initiale sur une bentonite compactée (Guiras-Skandaji, 1996) : gonflement libre (à gauche), taux de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale (à droite).

Komine et Ogata (1992, 1994), en travaillant sur une bentonite sodique (48 % de montmorillonite) avec deux poids volumiques secs initiaux de 1.3 kN/m^3 et $1,8 \text{ kN/m}^3$ montrent qu'à fort poids volumique sec, le taux de gonflement dépend de la teneur en eau initiale et qu'à faible poids volumique sec le taux de gonflement est indépendant de la teneur en eau initiale. Cependant, couplé ou non à la teneur en eau initiale, l'effet du poids volumique sec sur le taux et la pression de gonflement est bien reconnu. Le taux et la pression de gonflement augmentent d'autant plus que le poids volumique sec est élevé (Figure 3.23). Cette figure montre que la pression de gonflement déterminée par hydratation du matériau confiné augmente d'une façon exponentielle avec le poids volumique sec initial. Toutefois, l'amplitude de la pression de gonflement est fonction du matériau étudié. Cette observation est similaire à celle de Sridharan et al. (1986) et Guiras-Skandaji (1996). Il faut noter, aussi, que ces lois exponentielles entre le poids volumique sec et la pression de gonflement dépendent de l'activité du matériau.

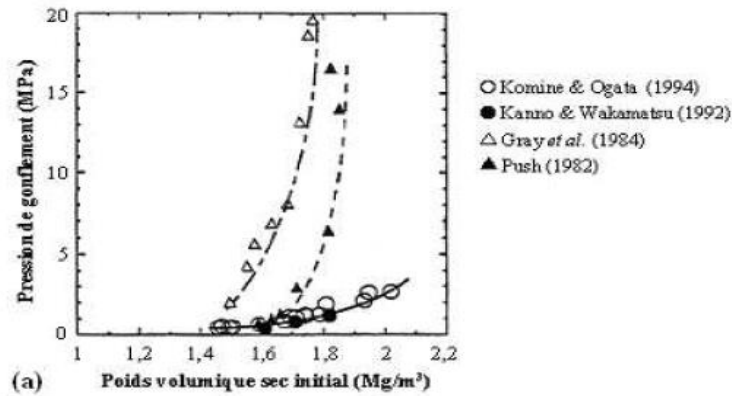


Figure 3.23 : Influence du poids volumique sec sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994).

La figure 3.24 présente les variations de la pression de gonflement de l'argile M-X80 en fonction l'indice des vides (Börgesson et al., 1996). On constate que la pression de gonflement augmente lorsque l'indice des vides diminue.

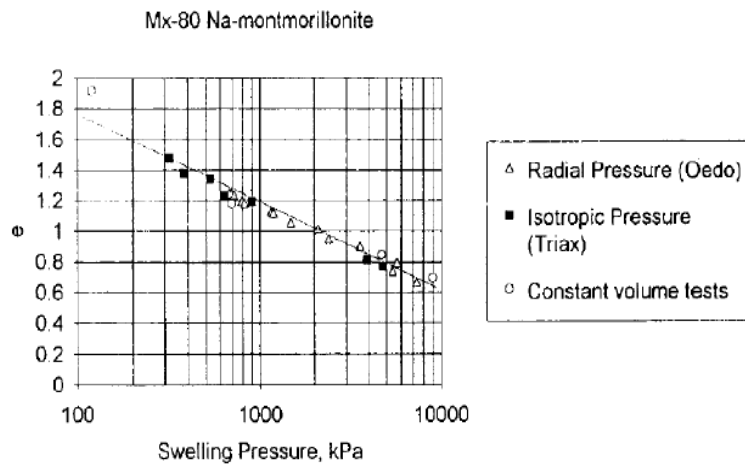


Figure 3.24 : Pression de gonflement en fonction de l'indice des vides de l'argile MX-80 (Börgesson et al., 1996).

Komine et Ogata (2003) ont étudié l'effet de la masse volumique sèche initiale à partir d'échantillons d'argile de Kunigel-VI. L'effet de la masse volumique sèche initiale de l'échantillon sur le gonflement est présenté dans la figure 3.25. Plus l'échantillon est dense plus le gonflement est important ce qui corrobore les études présentées précédemment.

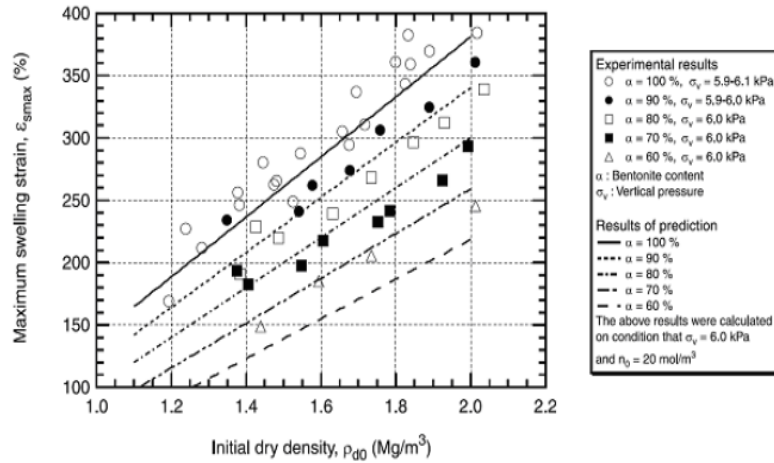


Figure 3.25 : Relation entre le gonflement et la densité sèche initiale (Komine et Ogata, 2003).

3.2.3.2 Influence de la contrainte verticale

La figure 3.26 montre l'effet de la contrainte verticale sur le gonflement de l'argile étudiée par Komine et Ogata (2003). Lorsque la charge verticale augmente, le gonflement diminue rapidement.

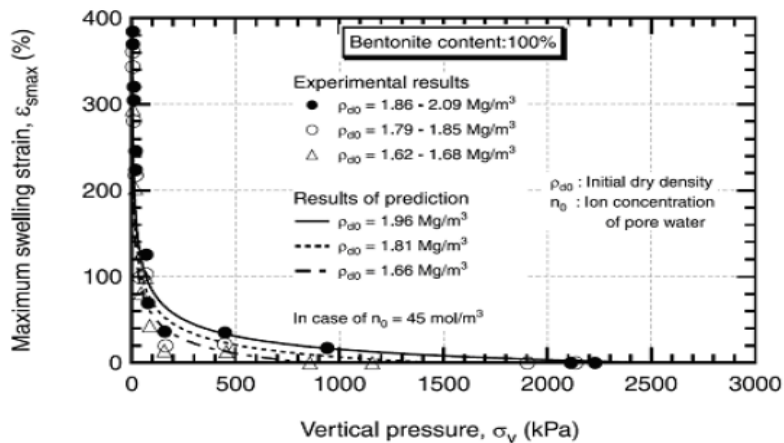


Figure 3.26 : Relation entre le gonflement maximal et la charge verticale (Komine et Ogata, 2003).

3.2.3.3 Influence de la nature du sol

Dans les paragraphes précédents nous avons présenté l'influence des paramètres géotechniques (teneur en eau, masse volumique sèche) et les paramètres externes (hydromécaniques) sur le gonflement. Or, le gonflement prend naissance dans la nature

même du sol. Il faut, donc, examiner l'influence des paramètres intrinsèque du sol. Selon Seed et al. (1962a), la proportion et l'activité de la fraction argileuse du sol constituent les principaux paramètres influents. Aussi, Ogata (1994) a noté que la pression de gonflement augmente avec l'augmentation de la fraction argileuse. Tabani, (1999) cité par Cuisinier (2002) a observé sur des mélanges de limon-bentonite que le taux de gonflement et la pression de gonflement augmentent respectivement de 6 % à 42 % et de 200 kPa à 700 kPa lorsque le pourcentage massique de bentonite augmente. D'autres auteurs ont obtenu des résultats similaires sur les sols compactés (Muntohar, 2003 ; Sridharan et Gurtug, 2004 ; Mishra et al., 2008). Ils ont montré que la teneur en particules fines reste un paramètre important qui influence le gonflement. Sur la figure 3.27, on constate que le matériau étudié (Sand-Bentonite) à 50 % de bentonite présente le gonflement le plus élevé.

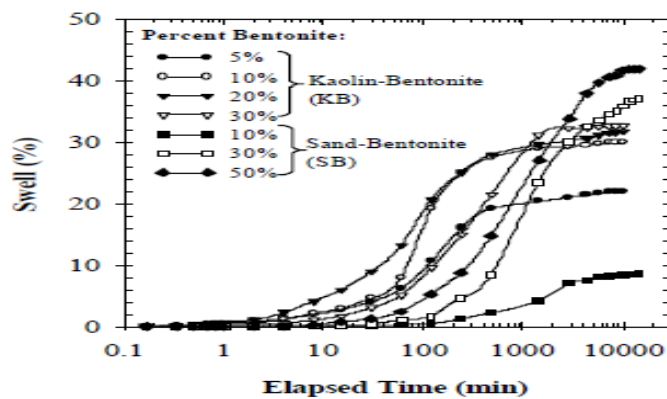


Figure 3.27 : Gonflement de mélange sol- bentonite (Muntohar, 2003).

En revanche, l'augmentation de particules inertes (sable, graviers) dans un sol fait chuter son gonflement (Day, 1991 ; Sivapullaiah et al., 1996 cités par Ferber (2005) ; Louafi et Derriche, 2005 ; Gueddouda et al., 2012). En étudiant l'effet du rajout du sable (fraction $0,1\text{mm} < D < 0,2\text{mm}$ et $0,2\text{mm} < D < 0,4\text{mm}$) sur la bentonite lors d'un essai de gonflement, Louafi et Derriche (2005) ainsi que Bahar et Louafi (2011) ont constaté que le potentiel de gonflement et la pression de gonflement de la bentonite traitée diminuent avec le pourcentage de sable ajouté (Figure 3.28).

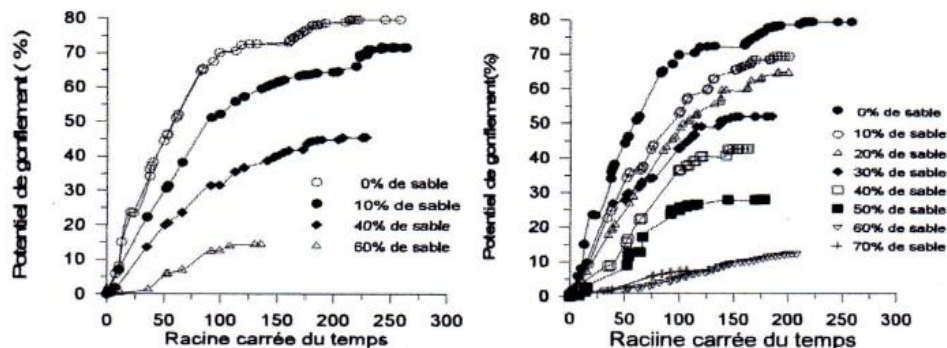


Figure 3.28 : Effet du rajout de sable sur gonflement (Louafi et Derriche, 2005) : $0,1\text{ mm} < D < 0,2\text{mm}$ (à gauche) ; $0,2\text{ mm} < D < 0,4\text{mm}$ (à droite).

Par ailleurs, d'autres facteurs d'ordre structural qui influent le gonflement sont également à considérer. Il s'agit, par exemple, de l'arrangement des particules entre elles et la présence de toute matière susceptible de les cimenter. Ainsi, dans un sol à dominante argileuse l'arrangement initial des particules argileuses ou leur réarrangement pendant le gonflement influencent directement l'ampleur du phénomène de gonflement. La pression de gonflement et le gonflement libre sont plus élevés lorsque les particules argileuses sont majoritairement parallèles entre elles (Tran Ngoc Lan, 1987 ; Warkentin, 1962), d'après Serratrice et Soyez (1996). Mais la cimentation et le vieillissement des sols, avant toute action mécanique, contribuent à limiter l'ampleur du gonflement. A l'inverse, la déstructuration d'un sol occasionnée soit par des actions mécaniques extérieures, soit par dissolution, peut amplifier le gonflement. Ainsi, la reconduction de la même procédure d'essai sur le sol, après gonflement, ne produira pas les mêmes effets car les propriétés mécaniques et le comportement du sol auront changé (Serratrice et Soyez, 1996). Néanmoins, dans les matériaux compactés contenant de gros éléments ou dans les matériaux naturels fissurés, une part du gonflement peut être absorbée par les vides limitant ainsi le développement complet du gonflement à l'échelle macroscopique. Un exemple de ce comportement est obtenu sur une argile de Sidi-Hadjrès (M'sila en Algérie) étudiée par Khemissa et al. (2017a). Les courbes de gonflement libre obtenues sur trois échantillons de cette argile (un échantillon intact (INT) et deux autres reconstitués par compactage à l'essai Proctor standard (SPT) et modifié (MPT)) sont montrées sur la figure 3.29. L'analyse comparative des caractéristiques de gonflement conduit aux commentaires suivants : Les courbes de gonflement libre ont des formes similaires pour les échantillons intacts et compactés (Figure 3.29). Deux phases de gonflement successives sont observées : une phase de gonflement primaire caractérisée par un taux de déformation croissant et une phase de gonflement secondaire avec un taux de déformation sensiblement constant. Les valeurs des paramètres correspondants dépendent fortement de la compacité du sol. L'échantillon compacté est moins expansif que l'échantillon intact et cela est plus avéré pour le compactage Proctor modifié que pour le compactage Proctor standard. Bien que ces résultats montrent que l'argile est régie par les mêmes lois de gonflement à l'état intact et à l'état compacté, il en ressort que l'argile compactée est moins sensible au gonflement que l'argile intacte.

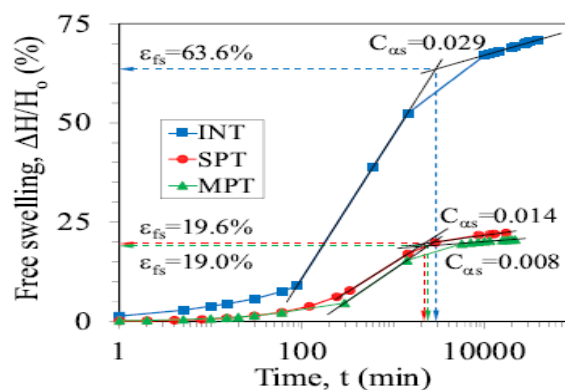


Figure 3.29 : Courbes de gonflement libre obtenues sur trois échantillons d'une argile de M'sila (Algérie) (Khemissa et al., 2017a) : un échantillon intact (INT) et deux autres reconstitués par compactage à l'essai Proctor standard (SPT) et modifié (MPT).

3.2.3.4 Influence des liants hydrauliques

Les sols expansifs ont été soumis à de nombreuses caractérisations et études de stabilisation au cours des dernières décennies (Petry et Little, 2002 ; Al-Rawas et Goosen, 2006 ; Brooks, 2009 ; Al-Mukhtar et al., 2010 ; Harichane et al., 2011; Ramadas et al., 2011 ; Louafi et Bahar, 2012 ; Pakbaz et Alipoor, 2012 ; Sharma et al., 2012 ; Sarid et al., 2013 ; Zhao et al., 2013 ; Khemissa et Mahamedi, 2014 ; Modarres et Nosoudy, 2015 ; Schanz et Elsaywy, 2015 ; Keramatikerman et al., 2016), d'après Khemissa et al. (2017b). Ces études ont conclu qu'avec un traitement chimique approprié, les sols expansifs peuvent être utilisés comme remblais et comme matériaux de base ou d'assise dans les travaux routiers. Cependant, l'expérience montre que, toutes choses étant égales par ailleurs, les meilleures performances sont obtenues pour un traitement des sols expansifs par des liants hydrauliques (ciment, chaux et leur combinaison) plus que par d'autres stabilisants (sel, sable de dune, cendre volante, poussière de pierre, etc.). Un état des lieux des principales études de stabilisation a été réalisé sur des sols expansifs collectés dans les régions arides et semi-arides algériennes (Khemissa et al., 2015). Les stabilisants utilisés comprennent le ciment et/ou la chaux (Derriche et Lazzali, 1997 ; Afès et Didier, 2000) ; mélange de chaux et de sel (Gueddouda et al., 2013) et mélange de chaux et de pouzzolane (Harichane et al., 2011). Les résultats expérimentaux obtenus sont relativement satisfaisants pour le traitement avec le ciment et/ou la chaux. Néanmoins, l'efficacité des autres produits de traitement n'est pas clairement établie pour le moment, selon Khemissa et al. (2017b) dont les résultats obtenus sur une argile expansive surconsolidée, traitée par des liants hydrauliques (composé de ciment et la chaux) fabriqués localement, sont montrés sur les figures 3.30 et 3.31. La figure 3.30 montre le diagramme de plasticité de Casagrande adaptée à cette argile conformément aux classifications de Dakshanamurthy et Raman (1973) et de Chen (1988). On peut noter que l'indice de plasticité et la limite de liquidité diminuent avec les teneurs des stabilisants utilisés, mais plus avec la chaux qu'avec le ciment. Cette diminution s'explique par le fait que la chaux est généralement fortement basique et très avide d'eau : après son hydratation, elle disparaîtra avec une forte émission de chaleur. La chaux provoque une agglomération et une précipitation rapides des matières colloïdales en suspension dans l'eau, ce qui modifie la consistance de l'argile qui passe d'un état plastique à une structure friable stable. Il en résulte une réduction de la plasticité de l'argile et devient moins sensible à l'eau, donc mieux compactable, avec un potentiel de gonflement plus faible, comme montré dans la figure 3.31.

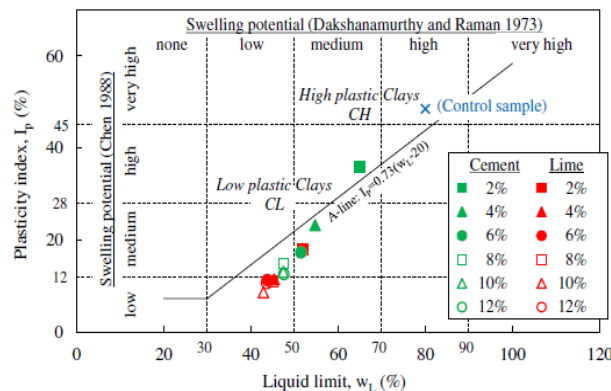


Figure 3.30 : Effet du traitement sur la plasticité de l'argile (Khemissa et al., 2017b).

L'évolution du gonflement libre de l'argile avant et après son traitement par diverses teneurs en ciment et chaux est montrée sur la figure 3.31. Ces résultats semblent être en bon accord avec les relations basées sur les paramètres géotechniques. On constate que cette argile est caractérisée par des propriétés physiques et mécaniques sensibles aux liants hydrauliques. Le gonflement libre diminue de manière appréciable avec la teneur des stabilisants utilisés, mais davantage avec la chaux qu'avec le ciment. De plus, les valeurs calculées de gonflement libre encadrent bien leurs valeurs expérimentales. Les relations d'O'Neill et Ghazzaly (1977) et de Türköz et Tosun (2011) semblent mieux adaptées pour calculer le gonflement libre de cette argile.

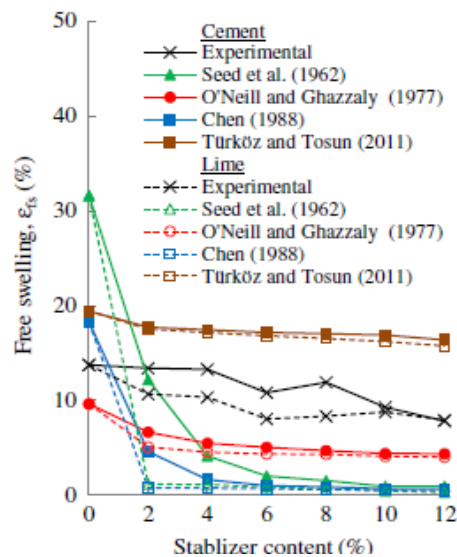


Figure 3.31 : Effet du traitement sur le gonflement libre de l'argile (Khemissa et al., 2017b).

Ce résultat confirme la même observation faite par Mahamedi et Khemissa (2013) sur une argile naturelle limitrophe (argile de Sidi-Aissa). Enfin, selon la classification de Chen (1988), le gonflement libre (ϵ_{fs}) passe de très élevé ($\epsilon_{fs} > 25\%$) à faible ($\epsilon_{fs} < 1,5\%$). Cette atténuation est due à la stabilisation de l'argile par l'effet de la cimentation et des réactions pouzzolaniques qui semblent indiquer que l'argile devient insensible au gonflement (Khemissa et al., 2017b).

3.2.3.5 Influence du cycle humidification/séchage

De nombreux travaux ont été menés pour simuler les déformations causées par les variations saisonnières de la teneur en eau ou par l'effet de sollicitations hydriques cycliques. Plusieurs auteurs (Chen et Ma, 1987 ; Subba Rao et Satyadas, 1987 ; Al-Hamoud et al., 1995 ; Basma et al., 1996 ; Tripathy et al., 2002 ; Yigzaw, 2009 ; Madjnoun, 2014) ont étudié l'effet des cycles humidification/séchages sur des sols remaniés et compactés.

Dans la majorité des résultats obtenus de ces travaux, on a constaté que le phénomène de retrait/gonflement se stabilise après quatre ou cinq cycles.

Les résultats de Tripathy et al. (2002) montrent que l'effet des conditions initiales (densité et teneur en eau) est quasiment nul après quatre ou cinq cycles d'imbibition-dessiccation (Figure 3.32), ce qui est en accord avec les observations faites par Yong et

Warkentin (1975) et Day (1995). Ces derniers ont noté que, sous l'effet répété de cycles d'imbibition et de dessiccation, les caractéristiques héritées des conditions de dépôt disparaissent. Le retrait et le gonflement semblent dépendre, essentiellement, du type d'argile.

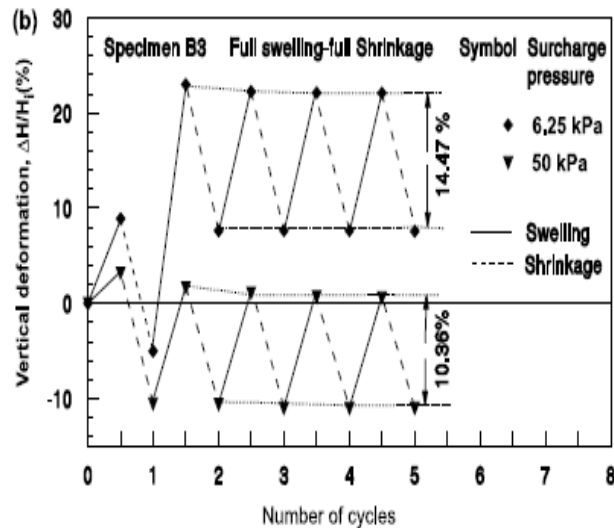


Figure 3.32 : Déformations verticales dues aux cycles d'humidification-séchage (Tripathy et al., 2002).

Toutefois, les résultats obtenus par Yigzaw (2009) sur des échantillons soumis alternativement à des phases d'imbibition complète et de séchage complet, appliquées sous faibles contraintes verticales constantes, ont permis de mettre en évidence la non réversibilité partielle des déformations de gonflement/retrait. La fissuration de l'échantillon au premier séchage, en augmentant la perméabilité du sol, influence la cinétique de gonflement lors du cycle suivant. Pour chaque sollicitation cyclique, une stabilisation des déformations s'amorce à partir du troisième ou quatrième cycle. Cependant, l'ensemble des échantillons étudiés présentent une augmentation du gonflement cumulé avec les cycles et le retrait a très peu évolué. La déformation due au retrait/gonflement n'est, donc, pas complètement réversible.

3.2.4 Phénomène d'effondrement

Le phénomène d'effondrement connote une chute soudaine des propriétés mécaniques des sols qui se traduit par l'apparition de déformations importantes et irréversibles dues à un réarrangement brutal des particules. En géotechnique deux types d'effondrement sont observés : l'effondrement par liquéfaction et l'effondrement par humidification. La liquéfaction statique ou dynamique intervient lorsque les pressions interstitielles de l'eau au sein du sol ne se dissipent pas suffisamment lors de son cisaillement. Cette instabilité touche surtout les sols saturés et se traduit par des phénomènes rapides tels que les glissements de terrain. En revanche, dans un sol compacté, la variation d'état hydrique déclenche un effondrement et constitue un problème géotechnique « non saturé », c'est-à-dire un effondrement relatif aux sols non saturés (sols compactés, par exemple).

Dans ce qui suit, nous nous intéressons à la question de l'effondrement par humidification des sols compactés non saturés.

3.2.4.1 Natures des liaisons entre particules

Les modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'effondrement est observé, selon (Dudley, 1970), sont les suivants :

- éolienne : sables, lèss (limon altéré et transporté par le vent) ;
- aérienne : cendres volcaniques ;
- colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise ;
- alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau ;
- résiduelle : altération physico-chimique des roches mères ;
- anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrage en terre, ...).

La connaissance de type de dépôt ne renseigne pas sur le niveau d'effondrement du sol. En revanche, elle informe sur son histoire et surtout sur son état physico-chimique. Se basant sur ces observations, Dudley (1970) et Barden et al. (1973) ont présenté les types de liaison entre grains à l'origine d'une cohésion des sols non saturés. Trois types de liaisons sont décrits (Figure 3.33) :

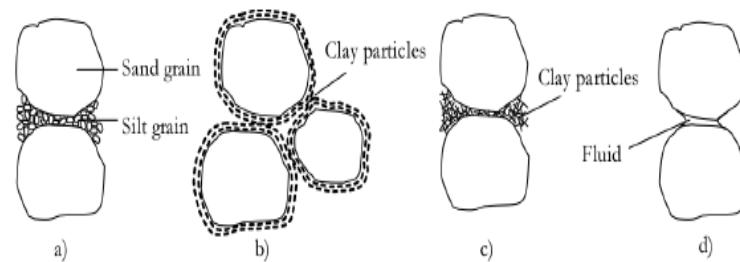


Figure 3.33 : Principales liaisons intergranulaires (Barden et al., 1973).

- Cohésion capillaire entre grains ;
- Cohésion induite par des plaquettes d'argile réparties autour de grains de sable ou de limon ;
- Cohésion chimique par des oxydes de fer, des carbonates de calcium ou mécanique par d'autres matériaux d'apport comme les liants hydrauliques.

La cohésion capillaire tire son origine des ménisques d'eau présents entre les grains qui sont en dépression par rapport à la pression atmosphérique (Figure 3.33d). Le deuxième type de cohésion est dû aux plaquettes d'argile qui, placées entre les grains de plus grosses tailles, assurent la tenue du mélange et une meilleure résistance au cisaillement à faible teneur en eau. Lorsque cette teneur en eau augmente, les plaquettes d'argile perdent leurs caractéristiques mécaniques et libèrent les grains. La répartition de la fraction argileuse dans le sol peut être soit en surface des grains (Figure 3.33b) soit sous forme floculée au niveau des contacts intergranulaires (Figure 3.33c). La première situation apparaît lorsque l'argile s'est formée en place par autogenèse (formation de l'argile en place par dégradation des grains). La deuxième situation serait induite par une alternance de périodes humide et sèche où l'argile, présente dans l'eau, se déposerait sous formes d'un pont d'argile au point de contact entre deux grains. La dernière cohésion est la cimentation chimique due à la présence de particules de carbonate de calcium ou d'oxyde de fer (visible par, exemple, dans les lèss). Ces liaisons se forment soit par précipitation pour les carbonates de calcium soit par dépôt

pour les oxydes de fer. Ces différentes liaisons n'ont pas la même résistance mécanique et le même processus de dégradation. La cinétique d'effondrement se trouve donc influencée par le type de cohésion. Si la cohésion est principalement capillaire, par exemple, l'effondrement sera brutal (cas du sable, par exemple); par contre, l'effondrement est plus lent en présence d'argile et encore plus lent si la cimentation est chimique (Barden et al., 1973). Selon Booth (1977), l'imperméabilité des ponts d'argile apporte 20 % à 30 % d'effondrement différé dans le temps sur l'effondrement total. Toutefois, les liaisons argileuses sont complexes par nature, et il semble difficile d'identifier la part des effets physico-chimiques de la part des effets capillaires sur l'effondrement total (Barden et al., 1973).

3.2.4.2 Critères d'identification

La recherche sur l'effondrement des sols s'est principalement concentrée sur l'identification et la détermination de l'ampleur probable de l'effondrement. Un grand nombre d'équations et de méthodes empiriques reliant l'effondrement aux propriétés conventionnelles du sol (teneur en eau, limites de consistance, fraction argileuse, et distribution de la taille des grains) se trouvent dans la littérature (Jennings et Knight, 1957 ; Gibbs et Barra, 1962 ; Jennings et Knight, 1975).

Gibbs et Barra (1962) ont proposé une relation fondée sur la limite de liquidité et la teneur en eau à l'état saturé. Ce critère est généralement présenté sur un abaque où la compacité est fonction de la limite de liquidité comme montré sur la figure 3.34. Cet abaque délimite deux zones : une zone effondrable et une autre non effondrable.

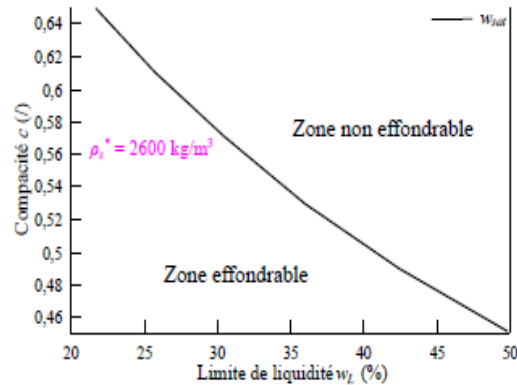


Figure 3.34 : Critère d'évaluation du risque d'effondrement (Gibbs et Barra, 1962).

Les limites d'Atterberg renseignent sur la sensibilité à l'eau de l'argile et le comportement du sol, certes, dépend de cette sensibilité. Mais la fraction argileuse et l'activité du sol (plasticité et le pourcentage des fines inférieures à 2 μm) seraient aussi des paramètres pertinents (Ayadat et Ouali, 1999 ; Lim et Miller, 2004). D'autres critères peuvent être trouvés dans la littérature (Alfi, 1984 ; Reimers, 1986 cités par Bruchon (2014) ; Belhouari, 1996 ; Ayadat et al., 1998 ; Abbeche et al., 2007 ; Ayadat et Hanna, 2007). En outre, plusieurs auteurs s'appuient parfois sur des notions simples et proposent des formules pour classer les sols en fonction de leur effondrabilité (Tableau 3.1).

Tableau 3.1 : Critères pour l'indentification des sols effondrables (Das, 1995) cité par Bruchon (2014).

Denisov (1951)	Coefficient de subsidence $K = \frac{e_{(wl)}}{e_{(wnat)}}$ K= 0,5 à 0,75 : fortement effondrable K= 1,5 à 2 : non effondrable
Priklonskij (1952)	$K_D = \frac{w_l - w_{nat}}{I_p}$ K _D < 0 : fortement effondrable K _D > 0,5 : non effondrable K _D > 1 : gonflant
Clevenger (1958)	$\gamma_d < 12,6 \text{ kN/m}^3$: tassement important $\gamma_d > 14,1 \text{ kN/m}^3$: tassement faible
Gibbs et Barra (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$ R > 1 : effondrable
Feda (1964)	$K_L = \frac{\frac{w_{nat}}{s_r} - w_p}{I_p}$ S _r < 100 et K _L > 0,85 : effondrable
Kassif et Henkin (1967)	$\gamma_d w_{nat} < 15$: fortement effondrable, avec γ_d en g/cm ³ et w_{nat} en pourcentage

Chaque critère favorise généralement une propriété devant les autres, et il est préférable de croiser plusieurs critères pour s'assurer du caractère effondrable du sol. La question n'est donc plus de savoir si le sol est problématique mais de savoir quantifier son effondrement. En laboratoire, le test le plus utilisé pour caractériser le potentiel d'effondrement est l'essai œdométrique qui mesure la déformation verticale en fonction de la charge imposée. Pour estimer le potentiel d'effondrement le sol est comprimé puis humidifié sous une contrainte maintenue constante, par un simple essai œdométrique. En revanche, Jennings et Knight (1975) ont utilisé un essai au double œdomètre sur deux échantillons, l'un saturé et l'autre non saturé, placés dans deux cellules œdométriques. Le potentiel d'effondrement est évalué par la différence de hauteurs entre les deux échantillons. Ces auteurs proposent, à partir de la variation de l'indice des vides, l'évaluation du potentiel d'effondrement C_p (Collapse potential) par l'équation 3.1 :

$$C_p = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} = \frac{\Delta H_c}{H_0} \quad (3.1)$$

H_0 et e_0 sont respectivement la hauteur initiale et l'indice des vides initial de l'échantillon ; ΔH_c et Δe_c sont respectivement la variation de la hauteur et de l'indice des vides dus à l'humidification de l'échantillon. Cela a permis de comparer et classer les sols en fonction de leurs degrés d'effondrement (Tableau 3.2).

Tableau 3.2 : Classification du potentiel d'effondrement (Jennings et Knight, 1975).

Potentiel d'effondrement C_p (%)	Degré d'effondrement
0-1	aucun
1-5	faible
5-10	moyen
10-20	fort
>20	Très fort

La grande diversité des critères est due à la difficulté à expliquer et prévoir simplement le phénomène d'effondrement. La variété des types de sols rencontrés et leurs états ne permettent pas de mettre en place un critère unique. Selon le type d'ouvrage et sa capacité à supporter des tassements totaux et différentiels, la présence des sols effondrables est plus ou moins problématique. On peut dire que ces classifications se basent donc sur des critères subjectifs d'effondrement, adaptés à certains types de sols et d'ouvrages.

3.2.4.3 Mécanisme d'effondrement

Dans la littérature, le phénomène d'effondrement a été abordé par plusieurs chercheurs (Dudley, 1970 ; Barden et al., 1973 ; Mitchell, 1993 ; Tadepalli, 1992 ; Ayadat, 1998 ; Delage et al., 2005). Suite à des observations au microscope électronique ou encore à d'autres essais en laboratoire, on a constaté que le phénomène d'effondrement est lié à plusieurs mécanismes, notamment à :

- une structure ouverte avec une grande porosité du sol (Barden et al., 1973) (Figure 3.35a) ;
- une grande contrainte appliquée (Figure 3.35b) qui tend à développer un état d'instabilité dans le milieu (Barden et al., 1973) ;
- une perte de cimentation (Figure 3.35c) suite à l'imbibition d'eau (Barden et al., 1973, Ayadat, 1998 ; Delage et al., 2005) ;
- une réduction de la succion matricielle (Figure 3.35d) pendant l'imbibition (Tadepalli et al., 1992).

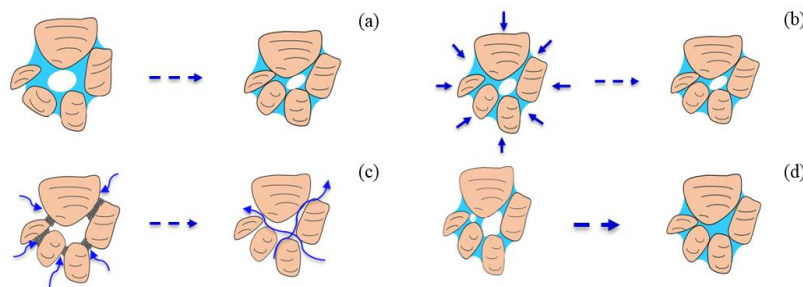


Figure 3.35 : Mécanismes à l'origine de l'effondrement d'un sol par : (a) indice des vides élevé, (b) contrainte externe appliquée importante, (c) perte de cimentation, (d) diminution de la succion.

3.2.5 Influence de différents paramètres

De nombreux travaux ont été menés pour obtenir une caractérisation, suffisamment, compréhensive du comportement des sols. (Cox, 1978 ; Lawton et al.,

1989 ; Lawton et al., 1992 ; Tadealli et al., 1992 ; Alonso, 1993 ; Alonso et al., 1995 ; Pereira et Fredlund, 2000 ; Surlol et al., 2002 ; Lim et Miller, 2004 ; Delage et al., 2005 ; Rao et Revenasiddappa, 2006 ; Leong et al., 2013 ; Shao et al., 2017 ; Xie et al., 2017).

Les interprétations des mécanismes d'effondrement ont permis de décrire et d'expliquer les causes du déclenchement de ce phénomène. En effet, l'amplitude de cet effondrement est associée aux conditions initiales (masse volumique sèche, degré de saturation), le type de sol et les conditions de chargement. Il est également suggéré que cette amplitude dépend de paramètres tels que la teneur en argile et l'arrangement des particules (structure) du sol. L'influence de chacun des paramètres a été analysée et mise en évidence. La figure 3.36 montre les résultats d'un essai d'humidification sous contrainte effectué par Lawton et al. (1989), en utilisant un double-œdomètre sur un sol contenant moins de 15 % de particules fines (< 2 micromètres) dont l'indice de plasticité est de 19. Les résultats obtenus montrent que le gonflement est observé à faible contrainte, et lorsque la contrainte augmente le gonflement diminue et transite vers un effondrement sous contrainte plus élevée.

On constate que les échantillons compactés à 85% de l'optimum Proctor s'effondrent lors de l'humidification sous contrainte supérieure à 200 kPa. Mais l'effondrement est quasi-nul même sous une contrainte de 1500 kPa, lorsque ces échantillons sont compactés à 95% (Figure 3.36 à gauche). D'autre part, si on fait varier la teneur en eau initiale (Figure 3.36 à droite). On observe que les déformations (gonflement sous faibles contraintes et effondrement sous contraintes élevées) sont d'autant plus élevées pour un sol plus sec (faible teneur en eau à l'état initial).

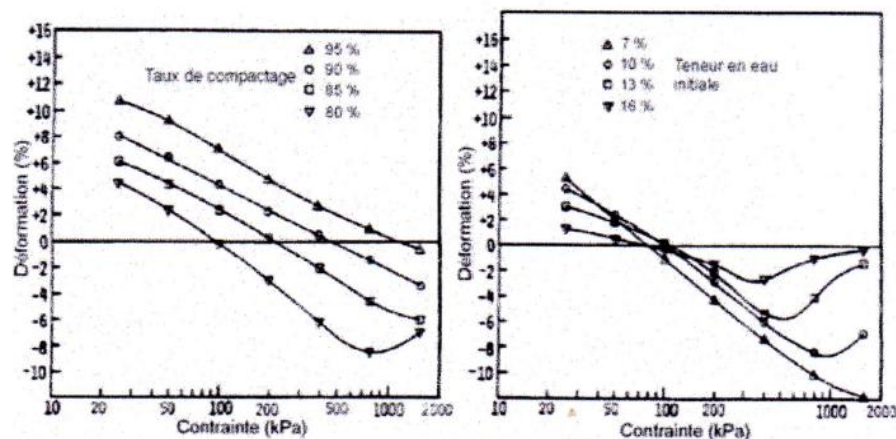


Figure 3.36 : Essai d'humidification sous contrainte (Lawton et al., 1989) : Influence du taux de compactage pour une teneur en eau $w = 10\%$ (à gauche) et influence de la teneur en eau initiale pour un compactage de 85 % de l'optimum Proctor (à droite).

La contrainte appliquée avant l'humidification semble contrôler la variation volumique. Il y a, en fait, une transition continue entre le gonflement et l'effondrement. Il est défini de ce fait un espace où aucun gonflement ni effondrement ne peut se produire. Cela veut dire qu'on peut avoir un état initial (masse volumique sèche initiale, teneur en eau initiale) sous une contrainte verticale donnée où l'humidification ne génère aucune déformation. Cette transition est régie par une contrainte qui, selon Alonso (1993), peut être une définition appropriée de la pression de gonflement. Il note aussi que pour une

certaine contrainte encore plus élevée, l'effondrement diminue jusqu'à stabilisation. Car, cette contrainte arrivera à rompre totalement la structure du sol, ce qui provoquera par la suite un état plus dense qui, progressivement, résistera à d'autres états d'humidification.

3.2.5.1 Influence de la granulométrie et de la nature du sol

Conformément aux résultats de Barden et al. (1973), la figure 3.37 présente les courbes granulométriques de différents sols effondrables (Yudhbir, 1982). Cette figure montre que tous les types de sol résiduel peuvent être susceptibles d'effondrement.

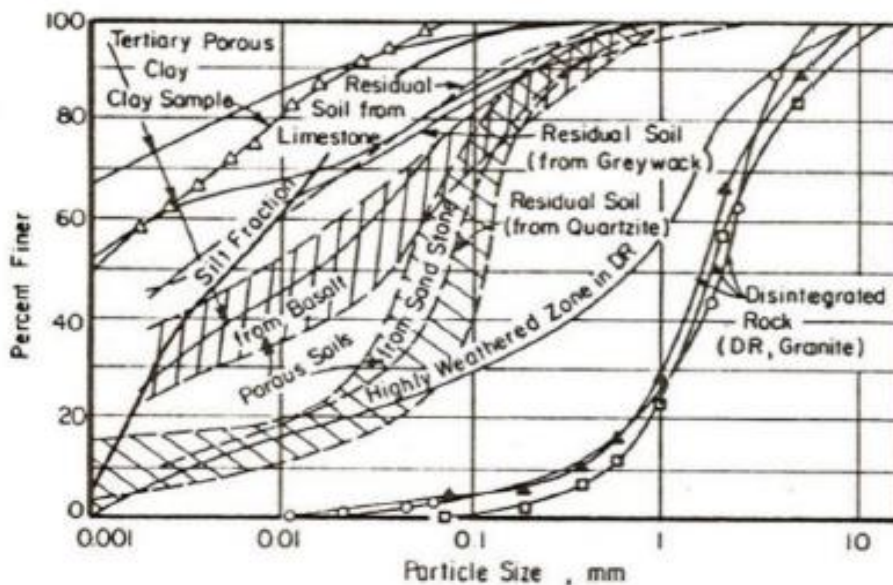


Figure 3.37 : Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables (Yudhbir, 1982).

L'incorporation des particules d'argile dans le sol influence son comportement en modifiant son potentiel d'effondrement (Lawton et al., 1992 ; Bell et Bruyn, 1997 ; Ayadat et Hanna, 2007). La figure 3.38 présente ces tendances (Lawton et al., 1992). Sur cette figure, on constate que le potentiel d'effondrement varie avec la teneur en argile, pour différentes contraintes verticales et différents types de sol. Dans le cas du sable d'Ottawa, l'incorporation du kaolin augmente le potentiel d'effondrement jusqu'à un pourcentage d'argile de 15%, puis le diminue progressivement pour s'annuler vers des pourcentages d'argile d'environ 30%. Le sol passe de l'effondrement au gonflement sous différentes contraintes verticales suite à l'incorporation d'importants pourcentages d'argile (> 40%).

Bell et Bruyn (1997) ont constaté qu'une augmentation de la teneur en argile dans le sol, au-delà d'une certaine limite, provoque une diminution de son caractère effondrable.

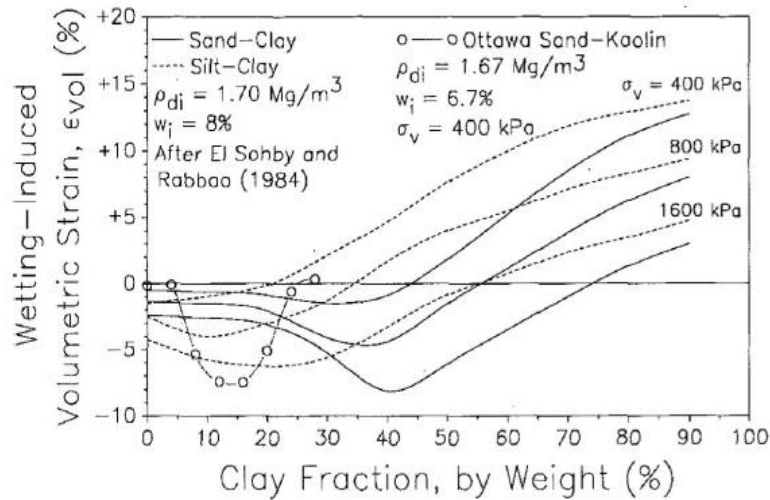


Figure 3.38 : Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement (Lawton et al., 1992).

Pour un sol donné, le gonflement pourrait, donc, résulter de l'augmentation de la fraction argileuse sous faibles contraintes. En revanche, sous contraintes plus élevées, la destruction des macropores se traduit par un effondrement (Lawton et al., 1992). L'influence de l'indice de plasticité sur l'effondrement décrite par Lim et Miller (2004), pour un sol compacté, est montrée en figure 3.39. L'augmentation de l'indice d'effondrement en fonction de l'indice de plasticité, dans ce cas, est attribuée à la macroporosité ainsi qu'à la succion matricielle se développant de manière importante par la fraction argileuse dans les sols naturels compactés (Lawton et al., 1992 ; Rao et Revanasiddappa, 2000). D'autre part, l'effet de la limite de liquidité ainsi que l'activité argileuse peut être expliqué de la même façon, car ces paramètres sont des indicateurs de la composition argileuse du sol (Lim et Miller, 2004).

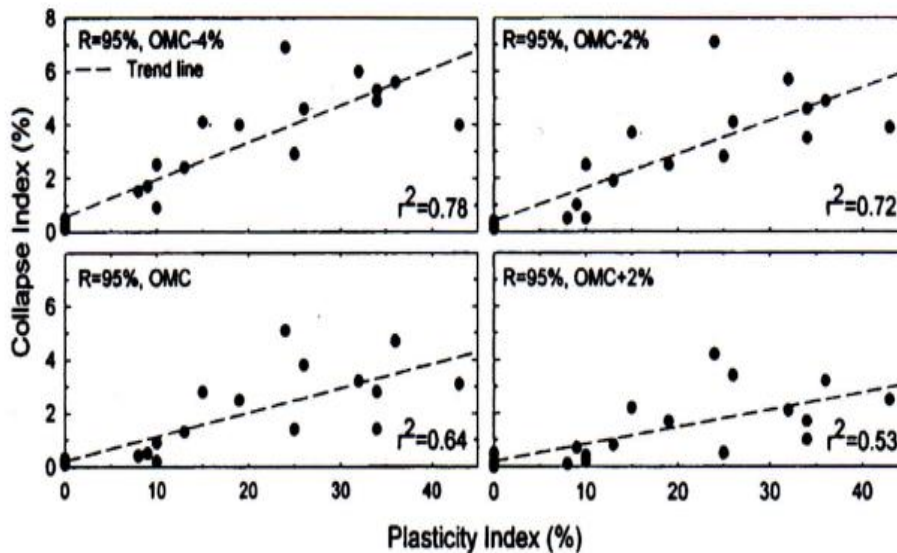


Figure 3.39 : Valeur moyenne de l'indice d'effondrement par rapport à l'indice de plasticité (Lim et Miller, 2004).

3.2.5.2 Influence du niveau de la contrainte appliquée

Le niveau de contrainte appliquée sur le sol au cours de son humidification influence le niveau d'effondrement. La figure 3.40 montre l'évolution du potentiel d'effondrement en fonction du niveau de contrainte pour différents types de sol. Chaque courbe montre une augmentation de l'effondrement avec la contrainte jusqu'à une certaine valeur, puis on observe une diminution de cet effondrement. Lorsqu'une charge mécanique est appliquée sur un sol celui-ci développe un réseau de chaînes de forces à travers les points de contact entre particules ou agrégats (Dudley, 1970 ; Barden et al., 1973). Lors de l'humidification, la destruction de ces forces de liaisons génère une distorsion et un réarrangement au niveau des agrégats à l'échelle microscopique, et on assiste, par conséquent, à un effondrement à l'échelle macroscopique. Ainsi, lorsque les forces augmentent à l'état non saturé, l'effondrement sera de plus en plus important. Toutefois, plus la contrainte appliquée augmente, plus l'échantillon se densifie avant saturation. Ce tassement à l'état non saturé participe à la réduction du potentiel d'effondrement observé après le pic (Figure 3.40).

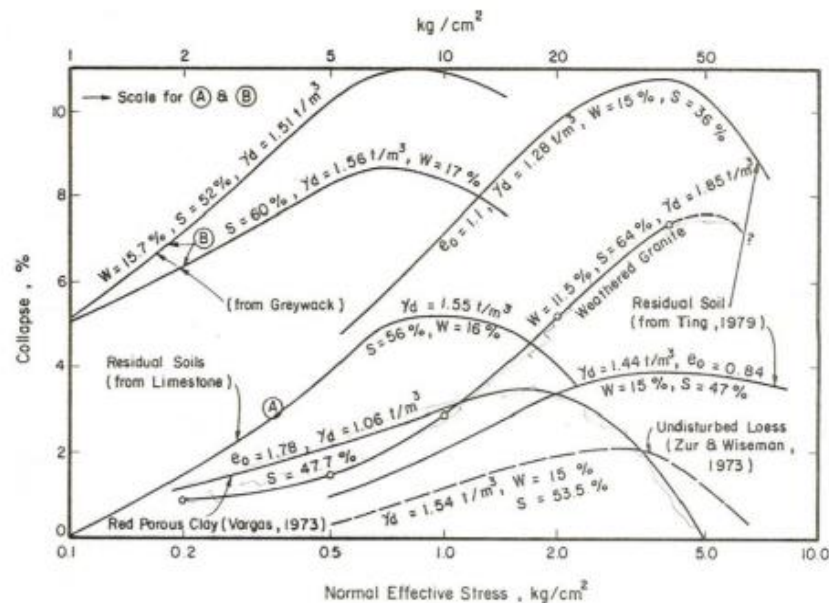


Figure 3.40 : Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte appliquée (Yudhbir, 1982).

Des essais d'imbibition, sur un mélange de limon et de bentonite, sous différentes contraintes verticales à l'œdomètre (Figure 3.41), permettent de voir l'effet de la contrainte verticale appliquée sur le comportement lors de l'imbibition d'eau (Cuisinier et Masrouri, 2005). On constate que les échantillons se comportent différemment suite à l'imbibition selon la contrainte appliquée. Sous contrainte verticale de 10 kPa, l'échantillon subit un gonflement important tout au long de l'imbibition. L'échantillon sous contrainte verticale de 100 kPa connaît un phénomène de gonflement moins important que celui sous contrainte verticale de 10 kPa. Dans le cas de l'imbibition sous contrainte verticale de 200 kPa, le gonflement de l'échantillon n'est pas significatif, mais en dessous d'une succion de 5 kPa, le milieu subit plutôt un effondrement important qui va progresser sous une succion de 0,5 kPa.

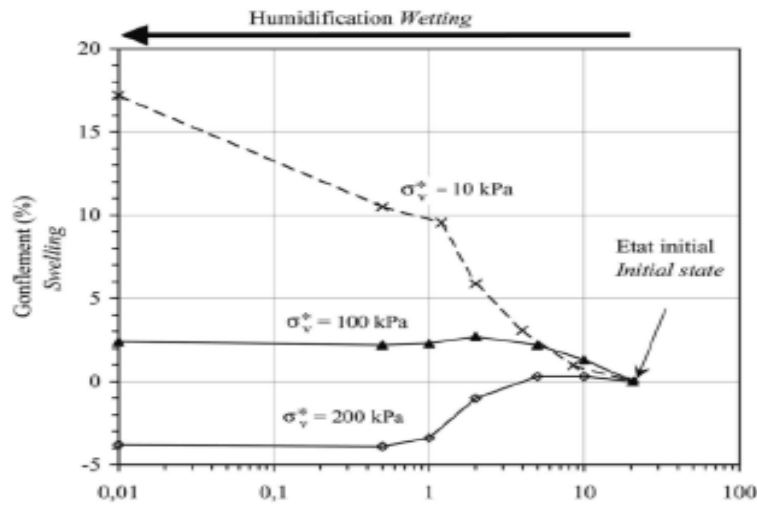


Figure 3.41 : Variation du volume des échantillons soumis à une imbibition sous différentes contraintes verticales (Cuisinier et Masrouri, 2005).

La figure 3.42 montre la relation entre le taux d’effondrement et la pression verticale obtenue à partir des essais par humidification, pour différentes masses volumiques sèches (Shao et al., 2017).

Pour une masse volumique sèche donnée, l’effondrement augmente rapidement et presque linéairement, lorsque la pression verticale augmente, puis croît lentement jusqu’à atteindre son maximum à une pression verticale plus élevée. Par la suite, il reste stable ou diminue lorsque la pression verticale dépasse une certaine valeur.

Des résultats similaires sont observés dans d’autres travaux (Lawton et al., 1989 ; Lawton et al., 1992 ; Lim et Miller, 2004). Par ailleurs, cet effondrement diminue avec l’augmentation de la densité sèche, sous une pression verticale donnée. Par exemple, on observe que l’effondrement chute brusquement lorsque la masse volumique passe de 1,40 à 1,45 Mg/m³, pour une contrainte donnée (Figure 3.42).

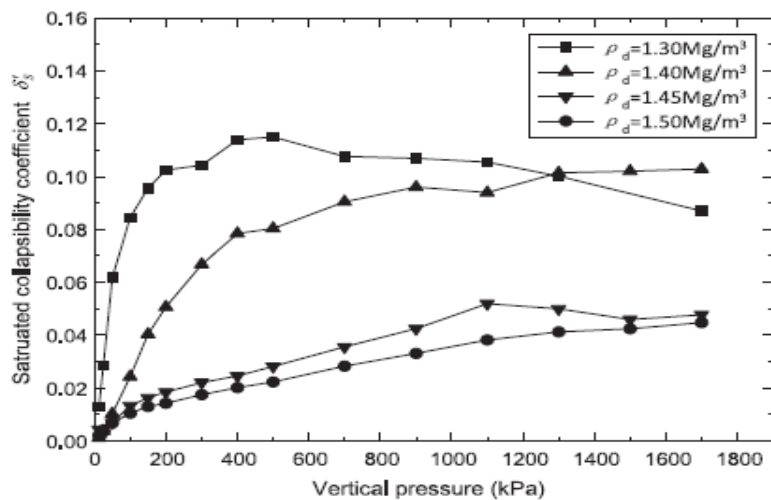


Figure 3.42 : Relation entre le taux d’effondrement et la pression verticale (Shao et al., 2017).

3.2.5.3 Influence de la teneur en eau

L'effet de la teneur en eau du sol sur le potentiel d'effondrement a fait l'objet de plusieurs études. Des essais œdométriques ont été réalisés sur un sol limoneux, à différentes teneurs en eau initiales $w_0 = 0\%$, 4% , 10% , 14% , 18% et 23% . Les résultats ont montré (Figure 3.43a) que l'augmentation de la teneur en eau initiale du sol réduit l'amplitude de l'effondrement d'une façon linéaire (Delage et al., 2005). D'autres essais effectués sur un sable limoneux (Tadepalli et al., 1992), avec deux masses volumiques sèches différentes, ont montré également que la relation entre la teneur en eau initiale du sol et l'amplitude de l'effondrement peut être décrite par une droite de pente négative (Figure 3.43b).

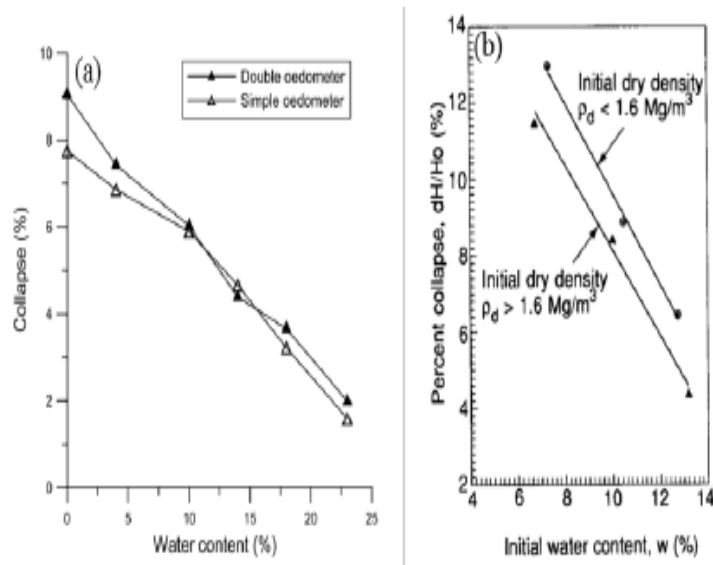


Figure 3.43 : Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude de l'effondrement :
a) (Tadepalli et al., 1992) ; b) (Delage et al., 2005).

3.2.5.4 Influence de la masse volumique sèche

L'évolution de la déformation volumique (Figure 3.44), au cours de l'hydratation sous chargement constant d'échantillons d'argile FoCa7 compactés avec différents indices des vides initiaux, a été étudiée par Cui et al. (2002a). Le compactage influence la réponse de l'échantillon à l'hydratation, induisant deux types de comportement : pour la contrainte verticale élevée, le volume de l'échantillon augmente et semble se stabiliser avec le temps. Pour une contrainte verticale faible, le volume diminue au début de l'hydratation, jusqu'à atteindre une valeur minimale, puis augmente jusqu'à stabilisation dans le temps. 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 sous des échantillons fortement compactés, car le volume total des macropores dans ces échantillons a fortement diminué.

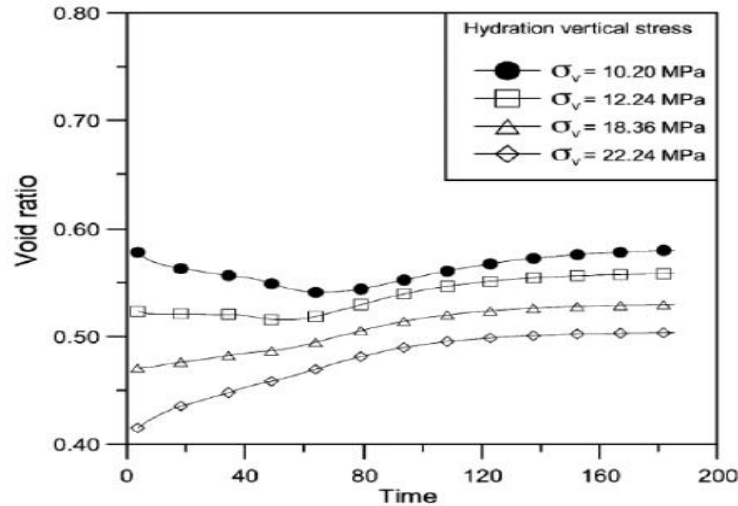


Figure 3.44 : Influence de l'indice des vides initial des échantillons d'argile FoCa sous contrainte constante (Cui et al., 2002a).

Des essais œdométriques réalisés sur un limon prélevé à différentes profondeurs (1,2 ; 2,2 ; 3,5 et 4,9 m) indiquent que l'amplitude d'effondrement est plus importante pour des indices des vides initiaux élevés (Figure 3.45a). Les pores mis en jeu lors de l'effondrement sont les plus gros (Delage et al., 2005).

D'autres travaux réalisés sur un sable limoneux à une teneur en eau constante (Tadepalli et al., 1992) montrent que l'amplitude de l'effondrement varie de façon linéaire avec la masse volumique sèche du sol (Figure 3.45b).

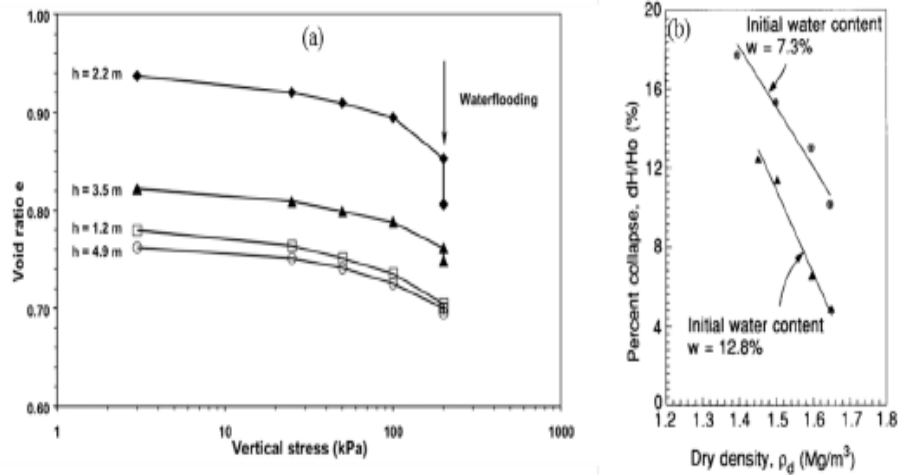


Figure 3.45 : Effet de l'indice des vides (masse volumique sèche) sur l'amplitude de l'effondrement : a) (Delage et al., 2005) ; b) (Tadepalli et al., 1992).

3.2.6 Rôle de la structure dans le comportement des sols compactés

En général, le comportement des sols est associé à certaines complexités des phénomènes physique, chimique et mécanique d'interaction du sol et de l'eau imbriquées à différentes échelles. Ces phénomènes ne peuvent pas être décrits par la mécanique des sols classiques sans tenir compte des effets de la structure.

Comme indiqué dans plusieurs travaux (Gens et Alonso, 1992 ; Alonso, 1998 ; Yong, 1999) ; Cui et al., 2002b), le comportement des sols à double porosité est potentiellement très complexe, car il résulte de l'interaction entre le changement de volume d'agrégats constitués d'un minéral argileux très expansif (niveau microstructural) et le réarrangement du squelette granuleux formé par les agrégats (niveau macrostructural).

La description du processus de déformation hydromécanique dans les sols naturels et compactés tient compte de la structure (microstructure et macrostructure) du sol et de ses effets sur le comportement macroscopique du matériau : sous des conditions données de son environnement, la structure d'un sol est dans un état d'équilibre. La modification de ces conditions (hydrique ou/et mécanique) provoque une modification de cette structure. Le niveau microstructural est le siège des phénomènes physico-chimiques se produisant au niveau des particules d'argile. Mais, selon le modèle de Gens et Alonso (1992), il est supposé que le comportement en matière de déformation microstructurale soit totalement réversible (il n'est pas affecté par l'état de l'environnement de la macrostructure).

Plusieurs paramètres peuvent influencer la structure d'un sol ; il s'agit de :

- la nature du sol ;
- la taille des particules argileuses ;
- l'histoire du chargement ;
- l'état hydrique et la minéralogie.

Le comportement hydromécanique des sols gonflants est directement relié à leur structure interne. Plusieurs auteurs ont étudié la relation entre la structure et les paramètres hydromécaniques (Pusch, 1982 ; Gens et Alonso, 1992 ; Gens et Alonso, 1995 ; Wan et al., 1995 ; Pusch et al., 1999 ; Cui et al., 2002a ; Cui et al., 2002b ; Pusch et Yong, 2003 ; Cuisinier et Masrouri, 2004 ; Lloret et al., 2003 ; Alonso et al., 2013 ; Romero, 2013).

Une bonne connaissance de l'évolution de la structure durant les différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. Le gonflement et l'effondrement sont liés aux changements de la structure.

La structure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion) ; de ce fait, le sol résiste mieux au cisaillement (Li, 1999). Dès lors, sous une même charge, la structure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée

Les études expérimentales sur les structures des sols sont récemment redevenues un outil important pour améliorer la compréhension du comportement des sols compactés (compressibilité, propriétés de rétention d'eau et perméabilité), en posant des hypothèses d'interactions micro et macrostructurales et en établissant des modèles de comportement (Alonso et al., 1999 ; Alonso et al., 2010 ; Romero et al., 2011). Néanmoins, il est important de noter que cette réémergence s'appuie sur une longue tradition de recherche sur les sols compactés avec des travaux pionniers réalisés dans les années 1960 et au début des années 1970, comme noté précédemment.

Depuis lors, des travaux ont été systématiquement entrepris pour étudier les caractéristiques de la structure et leurs effets sur différentes propriétés des sols. En intégrant les progrès rapportés par la mécanique des sols non saturés, plus d'attention a été portée aux sols compactés (Ahmed et al., 1974 ; Tessier et al., 1992 ; Gens et Alonso, 1995 ; Delage et al., 1996 ; Delage et Fry, 2000 ; Cui et al., 2002a ; Cuisinier et Laloui, 2003 ; Delage, 2010).

Une grande attention a été, également, accordée à la distribution des tailles de pores dans différents sols et à leurs modifications le long des chemins mécaniques et hydrauliques (Simms et Yanful, 2005 ; Delage, 2006 ; Koliji et al., 2006 ; Romero et Simms, 2008 ; Koliji et al., 2010 ; Monroy et al., 2010 ; Cuisinier et al., 2011 ; Villar et al., 2012).

L'effet de la structure sur les déformations volumiques dues aux influences de chargement mécanique et de succion ont, aussi, fait l'objet de nombreux travaux (Al Mukhtar et al., 1996 ; Qi et al., 1996 ; Cui et al., 2002a ; Cuisinier et Laloui, 2003 ; Lloret et al., 2003 ; Simms et Yanful, 2004 ; Romero et al., 2005 ; Koliji et al., 2006 ; Hoffmann et al., 2007 ; Monroy, 2010 ; Nowamooz, 2010).

L'influence des variations volumiques et les propriétés géotechniques des sols (naturels ou compactés) dues à l'humidification ont été souvent rapportées (Cox, 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parceveaux, 1980 ; Lawton et al., 1989, 1991 ; Alonso et al., 1992 ; Alonso, 1993 ; Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Gens et al., 1995 ; Vanapalli et al., 1999 ; Simms et Yanful, 2002 ; Lim et Miller, 2004).

En outre, du fait de la prise en compte croissante du risque de sécheresse dans le dimensionnement des fondations sur sol argileux et les problèmes de stabilité rencontrés dans les ouvrages en terres (remblais d'infrastructures de transports et barrages), il existe un regain d'intérêt pour ces sujets. Plusieurs travaux ont été menés, durant ces dernières décennies, sur les sols gonflants naturels ou compactés (Ferber, 2005 ; Louafi et Derriche, 2005 ; Nowamooz, 2007 ; Audiguier et al., 2008 ; Ferber et al., 2008 ; Souli et Fleureau, 2008 ; Yigzaw, 2009 ; Chretien, 2010 ; Lamara et al., 2010 ; Cuisinier et al., 2011 ; Maison, 2011 ; Benchouk, 2014 ; Delage, 2014 ; Derfouf, 2014 ; Khemissa et Mahamedi, 2014 ; Mukoko Kalenda, 2014 ; Tran, 2014 ; Souza et Pejon, 2015 ; Khemissa et al., 2017a, 2017b ; Shao et al., 2017 ; Xie et al., 2017).

3.2.6.1 Influence de la structure sur le gonflement

Indépendamment de leur teneur en argile, la structure des sols joue un rôle significatif sur leur gonflement. Pour expliquer le comportement des sols d'In-Aménas (Algérie), Derriche et Kebaili (1998) ont noté que la structure interne de ces sols, non prise en compte dans les modèles utilisés lors de leur étude, aurait été un paramètre responsable du gonflement, voire de l'effondrement de ces sols. Cela a été confirmé plus tard par les travaux de Lamara et al. (2010) sur les mêmes sols.

Plusieurs auteurs ont montré que le gonflement des sols, en plus de leur nature minéralogique, est intimement lié et à leur structure (Serratrice et Soyez, 1996 ; Cuisinier et Masrouri, 2004 ; Ferber, 2005 ; Lamara et al., 2010 ; Yigzaw, 2009 ; Chretien, 2010 ; Cuisinier et al., 2011 ; Ejjaouani et al., 2013 ; Souza et Pejon, 2015 ; Tran et al., 2015).

Les résultats d'obtenus par Ejjaouani et al., 2013 sur un sol gonflant ont montré que le processus du gonflement est régi par sa structure. Ils ont observé que le début

d'entrée d'eau dans la macrostructure provoque le dépassement des forces de Van der Waals et la rupture des liaisons rigides, d'une part. Et d'autre part, par suite d'absorption d'eau par la microstructure (particules), de la formation de couches diffuses (développement de la double couche) et de la saturation complète de la macrostructure, le sol gonfle.

Lors l'humidification sous faible contrainte verticale ($0,5 \cdot 10^5$ Pa), Vayssade (1978) et Parceveaux (1980) ont obtenus des résultats très significatifs sur les argiles composées essentiellement de kaolinite. Cette humidification s'exprime par un gonflement macroscopique. Les agrégats s'écartent les uns des autres et, de ce fait, ouvrent les seuils de la macroporosité. Le gonflement s'exprime aussi par une diminution de la porosité intra-agrégats (rayon $< 0,15 \mu\text{m}$) (Vayssade, 1978). A l'opposé, Parceveaux (1980) a noté que la porosité intra-agrégats n'est pas ou quasiment pas affectée au cours du gonflement mais qu'un processus de division des agrégats peut se produire lors de l'humidification (Figure 3.46).

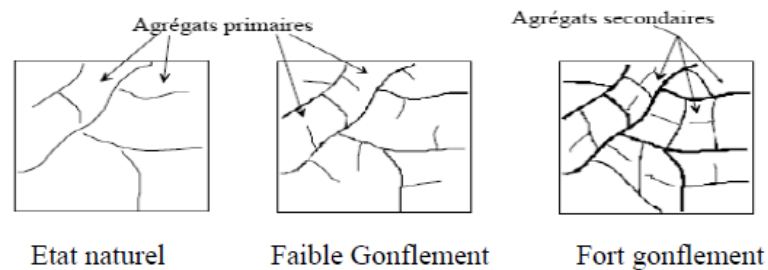


Figure 3.46 : Evolution de la structure du sol au cours du gonflement (Parceveaux, 1980).

Aussi, les résultats de gonflement libre (Figure 3.47) d'une argile étudiée par Vayssade (1978) cité par Ferber (2005) montrent que ce gonflement s'accompagne d'une augmentation de la taille des pores de moins d'un micromètre. Cette évolution de petits pores semble correspondre à l'augmentation de distance entre particules au sein des agrégats argileux.

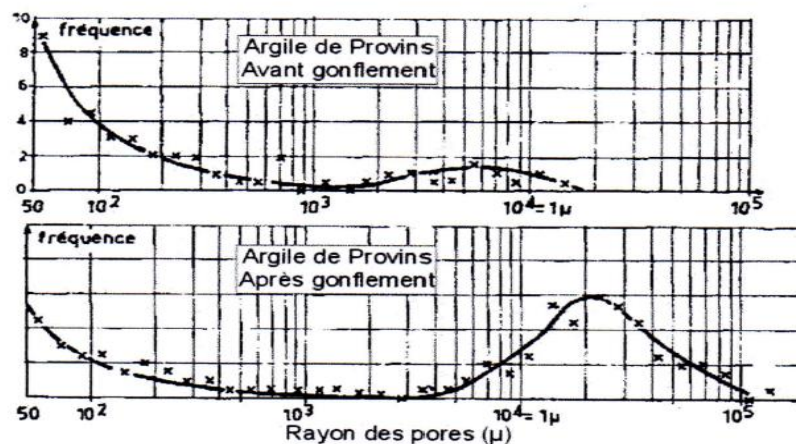


Figure 3.47 : Evolution de la courbe de porosimétrie au mercure d'une argile lors d'un gonflement (Vayssade, 1978) cité par Ferber (2005).

En étudiant l'hydratation d'échantillons compactés d'une smectite MX80, par la méthode de la diffraction de rayons X, Saiyouri (1998) a constaté qu'au cours de l'hydratation, la distance entre les feuillets élémentaires augmente par adsorption progressive de couches d'eau (Figure 3.48). Pour une succion inférieure à 50 MPa, l'hydratation interparticulaire 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 (saturation). Au même temps les particules d'argile composées initialement de 350 feuillets se divisent et passent à 20 feuillets, augmentant ainsi de façon considérable l'espace interparticulaire accessible à l'eau. On suppose l'existence deux niveaux d'énergie : un premier où l'eau est liée aux feuillets et un deuxième où l'eau est libre et remplit des espaces poreux. Le mécanisme de gonflement est composé donc 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 des particules, puis d'une répulsion à surface constante des cristaux plus petits. L'eau au début de l'hydratation serait essentiellement interfoliaire avec un peu ou pas d'eau externe. A des teneurs en eau élevées, l'eau externe devient plus significative et d'épaisseur compatible avec les distances intervenant dans la théorie de la double couche diffuse. Selon Tessier (1984), le phénomène de division des agrégats ne se produit que lorsque le gradient de succion auquel le sol est soumis est élevé, autrement dit lorsque l'humidification se fait brutalement.

Cui et al., (2002a) ont montré que lorsque l'humidification d'un mélange de sable et de bentonite (48 % de bentonite) se fait sous confinement ou volume constant, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité. Au cours de l'expérience, la succion exercée sur les éprouvettes à été réduite par paliers successifs et à chaque palier la courbe porosimétrique du matériau est réalisée. L'humidification entraîne la fragmentation et la déformation des agrégats se traduisant par un comblement de la macroporosité qui se ferme progressivement jusqu'à l'obtention d'une structure d'un sol isotrope à succion nulle ou saturation complète. Cuisinier (2002) a obtenu des résultats semblables pour un mélange à 40 % de limon et 60 % de bentonite compacté et humidifié sans confinement.

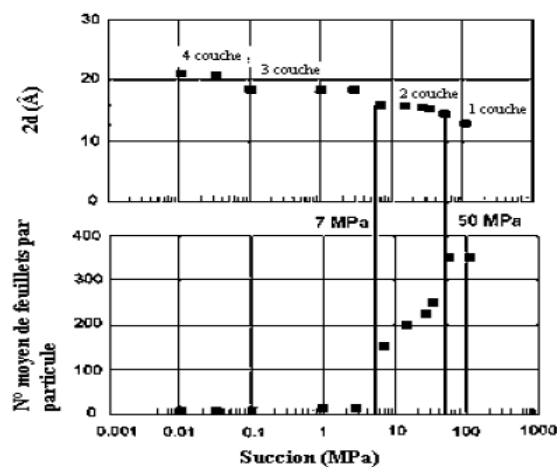


Figure 3.48 : Influence de la succion sur la distance interfoliaire et sur la structure d'une smectite MX-80 (Saiyouri, 1998).

La distribution des tailles de pores avant et après humidification (gonflement libre) a été examinée par Ferber (2005) pour deux échantillons T₂ et T₆ de l'argile AvA34 compactés respectivement à forte et faible masse volumique sèche (Figure 3.49). Cette distribution des pores permet de distinguer nettement ce qui pourrait être la porosité intra-agrégats (diamètre inférieur à 0,3 μm) et la porosité interagrégats (diamètre supérieur à 10 μm). La comparaison des distributions avant et après humidification apporte des éléments d'information supplémentaires à ses observations :

- les pores supposés appartenir à la porosité intra-agrégats, de dimension comprise entre 0,001 et 0,3 μm avant humidification, disparaissent presque intégralement après humidification au profit d'une classe beaucoup plus volumineuse de pores de dimension comprise entre 0,1 et 5 μm ; ce qui représente une importante augmentation du diamètre des pores intra-agrégats. Il est à retenir que ce décalage et le volume total de ces micropores ne dépend presque pas de la masse volumique sèche initiale puisqu'il est du même ordre de grandeur pour les deux états initiaux (Figure 3.49), bien que plus faible pour l'échantillon T₂ (Figure 3.49 à droite) ;
- les pores supposés appartenir à la porosité interagrégats, de dimension supérieure à 10 μm , subissent à l'inverse une diminution de taille et de volume total, qui reflète une diminution du volume inter-agrégats. Cette évolution n'est pas identique pour les deux états initiaux.

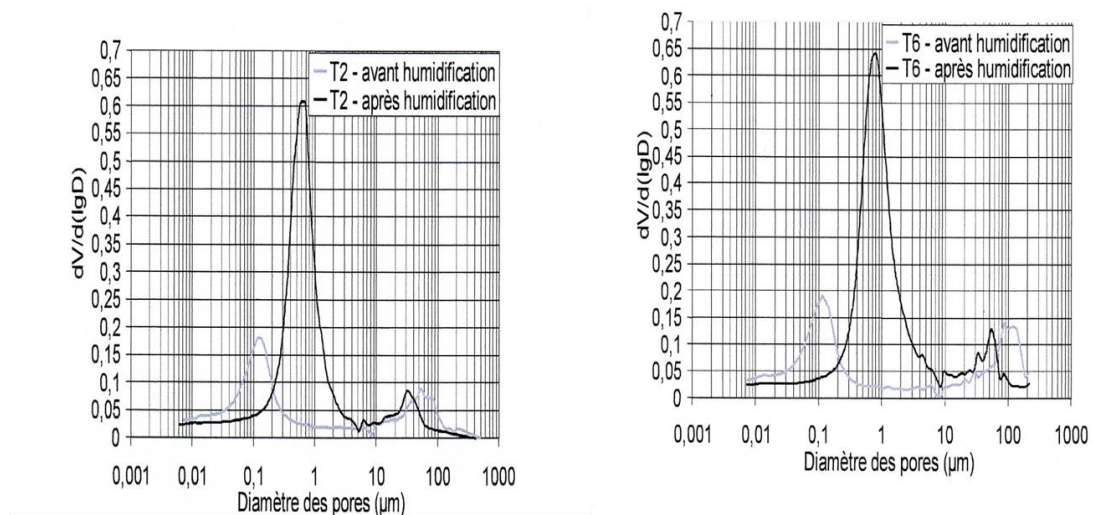


Figure 3.49 : Evolution de la distribution des tailles de pores causée par le gonflement libre de l'argile AvA34 compactée (Ferber, 2005) : échantillon T₂- forte masse volumique sèche (à gauche) ; échantillon T₆- faible masse volumique sèche (à droite).

Louafi et Derriche (2005) ont examiné l'évolution de la structure d'un échantillon de bentonite seule et celle de trois autres échantillons de bentonite avec 20 %, 40 % et 80 % de sable, lors du gonflement (Figure 3.50). Ils ont constaté des changements dans la structure de la bentonite. Ces changements sont dus à la présence de sable en principe inerte dans les mélanges, modifiant l'arrangement des particules d'argile. Une accumulation des particules de quartz est observée suite à l'augmentation de sable (Figure 3.50c ; 3.50d). De plus, une apparition des vides dans la masse argileuse et des pores de taille assez grosse entre les grains de sable est notée ainsi qu'une discontinuité dans la masse argileuse suite à la forte présence du sable (Figure 3.50c et 3.50d). Ces modifications sont la source de la diminution du gonflement de

l'argile par ajout de sable. Les vides créés dans la matrice sont le résultat de la diminution de la densité de l'argile dans le mélange, qui contribue à la diminution du gonflement. Les particules argileuses sont mal distribuées dans les vides existants dans les mélanges, celles-ci se rassemblent en paquets et développent un gonflement isolément. Cela est confirmé par l'interprétation donnée dans les travaux de Satyanaryana (1973) cité par Louafi et Derriche (2005).

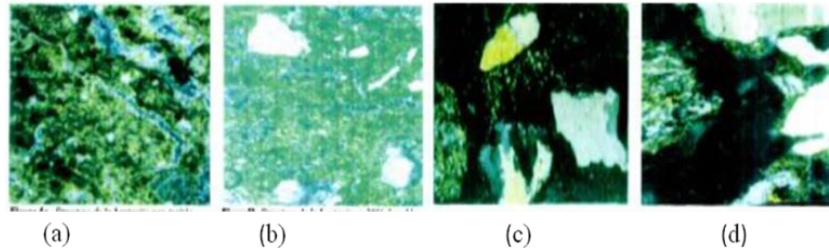


Figure 3.50 : Structure de la bentonite : a) non traité ; b) traitée à 20 % de sable ; c) traitée à 40 % de sable ; d) traitée à 80 % de sable. (Louafi et Derriche, 2005).

Les résultats obtenus par Nowammoz (2007) sur un mélange de 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 un poids volumique sec de $12,7 \text{ kN/m}^3$, ensuite humidifié sans confinement jusqu'à la succion d'entrée d'air (20 MPa à 2 MPa), ont montré que la double structure est préservée, et ceci avec une réduction dans les macropores, accompagnée d'une augmentation des micropores dont la taille est quasiment la même.

Souli et Fleureau (2008) ont noté que c'était essentiellement les macropores interagrégats qui participaient au processus de gonflement global, lors de l'humidification d'une argile tunisienne initialement compactée à l'optimum Proctor : ($\gamma_{d \max} = 15,4 \text{ kN/m}^3$, $w_{\text{opt}} = 28,5\%$), avec un degré de saturation des éprouvettes de 89% et un indice des vides de 82%. Les éprouvettes humidifiées sous faibles charges atteignent un gonflement de 33 % sous une contrainte de 10 kPa. Sous fortes charges, le gonflement diminue et s'annule sous une contrainte de 420 kPa (Figure 3.51). Cette figure montre que l'évolution de la teneur en eau en fonction de la contrainte appliquée est quasi linéaire.

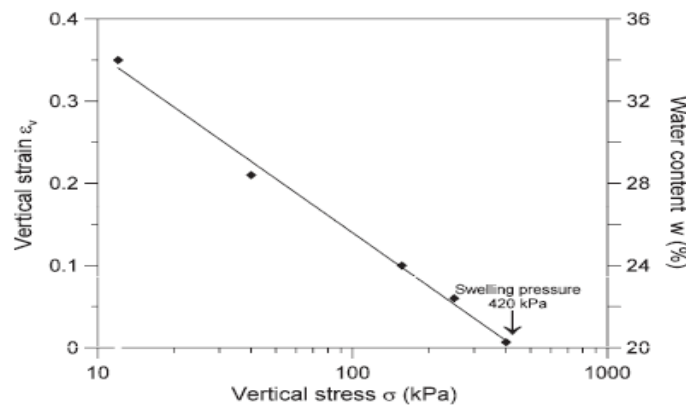


Figure 3.51 : Evolution du gonflement en fonction de la teneur en eau et de la contrainte appliquée, (Souli et Fleureau, 2008).

La diffraction par des rayons X (Figure 3.52) montre que le gonflement entraîne une augmentation de la distance entre les couches ; ceci correspond à l'augmentation de la taille des particules argileuses par l'insertion de 3 à 4 couches d'eau dans l'espace interfeuillet. La distance est égale à 1,72 nm dans les échantillons compactés et augmente jusqu'à 2 nm après gonflement sous une contrainte de 10 kPa, ce qui correspond à la présence de 3 ou 4 couches d'eau. La structure des échantillons tend à devenir anisotrope (désordonnée), lors de l'humidification sous chargement. Cette anisotropie est liée à la diminution de la succion. En effet, lors du compactage, les forces interparticulaires importantes liées à des valeurs de succion élevées empêchent la réorganisation des particules perpendiculairement à la contrainte de compactage. Cependant, l'humidification se traduit par une réduction de la succion dans le sol et donc par une diminution des forces interparticulaire de sorte que les particules sont libres de s'orienter de manière parallèle sous l'effet de la contrainte appliquée. Par conséquent, l'éprouvette hydratée sous une contrainte de charge de 10 kPa présente un nombre plus élevé de couches de particules que celle hydratée sous 400 kPa.

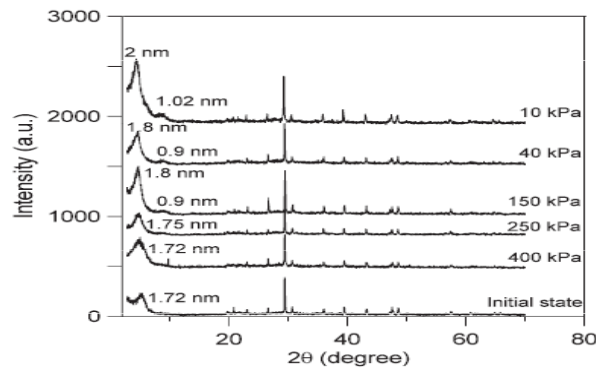


Figure 3.52 : Résultats de diffraction X de l'argile compactée et humidifiée sous contrainte (Souli et Fleureau, 2008).

L'évolution de la surface spécifique totale après l'humidification est indiquée sur la figure 3.53. Les résultats suggèrent que la taille des particules augmente lorsque la contrainte de charge diminue, entraînant une augmentation de la surface spécifique, par contre, une contrainte élevée contribue à la réduction de l'espacement entre les particules et donc à la réduction de la surface spécifique. Les résultats montrent également que le sol présente une grande capacité de rétention, même sous des contraintes mécaniques relativement élevées.

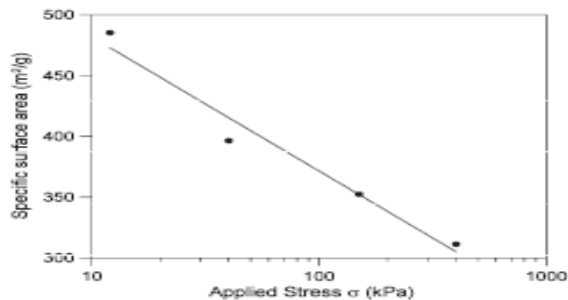


Figure 3.53 : Evolution de la surface spécifique après humidification sous contrainte (Souli et Fleureau, 2008).

Les volumes cumulés et incrémentaux des pores avant et après les essais d'humidification sont illustrés sur la figure 3.54. La distinction est faite entre les pores interagrégats ($>1,5 \mu\text{m}$) et les pores intra-agrégats ($< 1,5 \mu\text{m}$). Evidemment, le volume des pores des éprouvettes compactées augmente pendant le gonflement. Ce volume augmente lorsque la contrainte appliquée diminue et atteint un maximum sous 10 kPa. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par Al-Mukhtar et al. (1996). Les résultats de porosimétrie à mercure ont montré que le volume des pores augmente durant l'hydratation pour atteindre un maximum sous contrainte de 10 kPa (Figure 3.54b). Sous cette charge, les échantillons présentent deux familles de pores : la première correspond aux pores interagrégats avec un diamètre d'accès de $20 \mu\text{m}$ et la deuxième correspond aux pores intra-agrégats avec un diamètre d'accès inférieur à $1 \mu\text{m}$. L'augmentation de la contrainte (400 kPa) entraîne une réduction du volume des pores avec approximativement la même taille des pores. Les volumes cumulés des pores mesurés par porosimétrie (MIP) est similaire pour les éprouvettes hydratées sous les contraintes de 250 et 400 kPa (Figure 3.54a) ; ceci explique les faibles variations de l'indice des vides total pour ces éprouvettes. Ces résultats montrent que lors de l'humidification, le processus de gonflement entraîne une réorganisation des pores inter-agrégats, alors que les pores intra-agrégats ne semblent pas contribuer sensiblement à ce processus.

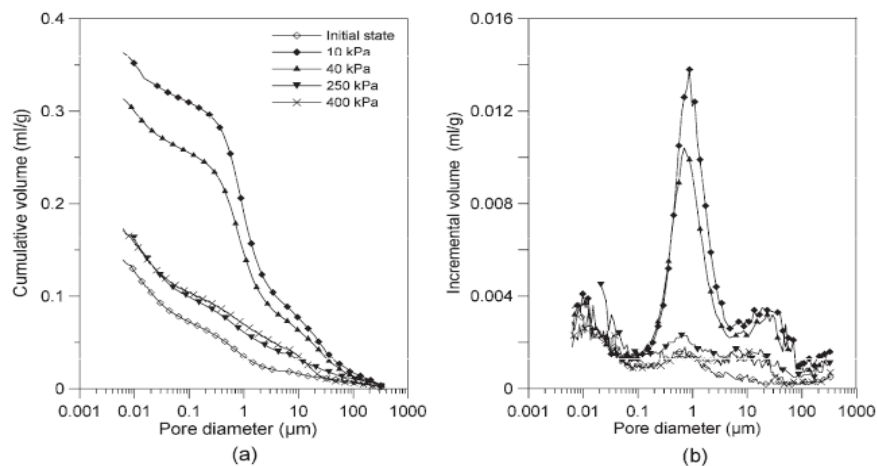


Figure 3.54 : Résultats de porosimétrie à mercure de l'argile compactée à l'optimum Proctor, humidifiée sous différentes charges (Souli et Fleureau, 2008) :

a) courbes de volume cumulé des pores ; b) courbes de volume dérivé des pores).

Des résultats similaires sont observés par Tran (2014), en étudiant l'argile gonflante d'Héricourt. L'évolution de la structure de cette argile est observée à l'état naturel (Figure 3.55) et à l'état compacté (Figure 3.56). La figure 3.55 présente les résultats obtenus des essais porosimétriques au mercure à l'état naturel avant et après gonflement. Le résultat obtenu après séchage du sol à l'étuve à $105 \text{ }^\circ\text{C}$ pendant 24 heures est, aussi, présenté sur cette figure.

La figure 3.55a montre que le volume poreux accessible au mercure est d'environ $0,30 \text{ cm}^3/\text{g}$ pour l'échantillon naturel. Ce volume augmente à $0,39 \text{ cm}^3/\text{g}$ dans l'échantillon après gonflement et diminue à $0,16 \text{ cm}^3/\text{g}$ dans l'échantillon après séchage à l'étuve. Les courbes de distribution de taille des pores dans la figure 3.55b permettent l'analyse de la structure du sol. Dans l'échantillon naturel, deux familles de pores ont été

observées : une famille de pores intra-agrégat centrée vers $0,015 \mu\text{m}$ et une famille de pores interagrégats centrée vers $0,25 \mu\text{m}$. Le gonflement a augmenté le rayon d'accès des pores interagrégats jusqu'à $0,9 \mu\text{m}$ par contre le rayon d'accès des pores intra-agrégat n'ayant pas changé. Ceci explique l'augmentation du volume total des pores de l'échantillon gonflé (Figure 3.55a).

Pour l'échantillon naturel séché à l'étuve, une seule famille de pores a été observée : la famille des pores intra-agrégat centrée vers $0,015 \mu\text{m}$. La famille des pores inter-agrégats a été complètement détruite par ce séchage excessif qui conduit à la diminution du volume total des pores de l'échantillon séché à l'étuve (Figure 3.55a).

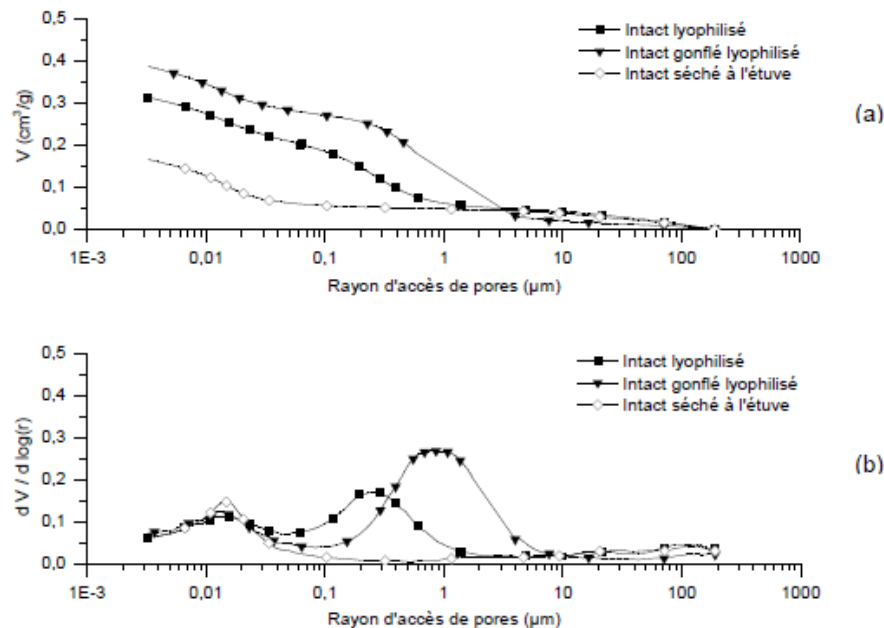


Figure 3.55 : Courbes porosimétriques de l'argile d'Héricourt (Tran, 2014) : Echantillon naturel.

Dans l'échantillon compacté (Figure 3.56a), le volume poreux total est d'environ $0,21 \text{cm}^3/\text{g}$. Ce volume augmente plus de deux fois jusqu'à $0,47 \text{cm}^3/\text{g}$, après gonflement. Une famille de pores inter-agrégats centrée vers $10 \mu\text{m}$ et une famille de pores intra-agrégat centrée vers $0,015 \mu\text{m}$ ont été observées dans l'échantillon compacté (Figure 3.56b). Le gonflement a augmenté le volume des pores inter-agrégats compactés (la taille moyenne de pores inter-agrégats est de $2,5 \mu\text{m}$). Ceci conduit à une augmentation du volume total des pores (Figure 3.56a). Les changements de taille des pores intra-agrégats n'ont pas été observés. La comparaison entre la courbe de distribution de tailles des pores de l'échantillon compacté (Figure 3.56b) et celle de l'échantillon naturel (Figure 3.55b) nous permet de constater que la procédure de préparation du sol compacté a détruit partiellement la famille de pores inter-agrégats naturels et créé une nouvelle famille de pores appelée inter-agrégats artificiels ou compactés (Tran, 2014).

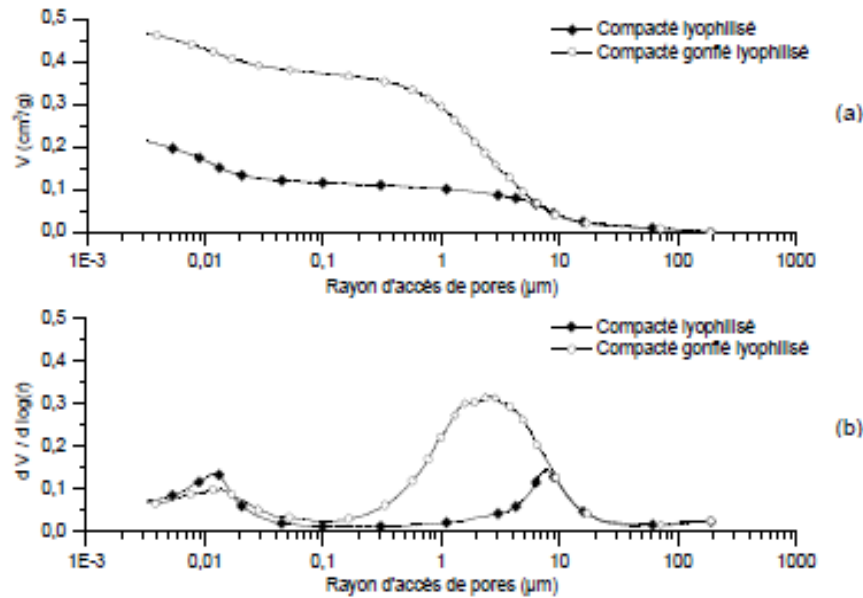


Figure 3.56 : Courbes porosimétriques de l'argile d'Héricourt (Tran, 2014) : Echantillon compacté.

3.2.6.2 Influence de la structure sur l'effondrement

Différents types de sols naturels peuvent développer une structure susceptible de s'effondrer. Cette structure doit être ouverte et partiellement saturée (avec une succion initiale importante) et soumise à une contrainte suffisamment élevée (Barden et al., 1973 ; Lawton et al., 1989). En réalité, malgré des propriétés physiques identiques, les sols peuvent présenter différentes formes de structure qui se traduisent par des comportements hydromécaniques différents (Lim et Miller, 2004 ; Ferber, 2005 ; Xi et al., 2017). En plus de la structure minéralogique (forme et empilement des feuillets) proprement dite, Shao et al., 2017 ont montré que la relation de contact et les liaisons de cimentation entre agrégats jouent aussi un rôle dans le contrôle du comportement des sols. En fait, la structure interne englobe quatre facteurs clés, à savoir : La nature minéralogique des particules, la forme des pores, la relation de contact entre les agrégats et le matériau de liaison.

Ces quatre facteurs sont dépendants les uns des autres. Mais, la forme des pores et le matériau de liaison semblent être les deux facteurs dominants ayant le plus d'influence.

La nature de l'effondrement des sols est interprétée en utilisant l'information sur la structure (microstructure et macrostructure) comme outil (Delage et al., 1996 ; Romero et Simms, 2008). En effet, l'effondrement des sols compactés dépend principalement de la distribution et de la taille des pores inter-agrégats (macrostructure) et intra-agrégats (microstructure) plutôt que de la concentration et de la distribution des grains solides. L'exemple des sols d'In-Aménas (Algérie) est édifiant, à ce titre. La nature minéralogique et la structure interne de ces des sols, non prises en compte dans les modèles utilisés (Derriche et Kebaili, 1998), ce sont avérées, par la suite, prédominants. Les travaux de Lamara et al. (2010) sur les mêmes sols ont montré que leur déformation (gonflement/effondrement) est principalement attribuée aux pores inter-agrégats, suite à la réduction de leurs tailles, lors de l'humidification sous contrainte. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus dans les travaux de nombreux auteurs (Alonso et al.,

1995 ; Ferber et al., 2008 ; Monroy, 2010 ; Romero et al., 2011 ; Shao et al., 2017 ; Xi et al., 20017).

L'effet de chemin de chargement et de la succion est montré sur la figure 3.57, pour l'argile de Boom initialement compactée à 0,93 avec un degré de saturation $S_r = 0,44$ (Romero et al., 2011). Les éprouvettes sont humidifiées puis séchées sous charge verticale constante dans une cellule œdométrique.

Le chemin de chargement-succion appliqué est présenté sur la figure 3.57a et les essais de distribution de la taille des pores ont été effectués aux points 1, 2 et 3.

Les résultats de ces essais présentés à la figure 3.57b montrent que le premier chemin (chargement-humidification) entraîne une réduction significative de la taille des macropores. En revanche, le deuxième chemin correspondant au séchage réduit le volume des macropores quand la microporosité semble restée, en grande partie, inchangée.

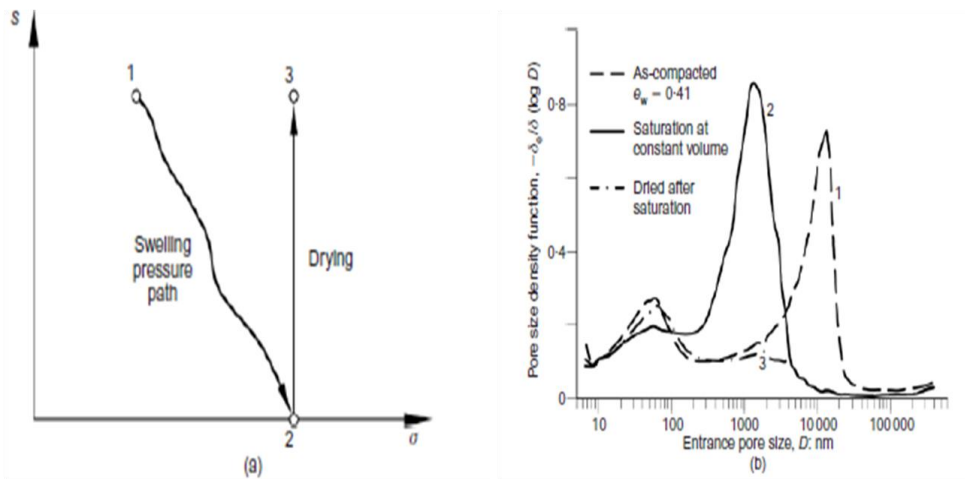


Figure 3.57 : Evolution de la distribution de la taille des pores de l'argile compactée de Boom durant le chemin de sollicitation (chargement –succion) (Romero et al., 2011) : a) chemin de sollicitation ; b) distribution de la taille des pores aux trois points indiqués en (a).

Les résultats obtenus par Ferber (2005), par des essais de porosimétrie sur l'argile AvA34 sont montrés sur la figure 3.58. Dans ces essais, il a considéré deux échantillons (T_4 , T_6) compactés sous deux différentes masses volumiques sèches correspondant à des indices des vides initiaux, respectivement, de 0,978 et 1,05. Les deux échantillons sont considérés sous trois états : état initial (T_4 -ini, T_6 -ini) ; gonflement libre (T_4 -3 kPa, T_6 -3 kPa) et humidification sous contrainte de 200 kPa (T_4 -200 kPa, T_6 -200 kPa).

La distribution de la taille des pores intra-agrégats (dimension inférieure à 10 μm) est très similaire pour les deux échantillons (Figure 3.58) ; ce qui tendrait à confirmer que l'indice des vides des agrégats après humidification est indépendant de l'état initial. On note aussi que le volume total des pores intra-agrégats est inférieur à ce qu'il était après le gonflement libre, ce qui signifie que le gonflement après humidification sous contrainte a causé une sorte de surconsolidation des agrégats qui ne gonflent pas lors du déchargement jusqu'à l'indice des vides atteint par simple gonflement libre.

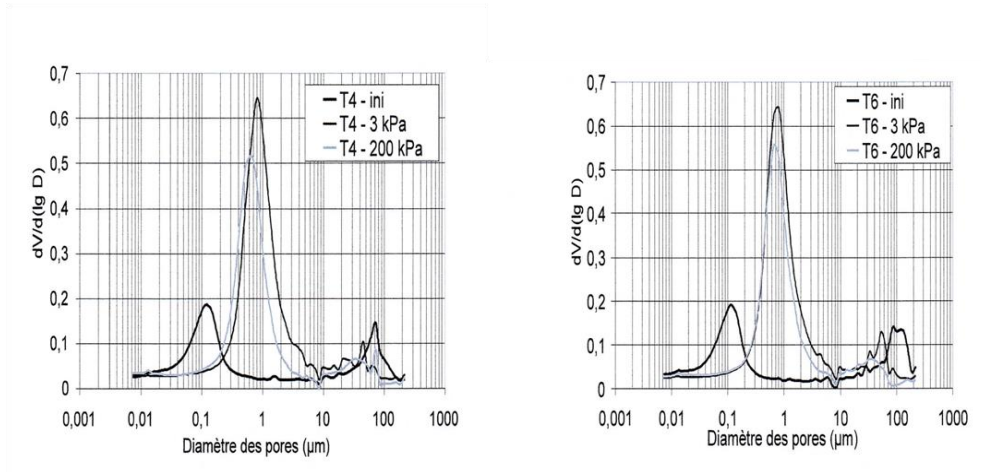


Figure 3.58 : Evolution de la distribution de la taille des pores causée par le gonflement libre et l'humidification sous 200 kPa de deux échantillons T_4 et T_6 de l'argile AvA34 (Ferber, 2005).

Par ailleurs, le volume des ports inter-agrégats diminue plus par humidification sous contrainte que par gonflement libre ; ceci est clairement évident sur la représentation détaillée de la distribution des pores de dimension supérieure à $10 \mu\text{m}$ (Figure 3.59). Cette tendance peut s'expliquer par le fait que lors du gonflement libre, la structure du sol est en partie préservée (tous les macropores ne sont pas tous détruits), contrairement à l'humidification sous contrainte où la charge contribue à générer un effondrement des macropores.

Il ressort de ces résultats que l'effondrement est intimement lié à la structure initiale. Cet effondrement se manifeste par une diminution quasi-totale du volume des macropores.

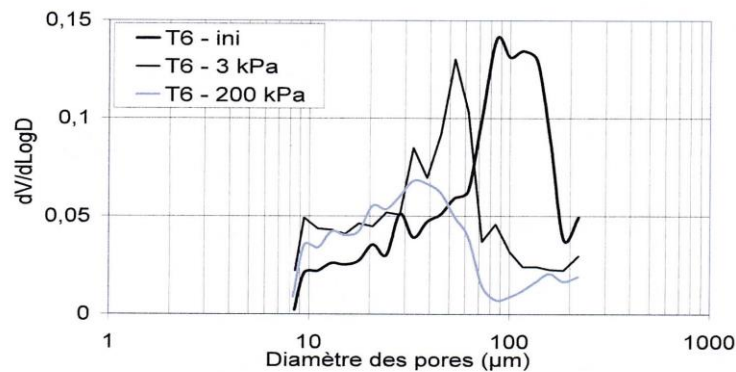


Figure 3.59 : Evolution de la distribution de la taille des macropores ($>10\mu\text{m}$) de l'échantillon T_6 causée par le gonflement libre et l'humidification sous 200 kPa (Ferber, 2005).

Les résultats des essais d'humidification sous contraintes d'éprouvettes d'un loess étudié par Shao et al. (2017) ont décrit les changements de la structure avant et après effondrement, sous différentes masses volumiques sèches (Figure 3.60). Cette figure présente la distribution de la taille des pores des éprouvettes sous les masses volumiques sèches de $1,30 \text{ Mg/m}^3$; $1,40 \text{ Mg/m}^3$ et $1,50 \text{ Mg/m}^3$ en termes de volume cumulé des pores (Figure 3.60a) et en termes de densité de taille des pores (Figure

3.60b). En comparant les courbes de volume cumulatif obtenues (Figure 3.60a), on constate que la porosité diminue avec l'augmentation de la masse volumique sèche. La figure 3.60b montre que les trois éprouvettes présentent deux pics sur les courbes de densité de taille des pores, définissant la première famille de pores interagrégats (macropores) à diamètres dominants d'environ 14,70 μm , 11,63 μm et 9,66 μm associés aux éprouvettes de masses volumiques sèches de 1,30 Mg/m^3 ; 1,40 Mg/m^3 et 1,50 Mg/m^3 , respectivement. La deuxième famille de pores intra-agrégats (micropores) avait un diamètre dominant identique compris entre 0,03 et 0,06 μm .

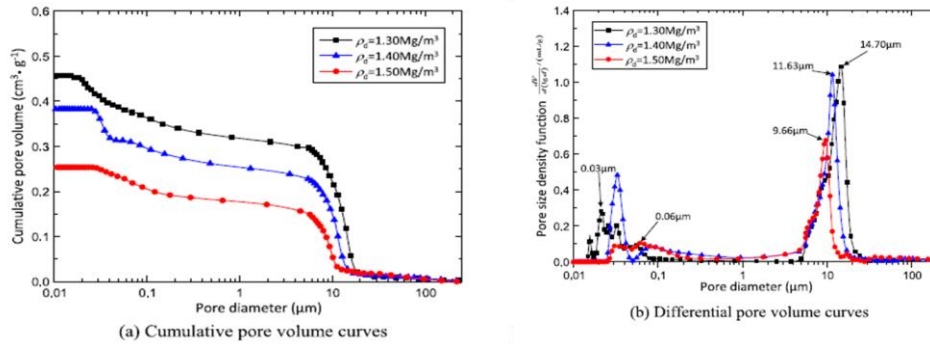


Figure 3.60 : Structure de la porosité du lœss avec différentes masses volumiques sèches (Shao et al., 2017) : a) Courbes de volume cumulatif des pores ; b) Courbes de volume différentiel des pores.

La figure 3.61 présente la distribution de la taille des pores des éprouvettes avec deux masses volumiques sèche initiales de 1,30 Mg/m^3 et de 1,40 Mg/m^3 sous charges verticales différentes, avant et après humidification. La figure 3.61a montre que sous charge verticale constante, les diamètres de pores inter-agrégats des éprouvettes à masse volumique sèche initiale de 1,30 Mg/m^3 diminuent significativement, après saturation. Le diamètre des pores interagrégats a diminué de 15,50 μm et 11,71 μm à 9,63 μm et 7,35 μm lorsque les éprouvettes ont été soumises à une pression verticale constante de 200 kPa et 500 kPa, respectivement. En revanche, les pores intra-agrégats n'ont presque pas changé. Ceci indique que le potentiel d'effondrement dépend principalement de la réduction du diamètre des pores inter-agrégats. Les mêmes observations sont notées pour les éprouvettes avec une masse volumique de 1,40 Mg/m^3 (Figure 3.61b).

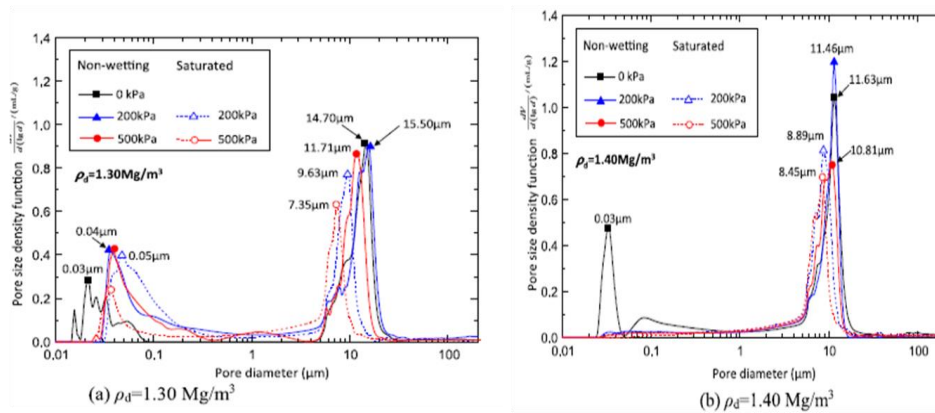


Figure 3.61 : Distribution de la taille des pores des échantillons avant et après humidification sous différentes charges verticales (Shao et al., 2017) : (a) $\rho_d = 1,30 \text{ Mg}/\text{m}^3$; (b) $\rho_d = 1,40 \text{ Mg}/\text{m}^3$.

Les distributions granulométriques des éprouvettes avec différentes masses volumiques sèches avant et après humidification jusqu'à saturation, sous différentes charges verticales sont présentées sur la figure 3.62. Toutes les courbes de distribution granulométrique présentent des tendances similaires. Elles indiquent qu'il n'y a pas de changement apparent dans la taille des particules pendant le processus d'effondrement. En d'autres termes, cela signifie que le changement de volume des pores est responsable de l'effondrement des différentes éprouvettes testées. Il en ressort des résultats obtenus de ces travaux que l'effondrement soit principalement attribué à la destruction des pores interagrégats, lors de l'humidification sous contraintes.

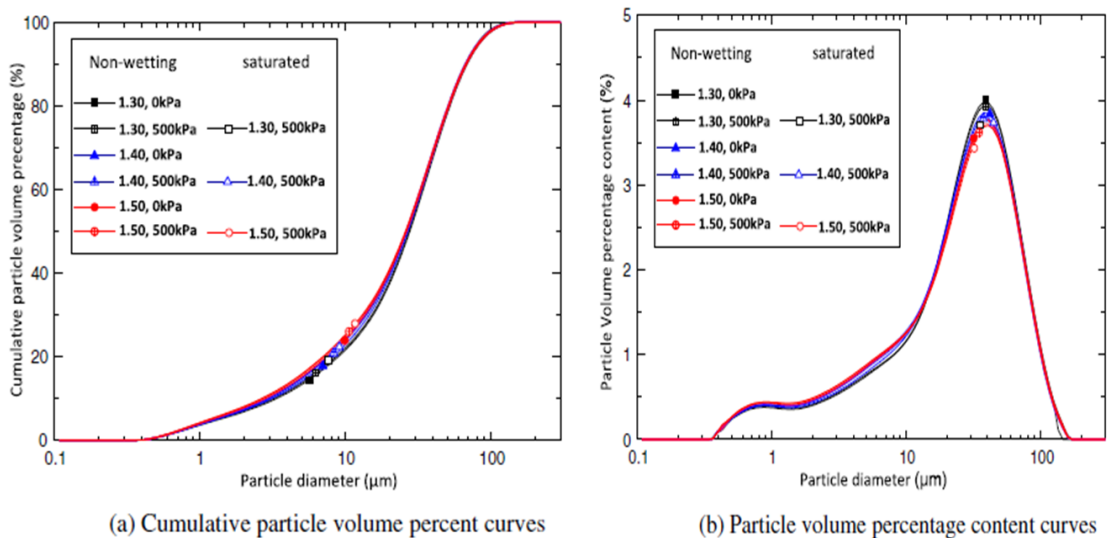


Figure 3.62 : Distribution granulométrique des échantillons avant et après humidification sous différentes pressions verticales (Shao et al., 2017) : a) courbes en pourcentage de volume cumulé des particules ; b) courbes en pourcentage de volume de la teneur des particules.

3.2.7 Processus d'effondrement

Il est largement reconnu que les sols qui s'effondrent sont typiquement non saturés. Généralement, leur effondrement se produit avant d'atteindre la condition de saturation totale (Tadepalli et Fredlund, 1991 ; Lawton et al., 1992 ; Tadepalli et al., 1992 ; Alonso et al., 1995 ; Pereira et Fredlund, 2000 ; Shao et al., 2017). En outre, il est observé que, dans les sols compactés, les liaisons entre les agrégats peuvent être les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière argileuse et les effets capillaires. Dans ce dernier cas, plus la teneur en eau est faible plus ces liaisons entre particules sont fortes. Toutefois, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis à une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement ; tandis que l'effondrement se produit sous une sollicitation plus importante (Barden et al., 1973 ; Alonso et al., 1987 ; Lawton et al., 1989, 1992 ; Ferber, 2005)

Lorsque les sollicitations mécaniques sont faibles, les plaquettes d'argiles dans les agrégats et les ponts ou connecteurs se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée, en partie. Par contre, quand ces sollicitations sont élevées, les liaisons entre les agrégats peuvent être détruites : les effets capillaires entre les agrégats et les particules granulaires diminuent. Cela facilite et favorise la cassure et la rupture

des liaisons qui servent de ponts ou de connecteurs entre particules et agrégats, lesquels se déforment au même temps et glissent les uns par rapport aux autres. Par conséquent, les gros pores se remplissent par ces ponts cassés et ainsi le volume du sol diminue brutalement d'où l'effondrement.

Plusieurs auteurs cités par Xi et al., 2017 (Pereira et Fredlund, 2000 ; Sun et al., 2004 ; Zhang et al., 2016) ont observé que le processus d'effondrement passe par trois phases, lors de l'humidification sous contrainte (Figure 3.63) : la phase pré-effondrement ; la phase d'effondrement et la phase post-effondrement. Sur cette figure, e_i est l'indice des vides initial ; e_f est l'indice des vides final ; ψ_c est la valeur de la succion au dessous de laquelle se produisent des déformations importantes ; ψ_f est la valeur de la succion au dessous de laquelle sont observées les déformations non significatives ; θ_r est la teneur en eau à l'état résiduel et θ_s est la teneur en eau à l'état saturé.

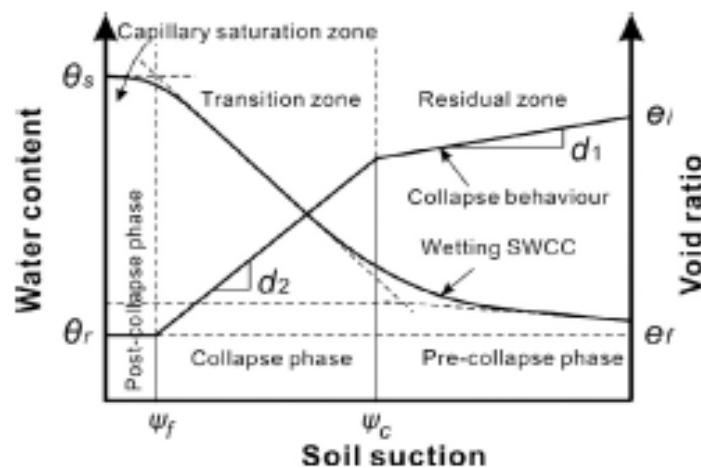


Figure 3.63 : Changement de volume dans les diverses phases d'effondrement, durant l'humidification (Xie et al., 2017).

Il convient de noter que les trois phases d'effondrement (phase de pré-effondrement, phase d'effondrement et phase post-effondrement) correspondent, approximativement, aux trois zones de la courbe caractéristique de l'humidification (Vanapalli et al., 1996) à savoir : la zone résiduelle, la zone de transition et la zone de saturation (Figure 3.63).

La première phase se produit lorsque le sol est soumis à des valeurs de succion élevées. Dans cette phase, de petites déformations volumiques à dominance élastique se produisent, tandis que la structure du sol reste intacte.

La seconde phase se produit lorsque le sol subit les valeurs moyennes de succion. Dans cette phase, le sol subit une compression volumique importante. La structure du sol change en raison de la rupture des liaisons entre agrégats et de la destruction totale de la structure.

La troisième phase se produit lorsque le sol se rapproche de l'état saturé. Dans cette phase, aucune réduction de volume supplémentaire ne se produit en réponse à la diminution de la succion.

Les résultats des travaux de Pereira et Fredlund (2000) sur un sable limoneux compacté coté sec de l'optimum Proctor sont présentés sur la figure 3.64. Cette figure montre respectivement, la variation de l'indice des vides et le degré de saturation en fonction de la succion pour des éprouvettes soumises à différentes pressions de confinement.

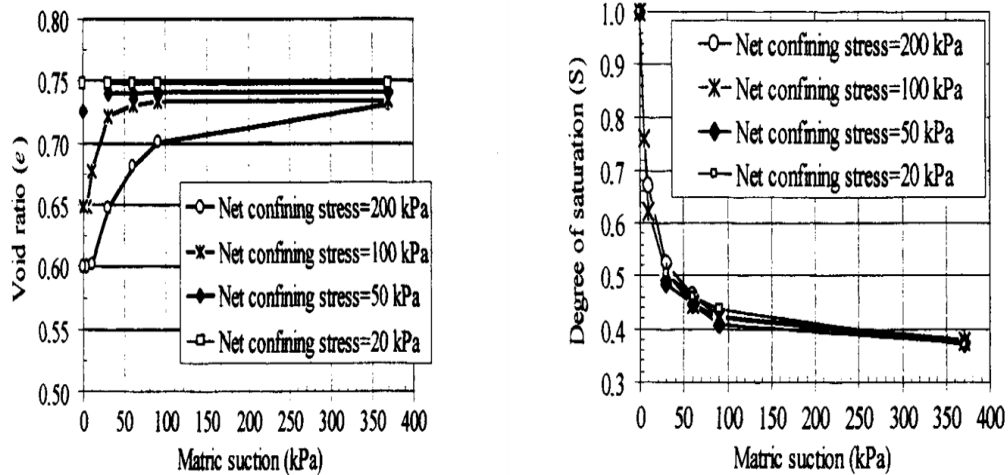


Figure 3.64 : Variation de l'indice des vides (à gauche) et du degré de saturation (à droite) en fonction de la succion, lors de l'humidification (Pereira et Fredlund, 2000).

La figure 3.64 (à gauche) montre que l'effondrement du sol est fonction à la fois de la contrainte et de la succion. Un comportement typique d'effondrement est illustré en suivant le chemin de sollicitation de la succion décroissante (la succion varie de 370 kPa à 0 kPa), sous une contrainte de confinement donnée. Pour une contrainte de 100 kPa, par exemple, on retrouve les trois phases dans le mécanisme de l'effondrement. Dans la première phase, à succions matricielles relativement élevées, le sol ne s'effondre pas, seulement de petites déformations se produisent en réponse à une diminution de la succion matricielle. Dans la deuxième phase, à succions matricielles intermédiaires, de grandes déformations sont observées. Dans la troisième phase, à faible succion matricielle, il y a une absence de déformation car la succion matricielle est réduite à zéro.

La figure 3.64 (à droite) montre que les éprouvettes de sol connaissent des augmentations similaires du degré de saturation, au fur et à mesure que la succion diminue. Cette figure illustre un comportement typique d'une courbe caractéristique. La courbe est en général indépendante du comportement du sol. L'influence de l'effondrement du sol n'est visible que lorsque le sol est presque saturé.

L'expérience a montré que la succion critique d'effondrement est influencée de manière significative par la contrainte appliquée, les propriétés physiques du sol et la teneur en eau initiale (Lawton et al., 1992 ; Tadealli et al., 1992 ; Pereira et Fredlund, 2000 ; Sun et al., 2004, 2007 ; Garakani et al., 2015) cités par Xie et al. (2017). En règle générale, plus la contrainte appliquée est importante, plus la valeur de la succion critique est grande et de ce fait, il est plus facile que l'effondrement se produise. En outre, un sol avec un indice des vides initial plus élevé et une faible teneur en eau initiale aura une valeur de la succion critique plus grande que celle avec un indice des vides initial plus

faible et une teneur en eau initiale plus élevée. Cela revient à dire qu'il est plus facile pour le sol de s'effondrer dans le premier cas de figure que dans le deuxième (la valeur critique de la succion est plus élevée pour un sol avec un indice des vides initial élevé et une faible teneur en eau initiale). La teneur en eau critique est la teneur en eau au-dessus de laquelle un sol s'effondre de manière significative sous une pression verticale particulière. Elle peut être aussi utilisée pour caractériser la possibilité d'effondrement des sols (Zheng et Zhang, 1989) cités par Xie et al., 2017. Lorsque cette teneur critique étant connue, la courbe caractéristique (Figure 3.63) peut donc être utilisée pour déterminer la succion critique estimée à partir de la valeur d'entrée d'eau en tenant compte à la fois des caractéristiques de la structure et du mécanisme d'effondrement.

3.2.8 Conclusion

Eu égard aux nombreux travaux de recherche consacrés à la problématique des sols compactés, on peut constater que cette présentation ne constitue qu'un résumé succinct du sujet. Le phénomène de gonflement/effondrement observé dans les sols compactés est plus ou moins complexe : l'interaction entre le matériau et l'eau à différentes échelles fait intervenir plusieurs mécanismes physico-chimiques et mécaniques et/ou hydriques. Il est clair que les paramètres influant sur le comportement hydromécanique des sols compactés sont connus et que l'on dispose de moyens et d'outils simples et fiables pour les déterminer. En plus des facteurs intrinsèques, le processus de gonflement/effondrement est influencé par les paramètres tels que la teneur en eau, la masse volumique sèche, l'indice des vides et la succion. D'autre part, on a pu constater que le processus de déformation s'accompagne également de modifications structurales. En effet, de nombreux auteurs ont montré l'influence de la structure sur le comportement hydromécanique des sols compactés, lors de l'humidification. A l'issue de cette synthèse bibliographique, on peut dire qu'une bonne connaissance de l'évolution de la structure des sols, selon les différents chemins de sollicitations, peut souvent aider à expliquer le comportement hydromécanique des sols compactés. C'est ce que nous allons voir dans le chapitre 5, en adaptant le modèle de structure développé par Ferber (2005) à une argile gonflante compactée. Les paramètres de base de ce modèle de structure sont obtenus, au préalable, des résultats d'essai d'humidification sous contraintes de cette argile compactée à faible teneur en eau

4 CHAPITRE 4 :

EFFET DE VARIATIONS DE LA TENEUR EN EAU SUR LE RETRAIT ET GONFLEMENT DES SOLS

Dans ce chapitre nous présentons la première partie de l'étude expérimentale consacrée à l'effet de variations de la teneur en eau sur le retrait des sols. Elle consiste en l'application de la méthode de la teneur en eau (voir chapitre 2) à quatre sols naturels intacts de la région de Tizi-Ouzou. Ces sols sont prélevés par le Laboratoire Central des Tavaux Publics (LCTP) de Tizi-Ouzou (Algérie), dans le cadre de ses activités, pour les besoins d'études de fondations de différentes structures et ouvrages. Ces sols proviennent des sites de M'douha, Tizi-Rached, INTHT et Tamda.

4.1 Application de la méthode de la teneur en eau

La méthode de la teneur en eau est appliquée en effectuant l'essai de retrait sur des échantillons de sols naturels intacts. Cette méthode utilise la teneur en eau comme paramètre principal de la loi de comportement du sol et l'essai de retrait pour obtenir cette loi. Les propriétés de ces sols sont présentées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Propriétés des sols naturels étudiés.

Sites	w_0 (%)	γ_s (t/m ³)	S_r	n	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
Argile de M'douha	20,50	2,75	0,91	0,38	53,50	27,73	25,87
Argile de Tamda	20,50	2,75	0,90	0,38	50,50	23,64	26,66
Argile d'INTHT	25,00	2,75	0,93	0,42	71,00	27,60	43,40
Argile de Tizi-Rached	26,42	2,75	0,96	0,43	64,50	30,00	34,50

4.1.1 Essai de retrait

L'essai de retrait est réalisé conformément à la norme *NF P 94-060-2* (mesure de la variation volumique d'une éprouvette cylindrique au fur et à mesure de son séchage progressif). L'essai est stoppé quand on ne constate plus de variation de volume significative qui représente l'état limite de retrait caractérisé par une teneur en eau appelée limite de retrait w_s représentée par l'intersection des deux branches de la courbe illustrée sur la figure 4.1 ci-dessous. Cette limite de retrait est le point de rencontre des deux demi-droites de la courbe de retrait : l'une est caractérisée par une variation importante de volume et l'autre par une variation de volume quasiment nulle.

L'objectif de cet essai est d'obtenir une loi de comportement du sol qui relie la variation de la teneur en eau aux déformations.

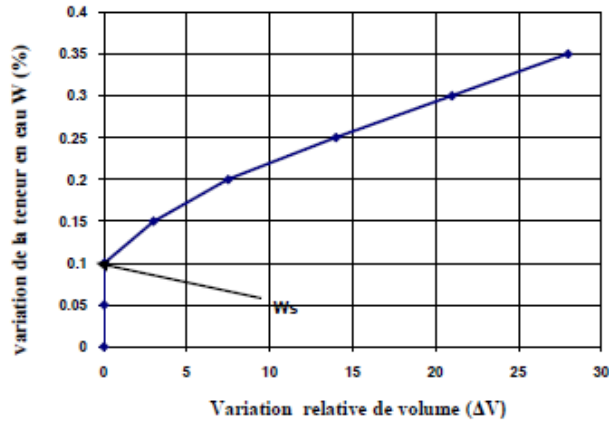


Figure 4.1 : Limite de retrait w_s .

4.1.2 Mode opératoire

La procédure de l'essai est montrée sur la figure 4.2 : On prépare un échantillon de sol de forme cylindrique de diamètre D_0 et de hauteur H_0 avec une teneur en eau initiale w_0 . Cet échantillon est pesé et son volume V_0 est mesuré au voltmètre à mercure. Il est, ensuite, placé dans une étuve à 105°C. Chaque heure, on pèse l'échantillon et mesure son volume V , son diamètre D et sa hauteur H et on détermine sa teneur en eau w .

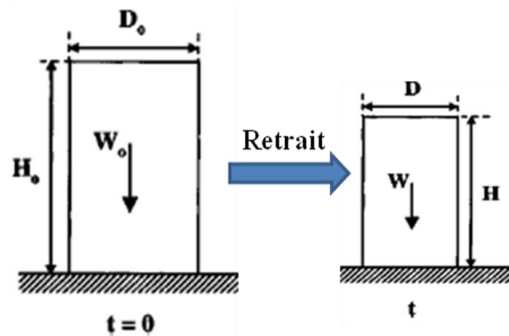


Figure 4.2 : Essai de retrait.

Les paramètres à déterminer sont la limite de retrait w_s , le module de retrait/gonflement E_w et le rapport de retrait f .

Le module de retrait/gonflement E_w et le rapport de retrait f sont définis, respectivement, par les équations 4.1 et 4.2 :

$$E_w = \frac{\frac{\Delta W}{\Delta V}}{V_0} \tag{4.1}$$

$$f = \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{\frac{\Delta V}{V_0}} \tag{4.2}$$

Ou $\Delta w = w_0 - w$; $\Delta V = V_0 - V$ et $\Delta H = H_0 - H$

On a d'abord réalisé des essais de retrait à partir d'échantillons de formes différentes. Ces essais sont répétés pour le site de Tizi-Rached, de Tamda et de l'INTHT. En fait, l'objectif visé est d'analyser l'influence de la forme (dimension) de l'échantillon sur les paramètres E_w (module de retrait/gonflement) et f (rapport de retrait) ainsi que sur la limite de retrait w_s . Ensuite, d'autres essais de retrait sont effectués pour examiner l'influence de la charge extérieure sur ces trois paramètres E_w , f et w_s , à partir des échantillons du sol prélevé du site de M'douha.

La teneur en eau initiale w_0 , prise en compte dans les essais décrits ci-dessus pour examiner l'influence de la forme de l'échantillon et l'influence de la charge qu'il subit, est constante. Aussi, pour tester l'influence de cette teneur en eau initiale sur les paramètres E_w , f et w_s , nous avons réalisés d'autres essais sur des échantillons du sol prélevé du site de Tizi-Rached et dont les teneurs en eau initiales sont différentes.

A l'exception du sol de Tamda, chaque sol cité plus haut a fait l'objet d'au moins deux essais afin d'en tester la répétitivité. De plus, il est important de rappeler que tous les essais effectués sur ces différents sols l'ont été à partir d'échantillons intacts non remaniés.

Par ailleurs, il est nécessaire de souligner que la définition d'une limite de retrait w_s peut prêter à confusion, dans la mesure où le terme *limite de retrait* se réfère à l'une des limites normalisées d'Atterberg effectuées sur un matériau remanié, alors que l'essai présenté ici concerne des matériaux intacts non remaniés soumis à la dessiccation depuis une teneur en eau naturelle. Alors, pour examiner l'influence de la structure du sol sur la limite de retrait w_s , nous avons effectué deux autres essais à partir d'échantillons remaniés, prélevés du site de l'INTHT, conformément à la *Norme XPP-94.060-1* qui détermine conventionnellement la limite de retrait sur le passant à 400 μm dont les résultats sont comparés à ceux obtenus à partir d'échantillons intacts non remaniés prélevés du même site.

4.1.3 Résultats expérimentaux et discussion

Tous les résultats obtenus de ces différents essais sont mis en exergue par plusieurs graphiques illustrés ci-dessous. Les courbes de la variation de la teneur en eau w en fonction de la déformation volumique ΔV est la loi de comportement du sol utilisée dans cette étude expérimentale.

4.1.3.1 Influence de la forme de l'échantillon

Des échantillons de dimensions (formes) différentes de sols prélevés des sites de Tizi-Rached, Tamda et de l'INTHT ont été testés. Deux types de courbes ont été tracés :

1. les courbes montrant l'évolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV pour déterminer le module de retrait/gonflement E_w ;
2. les courbes présentant l'évolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV pour déterminer le rapport de retrait f .

a) Sol de Tizi-Rached

Les résultats des essais de retrait de l'argile de Tizi-Rached sont présentés sur les figures 4.3 et 4.4. Le tableau 4.2 rassemble les résultats de ces essais.

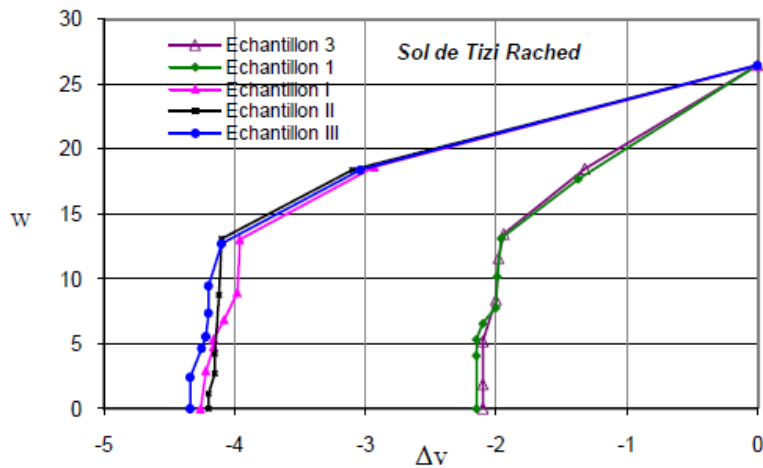


Figure 4.3 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (3, I, II et III).

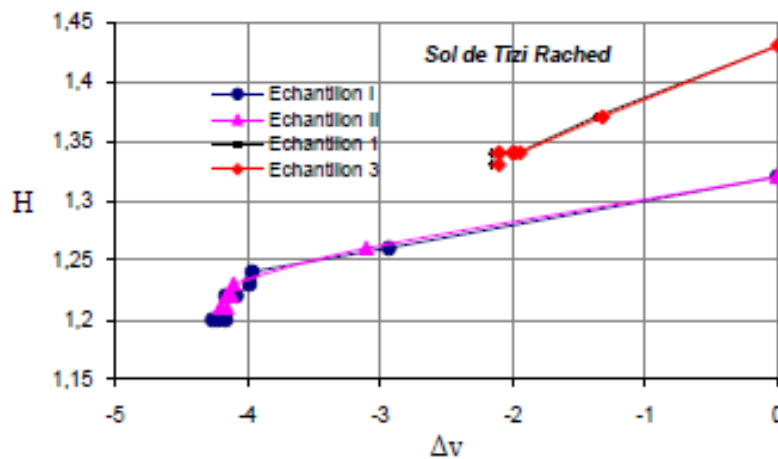


Figure 4.4 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (I, II, 1 et 3).

Tableau 4.2 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais de l'argile de Tizi-Rached.

Argile de Tizi-Rached							
Echantillon	D_0 (cm)	H_0 (cm)	V_0 (cm ³)	w_0 (%)	w_s (%)	f	E_w
I	4,44	1,32	20,60	26,42	13,01	0,31	0,69
II	4,44	1,32	20,60	26,42	13,06	0,34	0,67
III	4,42	1,30	20,34	26,42	12,68	0,30	0,68
1	3,00	1,43	10,16	26,42	13,11	0,32	0,69
3	3,00	1,43	10,16	26,42	13,43	0,33	0,68

Le coefficient de variation du module de retrait/gonflement E_w est de 0.0121 et le coefficient de variation du rapport de retrait f est de 0.0494 (voir Tableau 4.3), par conséquent aucune tendance claire de variation ne peut être trouvée pour les deux paramètres (E_w et f), ce qui prouve que la forme de l'échantillon n'affecte pas les résultats.

Tableau 4.3 : Argile de Tizi-Rached : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w .

Paramètre	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation
w_s (%)	13,058	0,2675	0,0204
f	0,320	0,0158	0,0494
E_w	0,682	0,0083	0,0121

b) Sol de Tamda

Les résultats de l'essai sur l'argile de Tamda sont présentés sur les figures 4.5 et 4.6.

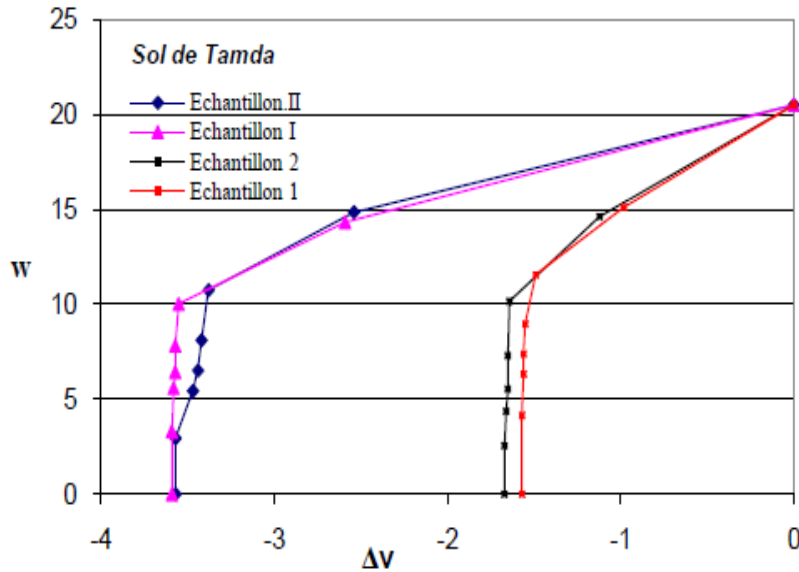


Figure 4.5 : Argile de Tamda : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, 2 et 1).

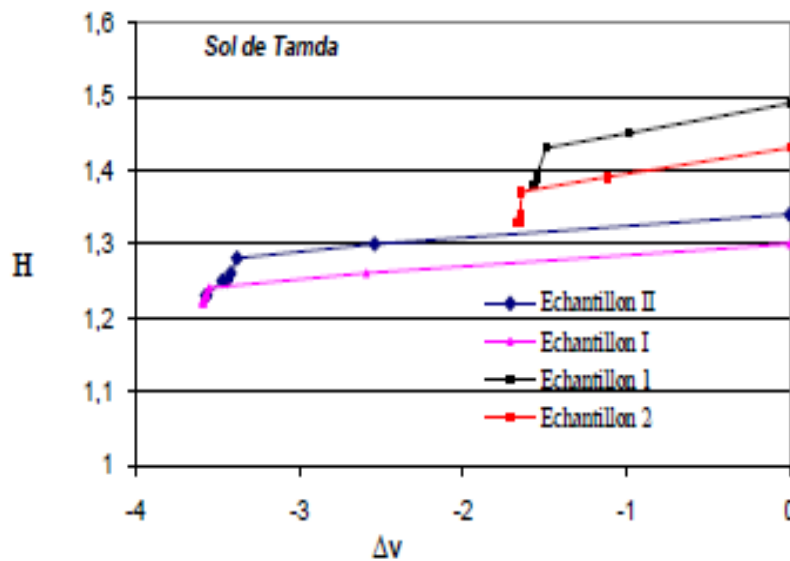


Figure 4.6 : Argile de Tamda : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, 1 et 2).

Le tableau 4.4 rassemble les résultats des essais effectués.

Tableau 4.4 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais de l'argile de Tamda.

Echantillon	Argile de Tamda						
	D ₀ (cm)	H ₀ (cm)	V ₀ (cm ³)	w ₀ (%)	w _s (%)	f	E _w
I	4,40	1,30	20,69	20,50	10,02	0,27	0,61
II	4,40	1,34	20,97	20,50	10,74	0,27	0,60
1	3,00	1,49	9,70	20,50	11,56	0,26	0,61
2	3,00	1,43	10,16	20,50	10,16	0,26	0,60

Les caractéristiques statistiques de ces trois paramètres sont résumées dans le tableau 4.5. On constate que le coefficient de variation de tous ces paramètres est très significatif : si la valeur de w_s (%) varie très peu, celles de f et de E_w sont quasiment constantes, quelque soit l'échantillon pris en compte.

Tableau 4.5 : Argile de Tamda : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w.

Paramètre	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation
w _s (%)	10,62	0,6999	0,0659
f	0,265	0,0057	0,0215
E _w	0,606	0,0057	0,0094

c) Sol d'INTHT

Les résultats de l'essai de l'argile de l'INTHT sont présentés sur les figures 4.7 et 4.8.

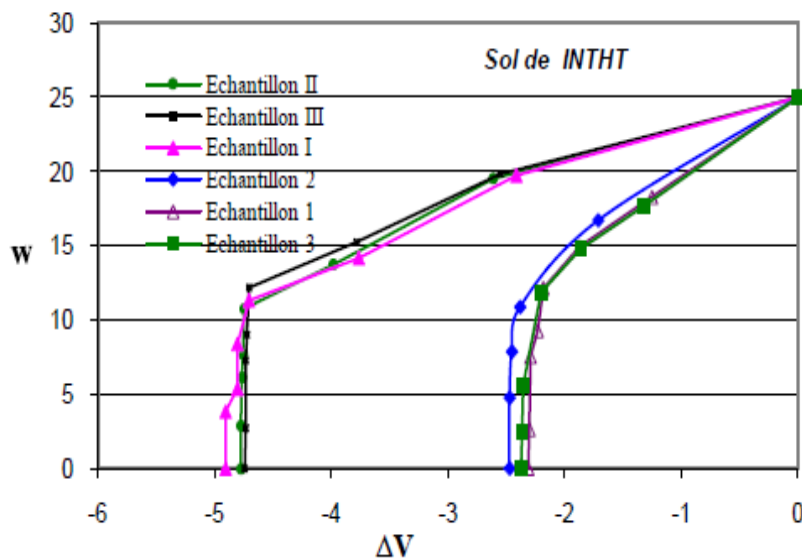


Figure 4.7 : Argile d'INTHT : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, III, I, 2, 1 et 3).

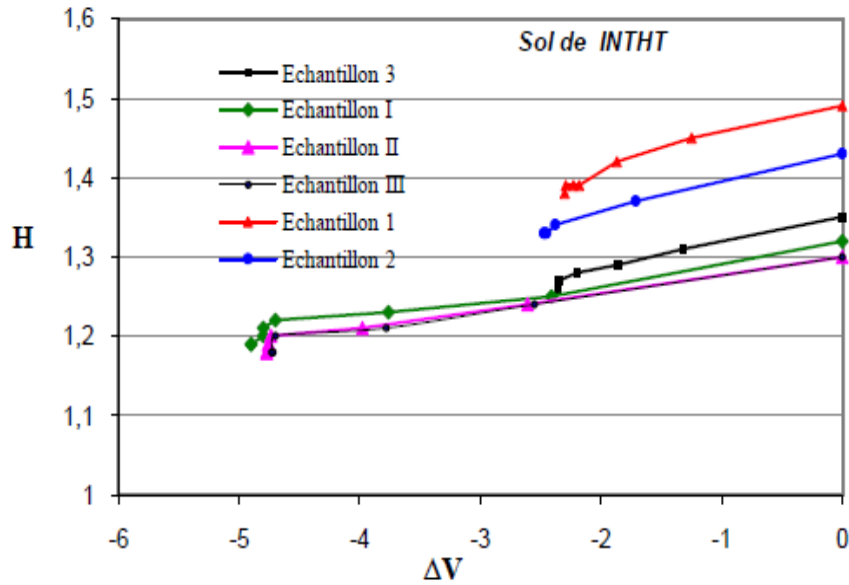


Figure 4.8 : Argile d'INTHT : Influence de la forme de l'échantillon. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (3, I, II, III, 1 et 2).

Les valeurs des paramètres w_s (%), f et E_w , résultats de l'ensemble des essais relatifs aux échantillons prélevés du site de l'INTHT sont montrées ci-dessous dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Influence de la forme de l'échantillon : Résultats des essais sur l'argile de l'INTHT.

Argile de l'INTHT							
Echantillon	D_0 (cm)	H_0 (cm)	V_0 (cm ³)	w_0 (%)	w_s (%)	f	E_w
I	4,44	1,32	20,60	25	11,34	0,40	0,59
II	4,42	1,30	20,34	25	10,76	0,38	0,61
III	4,42	1,30	20,34	25	12,19	0,39	0,56
1	3,00	1,49	9,70	25	12,15	0,29	0,57
2	3,00	1,43	10,16	25	10,88	0,29	0,60
3	3,00	1,35	9,69	25	11,88	0,32	0,58

Les caractéristiques statistiques de ces trois paramètres sont résumées dans le tableau 4.7. Les valeurs de w_s (%) et de celles de E_w , quelque soit l'échantillon considéré, s'écartent très peu de leurs valeurs moyennes respectives : les coefficients de variation correspondants sont respectivement de 0,0547 et de 0,0319.

Tableau 4.7 : Argile de l'INTHT : Caractéristiques statistiques des paramètres w_s (%), f et E_w .

Paramètre	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation
w_s (%)	11,533	0,6314	0,0547
f	0,345	0,0508	0,1472
E_w	0,585	0,0187	0,0319

Toutefois, nous notons une différence appréciable entre les valeurs de f relatives aux échantillons I, II et III et celles correspondant aux échantillons 1, 2 et 3. L'écart type et le coefficient de variation de f correspondant à ces deux séries d'échantillons sont comme montrés dans le tableau 4.8. En effet, le coefficient de variation de f est de 0,1472 soit 4,5 fois plus grand que celui de E_w . On peut à priori penser imputer cette dispersion des valeurs de f

aux dimensions des échantillons soumis à l'essai. Les imprécisions de mesures des dimensions des échantillons et de leurs volumes respectifs peuvent en être la source.

Tableau 4.8 : Argile de l'INTHT : Caractéristiques statistiques du paramètre f .

Rapport de retrait f	Moyenne	Ecart type	Coefficient de variation
Echantillon I, II, III	0,39	0,0100	0,002
Echantillon 1, 2, 3	0,30	0,0173	0,057

Aussi, les résultats obtenus pour les trois sols montrent que le module de retrait f varie de 0,26 à 0,40 (voir tableaux 4.2 ; 4.4 et 4.6), avec une moyenne de 0,32 pour l'argile de Tizi-Rached ; 0,26 pour l'argile de Tamda et 0,34 pour l'argile de l'INTHT. Si le retrait est le même dans toutes les directions, c'est-à-dire que $\frac{\Delta V}{V_0} = 2 \frac{\Delta D}{D_0} + \frac{\Delta H}{H_0} = 3 \frac{\Delta H}{H_0}$, alors la valeur du rapport de retrait f correspond à 0,33. Ainsi, nous pouvant prendre, par défaut, une valeur de f égale à 0,33 (voisine des valeurs moyennes) pour les trois argiles testées.

4.1.3.2 Influence de la pression verticale

En réalité, sur site, le sol se rétracte et gonfle sous sollicitations extérieures (au moins sous la pression des terrains qui le recouvrent). Pour étudier l'effet de cette charge sur le retrait, une série d'essais a été effectuée sur quatre échantillons (E_1) chargés et trois autres échantillons (E_2) non chargés (Tableau 4.9). Ces échantillons sont du sol prélevé du site de M'douha. On a testé, à chaque fois, des échantillons identiquement préparés. Quatre essais ont été effectués sans charge verticale et trois autres avec une charge verticale. Cette charge est égale à 25% de la résistance à la compression du sol qui est égale à 269 kPa.

Les courbes présentées sur les figures 4.9 à 4.11 montrent l'évolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV permettant de déterminer le module de retrait /gonflement E_w . Les figures 4.12 et 4.13 présentent l'évolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV permettant de déterminer le rapport de retrait f . Les différents résultats sont synthétisés dans le tableau 4.9.

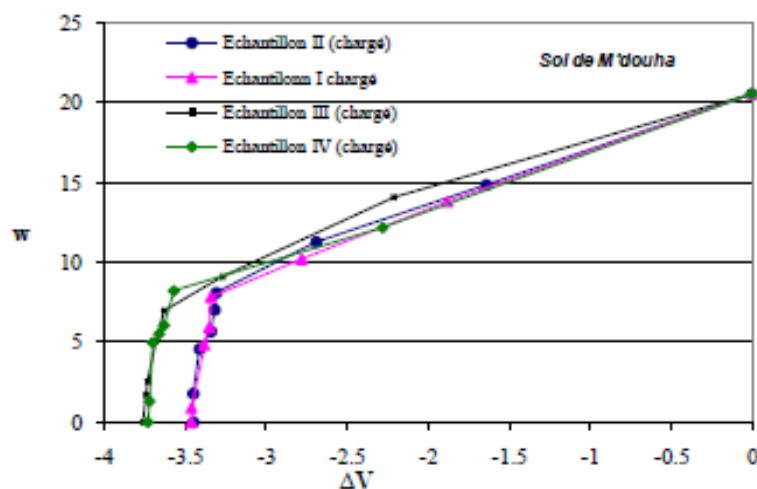


Figure 4.9 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (II, I, III et IV) chargés.

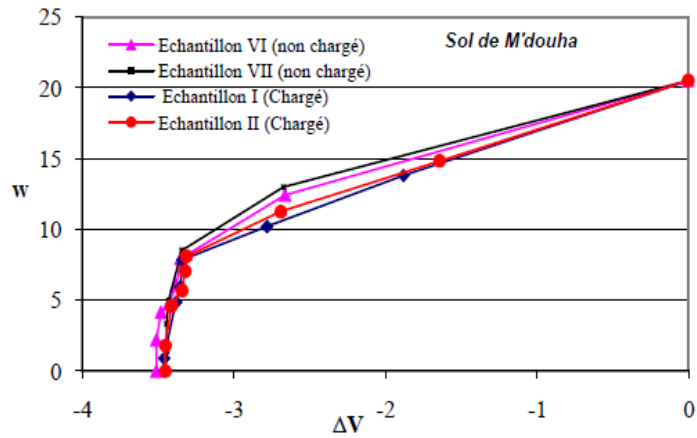


Figure 4.10 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (VI et VII) non chargés ; échantillons (I et II) chargés.

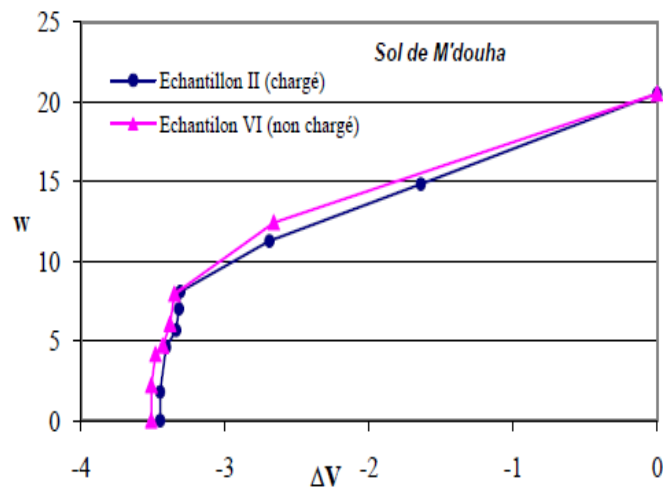


Figure 4.11 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillon (II) chargé ; échantillon (VI) non chargé.

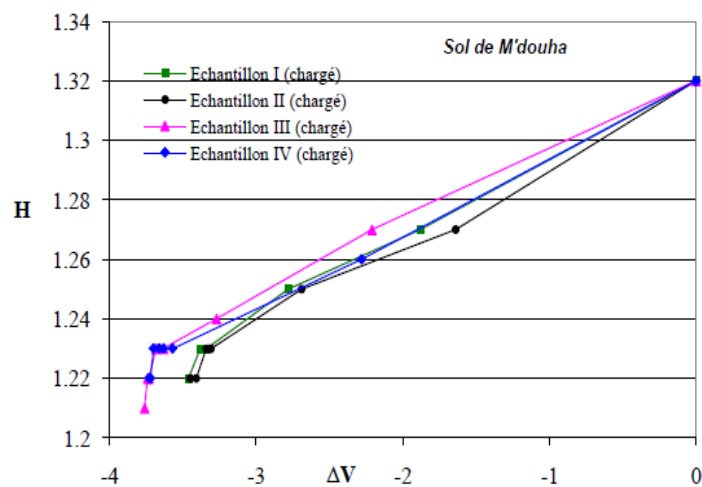


Figure 4.12 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (I, II, III et IV) chargés.

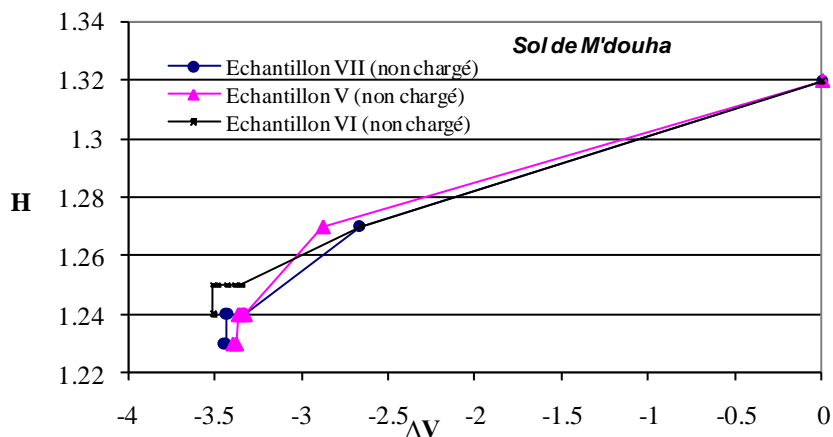


Figure 4.13 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Echantillons (VII, V et VI) non chargés.

Le tableau 4.9 résume les résultats de l'essai de l'influence de la pression verticale sur le sol de M'douha.

Tableau 4.9 : Influence de la pression verticale : Résultats des essais de l'argile de M'douha.

Argile de M'douha							
Echantillon (E)	D_0 (cm)	H_0 (cm)	V_0 (cm³)	w_0 (%)	w_s (%)	f	E_w
E ₁ : Echantillon I (chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	7,82	0,41	0,78
E ₁ : Echantillon II (chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	8,09	0,42	0,77
E ₁ : Echantillon III (chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	6,95	0,38	0,76
E ₁ : Echantillon IV (chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	8,21	0,39	0,71
E ₂ : Echantillon V (non chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	7,54	0,37	0,80
E ₂ : Echantillon VI (non chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	7,94	0,33	0,77
E ₂ : Echantillon VII (non chargé)	4,44	1,32	20,60	20,50	8,51	0,36	0,74

Par ailleurs, l'évolution de la hauteur H et du diamètre D des échantillons lors des essais de l'influence de la pression verticale effectués sur le sol de M'douha est montrée sur les courbes 4.14 à 4.20.

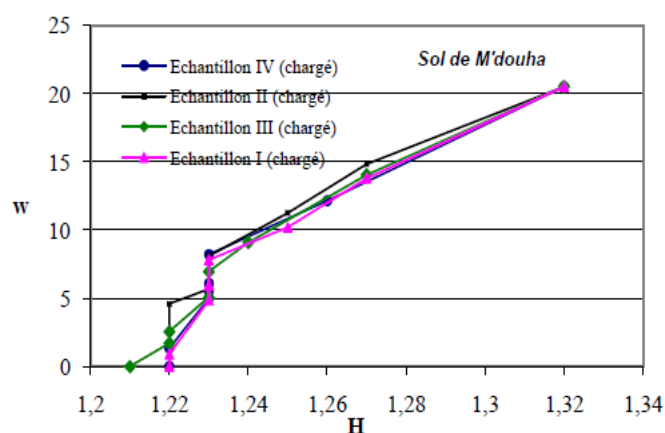


Figure 4.14 : Argile de M'douha. : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H. Echantillons (IV, II, III et I) chargés.

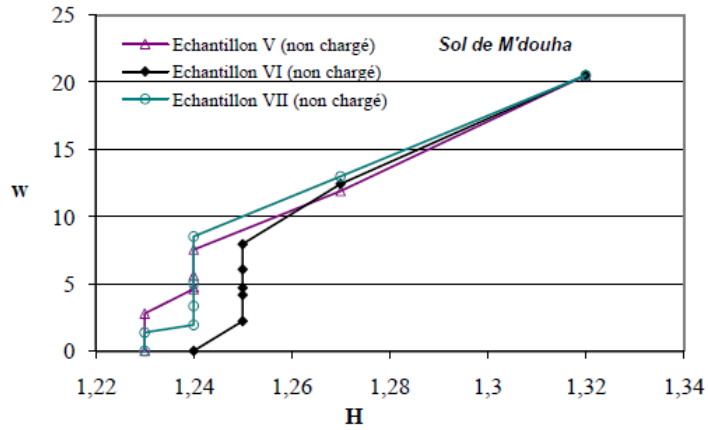


Figure 4.15 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H . Echantillons (V, VI et VII) non chargés.

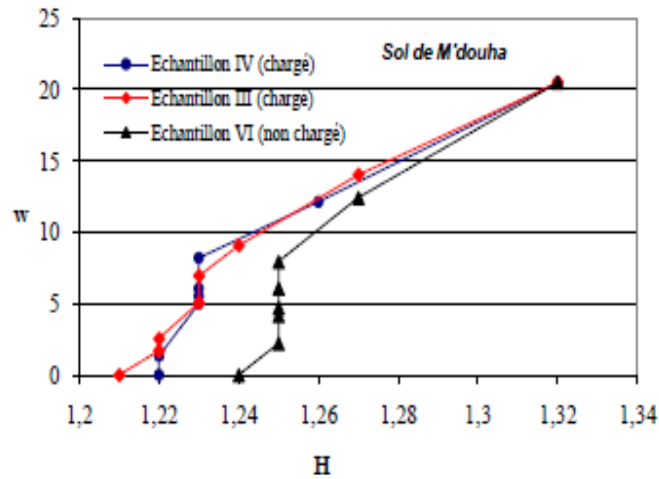


Figure 4.16 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction de la hauteur H . Echantillons (IV et III) chargés ; échantillon (VI) non chargés.

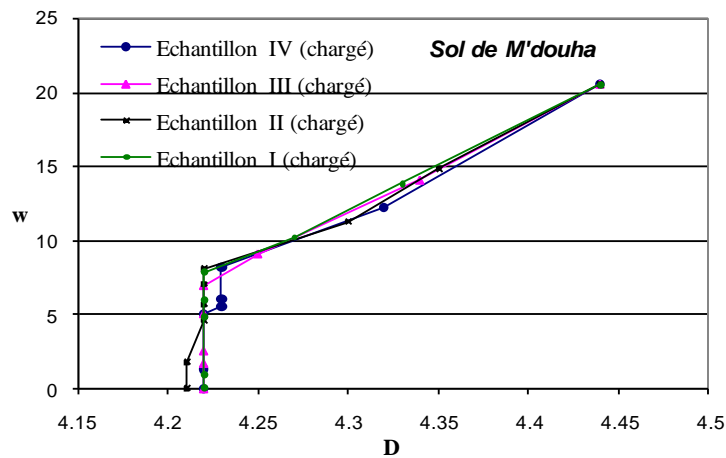


Figure 4.17 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur la variation de la teneur en eau w en fonction du diamètre D . Echantillons (IV, III, II et I) chargés.

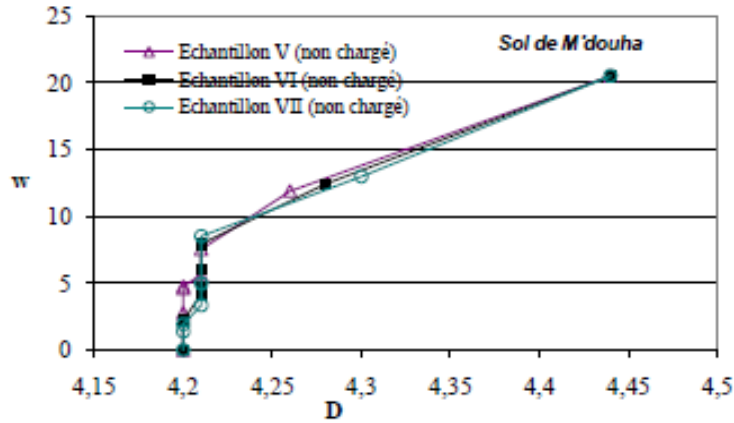


Figure 4.18 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur en eau w en fonction du diamètre D . Echantillons (V, VI et VII) non chargés.

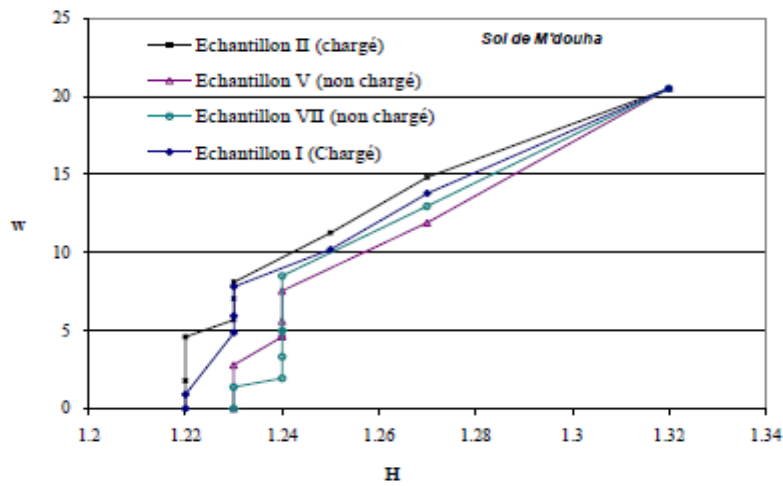


Figure 4.19 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur eau en w en fonction de la hauteur H . Echantillons (II et I) chargés ; échantillons (V et VII) non chargés.

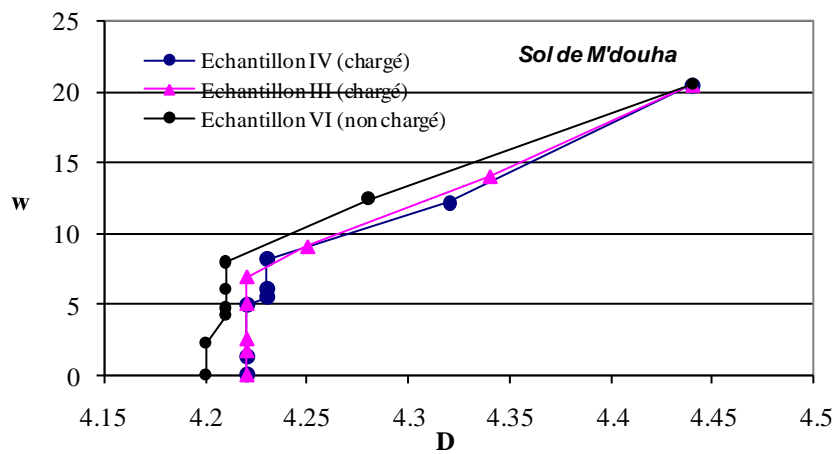


Figure 4.20 : Argile de M'douha : Influence de la pression verticale sur l'évolution de la teneur en eau w en fonction du diamètre D . Echantillons (IV et III) chargés ; échantillon (VI) non chargé.

Les courbes présentées sur les figures 4.9 à 4.11 montrent que les pentes E_w sont sensiblement identiques (voir tableau 4.9). Il est en de même pour les pentes f des courbes des figures 4.12 et 4.13 (voir tableau 4.9). Cela démontre que la pression verticale n'affecte pas E_w et f . Par ailleurs, l'examen des courbes des figures 4.14 à 4.20 conduits à l'observation suivante : même si la pression verticale n'affecte pas les paramètres E_w et f , donc cette dernière n'influe pas sur le comportement du sol vis-à-vis du retrait, l'échantillon non chargé évolue normalement, alors que l'échantillon chargé diminue plus en hauteur et diminue moins en diamètre. La raison est double :

- la majeure partie de la variation de volume se produit au début de la dessiccation c'est-à-dire quand le sol est saturé ou presque ;
- la variation de volume, dans ce cas est, simplement, due à la perte d'eau qui ne dépend pas de la pression créée par la charge, en considérant le sol et l'eau incompressibles.

4.1.3.3 Influence de la teneur en eau initiale

La présence d'eau dans le sol varie dans le temps et dans l'espace. Il en est ainsi de la teneur en eau. Pour tester l'influence de la teneur en eau initiale sur le retrait (c'est à dire sur les paramètres w_s (%), E_w et f) d'un sol, neuf échantillons du sol prélevé du site de Tizi-Rached sont utilisés : cinq échantillons (I, II, III, 1 et 3), dont la teneur en eau initiale w_0 est de 26,42 %, déjà mis à l'essai dans l'analyse de l'influence de la forme de l'échantillon, et quatre autres échantillons (2, IV, V et VI) du même sol (prélevé du même site de Tizi-Rached) mais avec une teneur en eau initiale w_0 égale à 24,46 %.

Les résultats de ces essais sont montrés sous forme de courbes dans les figures 4.21 à 4.24 et résumés dans le tableau 4.10.

a) Teneur initiale $w_0 = 26,42$ %

Dans ce paragraphe, nous faisons un appel aux résultats obtenus précédemment, à teneur en eau initiale $w_0 = 26,42$ % sur les échantillons 1, 3, I, II et III (Figures 4.21 et 4.22) que nous comparerons ultérieurement à ceux obtenus à partir d'essais à teneur en eau initiale $w_0 = 24,46$ %, réalisés sur les échantillons 2, IV, V et VI (Figures 4.23 et 4.24).

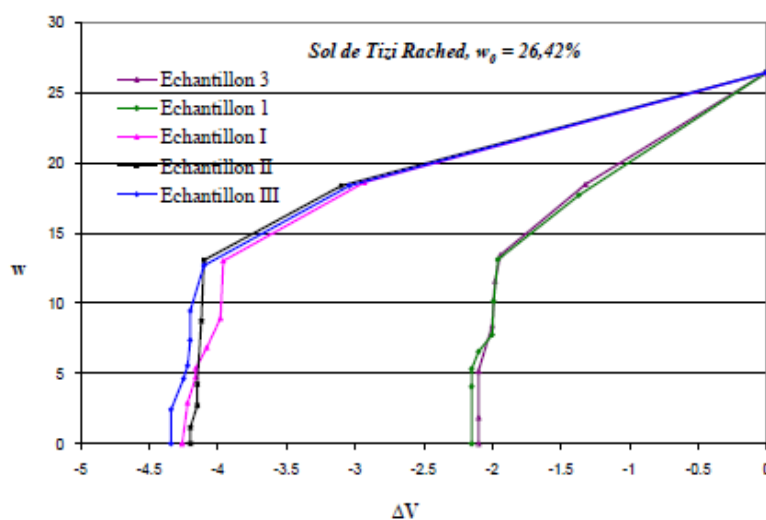


Figure 4.21 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV : ($w_0 = 26,42\%$).

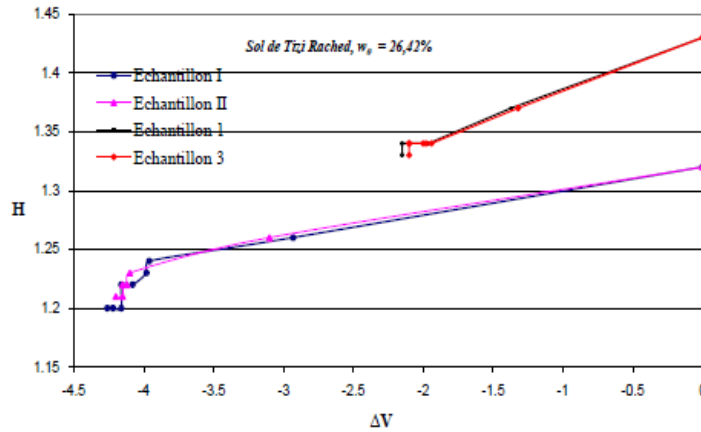


Figure 4.22 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV : ($w_0 = 26,42\%$).

b) Teneur initiale $w_0 = 24,46\%$

Les essais réalisés sur les échantillons 2, IV, V et VI dont l’objectif est de tester l’influence de la teneur en eau initiale sur les paramètres de retrait ont donné suite aux résultats suivants montrés dans les figures 4.23 et 4.24 :

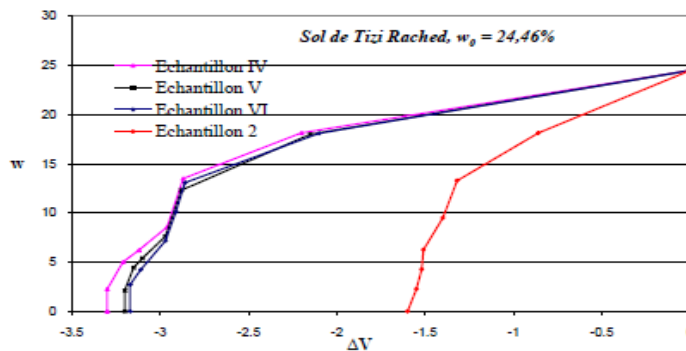


Figure 4.23 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la teneur en eau w en fonction de la variation de volume ΔV : ($w_0 = 24,46\%$).

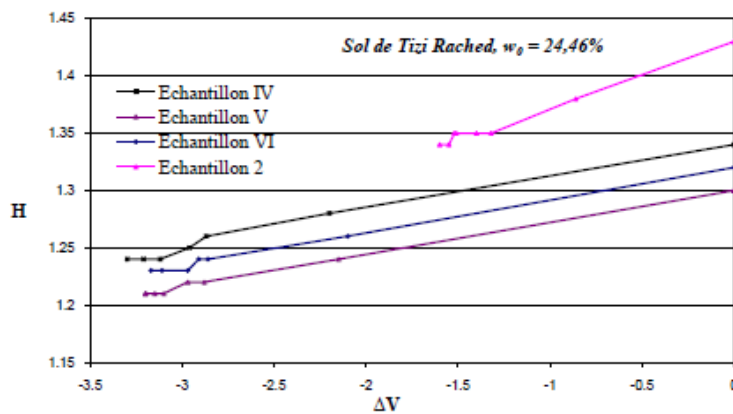


Figure 4.24 : Argile de Tizi-Rached : Influence de la teneur en eau initiale. Evolution de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV : ($w_0 = 24,46\%$).

Tableau 4.10 : Influence de la teneur en eau initiale : Résultats des essais de l'argile de Tizi-Rached.

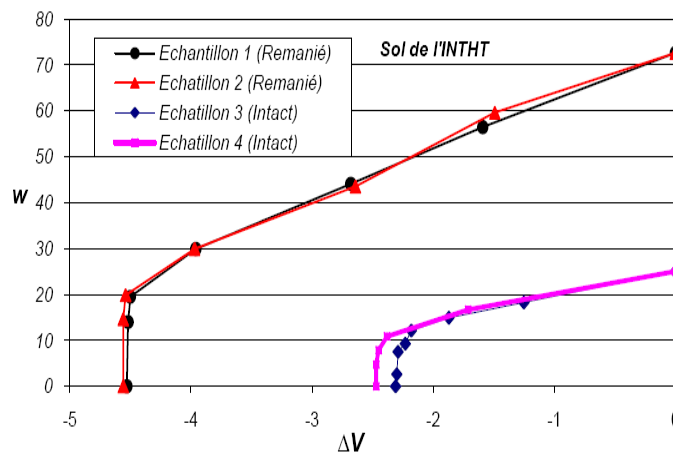
Argile de Tizi-Rached							
Echantillon	D ₀ (cm)	H ₀	V ₀ (cm ³)	w ₀ (%)	w _s (%)	f	E _w
I	4,44	1,32	20,60	26,42	13,01	0,31	0,69
II	4,44	1,32	20,60	26,42	13,06	0,34	0,67
III	4,42	1,30	20,34	26,42	12,68	0,30	0,68
1	3,00	1,43	10,16	26,42	13,11	0,32	0,69
3	3,00	1,43	10,16	26,42	13,43	0,33	0,68
IV	4,40	1,34	20,97	24,46	13,48	0,43	0,80
V	4,42	1,30	20,34	24,46	12,30	0,43	0,86
VI	4,44	1,32	20,60	24,46	13,06	0,43	0,82
2	3,00	1,43	10,16	24,46	13,27	0,43	0,86

Les résultats obtenus et synthétisés dans le tableau 4.10 montrent que la teneur en eau initiale n'a pas d'influence sur la limite de retrait w_s . En revanche, on constate que les valeurs du paramètre E_w sont différentes ; ce qui implique que le module de retrait E_w dépend de la teneur en eau initiale de l'échantillon. En effet, pour une teneur en eau initiale de 26,42% on aboutit à une valeur moyenne du module de retrait/gonflement E_w de 0,68 ; elle est de 0,83 pour une teneur en eau initiale de 24,46%.

Cette différence dans l'estimation du paramètre E_w est à imputer à l'implication de la teneur initiale dans la définition de ce dernier (voir l'équation 4.1). Par conséquent, la valeur de E_w à utiliser pour la prévision des déformations devrait être celle qui correspond à l'état initial du sol, lors de la construction de la fondation.

4.1.3.4 Influence de la structure sur la limite de retrait

La structure d'un sol définit sa succion et donc sa teneur en eau ; elle conditionne ainsi l'acquisition d'eau pour ce sol. Outre les phénomènes mécaniques, la succion est intimement liée à la structure du sol par l'intermédiaire de son réseau poreux (de façon analogue d'un tube capillaire cylindrique où la succion est déterminée par la loi de Jurin). C'est à ce titre que nous avons effectué un essai de retrait, en marge des essais réalisés précédemment, pour examiner l'influence de la structure du sol sur la limite de retrait w_s . La figure 4.25 ci-dessous montre les résultats de l'essai de retrait effectué sur deux échantillons intacts et deux autres remaniés. Ces échantillons sont prélevés du site de l'INTHT.

**Figure 4.25** : Influence de la structure du sol sur la limite de retrait.

Le tableau 4.11 résume les résultats cet essai.

Tableau 4.11 : Influence de la structure du sol sur la limite de retrait : Résultats des essais de l'argile de l'INTHT.

Argile de l'INTHT						
Echantillon	H ₀ (cm)	V ₀ (cm ³)	w ₀ (%)	w _s (%)	f	E _w
Echantillon 1 (remanié)	1,43	10,16	72,63	19,51	0,55	1,02
Echantillon 2 (remanié)	1,49	9,70	72,63	19,90	0,58	0,84
Echantillon 3 (intact)	1,43	10,16	26,42	10,88	0,29	0,60
Echantillon 4 (intact)	1,49	9,70	25,00	12,15	0,29	0,57

La figure 4.25 présentant les résultats de l'essai effectué sur une argile remaniée d'INTHT et une argile intacte du même site nous renseigne sur l'influence de la structure d'un sol sur son retrait. En effet, la limite de retrait de l'argile remaniée (limite d'Atterberg) est très différente de celle de l'argile intacte. Et cela est dû au fait que la structure initiale du sol change de forme une fois que celui-ci est remanié. Autrement dit, la structure initiale de l'échantillon intact est détruite suite à son remaniement, d'où la différence entre les limites de retrait d'un sol intact et d'un sol remanié.

4.2 Observations

Tous les résultats obtenus à partir d'essais de retrait sur les tous échantillons peuvent être affectés d'erreurs diverses. En effet l'utilisation du mercure pour déterminer le volume de l'échantillon présente quelques inconvénients :

- la manipulation de mercure est à faire avec une attention particulière pour des raisons d'hygiène et de sécurité ;
- les manipulations répétées des échantillons pour chaque opération de mesure de volume par immersion dans le mercure et de pesée sont délicates et peuvent conduire à une détérioration de ces échantillons.

De même, les mesures des diamètres et des hauteurs des différents échantillons sont effectuées à l'aide du pied à coulisse et cela n'est pas aisé. L'échantillon peut facilement s'abîmer. C'est pourquoi certains résultats peuvent être erronés.

4.3 Conclusion

Dans ce chapitre, à partir des résultats obtenus sous forme de courbes, on peut retenir que la mesure directe de la déformation de retrait/gonflement des sols en laboratoire est la façon la plus précise pour évaluer les risques associés au comportement des sols argileux sensibles sous les constructions. La méthode de la teneur en eau pour les prévisions de retrait/gonflement, appliquée aux sols de Tizi ouzou (Algérie), est très commode. Elle utilise la teneur en eau comme paramètre principal de loi de comportement du sol et l'essai de retrait pour obtenir cette loi.

L'essai de retrait produit une courbe de variation de la teneur en eau en fonction de la variation de volume qui est bien approchée par une ligne droite dont la pente est le module de retrait/gonflement E_w .

Les résultats des essais que nous avons effectués indiquent que ce module est indépendant de la forme de l'échantillon et de la pression verticale imposée à cet échantillon. En revanche, il dépend de la teneur en eau initiale de l'échantillon. Par voie de conséquence, on peut déduire que la déformation du sol est seulement le fait de la variation de la teneur en eau.

5 CHAPITRE 5 :

HUMIDIFICATION SOUS CONTRAINTES D'UNE ARGILE COMPACTEE A FAIBLE TENEUR EN EAU

Ce chapitre est réservé à la deuxième partie de l'étude expérimentale. Cette étude porte sur l'humidification sous contraintes d'une argile, en vue de son réemploi en remblai routier. L'objectif de la première partie de ce chapitre est d'examiner le comportement d'éprouvettes compactées à faible teneur en eau, à partir d'essais d'humidification sous contraintes œdométriques. Les effets de l'état initial et de la contrainte verticale sur ce comportement y sont présentés. Puis, dans la seconde partie, nous nous intéresserons essentiellement à l'influence et au rôle de la structure à double porosité de cette argile compactée à faible teneur en eau durant son processus de déformation, par l'analyse des variations volumiques induites par l'humidification sous contraintes, en considérant un modèle de structure appropriée.

5.1 Matériau et préparation des éprouvettes

5.1.1 Matériau

Le sol utilisé dans cette étude est présenté sur la figure 5.1. Il a été échantillonné dans la région de Tizi-Ouzou en Algérie, à partir du site du projet de construction du stade de Tizi-Ouzou situé à la périphérie sud-ouest de la ville de Tizi-Ouzou (Algérie). L'étude d'identification et d'analyse géotechnique a été effectuée sur ce sol par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) de Tizi-Ouzou (Algérie), avant de commencer les travaux de construction du projet. Tous les essais de cette étude ont été réalisés sur ce sol dont les propriétés géotechniques et physico-chimiques sont données dans le tableau 5.1.

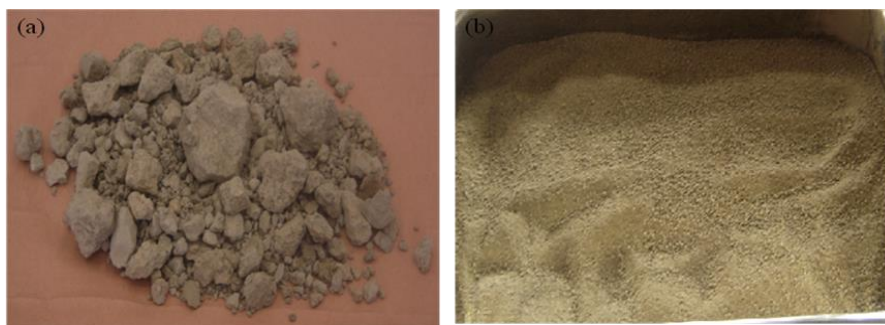


Figure 5.1: Photo du sol étudié : a) à l'état naturel ; b) à l'état sec, tamisé à 2 mm.

Tableau 5.1: Caractéristiques géotechniques et physico-chimiques du sol utilisé.

Limite de liquidité	w_L	51,2	%
Limite de plasticité	w_P	24,2	%
Indice de plasticité	I_P	27,0	%
Pourcentage du tamisat	D_{5mm}	0,0	%
	D_{2mm}	95,8	%
	$D_{80\mu m}$	82,3	%
Masse volumique des grains solides	ρ_s	2600	kg/m ³

Le sol criblé de 2 mm a été soumis à un essai Proctor standard. La teneur en eau et la masse volumique sèche à l'optimum sont respectivement : $w_{OPN} = 19,7 \%$; $\rho_{dOPN} = 1680 \text{ kg/m}^3$, comme indiquées sur la figure 5.2.

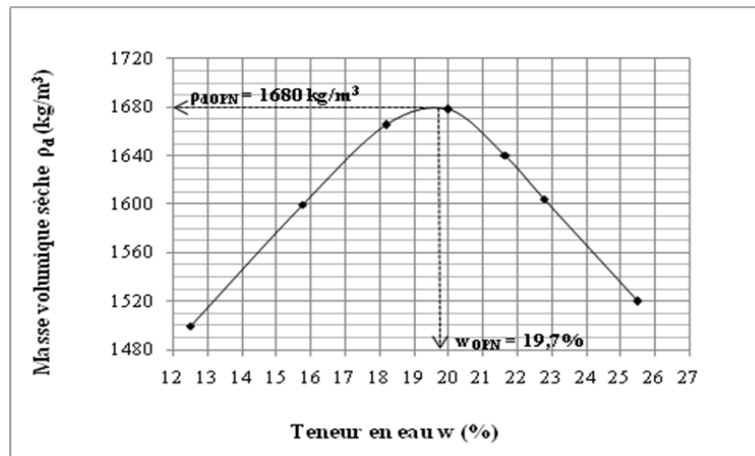


Figure 5.2 : Courbe Proctor du sol étudié.

5.1.2 Préparation des éprouvettes

Le sol fragmenté, homogénéisé et tamisé à 2 mm, a été placé dans un four de laboratoire pour séchage à $105 \text{ }^\circ\text{C}$ pendant au moins 24 heures. Après avoir refroidi le sol à l'air ambiant dans un récipient hermétique ; une quantité de sol est humidifiée avec une teneur en eau $w_0 = 0,7w_{OPN}$ et placée, par la suite, dans un récipient hermétique pendant au moins 24 heures, afin d'assurer une bonne homogénéisation de la teneur en eau dans le sol.

La masse d'eau initiale nécessaire pour humidifier le sol est $m_{w0} = m_s \cdot w_0$, où m_s est la masse des grains solides.

La figure 5.3 montre le sol étudié à l'état humide.



Figure 5.3 : Photo du sol étudié tamisé à 2 mm à l'état humide.

A partir de ce sol humidifié, des éprouvettes en forme de cylindre sont préparées par compactage statique dans un moule œdométrique (voir figures 5.4 à 5.6) de diamètre initial $D_0 = 70 \text{ mm}$ et une hauteur initiale $h_0 = 24 \text{ mm}$.



Figure 5.4 : Photos des éléments du moule de compactage.

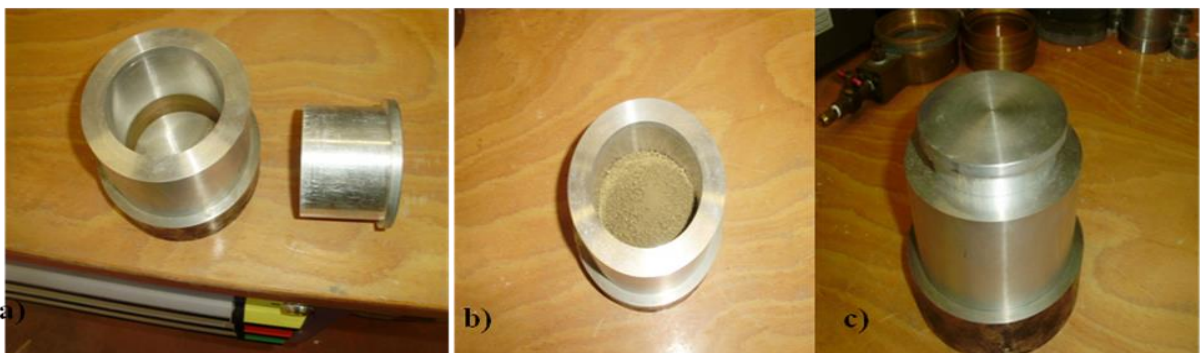


Figure 5.5 : Photos de l'éprouvette avant compactage : a) Montage du moule ; b) mise en place du sol humidifié à faible teneur en eau dans le moule ; c) éprouvette du sol dans le moule avant compactage.

Le compactage statique est effectué en utilisant une presse hydraulique (Figure 5.6). Les éprouvettes ont été compactées à 85%, 90%, 95% et 100% de la masse volumique sèche optimale ρ_{dOPN} .

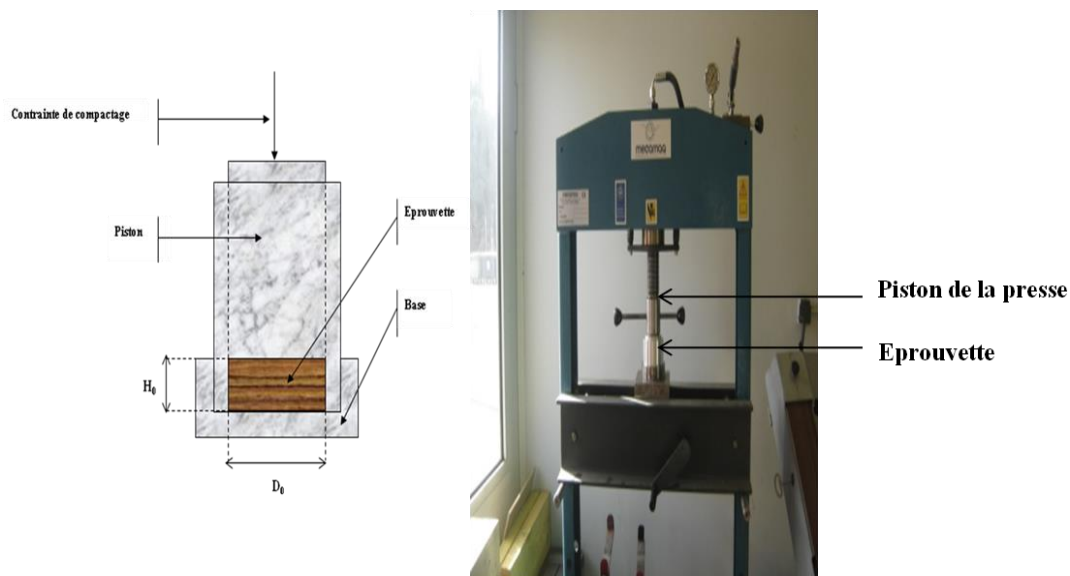


Figure 5.6 : Schéma du moule de compactage (à gauche) ; photo de compactage de l'éprouvette par une presse hydraulique (à droite).

Le tableau 5.2 montre les paramètres d'état initiaux correspondant au plan expérimental.

Tableau 5.2 : Paramètres d'état initial.

Diamètre	D_0	mm	70			
Hauteur	h_0	mm	24			
Teneur en eau	w_0	%	13,8			
Indice des vides	e_0	/	0,821	0,720	0,629	0,548
Compacité	c_0	/	0,549	0,581	0,614	0,646
Degré de saturation	S_{r0}	%	43,7	49,8	57,0	65,5
Masse volumique sèche	ρ_d	kg/m ³	1428	1512	1596	1680
Masse des grains solides	m_s	g	96,9	102,6	108,3	114,0

5.2 Dispositif expérimental

L'éprouvette compactée est placée dans une cellule œdométrique conventionnelle (Figure 5.7).



Figure 5.7: Photo de l'éprouvette après compactage : éprouvette de sol (à gauche) ; éprouvette de sol dans une cellule œdométrique (à droite).

La cellule œdométrique est constituée d'une base reliée à un régulateur de volume et de pression (CPV), d'un piston pour appliquer des incréments de charge et d'un comparateur relié à un système d'acquisition automatique pour obtenir la hauteur h de l'éprouvette. La base et le piston de la cellule sont munis de pierre poreuse permettant le drainage de l'eau. Les figures 5.8 et 5.9 montrent le dispositif expérimental.

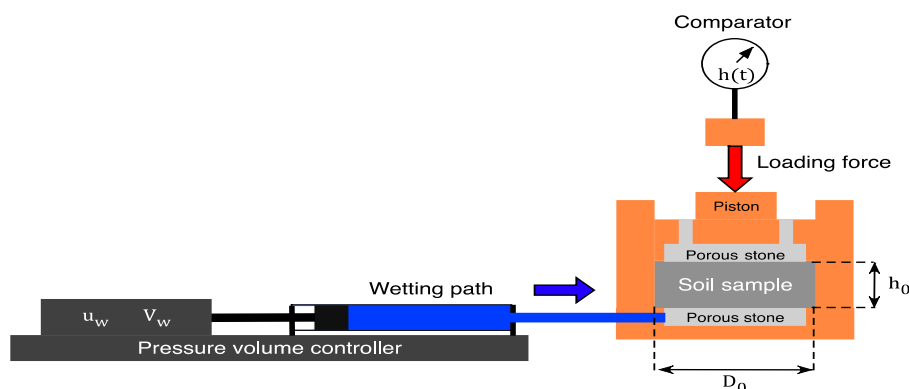


Figure 5.8: Schématisation de la cellule œdométrique avec le régulateur de volume et de pression (CPV).

Le régulateur de volume de pression (CPV) est rempli d'eau pure et déionisée avec une masse volumique spécifique $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$. Il permet d'injecter de l'eau à débit constant dans l'échantillon. Comme le montre la figure 5.2.10a, un débit constant a été mesuré à $Q = 16,64 \text{ mm}^3/\text{s}$ pour une pression d'eau $u_w = 5 \text{ kPa}$ établie au régulateur de volume de pression.



Figure 5.9: Photo du dispositif expérimental.

5.3 Protocole d'essai

5.3.1 Mode opératoire

Selon le protocole montré sur la figure 5.10b, l'éprouvette subit une sollicitation mécanique pendant 24 heures correspondant au temps nécessaire pour obtenir une déformation à l'état d'équilibre, sous différentes contraintes σ_{v0} (6 ; 12 ; 25 ; 50 ; 100 ; 200 ; 400 et 800 kPa). Une fois l'équilibre obtenu au niveau de la contrainte souhaitée, l'éprouvette est soumise à une humidification non drainée jusqu'à l'équilibre correspondant à la saturation. A la fin de chaque essai, une fraction de l'éprouvette est placée dans un four de laboratoire pour déterminer la teneur en eau finale supposée correspondre à teneur en eau de saturation W_{sat} .

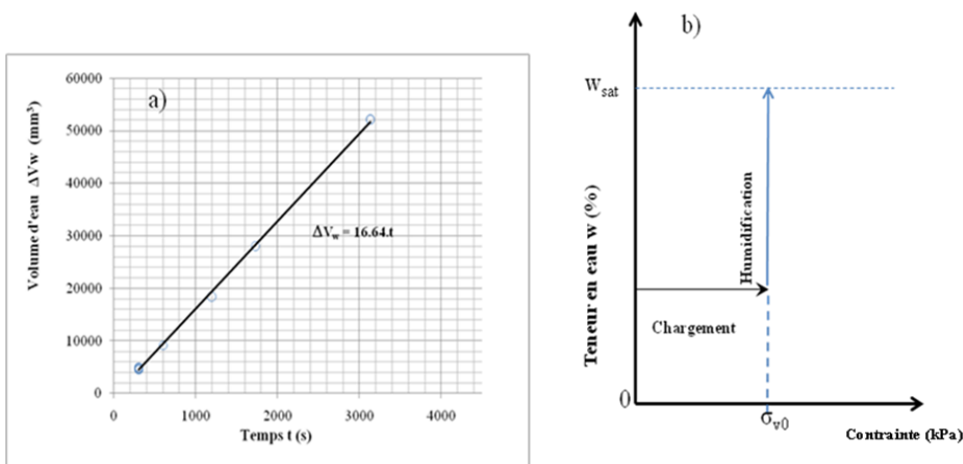


Figure 5.10 : a) Débit constant obtenu avec le régulateur de pression et de volume ; b) Protocole d'essai.

Durant le chargement et l'humidification, nous avons pu déterminer l'indice des vides et le degré de saturation. L'indice des vides $e(t)$ à temps t est donné par :

$$e(t) = e_0 + \Delta e(t) \quad (5.1)$$

Avec e_0 l'indice des vides initial (Tableau 5.2) et $\Delta e(t)$ la variation de l'indice des vides durant l'essai calculé par :

$$\Delta e(t) = \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h(t) \quad (5.2)$$

Où h_0 est la hauteur initiale de l'échantillon (Tableau 5.2) et $\Delta h(t) = h(t) - h_0$ est la variation de hauteur au cours des essais.

Nous pouvons également déterminer la déformation ε de l'échantillon par la relation :

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (5.3)$$

Le degré de saturation S_r à temps t est donné par :

$$S_r(t) = \frac{V_{w0} + \Delta V_w(t)}{V_v(t)} \quad (5.4)$$

Où V_{w0} est le volume d'eau initial dans le sol ; $\Delta V_w(t) = Q \times t$ est le volume d'eau injecté par le régulateur de volume et de pression avec un débit constant $Q = 16.64 \text{ mm}^3 / \text{s}$ (Figure 5.10a) et $V_v(t) = V(t) - V_s$ est le volume des vides.

L'équation (5.4) est utilisée pour un degré de saturation inférieur ou égal à 1 ($S_r(t) \leq 1$). Au-delà de cette valeur, le degré de saturation égal à 1 est imposé ($S_r(t) = 1$).

Le volume d'eau initial V_{w0} , le volume total volume $V(t)$ à temps t et le volume des grains solides V_s sont déterminés, respectivement, par les équations suivantes :

$$V_{w0} = \frac{w_0 \cdot m_s}{\rho_w} \quad (5.5)$$

$$V(t) = \frac{\pi \cdot D_0^2}{4} \cdot h(t) \quad (5.6)$$

$$V_s = \frac{m_s}{\rho_s} \quad (5.7)$$

Où w_0 est la teneur en eau initiale, D_0 est le diamètre de l'éprouvette à l'état initial et m_s la masse des grains solides donnés dans le tableau 5.2.

$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ et $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ sont respectivement la masse volumique des grains solides et la masse volumique de l'eau.

5.3.2 Résultats expérimentaux

Dans cette partie, nous nous attacherons d'abord à montrer les résultats expérimentaux obtenus lors de l'application de chemin de chargement et d'humidification. Ensuite, nous comparerons ces différents résultats aux travaux existants sur ce sujet. Enfin, nous analyserons les processus de gonflement et d'effondrement des éprouvettes à l'état d'équilibre.

5.3.2.1 Comportement durant le chargement-humidification

La figure 5.11 montre les résultats obtenus en suivant le protocole expérimental (Figure 5.10b), après chargement sous différentes contraintes verticales σ_{v0} , pour les différentes masses volumiques sèches initiales d'une part, et après l'humidification jusqu'à l'état de saturation, d'autre part.

Chaque point de la figure 5.11 correspond à des états d'équilibre mécanique et hydrique où l'on peut noter les deux aspects suivants :

1. le sol gonfle sous contrainte faible, durant l'humidification. Lorsque la contrainte augmente, le gonflement diminue, et s'annule sous une contrainte appelée contrainte de transition σ_{vt} .
2. au delà de cette contrainte de transition, l'humidification transite vers un tassement qualifié d'effondrement.

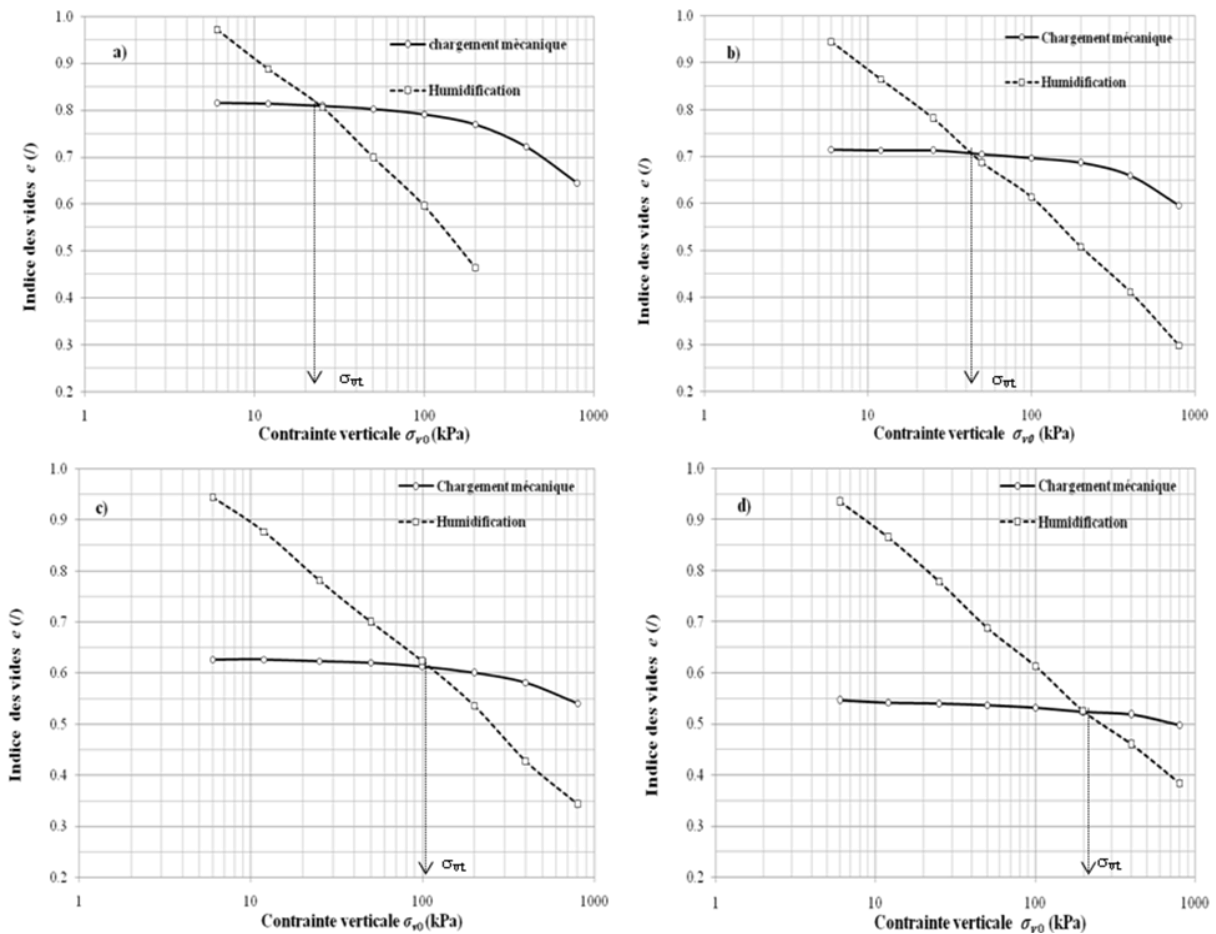


Figure 5.11 : Résultats de chargement-humidification aux états d'équilibre :
 a) $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; b) $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$; c) $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$; d) $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$.

Pour chaque masse volumique sèche initiale, il existe une contrainte verticale de transition σ_{vt} où la déformation devient nulle (Figure 5.11). La hauteur $h(m)$ du remblai in-situ, correspondant à cette contrainte de transition σ_{vt} , est déduite en considérant une masse volumique de 2000 kg/m^3 . Le tableau 5.3 donne les valeurs de la contrainte verticale de transition σ_{vt} et de la hauteur du remblai in-situ $h(m)$.

Tableau 5.3 : Contrainte verticale de transition, indice des vides initial et hauteur de remblai in-situ.

Masse volumique sèche initiale ρ_d (kg/m^3)	1418	1512	1596	1680
Indice des vides initial e_0 (/)	0,821	0,720	0,629	0,548
Contrainte verticale de transition σ_{vt} (kPa)	21,1	44,2	106,6	227,6
Hauteur du remblai in-situ h (m)	1,05	2,21	5,3	11,38

La figure 5.12 met en évidence une zone de gonflement et une zone d'effondrement. Ces deux zones de déformation sont caractérisées par l'évolution de la contrainte de transition σ_{vt} en fonction de la masse volumique sèche initiale ρ_d (Figure 5.12a) ou encore par l'évolution de l'indice des vides initial e_0 en fonction de la contrainte de transition σ_{vt} (Figure 5.12b).

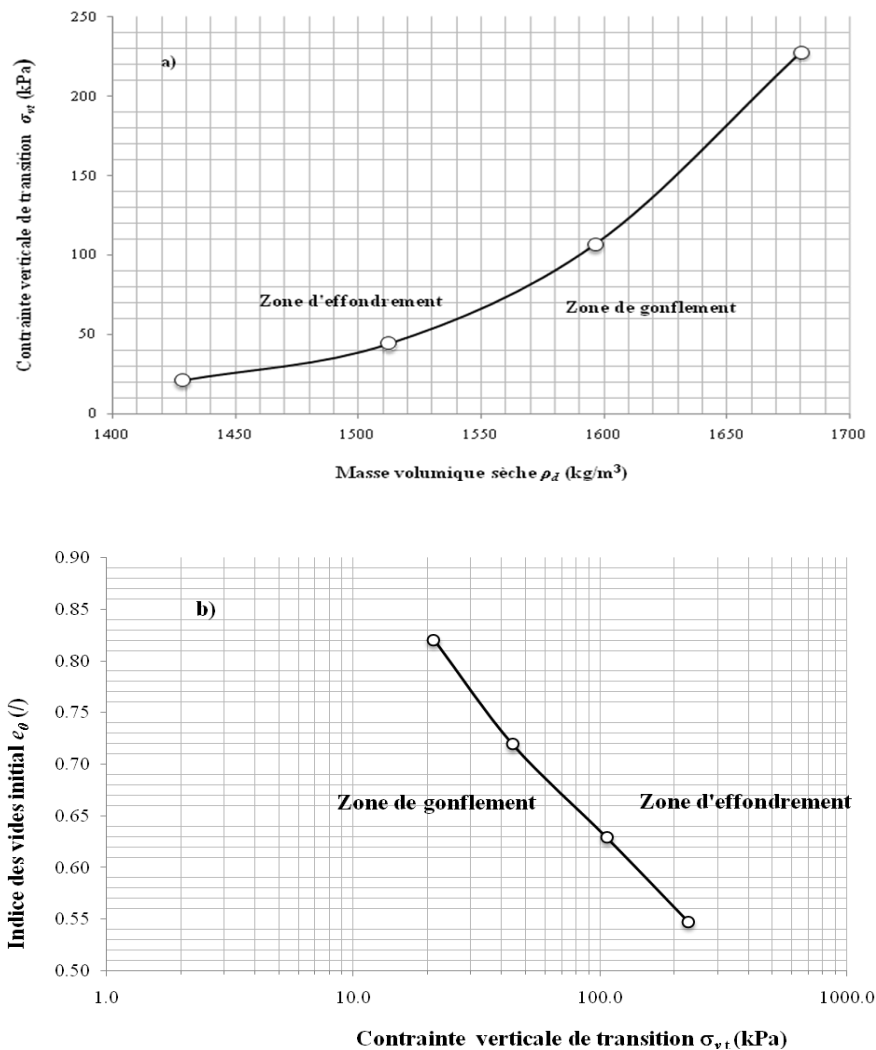


Figure 5.12 : a) Evolution de la contrainte verticale de transition σ_{vt} en fonction de la masse volumique sèche initiale ; b) Evolution de l'indice des vides initial en fonction de la contrainte verticale de transition σ_{vt} .

La figure 5.13 montre la déformation ε à la fin du chemin de l'humidification (état d'équilibre) en fonction de la masse volumique sèche initiale ρ_d .

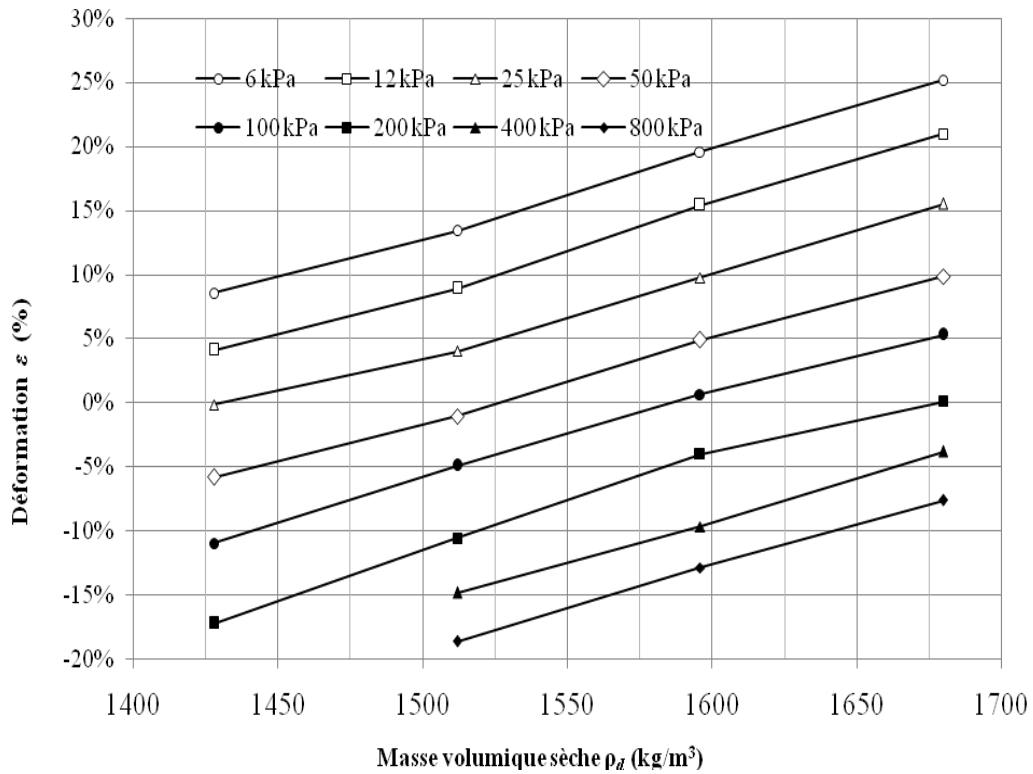


Figure 5.13: Evolution de la déformation en fonction de la masse volumique sèche.

L'évolution de la déformation ε en fonction de la contrainte verticale σ_{v0} est montrée sur la figure 5.14.

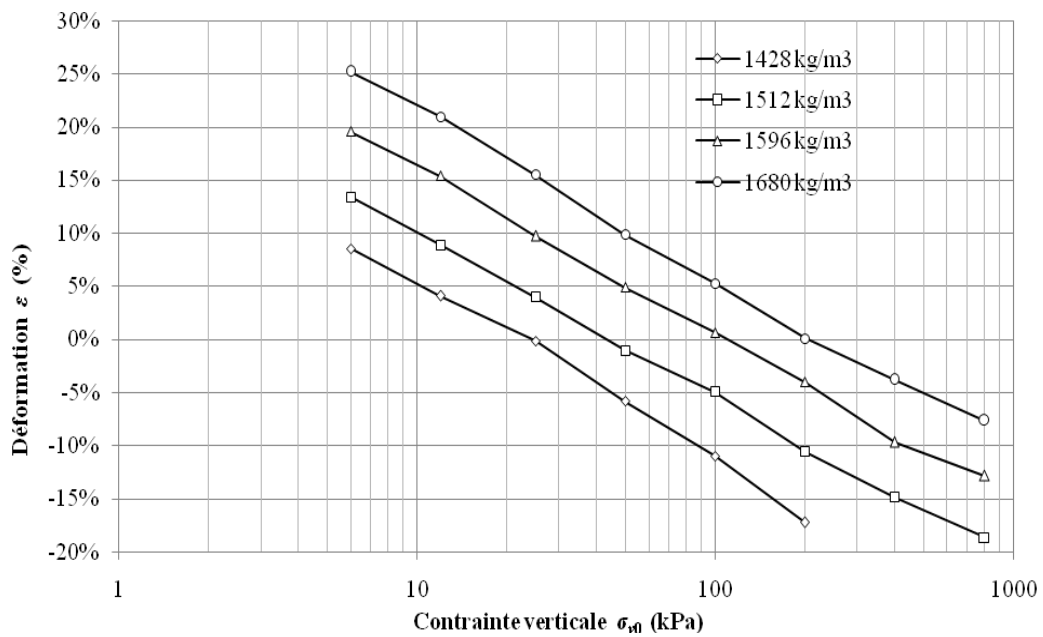


Figure 5.14: Evolution de la déformation en fonction de la contrainte verticale.

5.3.2.2 Modèle de prédiction

A partir de la figure 5.12b, la relation entre la contrainte verticale de transition σ_{vt} et l'indice des vides initial e_0 peut être écrite sous la forme :

$$\sigma_{vt} = \sigma_{vt}^{ref} \exp\left(\frac{e_0^{ref} - e_0}{\alpha}\right) \tag{5.8}$$

Où σ_{vt} est la contrainte verticale de référence correspondant à l'indice des vides initial e_0^{ref} et α est un paramètre de modèle déduit de la pente de la figure 5.12b.

Sur la base des résultats présentés sur la figure 5.14, la déformation ε peut être représentée en fonction de la contrainte verticale appliquée comme suit :

$$\varepsilon = -\lambda_\varepsilon(0) \ln\left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{vt}}\right) \tag{5.9}$$

$$\lambda_\varepsilon(0) = \frac{\lambda(0)}{1 + e_0} ; \lambda(0) \text{ est la pente de la courbe de saturation.}$$

Les équations 5.8 et 5.9 ont été utilisées pour prédire les résultats de la présente étude expérimentale. Le tableau 5.4 donne les différents paramètres où les valeurs à l'OPN ont été prises en compte comme valeur de référence.

Tableau 5.4 : Paramètres et valeurs de référence du modèle de prédiction.

Indice des vides initial	e_0^{ref}	(/)	0,548
Contrainte verticale de transition	e_{vt}^{ref}	(kPa)	227,6
Paramètre du modèle	α	(/)	0,113
Pente de la courbe de saturation	$\lambda(0)$	(/)	0,115

Les résultats obtenus par le modèle sont présentés sur la figure 5.15.

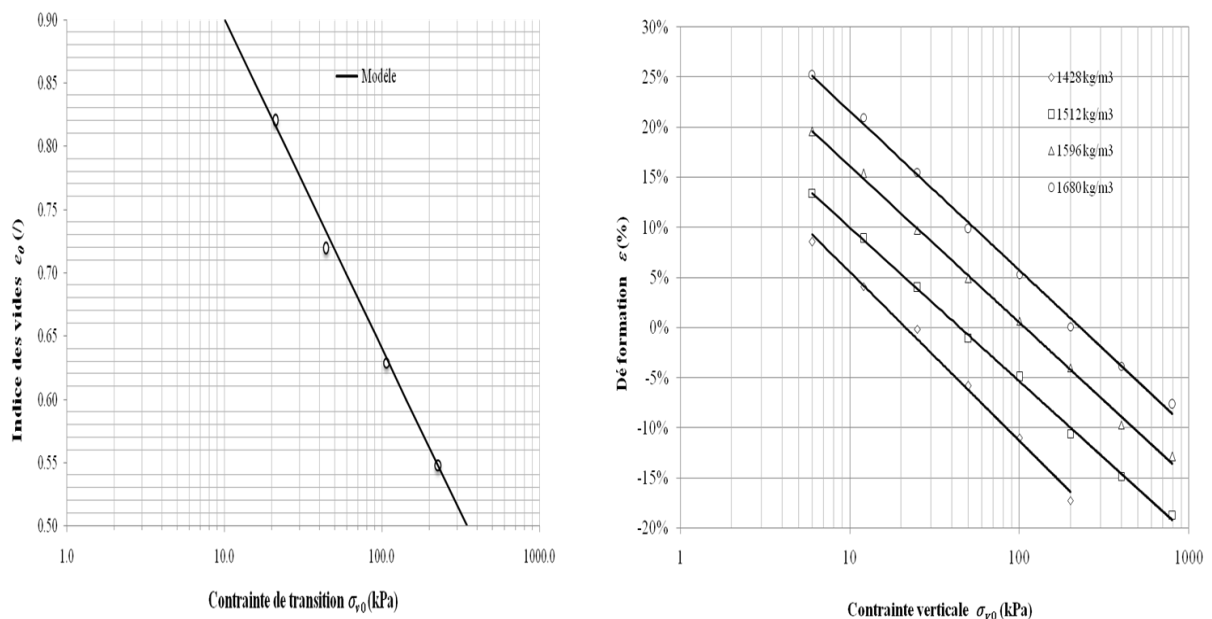


Figure 5.15 : Modèle de prédiction par rapport aux données expérimentales.

Nous pouvons observer une bonne approximation avec le modèle (Figure 5.15) pour prédire les données expérimentales (Figure 5.14)

5.3.2.3 Validation du modèle de prédiction

Afin de valider les équations (5.8 et 2.9) proposées pour prédire le comportement de gonflement/effondrement pendant le chemin de l'humidification des sols gonflants, les données expérimentales disponibles dans la littérature (Cox, 1978 ; Alonso et al., 1995 ; Lawton et al., 1989) sont prises en compte. A notre connaissance, peu de travaux expérimentaux existent dans les conditions de la présente étude. Le tableau 5.5 présente les paramètres du modèle et les valeurs de référence pour prédire le comportement de la Triassic mudstone (Cox, 1978) et de l'argile de Boom (Alonso et al., 1995).

Tableau 5.5: Paramètres et valeurs de référence : Modèle de Cox (1978) et d'Alonso et al. (1995).

Références			Cox (1978)	Alonso et al. (1995)
Indice des vides initial	e_0^{ref}	(/)	0,286	0,800
Contrainte verticale de transition	σ_{vt}^{ref}	(kPa)	1316,2	350,2
Paramètre du modèle	α	(/)	0,057	0,186
Pente de la courbe de transition	$\lambda(0)$	(/)	0,018	0,110

La figure 5.16 montre le modèle prédiction du comportement de la Triassic mudstone (Cox, 1978).

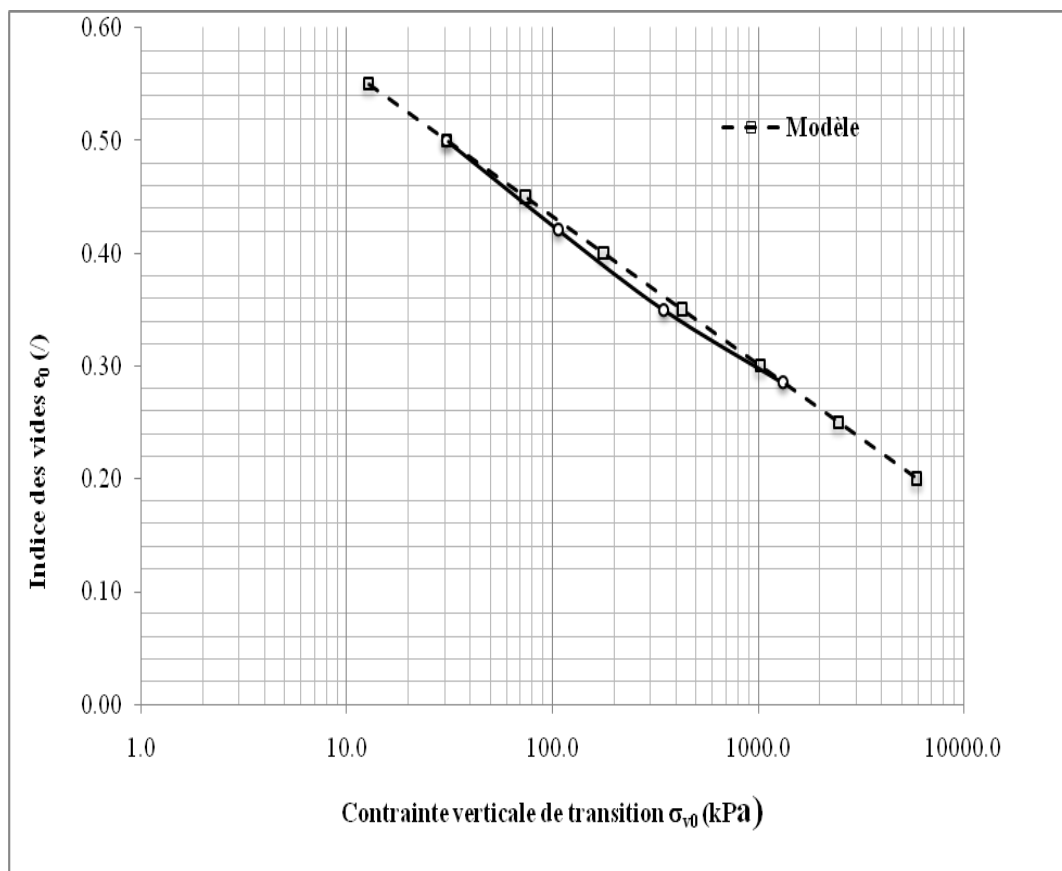


Figure 5.16 : Modèle de prédiction du comportement de la Triassic mudstone (Cox, 1978).

5.3.2.4 Processus de déformation

L'humidification du sol est effectuée par injection d'eau dans l'éprouvette jusqu'à saturation. La teneur en eau $w(t)$ augmente jusqu'à atteindre une teneur en eau de saturation w_{sat} .

Des équations (5.1) et (5.4), nous pouvons déduire la teneur en eau $w(t)$ en fonction du temps t durant l'humidification par :

$$w(t) = \frac{\rho_w}{\rho_s} \times e(t) \times S_r(t) \quad (5.10)$$

Avec :

- $s_r(t)$ = degré de saturation en fonction du temps ;
- $e(t)$ = indice des vides en fonction du temps ;
- ρ_s = masse volumique des grains solides ;
- ρ_w = masse volumique de l'eau.

A l'état de saturation, le degré de saturation $S_r(t) = 1$, l'équation 5.10 définit la ligne de saturation.

Un exemple de l'évolution de la déformation dans le temps, lors de l'humidification sous différentes contraintes verticales σ_{v0} (25, 200 et 800 kPa) pour les masses volumiques sèches considérées, est montré sur la figure 5.17.

Ces résultats mettent en évidence deux comportements distincts. Ceci reflète clairement et étale, dans le temps, les déformations montrées précédemment sur la figure 5.11. En effet, nous pouvons observer un gonflement pour des valeurs de contraintes faibles et un effondrement pour des valeurs de contraintes élevées.

De plus, pour une contrainte donnée, nous constatons que le gonflement devient plus important, lorsque la masse volumique sèche initiale augmente, contrairement à l'effondrement qui diminue.

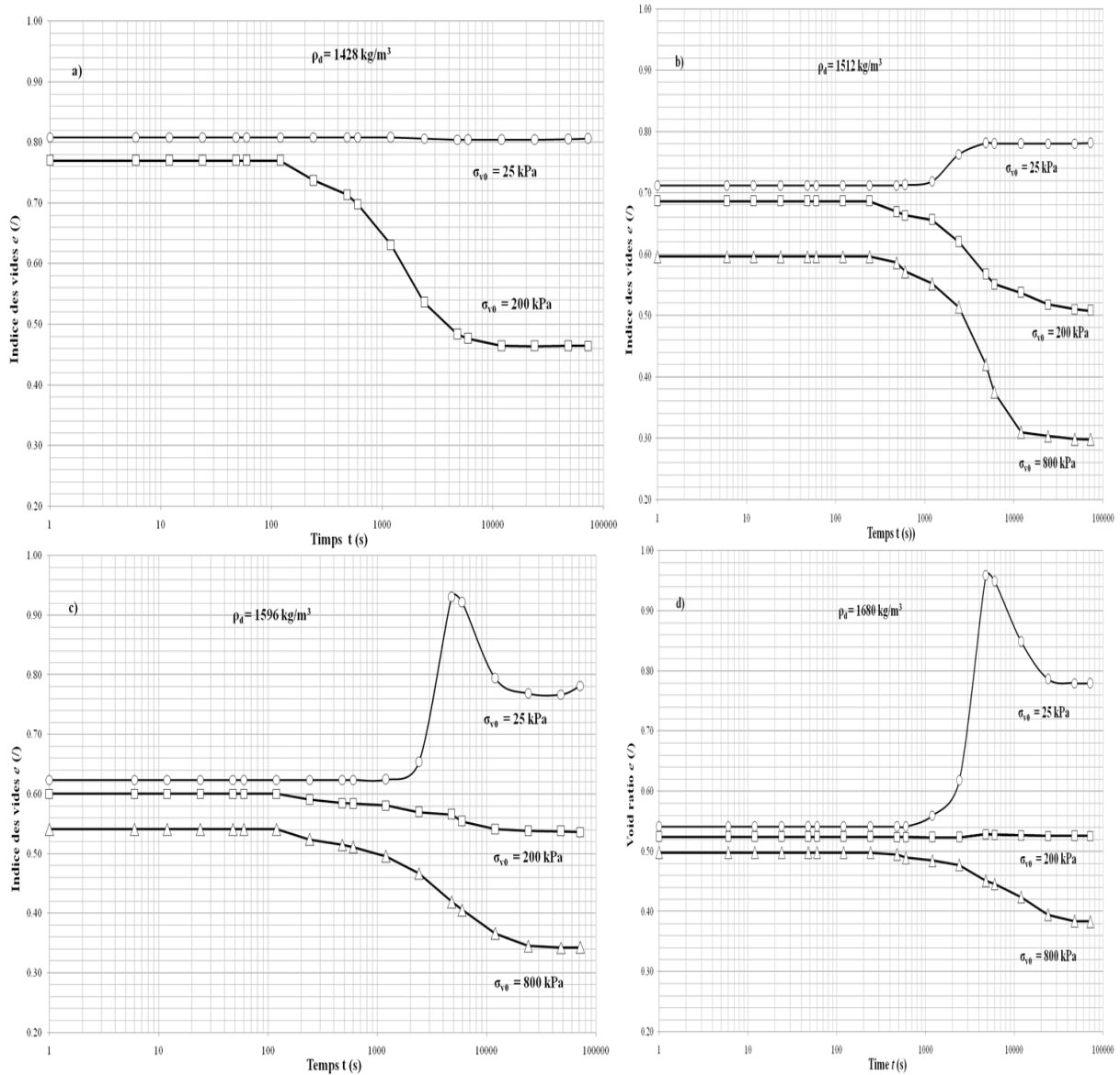


Figure 5.17: Evolution de l'indice des vides en fonction du temps, durant l'humidification sous différentes contraintes verticales : a) $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; b) $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$; c) $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$; d) $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$.

1. Processus de gonflement

Un exemple de la cinétique de gonflement est illustré sur la figure 5.18 où l'on observe la répartition des phases de gonflement pour une éprouvette de masse volumique sèche $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$, humidifiée sous une contrainte de 6 kPa. On y retrouve la forme classique de cette cinétique avec un gonflement primaire relativement rapide suivi d'un gonflement secondaire de faible amplitude. Les phases de gonflement primaire et secondaire sont clairement identifiées.

Au début de l'humidification, l'eau remplit progressivement les macropores (pores inter-agrégats) du sol et s'écoule à travers ces macropores conférant ainsi une grande perméabilité au sol. Sous l'effet des forces chimiques, le sol attire les particules d'eau. La formation des couches diffusent ne peuvent pas provoquer immédiatement des déformations de gonflement, car les liaisons structurales (liaisons rigides des cimentations, cohésion capillaire, liaisons plastiques de Van der Waals) dans le sol s'y opposent. Cette phase prépare le sol pour initier le gonflement. Durant la première phase, l'eau remplit les vides inter-agrégats. A une certaine

teneur en eau critique, les forces de capillarité inter-agrégats qui maintient l'assemblage des agrégats sont modifiées. Il y a rupture des liaisons, absorption d'eau par la microstructure et formation des couches diffuse (double couche). Ce qui provoque, par la suite, un gonflement, appelé gonflement primaire. Durant cette phase, le gonflement interparticulaire (inter-agrégats) se produit au même temps que le gonflement interfoliaires (intra-agrégats) d'où la déformation volumique importante des éprouvettes. Prend place, ensuite, au niveau de la microstructure (micropores) un gonflement secondaire (gonflement intra-agrégats) qui s'alimente de l'eau disponible dans les vides inter-agrégats (macropores) du sol. Le transfert de l'eau entre les pores inter-agrégats et les pores intra-agrégats continue jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. Dans cette dernière phase (gonflement secondaire), le gonflement va fortement diminuer jusqu'à stabilisation de la déformation (gonflement). Les petites déformations étaient liées aux réarrangements des particules et à la stabilisation des liaisons chimiques.

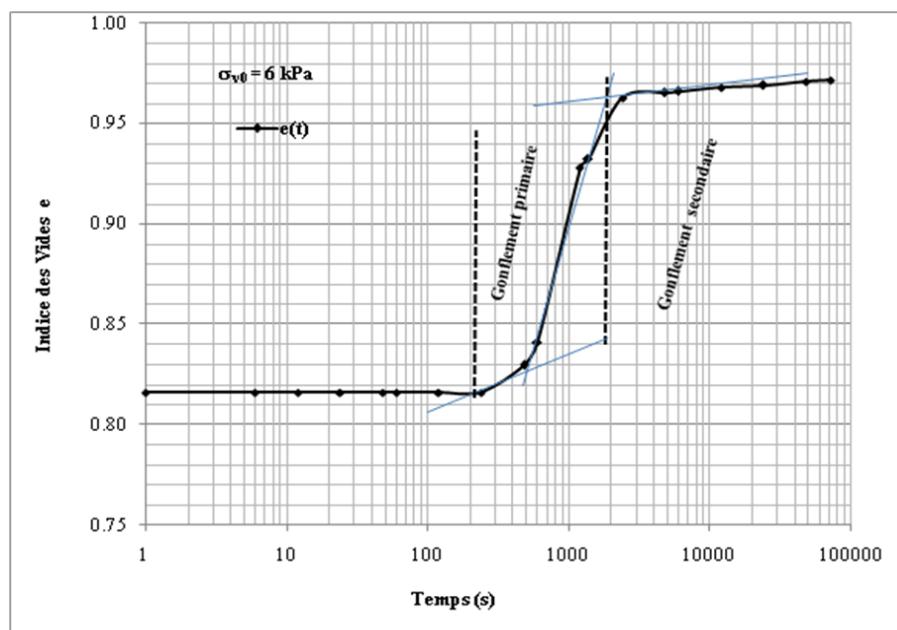


Figure 5.18 : Cinétique du gonflement ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$, $\sigma_{v,0} = 6 \text{ kPa}$).

Le processus de gonflement du sol est, donc, lié au gonflement inter-particules (inter-agrégats) et inter-couches (intra-agrégats), d'une part, et à l'évolution de l'hydratation dans les particules d'argile, d'autre part. Au final, on peut dire que le gonflement est le résultat d'une augmentation volumique des pores intra-agrégats et d'une diminution volumique des pores inter-agrégats. Il est connu que l'indice des vides intra-agrégats après saturation dépend uniquement de la nature du sol.

La saturation complète de l'éprouvette est atteinte à une teneur en eau de saturation w_{sat} . Néanmoins, le début du gonflement est observé à partir d'une teneur en eau, largement inférieure à la teneur en eau de saturation w_{sat} , appelée teneur en eau critique de gonflement $w_{\text{cr-g}}$. Cette teneur en eau critique $w_{\text{cr-g}}$ est associée au gonflement primaire, comme montrée dans la figure 5.19.

Les conditions initiales et les résultats obtenus au cours de l'humidification sous contraintes, pour les éprouvettes compactées à différentes masses volumiques sèches, sont résumés dans le tableau 5.6.

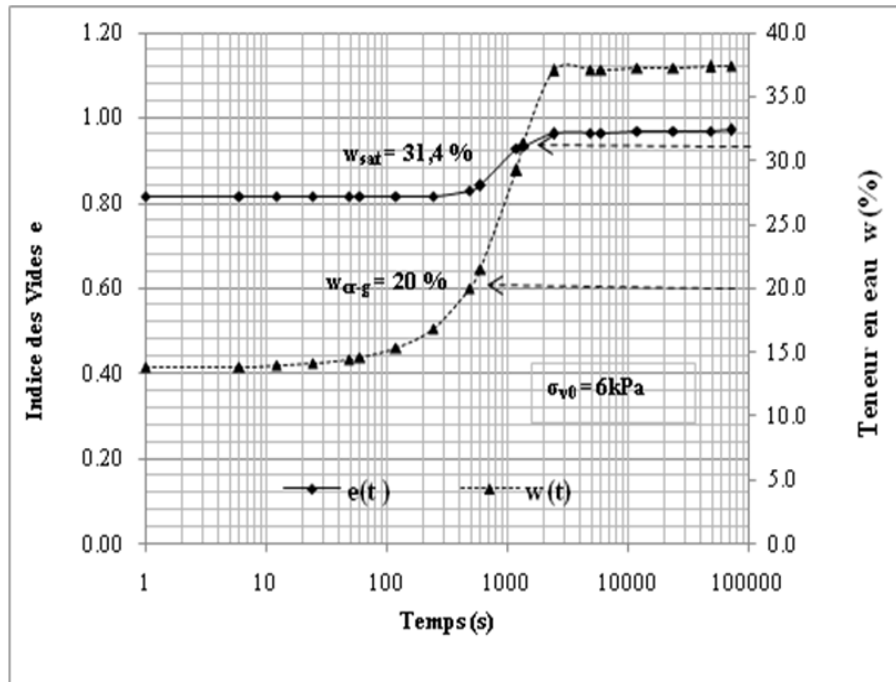


Figure 5.19 : Evolution du gonflement et de la teneur en eau ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; $\sigma_{v0} = 6 \text{ kPa}$).

Tableau 5.6 : Valeurs de teneurs en eau critique w_{cr_g} et de saturation w_{sat} au gonflement.

Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1428				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	21,1				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	6	12	x	x	x
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	31,4	31,3	x	x	x
Teneur en eau critique de gonflement w_{cr_g} (%)	20	20	x	x	x
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1512				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	44,2				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	6	12	25	x	x
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	28,1	27,9	27,3	x	x
Teneur en eau critique de gonflement w_{cr_g} (%)	19,6	19,6	19,6	x	x
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1596				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	106,6				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	6	12	25	50	x
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	24,6	24,6	24,0	23,9	x
Teneur en eau critique de gonflement w_{cr_g} (%)	20,7	20,8	20,7	20,6	x
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1680				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	227,6				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	6	12	25	50	100
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	21	20,4	20,7	20,6	20,5
Teneur en eau critique de gonflement w_{cr_g} (%)	20,4	20,4	20,4	20,4	20,4

Ces différents résultats montrent que pour une masse volumique sèche donnée l'effet de la contrainte sur la teneur en eau de saturation w_{sat} n'est pas très prononcé (Figure 5.20). Par contre, l'effet de la masse volumique sèche est clairement mis en évidence. Pour une contrainte donnée, la teneur en eau de saturation w_{sat} diminue lorsque la masse volumique sèche augmente.

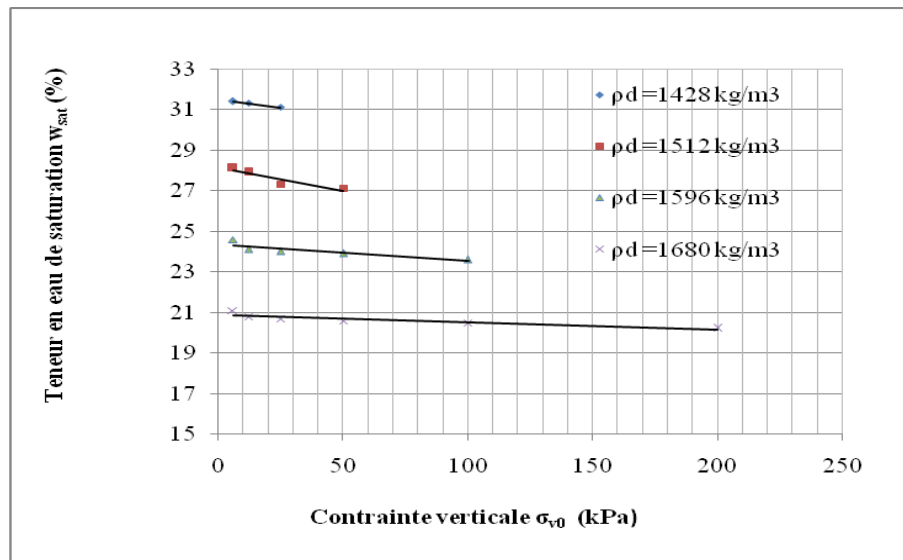


Figure 5.20 : Evolution de la teneur en eau de saturation lors du gonflement.

Aussi, la teneur en eau critique w_{cr-g} qui déclenche le gonflement est presque identique pour tous les cas étudiés (Tableau 5.6). Elle varie de 20 % pour la masse volumique sèche $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$ à 19,6 % pour la masse volumique sèche $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$, en passant par une valeur de 20,7 % pour $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$ et 20,4 % pour $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$. Cette teneur en eau critique de gonflement w_{cr-g} est en moyenne de 20,2 %. Elle est presque égale à la teneur en eau de l'optimum Proctor w_{OPN} . Cette teneur en eau critique semble ne pas être affectée par la charge appliquée et la masse volumique sèche.

2. Processus d'effondrement

Lors de l'humidification, l'effondrement se produit graduellement, au lieu d'un tassement soudain. Cette humidification induit une diminution progressive de l'indice des vides, avant saturation (Figure 5.21).

La figure 5.21 montre un exemple d'effondrement d'une éprouvette de masse volumique sèche initiale $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$, soumise à une humidification sous contrainte. La contrainte verticale considérée de 100 kPa est supérieure à la contrainte de transition σ_{vt} qui est de 21,1 kPa (voir le tableau 5.6). L'éprouvette s'effondre sous charges plus élevées (supérieures à σ_{vt}). Cet effondrement passe par trois phases distinctes :

- la première phase de la déformation se manifeste à teneur en eau faible. Le sol ne s'effondre pas. Toutefois, des petites déformations se produisent avant d'atteindre la teneur en eau critique d'effondrement w_{cr-e} (voir figure 5.21). Cette première phase de la déformation du sol est appelée phase de pré-effondrement ;
- la deuxième phase de déformation se produit à des valeurs intermédiaires de la teneur en eau. Elle se caractérise par des déformations volumiques importantes dans le sol. Ces déformations sont irréversibles ; le sol donc s'effondre. Cet effondrement se déclenche à partir d'une teneur en eau critique d'effondrement w_{cr-e} ; il se poursuit jusqu'à ce qu'une nouvelle configuration d'équilibre soit atteinte. Cette deuxième phase est appelée d'effondrement ;
- la troisième phase se produit à teneurs en eau élevées. Le sol a déjà atteint sa saturation. Il y a une absence de déformations ou bien celles-ci sont négligeables. Cette troisième phase est appelée phase de post-effondrement.

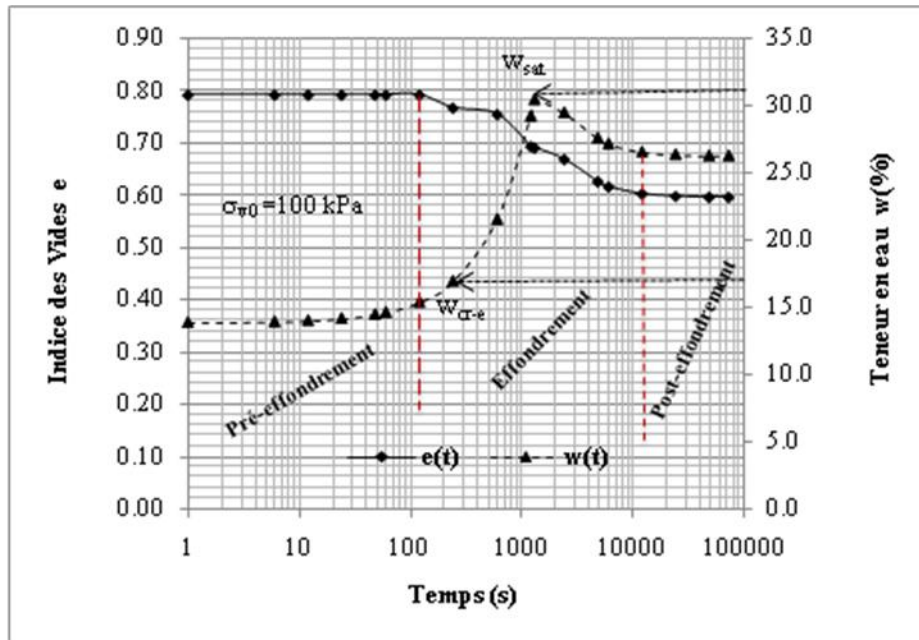


Figure 5.21: Phénomène d'effondrement ($\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; $\sigma_{v0} = 100 \text{ kPa}$).

Durant la première phase, les pores inter-agrégats se remplissent d'eau graduellement. La structure du sol reste quasiment intacte. Ainsi, malgré une réduction de la pression capillaire, la coalescence des ponts capillaires entre grains et la réduction de la rigidité de leurs liaisons, la structure globale est suffisamment résistante pour supporter la charge appliquée. D'un point de vue structural, la réponse du sol peut être décrite comme une déformation élastique qui peut être considérée comme l'effet de cimentation fourni à la structure du sol par la capillarité.

La structure commence à se dégrader dans la deuxième phase (Figure 5.21). L'eau envahissant les plus gros pores (vides inter-agrégats). Lorsque le remplissage des macropores progresse, le nombre et la résistance des ponts capillaires et des liaisons diminuent. L'équilibre limite de l'éprouvette est atteint à une teneur en eau particulière appelée teneur en eau critique d'effondrement $w_{cr,e}$, pour laquelle le chargement mécanique surpasse la résistance des agrégats. Ce comportement peut être expliqué en termes de combinaison de réarrangements structuraux supplémentaires et par l'apparition de cisaillement local des liaisons et des agrégations du sol. Lors de cette deuxième phase, la rupture des liaisons et des agrégations du sol suggère qu'il y ait une augmentation progressive du nombre de points de contact entre les particules. Le réarrangement de la structure du sol implique, à la fois, la macrostructure et la microstructure. La majorité de l'effondrement s'est produit au cours de cette phase, et l'effondrement est essentiellement complet. A ce stade, il semble que la structure initiale est totalement détruite, d'où l'effondrement. L'indice des vides diminue, par la suite, pour atteindre un équilibre et la teneur en eau diminue également jusqu'à stabilisation.

Cette stabilisation caractérise la troisième phase qui présente une compressibilité négligeable du sol. Le sol a déjà atteint sa pleine saturation, à l'exception de la présence de petites bulles d'air emprisonnées. Les petites déformations observées peuvent être attribuées à la compression secondaire du squelette du sol.

Les conditions initiales et les résultats obtenus pour les éprouvettes compactées à différentes masses volumiques sèches sous charges différentes, sont résumés dans le tableau 5.7.

Tableau 5.7 : Valeurs de teneurs en eau critique $w_{cr,e}$ et de saturation w_{sat} à l'effondrement.

Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1428				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	21,1				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	50	100	200	400	800
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	30,9	30,4	29,6	x	x
Teneur en eau critique $w_{cr,e}$ (%)	16,9	16,9	16,9	x	x
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1512				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	44,2				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	x	100	200	400	800
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	x	26,1	25	23,5	21,2
Teneur en eau critique $w_{cr,e}$ (%)	x	16,7	16,7	16,7	16,7
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1596				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	106,6				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	x	x	200	400	800
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	x	x	22,3	21	19,2
Teneur en eau critique $w_{cr,e}$ (%)	x	x	16,6	16,6	16,6
Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1680				
Contrainte de transition σ_{vt} (kPa)	227,6				
Contrainte verticale appliquée σ_{v0} (kPa)	x	x	x	400	800
Teneur en eau de saturation w_{sat} (%)	x	x	x	19,1	18,5
Teneur en eau critique $w_{cr,e}$ (%)	x	x	x	16,4	16,4

La figure 5.22 présente l'évolution de la teneur de saturation w_{sat} en fonction de la contrainte verticale appliquée. Cette évolution correspond aux masses volumiques sèches initiales $\rho_d = 1596 \text{ kg/m}^3$, $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$ et $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$. On constate que la teneur en eau de saturation w_{sat} varie inversement proportionnelle avec la contrainte appliquée, pour chaque point (w_0 ; ρ_d) testé. Pour une contrainte donnée, cette teneur en eau de saturation w_{sat} dépend seulement de la masse volumique sèche initiale. Lorsque cette dernière augmente, la teneur en eau de saturation diminue.

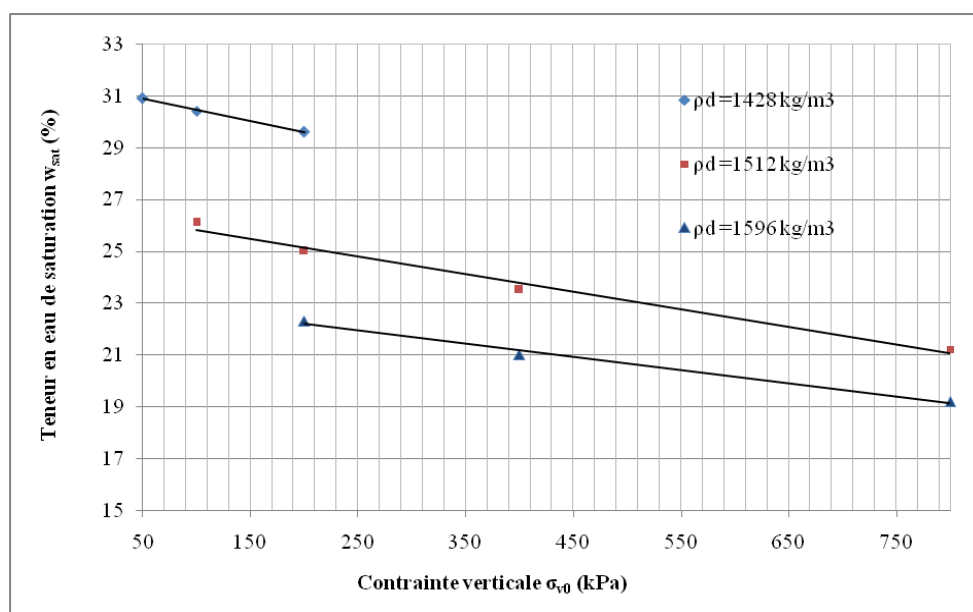


Figure 5.22 : Evolution de la teneur en eau de saturation lors de l'effondrement.

La valeur de la teneur en eau critique w_{cr-e} qui déclenche l'effondrement, comme dans le cas du gonflement, est presque identique pour tous les cas considérés dans cette étude (Tableau 5.7). Cette teneur en eau critique w_{cr-e} est de 16,9 % pour $\rho_d = 1428 \text{ kg/m}^3$; 16,7 % pour $\rho_d = 1512 \text{ kg/m}^3$; 16,6 % pour $\rho_d = 1695 \text{ kg/m}^3$ et 16,4 % pour $\rho_d = 1680 \text{ kg/m}^3$. On est tenté de conclure que l'effondrement des échantillons se déclenche à une teneur critique w_{cr-e} moyenne de 16,6 % ; soit à 85 % de la teneur en eau de l'optimale Proctor w_{OPN} .

5.3.2.5 Evolution de l'indice des vides lors du processus de déformation

Un exemple de l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau est montré sur la figure 5.23 pour le processus de gonflement, et sur la figure 5.24 pour le processus d'effondrement.

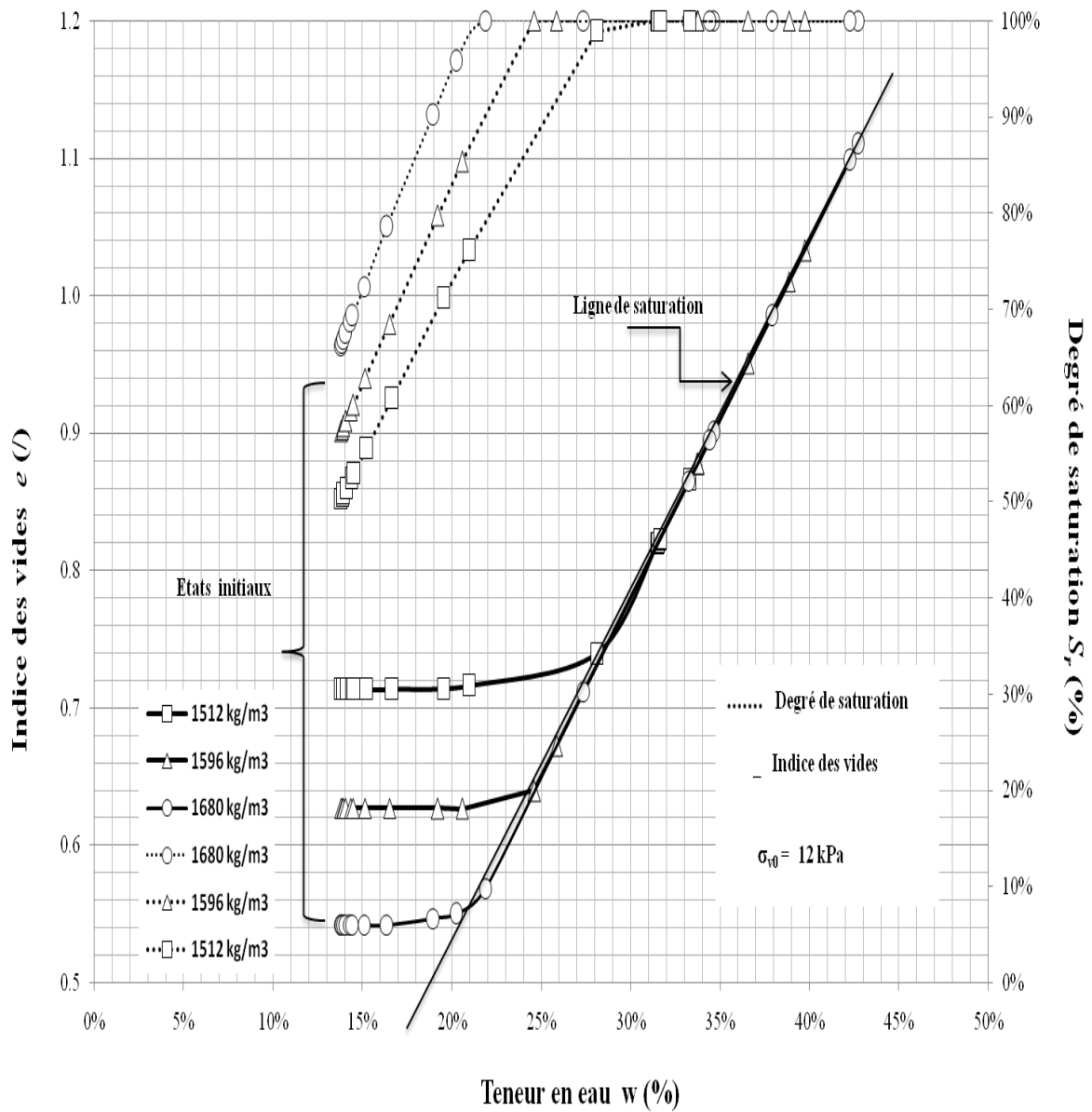


Figure 5.23: Evolution de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau dans le cas de gonflement ($\sigma_{v0} = 12 \text{ kPa}$).

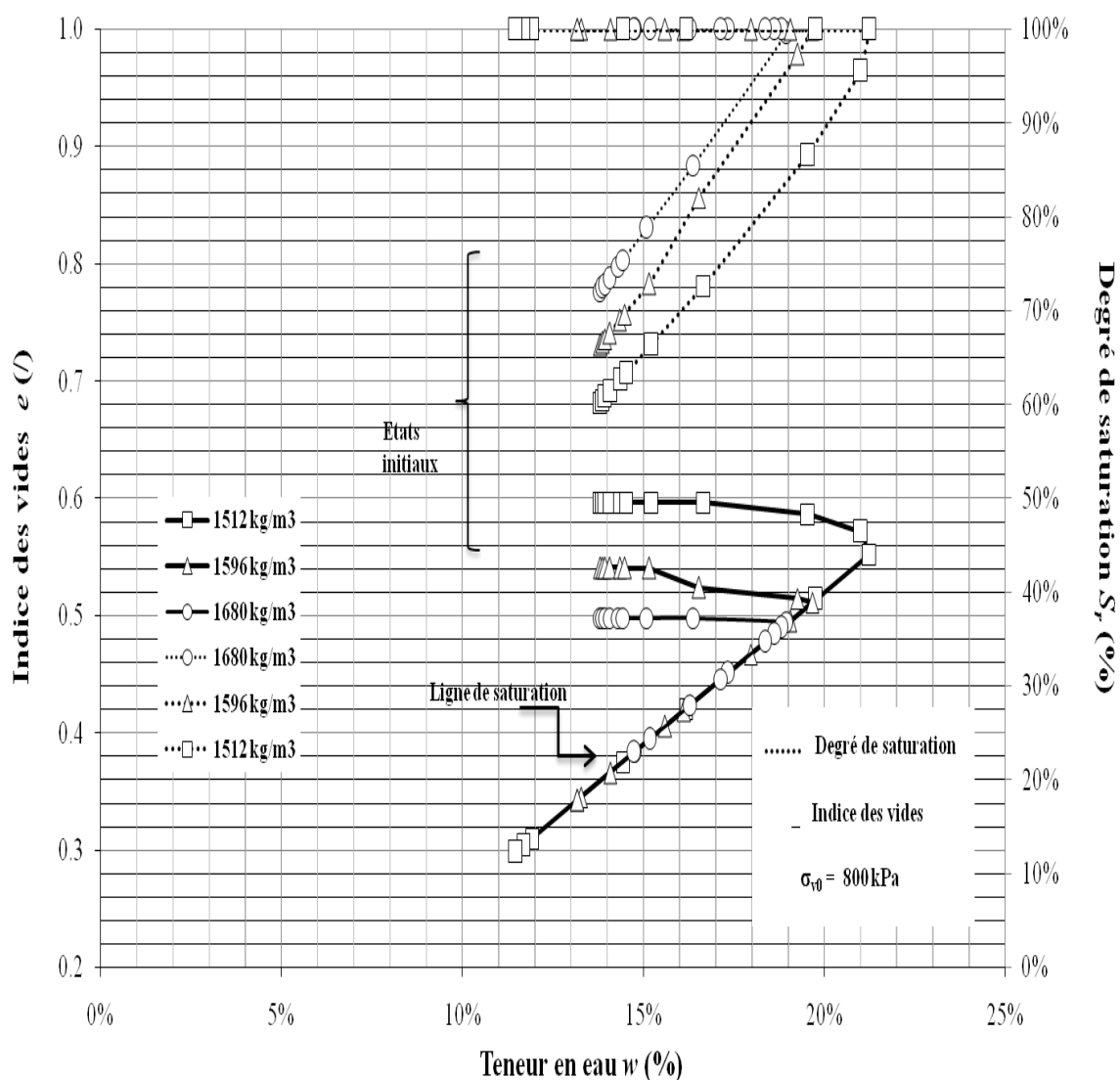


Figure 5.24 : Evolution de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau dans le cas d'effondrement ($\sigma_{v0} = 800 \text{ kPa}$).

On observe que les deux processus de gonflement et d'effondrement commencent à se manifester près d'un état de saturation ($S_r = 95\%$). En revanche, l'évolution de l'indice des vides apparaît clairement pendant l'état de saturation ($S_r = 100\%$).

5.3.3 Discussion

Les résultats de cette deuxième partie de l'étude expérimentale montrent que le sol étudié peut gonfler ou s'effondrer lorsqu'il est humidifié sous contraintes. Nous pouvons observer un gonflement pour des valeurs de contraintes faibles et un effondrement pour des valeurs de contraintes élevées (Figures 5.11 et 5.14).

Lors de l'humidification, il y a une transition continue entre le gonflement et l'effondrement. Cette transition est régie par une contrainte de transition σ_{vt} qui évolue proportionnellement par rapport à la masse volumique sèche (Figure 5.12a).

On constate qu'il y a une région, sur l'étendue de la plage de compactage (teneur en eau w_0 ; masse volumique sèche initiale ρ_d), où ni le gonflement ni l'effondrement ne se produiront, lorsque le sol est humidifié.

L'emplacement de cette région sans changement de volume dépend du niveau de la contrainte verticale de transition sous laquelle l'humidification a eu lieu, après compactage.

Cette contrainte de transition peut être une définition appropriée de la pression de gonflement. Elle délimite deux zones (Figure 5.12b) : une zone de gonflement et une zone d'effondrement.

L'influence, à la fois, de la masse volumique sèche initiale et de la contrainte verticale sur le gonflement/effondrement est clairement illustrée dans les figures 5.13 et 5.14. Les résultats présentés dans la figure 5.13 montrent que le gonflement et la masse volumique sèche varient dans le même sens. L'éprouvette la plus dense exhibe le gonflement le plus élevé. Cette évolution du gonflement est due au fait que dans un sol dense se trouve un nombre important de particules argileuses susceptibles de gonfler.

Diminuer la densité voudra dire réduire ce nombre de particules qui gonflent et pareillement augmenter le vide entre agrégats. Dans ce cas, on peut envisager la possibilité d'encaissement d'une partie du gonflement par ces vides.

Par contre, l'augmentation de la masse volumique sèche réduit, substantiellement, le potentiel d'effondrement et dans cette situation, la contrainte verticale à laquelle l'effondrement est maximum se trouve plus élevée. Cette réduction du potentiel d'effondrement sous contrainte plus élevée est liée à la densification du sol. Le potentiel de cet effondrement reste constant, voire diminue, lorsque cette contrainte verticale augmente. Dans notre cas, l'effondrement, pour une masse volumique sèche initiale de 1680 kg/m^3 (masse volumique sèche à l'optimum Proctor) est maximale à 800 kPa. Il est probable que l'effondrement du sol considéré dans cette étude se trouvera réduit si la contrainte dépassera 800 kPa.

Dans la zone de gonflement, l'augmentation de la contrainte verticale s'oppose au gonflement, en empêchant le développement total de la double couche. Ceci explique pourquoi le gonflement diminue lorsque la contrainte augmente (Figure 5.14).

Autrement dit, avant la contrainte de transition, la structure initiale du sol est plus ou moins préservée, bien que le gonflement génère une diminution du volume des pores inter-agrégats. Au-delà, de la contrainte de transition, la structure initiale du sol se détruit graduellement et le gonflement transite vers un effondrement (Figure 5.14). Cette transition du gonflement vers un effondrement est due à la destruction de la structure initiale du sol. Dans la zone d'effondrement, l'augmentation de la contrainte verticale amplifie l'effondrement.

L'évolution dans le temps de l'indice des vides est présentée sur la figure 5.17, lors de l'humidification d'une éprouvette, pour différentes masses volumiques sèches et à différentes contraintes verticales σ_{v0} (25 ; 200 et 800 kPa). La forme de ces courbes peut être interprétée en termes d'effets microstructuraux et macrostructuraux. Si l'on admet que le gonflement sous faible contrainte préserve la structure initiale du sol, on peut affirmer que la structure, particulièrement ouverte serait responsable de l'importante capacité de gonflement. Par contre, sous contrainte élevée, la distorsion de la microstructure et la destruction de la macrostructure conduit à un effondrement. Ces mécanismes peuvent être utilisés pour interpréter les figures 5.23 et 2.24.

Sur les figures 5.23 et 2.24, on constate que l'évolution de l'indice des vides apparaît clairement à saturation complète ($S_r = 100\%$), bien que le processus de gonflement/effondrement se déclenche avant saturation ($S_r = 95\%$). L'examen de ces figures montre que l'évolution du gonflement/effondrement avant la saturation complète ($S_r = 95\%$) de l'éprouvette, à une contrainte donnée, dépend de la masse volumique sèche. A ce stade,

cette déformation (gonflement/effondrement) peut, donc, être attribuée à la microstructure (vides intra-agrégats). Par contre, l'évolution effective de l'indice des vides est observée à saturation ($S_r = 100\%$), le long de la même courbe, en fonction de la teneur en eau. On constate qu'à saturation, l'évolution de l'indice des vides ne dépend pas de la masse volumique sèche initiale mais de la contrainte verticale appliquée : le sol gonfle sous une contrainte de 12 kPa et s'effondre sous une contrainte de 800 kPa. La déformation (gonflement/effondrement) dans ce cas est attribuée à la macrostructure.

Au vu des résultats obtenus, on peut suggérer que l'importance relative des effets antagonistes de la masse volumique sèche et la contrainte verticale sur la structure (microstructure et macrostructure) du sol, lors de l'humidification, dictera les déformations externes observées, soit en gonflement soit en effondrement. La contrainte verticale et la masse volumique sèche sont, évidemment, les facteurs de contrôle de l'ampleur de ces déformations et n'interviennent que pour gouverner et réguler cette ampleur du gonflement/effondrement, durant l'humidification. C'est la nature minéralogique et la structure initiale (double porosité) du sol qui sont à l'origine du gonflement/effondrement, lors de la variation de son état hydrique.

5.3.4 Analyse des déformations par un modèle de structure

Au vu des résultats obtenus des essais d'humidification sous contraintes et de l'analyse du processus de déformation (gonflement/effondrement), on retient qu'au contact de l'eau, le sol tente d'abord de gonfler quelque soit la charge mécanique qu'on lui applique. Mais quand cette charge mécanique est élevée, le gonflement transite vers un effondrement. Cela nous a permis de déduire que la minéralogie et la structure du sol sont des paramètres fondamentaux qui gouvernent le comportement du sol vis-à-vis des variations de l'état hydrique.

Dans cette partie, on verra en quoi et comment cette structure peut être un paramètre pertinent pour prédire et expliquer les phénomènes liés aux déformations des sols compactés non saturés, lorsque leur état hydrique change.

Cette prédiction sera abordée par la description quantitative de la structure du sol par des paramètres simples. Ces paramètres serviront ensuite à définir les hypothèses de la formulation du modèle de structure qui sera appliqué, pour tenter de faciliter la compréhension des phénomènes associés à l'humidification sous contraintes, à l'échelle microscopique d'une argile compactée à faible teneur en eau.

5.3.4.1 *Modèle de structure*

Les observations présentées dans la synthèse bibliographique (Chapitre 3) montrent que l'organisation des particules d'un sol est influencée par les paramètres caractérisant sa nature et son état. Cette organisation varie selon les échelles considérées. Néanmoins, plusieurs traits communs à tous les sols fins compactés peuvent être soulignés, à savoir :

- les sols fins compactés contiennent tous une fraction argileuse ;
- les particules argileuses se regroupent systématiquement sous forme d'agréats qui eux même se regroupent en plus gros agrégats à différentes échelles ;
- à teneur en eau constante, quand la masse volumique sèche d'un sol fin compacté augmente, seul le volume des plus gros pores diminue alors que les plus petits pores ne semblent pas être affectés ;
- l'eau est attirée préférentiellement dans les agrégats argileux et ne remplit les plus gros pores que lorsque le potentiel d'absorption des particules argileuses est compensé.

Ainsi, l'eau d'un sol fin compacté non saturé est localisée dans au sein des agrégats argileux. D'une façon générale, un sol compacté non saturé peut être décrit, quelque soit sa nature, comme un assemblage de particules inertes et de particules argileuses.

Pour ce type de sol, les succions les plus élevées sont dues à la composante d'adsorption des particules argileuses au sein des agrégats argileux. La composante capillaire qui dépend du rayon des pores est logiquement plus forte au sein des pores intra-agrégats (micropores) que dans les pores inter-agrégats (macropores) qui sont de plus grande dimension.

Dans cette partie, le modèle d'organisation structurale des sols fins compactés non saturés, développé par Ferber (2005), est appliquée. Ce modèle se base sur la représentation de la particule primaire (Figure 5.25) comme particule générique, appelée agrégat et ne tient pas compte de la nature minéralogique des particules élémentaires (Tessier, 1984).

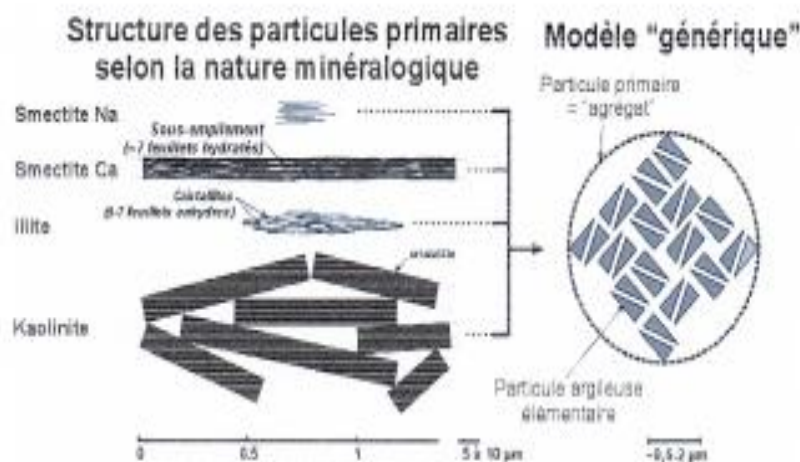


Figure 5.25 : Modèle générique de particule primaire (Tessier, 1984) cité par Ferber (2005).

5.3.4.2 Formulation du modèle

Trois hypothèses fondamentales sont à retenir :

- il existe une relation directe entre l'indice des vides global e et le volume des pores inter-agrégats ;
- dans les sols argileux compactés non saturés, le volume interagrégats est constitué uniquement d'air, et les agrégats peuvent être saturés ou non saturés en fonction principalement de la teneur en eau ;
- dans un but de simplification, on suppose ici que les agrégats sont saturés.

Ces hypothèses permettent de définir :

- un indice des vides des agrégats, noté e_{ag} , qui représente le volume poreux intra-agrégats ;
- un indice des vides interagrégats, noté e_{i_ag} , qui représente le volume poreux interagrégats.

1) Volume poreux intra-agrégats

L'hypothèse principale du modèle est que les agrégats sont saturés. Ils ne contiennent que des particules élémentaires et de l'eau. Ainsi, dans les conditions de cette hypothèse, le volume des vides intra-agrégats peut être assimilé au volume d'eau V_w au sein de l'agrégat

(Figure 5.26). Ce qui permet de déterminer l'indice des vides intra-agrégats (indice des vides des agrégats) que l'on note e_{ag} représentant le volume poreux intra-agrégats :

$$e_{ag} = \frac{V_w}{V_s} = \frac{w\rho_s}{\rho_w} \quad (5.11)$$

Où ρ_s est la masse volumique particules solides, ρ_w est la masse volumique de l'eau et w la teneur en eau globale du sol.

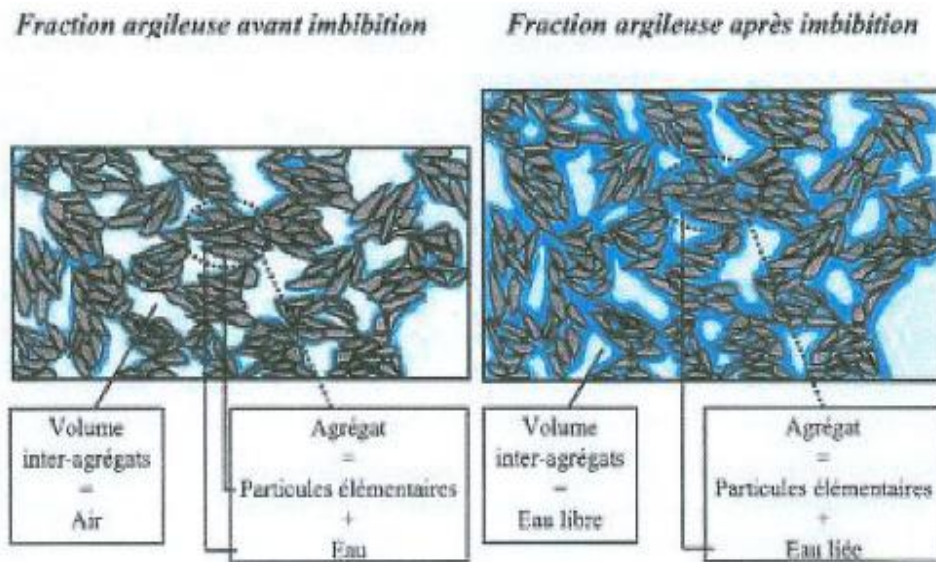


Figure 5.26 : Effet de la teneur en eau w sur l'indice des vides de l'agrégat (Ferber, 2005).

Le volume des vides intra-agrégats est directement proportionnel au volume de l'eau liée, il évolue linéairement avec la teneur en eau w du sol (Equation 5.11).

2) Volume poreux inter-agrégats

Dans l'organisation des particules au sein du sol compacté, on considère que le volume total de l'échantillon V est la somme du volume des agrégats noté V_{ag} et du volume des vides interagrégats noté $V_{i_{ag}}$. On peut, ainsi, quantifier un indice de vides inter-agrégats $e_{i_{ag}}$ que l'on assimile à l'indice de l'air noté e_{air} (Equation 5.12). On précise que le volume des agrégats V_{ag} est la somme des volumes des particules argileuses et non argileuses et du volume d'eau.

$$e_{i_{ag}} = e_{air} = \frac{V - V_{ag}}{V_s} = e - \frac{w\rho_s}{\rho_w} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 - \frac{w\rho_s}{\rho_w} \quad (5.12)$$

Où V_s est le volume des grains solides, e l'indice des vides global de l'échantillon, w la teneur en eau de l'échantillon, ρ_s la masse volumique des grains solides, ρ_w la masse volumique d'eau, ρ_d la masse volumique sèche de l'échantillon.

Cette expression du volume interagrégats (Equation 5.12) permet d'exprimer l'influence conjuguée de la teneur en eau w et de la masse volumique sèche ρ_d sur la structure (Figure 5.27) :

- la teneur en eau w gouverne la taille des agrégats ;

- la masse volumique sèche ρ_d et la teneur en eau w gouvernent conjointement le volume des vides interagrégats.

Il est clair que l'indice des vides global e est la somme des indices des vides des agrégats et interagrégats :

$$e = e_{ag} + e_{i_ag} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (5.13)$$

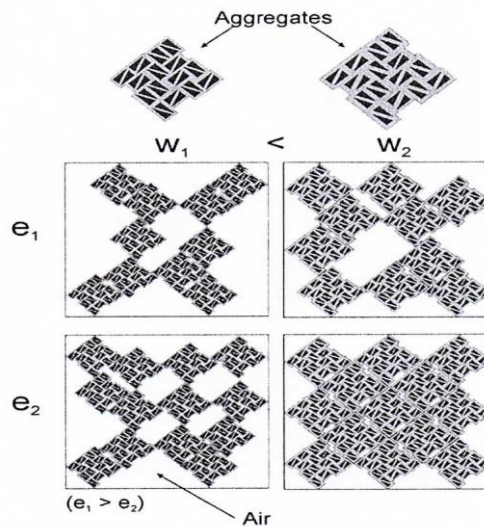


Figure 5.27 : Illustration schématique de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la structure (Ferber, 2005).

Ce modèle suggère que les deux paramètres structuraux (e_{ag} , e_{i_ag}) puissent être décrits quantitativement à l'aide de paramètres géotechniques conventionnels puisque les équations 5.11 et 5.12 ne faisant intervenir que l'indice des vides global (e), la teneur en eau w et la masse volumique des grains solides ρ_s .

Alors, quel rôle a le volume des vides interagrégats sur la déformation du sol lors de l'humidification, et comment évolue ce volume ?

Pour répondre à cette question, le modèle de structure décrit précédemment est appliqué, en exploitant les résultats obtenus de l'essai d'humidifications sous contraintes. Ces résultats sont reportés dans le diagramme représentant l'indice des vides global (e) des éprouvettes aux différentes étapes de l'essai en fonction de l'indice de vides interagrégats initial ($e_{i_ag,i}$).

5.3.4.3 Application du modèle de structure

Avant d'aborder l'application du modèle, on définit les trois états suivants :

- état initial qui est l'état des éprouvettes après compactage ;
- état sec qui est l'état des éprouvettes après chargement mécanique, avec une teneur en eau constante w_0 à l'équilibre ;
- état humide qui est l'état des éprouvettes après saturation, sous contrainte mécanique à l'équilibre.

1) Etat initial (état après compactage)

Les paramètres caractéristiques du modèle à l'état initial, résumés dans le tableau 5.8, sont :

- e_{ag} : indice des vides des agrégats ;
- $e_{i-ag,i}$: indice des vides interagrégats initial ;
- e_{OPN} : indice des vides à l'optimum Proctor ;
- e_0 : indice des vides global initial ;
- ρ_s (kg/m^3) : masse volumique des grains solides ;
- ρ_d (kg/m^3) : masse volumique sèche initiale.

L'indice des vides des agrégats e_{ag} est calculé en utilisant l'équation 5.11, l'indice des vides e_0 est calculé en utilisant l'équation 5.13 et l'indice des vides $e_{i-ag,i}$ est calculé en utilisant l'équation 5.12

Tableau 5.8: Paramètres du sol étudié après compactage.

e_{ag}	$e_{i-ag,i}$	e_0	e_{OPN}	w_0 (%)	ρ_s (kg/m^3)	ρ_d (kg/m^3)
0,36	0,46	0,82	0,55	13,8	2600	1428
0,36	0,36	0,72	0,55	13,8	2600	1512
0,36	0,27	0,63	0,55	13,8	2600	1596
0,36	0,19	0,55	0,55	13,8	2600	1680

A l'état initial (après compactage), l'indice des vides e évolue linéairement, avec une pente égale à 1, en fonction de l'indice des vides inter-agrégats initial associé à la masse volumique sèche initiale (Figure 5.28). On observe que l'indice des vides (e) est d'autant plus élevé que l'indice des vides interagrégats est élevé ou la masse volumique sèche est faible.

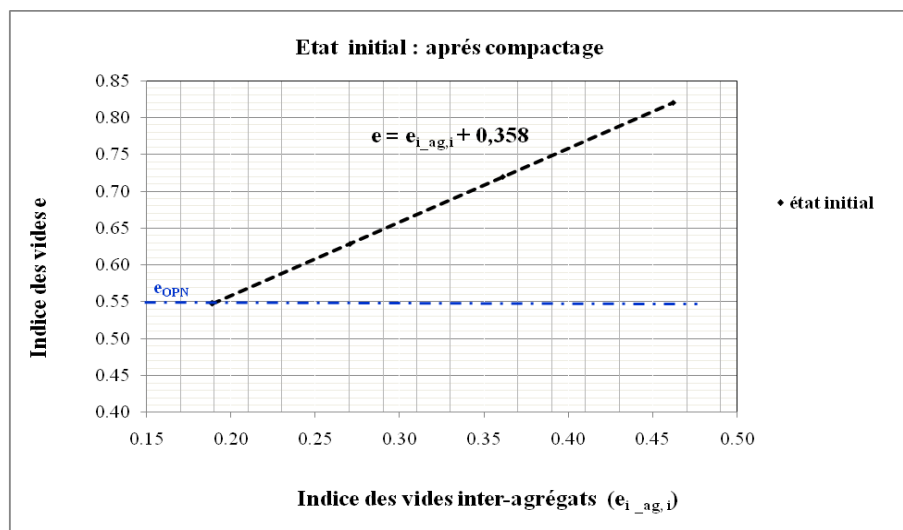


Figure 5.28 : Evolution de l'indice des vides à l'état initial.

2) Etat après chargement mécanique (état sec)

La figure 5.29 montre que, après déformation (due au chargement mécanique), on peut toujours postuler que l'indice des vides global est la somme de l'indice des vides agrégats et de l'indice des vides interagrégats (Equation 5.14). En générale, il existe une relation linéaire

entre l'indice des vides final et l'indice des vides interagrégats initial (Equation 5.15). Si l'on admet que l'ordonnée à l'origine, notée β , est égale à l'indice des vides final des agrégats, noté e_{ag_f} ; la pente, notée α , correspond alors au rapport entre l'indice des vides interagrégats final et l'indice des vides interagrégats initial (Equation 5.16).

$$e_f = e_{i_ag, f} + e_{ag, f} \quad (5.14)$$

$$e_f = \alpha e_{i_ag, i} + \beta \quad (5.15)$$

$$\alpha = \frac{e_{i_ag_f}}{e_{i_ag_i}} \quad (5.16)$$

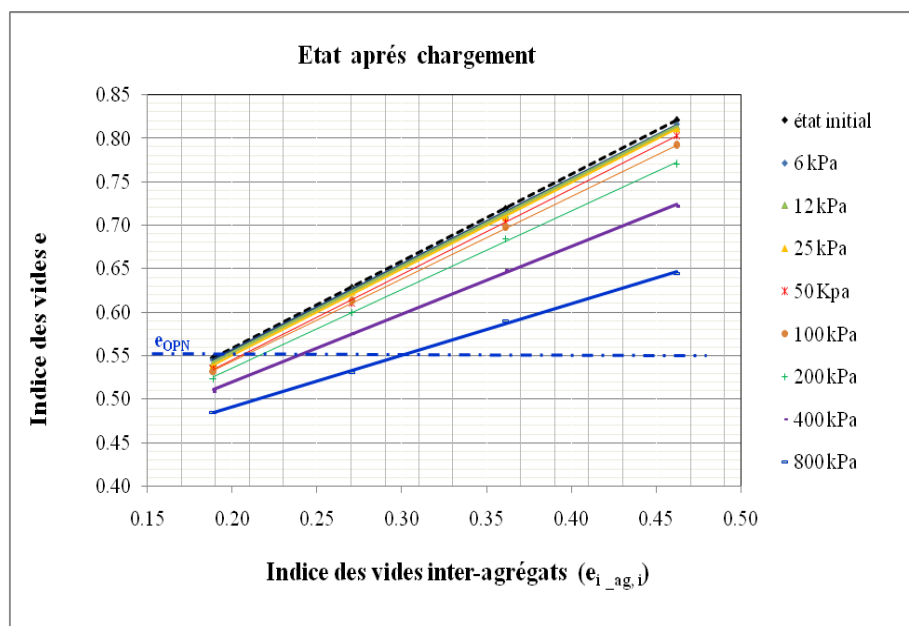


Figure 5.29 : Evolution de l'indice des vides après chargement (état sec).

Après chargement mécanique, l'indice des vides s'écrit en fonction de l'indice des vides inter-agrégats initial sous la forme suivante : $e = \alpha e_{i_ag, i} + \beta$ (Figure 5.29).

Les valeurs des deux paramètres α et β déterminées par régression linéaire sont rassemblées dans le tableau 5.9.

Tableau 5.9: Etat après chargement : Valeurs de la pente α et l'ordonnée à l'origine β des droites de régression.

Contrainte appliquée (kPa)	Ordonnée à l'origine β	Pente α
6	0,358	1,00
12	0,355	0,99
25	0,353	0,99
50	0,348	0,98
100	0,354	0,95
200	0,355	0,90
400	0,363	0,78
800	0,371	0,59

On observe deux phénomènes (Figures 5.29 à 5.31) :

- a) la relation entre l'indice des vides de l'échantillon et l'indice des vides interagrégats initial, après chargement, reste linéaire (Figure 5.29). Par ailleurs, au dessous de la contrainte verticale de 25 kPa, la diminution de l'indice des vides reste faible, voire négligeable (Figure 5.30). Ceci résulte du fait que le sol est dans un état sec, ce qui réduit sa compressibilité sous contraintes faibles.

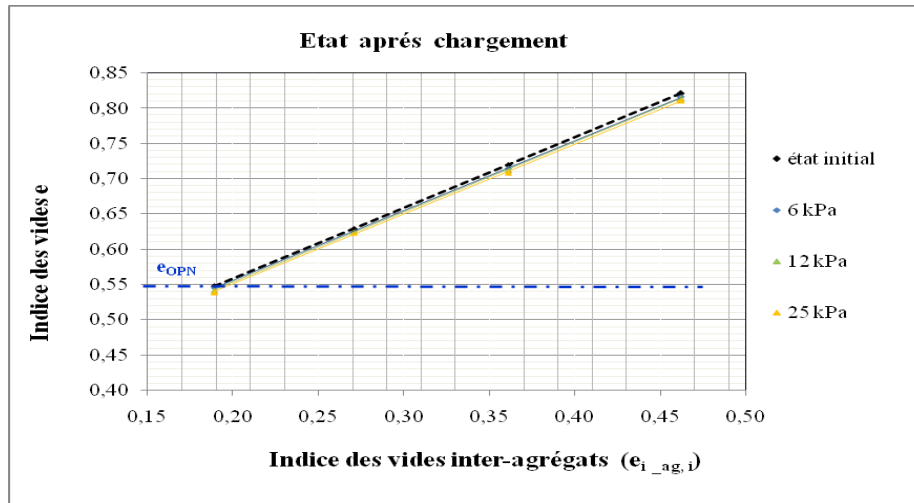


Figure 5.30 : Evolution de l'indice des vides après chargement (σ_{v0} inférieure à 25 kPa).

- b) Entre les contraintes 25 et 200 kPa, l'indice des vides varie peu. Ce n'est qu'à partir de 200 kPa (c'est-à-dire l'équivalent d'un remblai de 10 mètres de hauteur) que les tassements deviennent significatifs, en particulier, pour les éprouvettes les moins compactées (Figure 5.31). D'ailleurs la pente α reste presque constante pour les contraintes inférieures à 200 kPa (Tableau 5.9). En revanche l'ordonnée à l'origine β ne change presque pas pour tous les cas de chargement. On peut conclure que le chargement après compactage influe juste sur l'indice des vides interagrégats e_{i_ag} et non sur l'indice des vides des agrégats ou intra-agrégats e_{ag} .

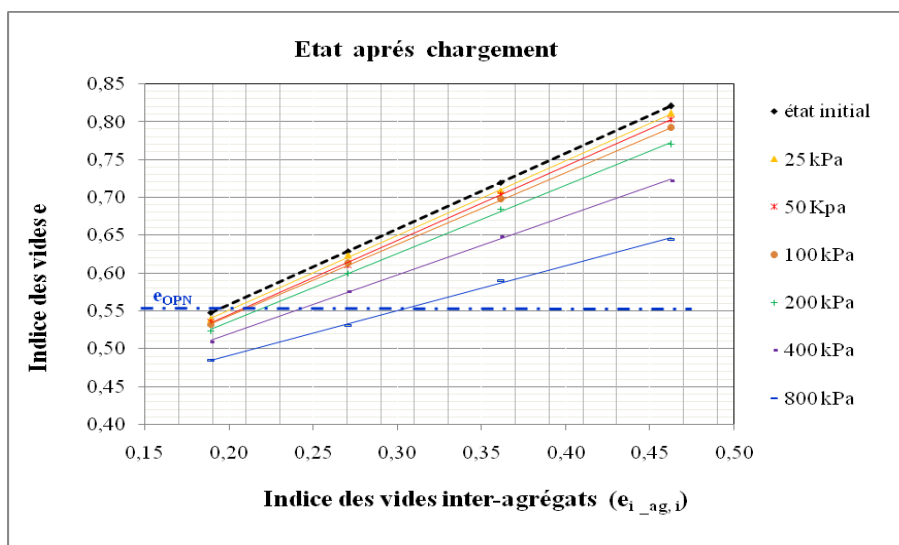


Figure 5.31 : Evolution de l'indice des vides après chargement (contrainte σ_{v0} supérieure à 25 kPa).

L'augmentation de la contrainte, causant un tassement des éprouvettes, se traduit par une diminution forte de la pente des droites de régression (Figure 5.32). Cette réduction de la pente est très marquée sous contraintes de 200 kPa, 400 kPa et 800 kPa (Tableau 5.9).

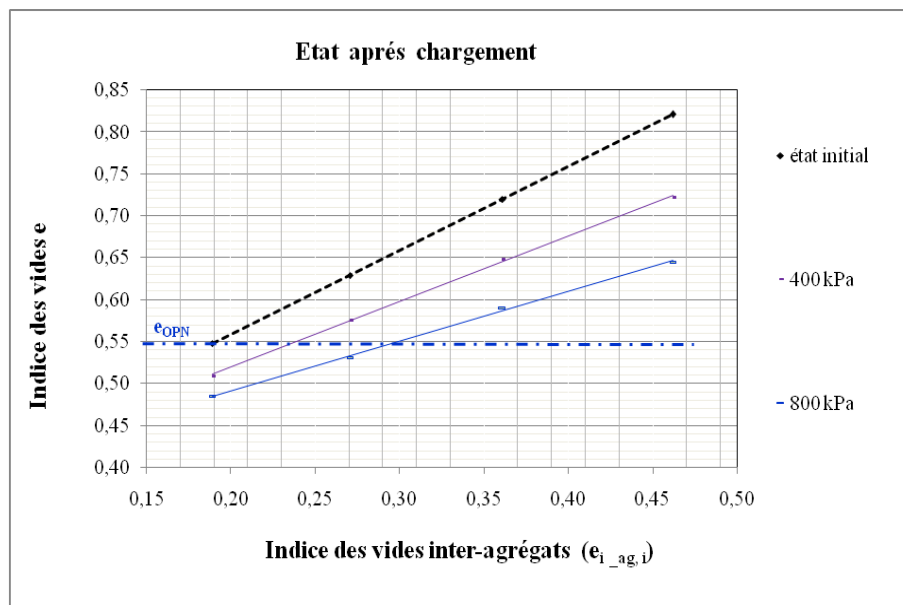


Figure 5.32 : Evolution de l'indice des vides après chargement pour les contraintes de 400 et 800 kPa.

3) Etat après humidification (état final)

Après humidification sous contrainte, la représentation de l'indice des vides en fonction de l'indice des vides interagrégats initial fait apparaître une relation linéaire, comme dans le cas de l'état après chargement : $e = \alpha e_{i-ag,i} + \beta$ (Figure 5.33).

On verra plus tard que les deux paramètres α et β dépendent de la contrainte appliquée. Les valeurs α et β déterminées par régression linéaire sont rassemblées dans le tableau 5.10.

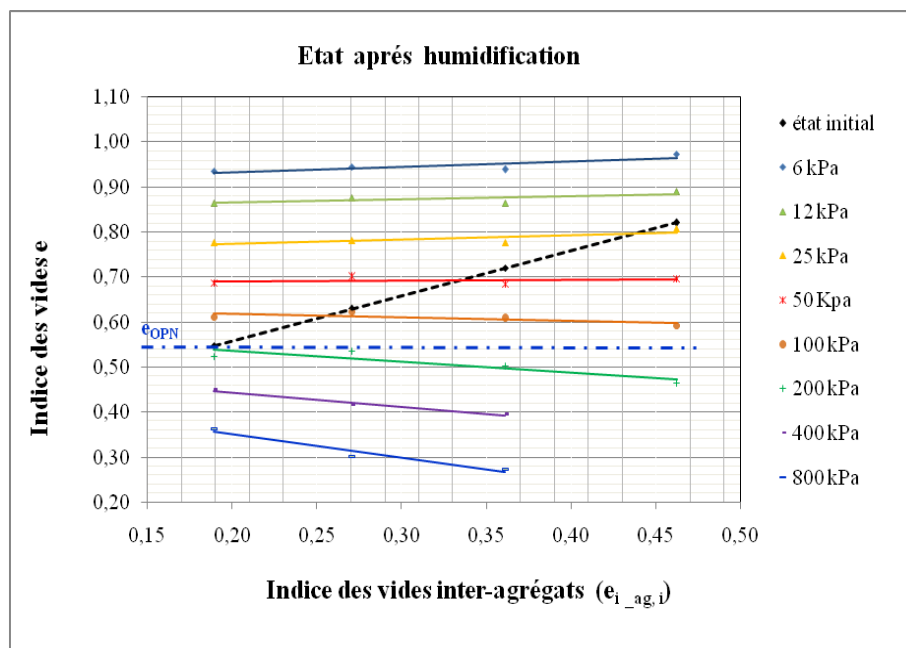


Figure 5.33: Evolution de l'indice des vides après l'humidification.

Tableau 5.10 : Etat après humidification :
Valeurs de la pente α et l'ordonnée à l'origine β des droites de régression.

Contrainte appliquée (kPa)	Ordonnée à l'origine β	Pente α
6	0,909	0,12
12	0,853	0,07
25	0,758	0,09
50	0,687	0,02
100	0,634	- 0,07
200	0,584	- 0,24
400	0,507	- 0,27
800	0,476	- 0,49

On note que pour les faibles contraintes, c'est à dire de 6 kPa à 25 kPa, l'humidification génère une augmentation de l'indice des vides illustrant un gonflement des éprouvettes (Figure 5.34). On constate que les droites de régression de pentes inférieures à 1 se situent au dessus de la droite représentant l'état initial.

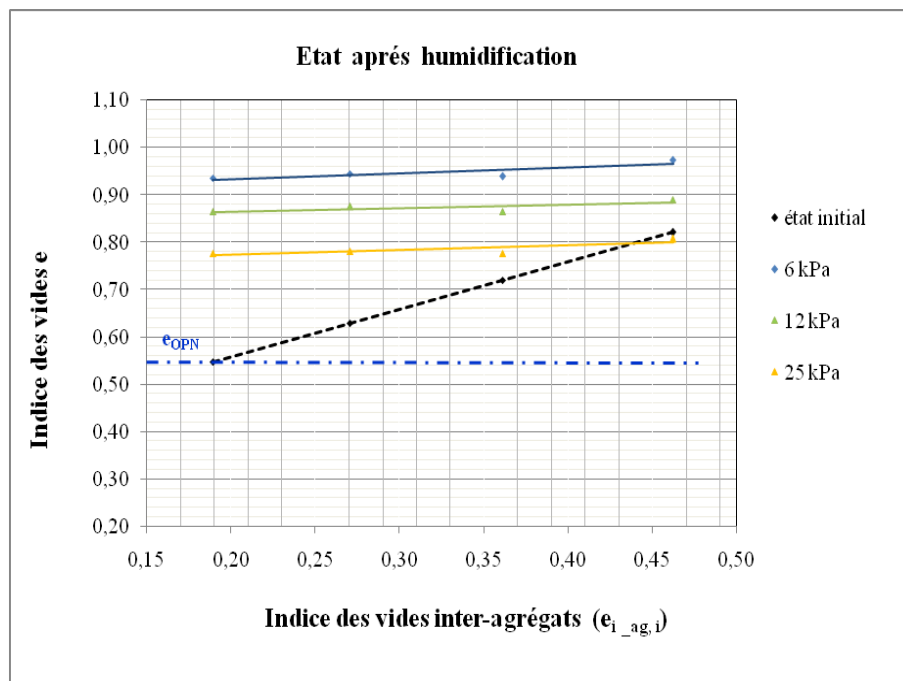


Figure 5.34: Evolution de l'indice des vides après l'humidification pour les contraintes entre 6 et 25 kPa.

Pour les contraintes supérieures à 200 kPa, c'est à dire au delà de 10 mètres de hauteur de remblai, l'humidification génère un effondrement (Figure 5.35). Les droites de régression se situent au dessous de la droite de l'état initial avec une pente négative.

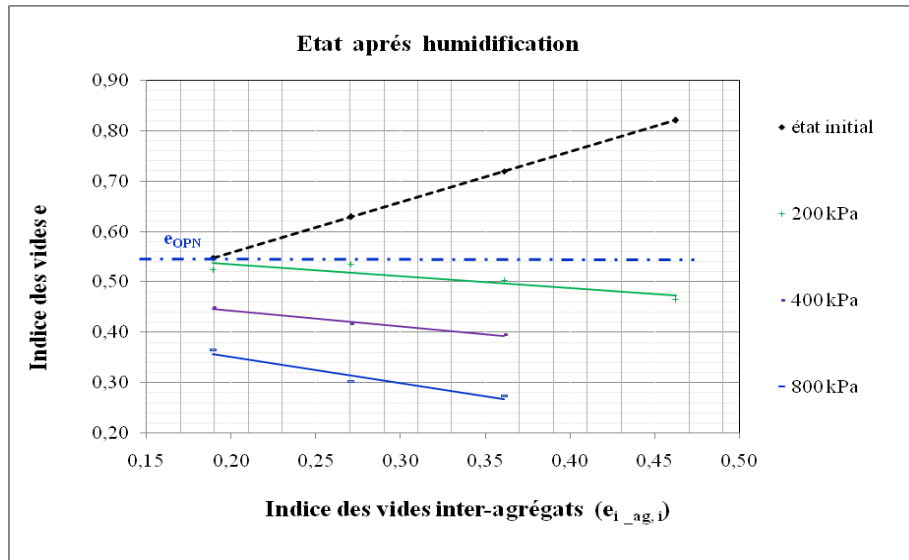


Figure 5.35: Evolution de l'indice des vides après humidification pour les contraintes supérieures à 200 kPa.

Entre 25 kPa et 200 kPa, le comportement des éprouvettes dépend de leur indice des vides interagrégats initial : les éprouvettes les plus compactées (faible indice des vides interagrégats initial) gonflent alors que les éprouvettes les moins compactées (indice des vides interagrégats initial plus élevé) tassent (Figure 5.36).

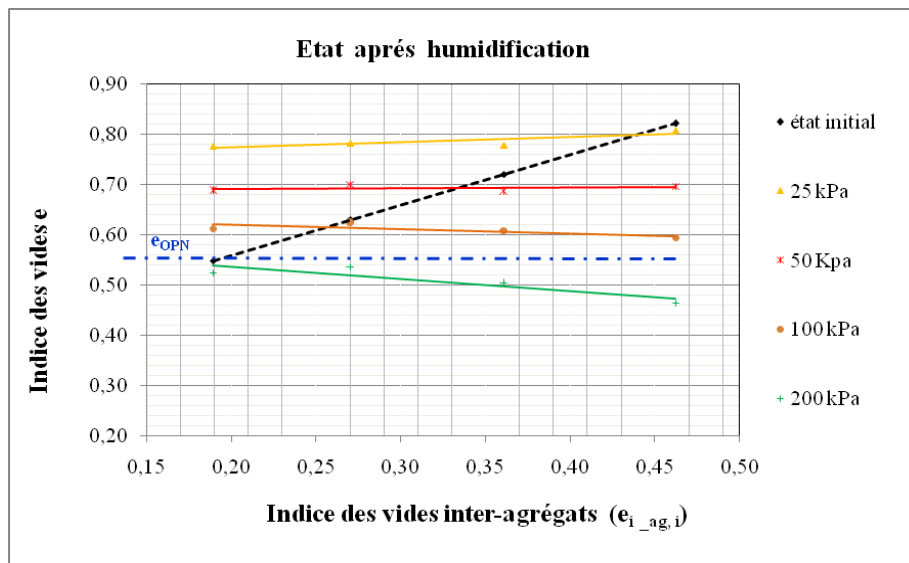


Figure 5.36 : Evolution de l'indice des vides après humidification pour les contraintes entre 25 et 200 kPa.

4) Pente et ordonnée à l'origine des droites de régression

La représentation des paramètres des relations linéaires entre l'indice des vides total et l'indice des vides interagrégats initial peut donc être effectuée après chargement et après humidification, pour toutes les contraintes verticales appliquées (Figures 5.37 et 5.38).

La figure 5.37 montre que l'ordonnée à l'origine, après chargement, reste presque constante (elle ne dépend pas de manière nette de la contrainte verticale). Ce qui signifie que l'indice des vides des agrégats serait peu modifié par le chargement. En revanche, après

l'humidification, l'ordonnée à l'origine diminue lorsque la contrainte verticale augmente. Il est clairement montré que l'ordonnée à l'origine après humidification est supérieure à l'ordonnée à l'origine après chargement. Ceci explique que l'humidification génère systématiquement un gonflement des agrégats. En termes de structure, l'ordonnée à l'origine exprime l'état de la microstructure. Elle nous renseigne sur l'activité du sol.

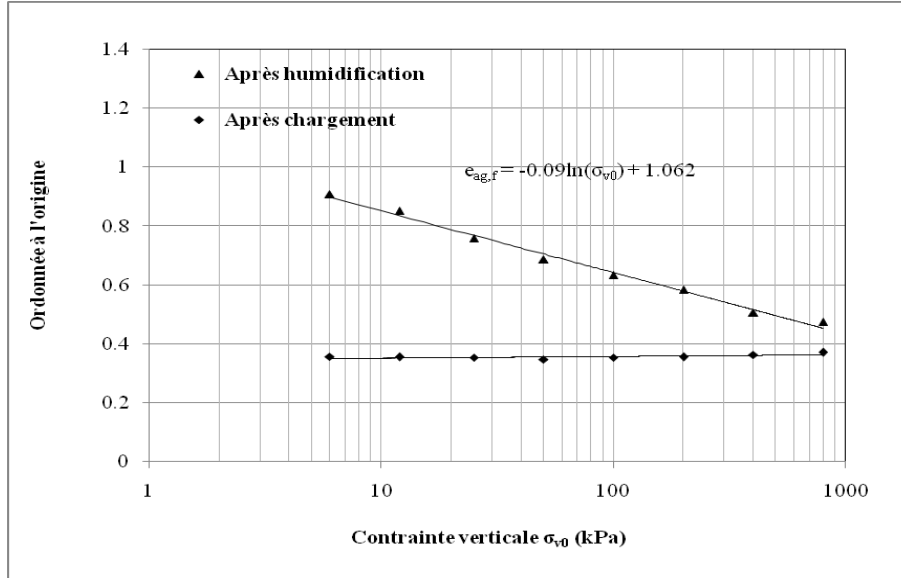


Figure 5.37: Influence de la contrainte sur l'ordonnée à l'origine de la relation linéaire $e-e_{i-ag,i}$.

La figure 5.38 montre la pente après chargement et après humidification en fonction de la contrainte.

Après chargement, la pente n'est affectée qu'à partir d'une contrainte de 200 kPa où elle diminue jusqu'à une valeur de 0,59, pour une contrainte de 800 kPa. On peut comprendre que la macrostructure du sol est plus ou moins préservée, car cette pente reste positive. Un remblai de 40 mètres de hauteur réalisé avec ce matériau conduirait donc à l'élimination 41% des vides interagrégats initiaux. On voit bien que le chargement entrainerait une diminution du volume des vides intergrégats avant toute sollicitation hydrique.

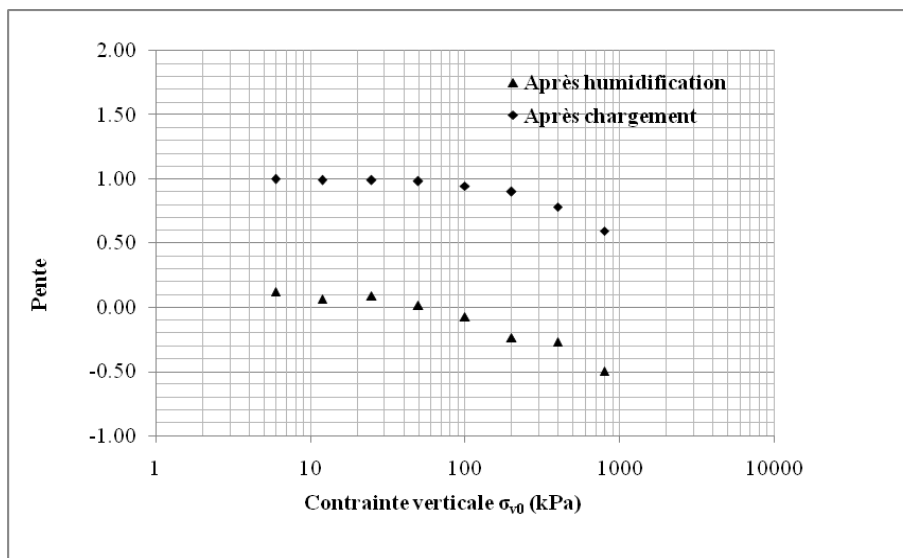


Figure 5.38 : Influence de la contrainte sur la pente de la relation linéaire $e-e_{i-ag,i}$.

Après l'humidification, on constate une diminution concomitante de la pente lorsque la contrainte augmente. L'humidification aurait donc conduit à une diminution supplémentaire des vides interagrégats après chargement, en particulier pour les contraintes les plus fortes. La pente devient négative, elle atteint une valeur de (-0,49) sous contrainte de 800 kPa. Tous les vides interagrégats sont éliminés, ce qui se traduit par effondrement total de la macrostructure. En termes de structure, on peut dire que la pente traduit l'état de la macrostructure exprimant la déformation du sol, lors de son humidification sous contraintes.

5.3.4.4 Discussion

En considérant toute la plage du plan de compactage (85% ; 90 % ; 95% et 100 % de l'optimum Proctor), on constate que :

- 1) au dessous d'une contrainte de 25 kPa, bien qu'elle diminue, la pente reste positive, après l'humidification. La macrostructure est plus ou moins préservée : sous une contrainte de 12 kPa, par exemple, la pente est de 0,01, après humidification ; elle était de 0,99 après chargement. Sous cette contrainte, l'ordonnée à l'origine est de 0,738, elle était de 0,353 après chargement (Figure 5.37). Ceci se traduit par la diminution du volume des vides interagrégats, alors que les vides intra-agrégats gonflent (augmentation du volume des petits pores dont la distribution est semblable à celle d'un gonflement libre) ;
- 2) une pente de 0,02 est atteinte sous 50 kPa alors qu'elle était de 0,98 avant l'humidification ;
- 3) au-delà d'une contrainte de 100 kPa, la pente devient négative pour atteindre une valeur de (- 0,24) sous 200 kPa, alors qu'elle était de 0,90 avant humidification. Cela signifie que les vides interagrégats (macrostructure) sont éliminés totalement et le sol s'effondre systématiquement pour toute contrainte supérieure à 200 kPa. En termes de structure, on peut comprendre que la pente négative traduit l'état de la macrostructure exprimant l'effondrement du sol.

Au final, il ressort que pour toute contrainte supérieure à 200 kPa, l'humidification génère systématiquement un effondrement (la pente est négative, elle varie de -0,07 à -0,49 et ce, quelque soit l'état initial de compactage des éprouvettes. Ceci est conforme aux résultats obtenus de l'essai d'humidification sous contraintes (Figures 5.11 et 5.14). Par contre, sous contraintes inférieures à 200 kPa, l'humidification se traduit soit en gonflement soit en effondrement, la pente varie de 0,12 à -0,07, selon le niveau de compactage initial ou l'indices des vides interagrégats initial : l'évolution de la pente (Figure 5.38) ne reflète pas d'une manière distincte les deux phénomènes de gonflement et d'effondrement. Car, bien qu'elle soit positive, la pente diminue lors du gonflement. C'est-à-dire que le processus de gonflement se manifeste aussi par la destruction des vides interagrégats, comme dans le processus d'effondrement.

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné le comportement d'une argile compactée à faible teneur en eau. Nous avons procédé selon les deux étapes suivantes :

- les éprouvettes sont compactées statiquement dans un moule approprié, moyennant une presse mécanique. Ces éprouvettes sont préparées à une teneur en eau w_0 égale à 0,7 w_{OPN} en les compactant respectivement à 85%, 90%, 95% et 100% de l'optimum Proctor ($\rho_{dOPN} = 1680 \text{ kg/m}^3$, $w_{OPN} = 19,7 \%$). On obtient ainsi les masses volumiques sèches respectives de 1428 kg/m^3 , 1512 kg/m^3 , 1596 kg/m^3 et 1680 kg/m^3 ;

- l'humidification de chaque éprouvette, jusqu'à saturation, a été réalisée dans des conditions œdométriques sous contraintes verticales constantes (6 ; 12 ; 25 ; 50 ; 100 ; 200 ; 400 et 800 kPa) : l'éprouvette compactée est mise en place dans la cellule œdométrique. Elle est soumise à un chargement mécanique. Après équilibre, l'éprouvette est saturée par un régulateur de pression et de volume (CPV).

La déformation générée par ce chargement-humidification est enregistrée par un système d'acquisition permettant de déterminer l'indice des vides correspondant à cette déformation. Les principaux résultats obtenus sont résumés et interprétés comme suit :

- l'humidification sous contraintes peut entraîner un gonflement ou un effondrement ;
- l'éprouvette gonfle sous une contrainte mécanique faible et s'effondre sous une contrainte mécanique élevée ;
- il y a une transition continue entre le gonflement et l'effondrement. C'est la contrainte de transition σ_{vt} qui contrôle le passage du gonflement vers l'effondrement ;
- lorsque la contrainte verticale augmente, le gonflement diminue. Sous contrainte élevée dépassant la contrainte de transition σ_{vt} , le gonflement transite vers un effondrement ;
- l'effondrement augmente quand la contrainte mécanique appliquée augmente et s'éloigne de la contrainte de transition σ_{vt} . Cette contrainte de transition σ_{vt} évolue dans le même sens que la masse volumique sèche initiale ;
- l'effet de la masse volumique sèche initiale est mis en évidence. Pour une contrainte donnée, le gonflement augmente lorsque la masse volumique sèche initiale augmente. Lorsque la masse volumique sèche initiale diminue, l'effondrement augmente ;
- à chaque contrainte de transition correspond une hauteur de remblai in-situ h . Cette hauteur croît en fonction de la masse volumique sèche initiale. Et pour s'affranchir du risque de gonflement/effondrement, il faudra donc fixer le taux de compactage (masse volumique sèche initiale) à adopter lors de la construction de l'ouvrage. Ce qui permettrait de prendre en compte la hauteur de remblai sus-adjacent ;
- le phénomène de gonflement/effondrement, lors de l'humidification, peut être interprété comme une contribution de trois mécanismes : gonflement des agrégats, distorsions des agrégats, et gonflement de la microstructure ou effondrement de la macrostructure. L'importance relative des deuxièmes et troisièmes mécanismes dépend de la contrainte verticale appliquée ;
- la déformation (gonflement ou effondrement) est observée avant saturation des échantillons ($S_r = 95\%$). Cet état de saturation correspond à une teneur en eau critique de gonflement $w_{cr,g}$ qui est égale à celle de l'optimum Proctor pour le gonflement. Dans le cas de l'effondrement, cet état de saturation ($S_r = 95\%$) correspond à une teneur en eau critique d'effondrement $w_{cr,e}$ qui est de l'ordre de 85 % de l'optimum Proctor. Cependant, on observe que l'évolution effective de l'indice des vides commence à saturation complète ($S_r = 100\%$) ;
- On observe aussi que cette déformation dépend exclusivement de la nature minéralogique du sol, voire de sa structure. L'influence de la contrainte verticale et de la masse volumique sèche n'intervient que pour gouverner et réguler l'ampleur de la déformation (gonflement ou effondrement). Ce résultat a un intérêt particulier du fait qu'il nous a permis de confirmer que c'est la structure du sol qui est à l'origine de la déformation (gonflement/effondrement) des éprouvettes ;
- l'application du modèle de structure développé par Ferber (2005) a permis de décrire et d'expliquer les phénomènes associés aux déformations induites par la variation d'état hydrique. Ce modèle de structure a mis en évidence le rôle joué par la structure microscopique dans le comportement hydromécanique du sol étudié.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail s'inscrit dans le contexte de préoccupations liées à la sensibilité des sols argileux à l'humidification. Cette sensibilité a des implications dans de nombreux domaines de génie civil, telles que l'effet de sécheresse/humidification sur les structures en surface (bâtiments, ouvrages de soutènement, routes), le comportement des ouvrages enterrés (tunnels, pieux), le comportement des barrages en terre, des remblais d'infrastructures de transport et des barrières ouvragées de stockage de déchets nucléaires.

Le phénomène de retrait/gonflement des sols argileux et formations géologiques argileuses induit des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant, principalement, les constructions sur fondations superficielles et routes.

Les phénomènes de tassement classique finissent toujours par se stabiliser au bout d'un temps plus ou moins long. Il n'est pas de même dans le cas des modifications de volume dues à des variations d'état hydrique saisonnières. Les mouvements alternatifs de soulèvement et de tassement que ces variations produisent, les fissures qu'elles entraînent, ne se stabilisent jamais. Naturellement, lorsqu'une construction a commencé à perdre sa rigidité, les désordres peuvent s'accroître plus rapidement à long terme ; ils évoluent, d'abord, lentement puis s'amplifient lorsque la structure originelle du sol s'altère.

Le caractère différentiel de retrait et gonflement des sols naturels semble inéluctable ; parce que les sols sont hétérogènes, même dans l'emprise limitée d'une construction, qu'il s'agisse de leurs caractéristiques mécaniques, de leur nature ou de leur épaisseur. Aussi, parce que l'action de la construction sur le sol n'est jamais homogène du point de vue de contraintes apportées au sol, du volume de sol concerné par ces contraintes ou des perturbations hydriques liées à la présence de l'ouvrage. Cette double hétérogénéité de l'interaction sol-construction n'est, généralement, pas correctement quantifiable.

L'analyse bibliographique réalisée dans ce travail a montré la complexité des phénomènes de gonflement et de retrait des sols argileux. Ce phénomène fait intervenir plusieurs mécanismes physiques et chimiques d'interaction du matériau argileux avec l'eau, et ceci à différentes échelles.

L'identification des sols gonflants est possible à l'aide de classifications, en procédant par la caractérisation des sols à partir de leurs propriétés géotechniques. De nombreux auteurs ont relié les limites d'Atterberg ou des grandeurs tirées de celles-ci au gonflement sous différentes formes (taux de gonflement, potentiel de gonflement, activité de gonflement et pression de gonflement). Néanmoins, le problème d'identification de sols réellement susceptibles de retrait/gonflement reste posé car cette identification par les méthodes usuelles demeure insuffisante quant à la prévision quantitative des déformations de ces sols.

Bien qu'il paraisse difficile de caractériser véritablement le comportement réel d'un matériau argileux (effet d'échelle) sur le plan expérimental, plusieurs méthodes établies à cet effet ont permis de prédire et de mesurer quantitativement les paramètres caractérisant les déformations du sol. En effet, la mesure directe de la déformation de retrait ou gonflement des sols au laboratoire est la façon la plus précise pour évaluer les risques associés au comportement des sols argileux sous les constructions.

Par la méthode de la teneur en eau (Briaud et al., 2003), il est montré qu'on peut prévoir et quantifier le mouvement des sols gonflants et contractants, en effectuant, simplement, un essai de retrait/gonflement. Cette méthode de prévision de retrait et gonflement des sols est très commode. Elle utilise la teneur en eau comme paramètre principal de la loi de comportement du sol ; l'essai de retrait est effectué pour obtenir cette loi.

D'autre part, cette analyse bibliographique a permis de constater qu'une part importante de recherches concerne la mécanique des sols non saturés, notamment les sols compactés. Il pourrait être déduit que l'examen de l'état actuel du développement de la recherche sur ces sols non saturés peut fournir des informations détaillées sur le comportement des sols compactés. La nature des mouvements dans ces sols compactés est assez connue, mais il n'en demeure pas moins que la problématique posée par leur sensibilité vis-à-vis de l'humification reste toujours une préoccupation majeure dans le domaine de la géotechnique, car l'ampleur de ces mouvements demeure difficile à prédire et / ou à estimer. Les déformations volumiques des sols naturels ou compactés ont fait l'objet de nombreux travaux. Ces déformations dans des sols fins compactés sont d'un grand intérêt dans le domaine des terrassements où la conception des ouvrages tels que les remblais d'infrastructures de transports doit prendre en compte d'éventuelles futures variations d'état hydrique, pour assurer leur stabilité dans un ensemble de conditions susceptibles de se produire au cours du temps.

A la lumière de cette analyse bibliographique concernant les sols non saturés et de l'interprétation des résultats obtenus des essais d'humidification sous contraintes d'une argile gonflante compactée à faible teneur en eau, on peut noter que le comportement hydromécanique des sols compactés dépend essentiellement de leur nature minéralogique et de leur état initial où leur structure reste un paramètre clé et déterminant.

Les principaux résultats de ce travail expérimental se déclinent sous deux aspects :

Le premier aspect concerne la prévision et la quantification des déformations induites par les variations de la teneur en eau dans les sols susceptibles de retrait et gonflement. Le deuxième aspect porte sur la compréhension et la prédiction du comportement des sols compactés soumis à une humidification sous contraintes.

1) Effet de variations de la teneur en eau sur le retrait et gonflement des sols :

Dans cette première partie, l'effet de variations de la teneur en eau sur le retrait des sols est étudié en appliquant la méthode de la teneur en eau aux sols naturels intacts de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). Ces sols sont prélevés dans quatre sites différents à savoir : Tizi-Rached ; INTH; Tamda et M'douha.

L'application de la méthode de la teneur en eau nous permet de quantifier la déformation

$$\frac{\Delta H}{H_0} \text{ du sol induite par dessiccation, telle que } \frac{\Delta H}{H_0} = f \cdot \frac{\Delta W}{E_w}.$$

Avec :

$$- f = \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{\frac{\Delta V}{V_0}} : \text{ rapport de retrait ;}$$

$$- E_w = \frac{\Delta W}{\frac{\Delta V}{V_0}} : \text{ module de retrait/gonflement.}$$

Le but de cette application est d'analyser l'influence de trois paramètres sur le retrait des quatre sols considérés. Ces paramètres sont la forme de l'échantillon, la contrainte verticale et la teneur en eau initiale.

Les essais de retrait sont réalisés à partir d'échantillons de formes différentes. Ces essais sont répétés pour le site de Tizi-Rached, de Tamda et d'INTHT, pour étudier l'effet de la forme de l'échantillon sur le module de retrait/gonflement E_w et le rapport de retrait f ainsi que sur la limite de retrait w_s .

D'autres essais sont, ensuite, effectués pour examiner l'influence de la charge mécanique sur ces trois paramètres E_w , f et w_s , à partir d'échantillons du sol prélevé du site de M'douha. On a testé à cet effet sept échantillons identiques : quatre essais avec chargement mécanique et trois autres sans chargement.

Aussi, pour tester l'influence de la teneur en eau initiale sur les paramètres E_w , f et w_s , nous avons réalisés des essais sur des échantillons du sol prélevé du site de Tizi-Rached dont les teneurs en eau initiales sont différentes. Neuf échantillons sont utilisés : cinq échantillons (I, II, III, 1 et 3), dont la teneur en eau initiale w_0 est de 26,42 %, déjà mis à l'essai dans l'analyse de l'influence de la forme de l'échantillon, et quatre autres échantillons (2, IV, V et VI) du même sol (prélevé du même site de Tizi-Rached) mais avec une teneur en eau initiale w_0 égale à 24,46 %.

Pour étudier l'influence de la structure du sol sur la limite de retrait w_s , nous avons effectué deux autres essais à partir d'échantillons remaniés du sol prélevé du site d'INTHT dont les résultats sont comparés à ceux obtenus à partir d'échantillons intacts du même sol.

Tous les résultats obtenus sont synthétisés comme suit :

- a) la forme de l'échantillon n'a aucune influence sur les paramètres w_s (%), f et E_w . Aux dispersions de mesure près, nous avons une assez bonne concordance entre les valeurs obtenues des paramètres recherchés E_w et f , w_s , de chaque sol. C'est ce qui est déduit des résultats des essais effectués sur les trois argiles de Tizi-Rached, Tamda et INTHT;
- b) l'effet de la charge sur les paramètres E_w , f et w_s est tout à fait négligeable. Que l'échantillon soit chargé ou non, ces paramètres ne varient pratiquement pas ;
- c) l'effet de la teneur en eau initiale sur les paramètres E_w est clairement mis en évidence. La teneur en eau initiale affecte sensiblement ce paramètre.
- d) la limite de retrait w_s dépend de la structure du sol : la limite de retrait de l'argile remaniée est très différente de celle de l'argile intacte.

Ces résultats montrent que le retrait des argiles étudiées est seulement le fait de la variation de la teneur en eau.

1.1) Perspective

Bien que les résultats auxquels nous avons abouti, par l'application de cette méthode aux sols naturels, soient satisfaisants ; ils restent des prévisions et il serait souhaitable de les valider par des essais sur site. Ce travail pourrait donc être approfondi et complété par des essais in-situ :

Des socles en béton seraient construits sur un sol argileux où des échantillons seraient prélevés à différentes profondeurs. Ensuite, le mouvement vertical de ces socles serait mesuré et enregistré périodiquement et comparé aux prévisions de la méthode de la teneur en eau.

2) Humidification sous contrainte d'une argile compactée à faible teneur en eau :

L'objet de cette deuxième partie était d'analyser la possibilité de réutiliser les sols du site dans les remblais des infrastructures de transport. On espérait que les résultats de cette étude pourraient servir de base à la compréhension du comportement à long terme des sols compactés. Pour cela, cette étude a consisté à l'humidification sous contrainte d'une argile compactée de la région de Tizi-Ouzou (Algérie).

Des éprouvettes fabriquées à partir de cette argile ont été compactées en considérant quatre points d'état initial (w_0 ; ρ_d). La teneur en eau de compactage w_0 qui est de 70 % de l'optimum Proctor est identique pour toutes les éprouvettes. Cette teneur w_0 leur confère un état sec.

Ces éprouvettes ont été compactées à des masses volumiques sèches ρ_d de 1428 kg/m³ ; 1512 kg/m³ ; 1596 kg/m³ et 1600 kg/m³, correspondant respectivement à des taux de compactage de 85% ; 90% ; 95% et 100% de l'optimum Proctor. Après leur compactage, elles ont été soumises à un chemin de contrainte impliquant une saturation dans des conditions œdométriques.

Sur la base de la littérature et des résultats expérimentaux obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- l'humidification sous contrainte induit soit un gonflement soit un effondrement ;
- 2- le gonflement est observé sous contraintes faibles, l'effondrement est observé sous contraintes élevées.
- 3- lorsque la contrainte verticale augmente, le gonflement diminue. Sous contrainte plus élevée que la contrainte de transition σ_{vt} , le gonflement transite vers un effondrement ;
- 4- il y a une transition continue entre le gonflement et l'effondrement. La contrainte de transition σ_{vt} contrôle le passage du gonflement vers l'effondrement ;
- 5- Sous cette contrainte de transition σ_{vt} , aucune déformation n'est observée. Elle délimite deux zones : une zone de gonflement et autre zone de gonflement ;
- 6- la masse volumique sèche initiale est un paramètre qui affecte sensiblement le taux du gonflement/effondrement. Sous un chargement mécanique donné, le gonflement est d'autant plus important que la masse volumique sèche initiale est plus élevée. En revanche, l'effondrement diminue lorsque la masse volumique sèche initiale augmente ;
- 7- l'effet de la contrainte appliquée a été clairement observé. Pour un état donné (w_0 , ρ_d), le gonflement diminue quand la contrainte mécanique augmente. Par contre, l'effondrement est d'autant plus important lorsque la contrainte mécanique augmente ;
- 8- le processus de gonflement/effondrement se déclenche avant saturation ($S_r = 95\%$). Par contre, l'évolution de l'indice des vides apparaît clairement à saturation complète ($S_r = 100\%$). Effectivement, nous constatons que la contrainte verticale appliquée et la masse volumique sèche sont des facteurs de contrôle de l'ampleur de ces déformations et n'interviennent que pour gouverner et réguler son ampleur, durant

l'humidification. C'est la nature minéralogique et la structure initiale (double porosité) du sol qui sont à l'origine du gonflement/effondrement, lors de la variation de son état hydrique ;

- 9- le compactage à faible teneur en eau (coté sec de l'optimum Proctor) confère aux échantillons une double porosité qui se décline par deux niveaux : une microstructure avec des vides intra-agrégats (petits pores) et une macrostructure avec des vides interagrégats (gros pores). Ainsi, au cours l'humidification sous faibles contraintes, les éprouvettes gonflent et leurs structures initiales sont plus ou moins préservées. Sous contraintes mécaniques élevées (supérieures à la contrainte de transition σ_{vt}), cette structure est détruite, ce qui se traduit par un effondrement ;
- 10- De plus, le rôle de la structure à double porosité est clairement mis en évidence dans les résultats obtenus par l'application d'un modèle de structure : on peut concevoir que le phénomène de gonflement/effondrement trouve son origine dans la nature minéralogique de la fraction argileuse des sols, mais leur structure joue aussi un rôle important. Ce modèle a donc permis de décrire et d'expliquer les phénomènes associés aux déformations lors de l'humidification sous contrainte. La quantification de la déformation des éprouvettes est devenue possible en déterminant l'évolution de l'indice des vides global en fonction de l'indice des vides interagrégats initial. Cette évolution est décrite par des droites de régression dont les paramètres principaux sont l'ordonnée à l'origine et la pente. On retient bien dans l'interprétation des ces deux paramètres que l'humidification génère la diminution des vides interagrégats (plus gros pores), ce qui confirme que l'influence de la contrainte mécanique sur l'état final des sols lors de l'humidification n'est pas nécessairement associée à un tassement des agrégats argileux mais, plutôt, à une élimination des vides interagrégats ;
- 11- les variations volumiques qui se manifestent en termes de gonflement sous contraintes faibles et d'effondrement sous contraintes élevées impliquent la structure (double porosité). L'analyse de ces variations volumiques induites, lors de l'humidification sous contrainte, en considérant le modèle de structure développé par Ferber (2005), a mis en évidence le rôle de la structure. Ceci a permis de montrer l'intérêt de ce modèle pour interpréter le phénomène de gonflement/effondrement du sol étudié.

2.1) Perspective

Les essais expérimentaux complémentaires sont à envisager selon l'application à laquelle ils sont adaptés. Il faudra donc orienter la réflexion sur les possibilités de réemploi des sols non pas en fonction des essais à disposition mais en fonction de la problématique considérée. Les essais d'humidification sous contraintes entrepris dans ce travail se rapportent, en l'occurrence, à la base de remblai. Cependant, l'étude de réemploi des sols de site dans les talus de remblais, par exemple, ne pourrait pas être envisagée par des essais d'humidification sous contrainte mais nécessite des essais de retrait/gonflement.

Aussi, pour valider la pertinence des résultats obtenus de cette partie de l'étude expérimentale, il est nécessaire de les confronter à des résultats à mesurer sur le comportement réel des ouvrages en vraie grandeur. Ce travail pourrait, donc, être complété par l'instrumentation et suivi de comportement d'un remblai expérimental. Ceci constituera certainement une étape importante pour consolider les résultats obtenus au laboratoire. Ce qui permettra d'envisager leur application dans la pratique de conception et réalisation de remblais d'infrastructures de transports.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbeche K., Hammoud F., Ayadat T. (2007).** *Influence of relative density and clay fraction on soils collapse.* Schanz T. (eds). *Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Proceedings in Physics*, vol. 112.
- Afès M., Didier G. (2000).** *Stabilisation des sols gonflants : cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie).* *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 59 (1): 75–83.
- Ahmed S., Lovell C.W., Diamond S. (1974).** *Pore size and strength of compacted clay.* *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 100 (4): 407-425.
- Aitchison D. (1965).** *Panelist intervention.* *Proceeding's 6th ISCMFE, Mont real*, 3: 318-321.
- Alfi A.A.S. (1984).** *Mechanical and electron optical properties of stabilized collapsible soil in Tucson Arizona (microscopy, lime-stabilization).* Thèse de doctorat, 1984.
- Al-Homoud A. S., Basma A. A., Malkawi A. I. H. (1995).** *Cyclic swelling behaviour of clays,* *Jour. Geotech. Engineer.* 121 (7), pp. 562-565.
- Al-Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D., Vanapalli S.K (1996).** *The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states.* *Applied Clay Science*, vol. 11, pp. 99-115.
- Al Mukhtar M., Qi Y., Alcover J.F., Bergaya F. (1999).** *Cedometric and water retention behavior of highly unsaturated smectites.* *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, N° 4, p. 675-684.
- Al-Mukhtar M., Lasledj A., Alcover J.F. (2010).** *Behavior and Mineralogy Changes in Lime-Treated Expansive Soil at 20°C.* *Applied Clay Science* 50 (2): 191–198.
- Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. (1987).** *Special Problem soils.* General Report Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin.
- Alonso E.E., Gens A., Lloret A. (1991).** *Double structure model for the prediction of long-term movements in expansive materials.* *Proceeding, 7th Inter, Conf, Comp, Method an Adv, In Geotec, Vol., pp, 541-548.*
- Alonso E.E., Gens A., Josa A (1992).** *A unified model for expansive soil behavior.* 7th Inter, Conf, On Expansive Soils, Vol. 1, pp, 24-29, Dallas.
- Alonso E. E. (1993).** *Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés.* *Revue Française de Géotechnique*, 62 : 7-21.
- Alonso E.E., Lloret A., Gens A. (1995).** *Experimental behavior of highly expansive double structure clay.* *Proceedings of first international conference on unsaturated soils*, Alonso and Delage (ed), Presse de l'ENPC, Paris, Vol.1, pp, 11-16.
- Alonso E.E. (1998).** *Suction and moisture regimes in roadway bases and subgrades.* *Symposium Internacional, Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas, Granada Espana*, pp.54-104.
- Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. (1999).** *Modeling the mechanical behavior of expansive clays.* *Engineering geology*, Vo.54, N°2, pp.173-183.
- Alonso E.E., Cardoso R. (2010).** *Behavior of materials for earth and rockfill dams: Perspective from unsaturated soil mechanic.* *Front. Archit. Civ. Eng. China* DOI 10.1007/s11709-010-0013-6.

- Alonso, E.E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., Olivella, S. (2010).** *A microstructurally based effective stress for unsaturated soils.* Geotechnique 60 (12), 913–925.
- Alonso E.E., Pinyol N., Gens A. (2013).** *Compacted soil behavior: initial state, structure and constitutive modeling.* Géotechnique, 63(6): 463-478.
- Al-Rawas A.A., McGown. A (1999).** *Microstructure of Omani expansive soils.* Can Geotech J, 36:272–290.
- Al-Rawas., A.A., Goosen M.F. (2006).** *Expansive soils: Recent Advances in Characterization and Treatment.* London: Taylor & Francis.
- Alshayea N. (2001).** *The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils.* Engineering geology, Vol.62, N°4, 319-42.
- Alshihabi O. (2002).** *Etude d'un sol compacté non saturé en laboratoire.* Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille, France, 131p.
- Altmeyer W.T. (1955).** *Discussion of engineering properties of expansive clays.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Testing and Materials, vol. 81, N°SM2, pp. 17-19.
- Ameur B. (1989).** *Sols gonflants : Etude de cas.* Comptes rendus du Symp. Int de Mécanique des Sols de Tiaret (Algérie), juin, CORT-LTPO (éd.), tome 1.
- AFNOR. (1995).** *Sols : Reconnaissance et essais-Essai de gonflement à l'œdomètre. Norme NF XP P 94-091.1995.*
- AFNOR. (1997).** *Sols : Reconnaissance et essais – Essai de dessiccation – Partie 1 : Détermination conventionnelle de la limite de retrait sur le passant à 400 µm d'un matériau. Norme XP P94-060-1.1997.*
- AFNOR. (1997).** *Sols : Reconnaissance et essais – Essai de dessiccation – Partie 2 : Détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié. Norme XP P94-060-2.1997.*
- Arya L. M., Paris J.F. (1981).** *A Physico-empirical Model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data.* Soil Science Society of American Journal, 45p, 1023-1030.
- ASTM. (1990).** *Standard test methods for one – dimensional swell or settlement potential of cohesive soils.* ASTM D 4546 – 1990.
- Aubertin M., Mbonimpa M., Bussière B., Chapuis R.P. (2003).** *A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.40, N°6, 1104-1122.
- 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 M., Geremew Z., Cojean R. (2008).** *Relation entre les microstructures de deux sols argileux de la région parisienne et leur sensibilité au retrait-gonflement.* Symposium International Sécheresse et Construction, Marne-la-Vallée, 1-3 sept. 2008, éd. du LCPC, Paris, pp. 235-244.

- Auriol J.C., Havard H., Queyroi D (2000).** *Résultats d'enquête sur la pathologie des remblais en service.* Routes/Roads, 306, pp.57-74.
- Ayadat T., Ouali S. (1999).** *Identification des sols affaissables basés sur les limites d'Atterberg.* Revue Française de Géotechnique, 86 : 53-56.
- Ayadat T., Hanna A. (2007).** *Prediction of collapse behavior in soil.* Revue Européenne de Génie Civil, 11 (5) : 603-619.
- Badger W.W., Lohnes R.A. (1973).** *Pore structure of friable læss.* HRB, Record 429, 14-25.
- Bahar R., Kenai S. (2002).** *Désordres dus à l'infiltration des eaux : Cas de la ville d'El-Affroun.* Revue Française de Géotechnique 101 :91–103.
- Bahar R., Kenai S. (2008).** *Etude de quelques problèmes de fondation et d'ouvrages de soutènement dans les sols argileux.* Actes du symposium International Sécheresse et constructions, 513-518, Paris.
- Benchouk A. (2014).** *Comportement hydromécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation* », Thèse de doctorat, Université de Tlemcen, Algérie.
- Barden L., Sides G.R. (1970).** *Engineering behavior and structure of compacted clay.* ASCE 96, SM4, pp. 1171-1200.
- Barden L., McGow A., Collins K. (1973).** *The collapse mechanism in partly saturated soil.* Engineering Geology, 7: 49-60, Amsterdam.
- Basma A.A., Al-Hamoud A.S., Malkawi A.H. (1995).** *Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils.* Applied Clay Science, 9, pp, 355-368.
- Basma A. A., Al-Homoud A. S., Malkawi A. I. H., Al-Bashabsheh M. A. (1996).** *Swelling – Shrinkage behavior of natural expansive clays.* Applied Clay Science, 11, pp. 211-227.
- Bell F.G., Bruyn. I.A. (1997).** *Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils.* Bulletin of the International Association of Engineering Geology, (56):19–38.
- Beddiar K. (2001).** *Sur certains aspects du couplage dans les milieux poreux électrisés, Application à l'électro-osmose dans les argiles.* Thèse ENPC, 212p.
- Bekkouche A., Djedid A., Bousmaha N (1997).** *Construire sur les sols expansifs.* Séminaire national de génie civil, M'sila, Algérie.
- Bekkouche A., Djeddid A., Aissa Mamoune S.M. (2002).** *Identification et prévision du gonflement des marnes de Tlemcen (Algérie).* PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 125-132.
- Bekkouche, A., Houmadi Y. (2003).** *Les Problèmes d'aménagement des Terrains en Pente : Etude de cas.* 13^e Congrès Régional d'Afrique, Marrakech, MAROC.
- Benahmed N., Canou J., Dupla J.C. (2004).** *Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable.* Comptes rendus mécanique, 332 (11) : 887-894.
- Benett R.H., Hulbert M.H. (1986).** *Clay microstructure.* International human resources development corporation, Boston 161p.

- Benhamou Y., Ameer M., Mekerta B., Kazi-Aoual F., Semcha A., Sadok A. (2015).** *Pathologie des sols dans la région de Saida*. 3^e colloque international sur les sols non saturés, UNSAT Batna, Algérie.
- Ben Rhaiem H., Pons C.H., Tessier D. (1985).** *Factors affecting the macrostructure of smectites: Role of cation and history applied stress*. Proceeding, International Clay Conference, Denver, 292-297.
- Ben Rhaiem H., Tessier D., Pons C.H. (1986).** *Comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation*. Partie I, Cas des Montmorillonites calciques, Clay Minerals, 21, 9-29.
- Bescond B., Havard H., Magnan J.P., Mieussens C. (2001).** *Conception et exécution des grands remblais*. Synthèse du séminaire de Nantes.
- Bigot G., Zerhouni M. I. (2000).** *Retrait, Gonflement et tassement des sols fins*. Bull. labo. P.et Ch, 229, pp. 105-114.
- Blatz J.A., Graham J., Chandler N.A. (2002).** *Influence of suction on the strength and stiffness of compacted sand-bentonite*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, 1005-1015.
- Blight G. E. (1997).** *Interaction between the atmosphere and the earth*. Geotechnique, 47 (4)715–767.
- Bolt G.H. (1956).** *Physico - chemical analysis of the compressibility of pure clays*. Géotechnique, Vol, 6, N^o, 2, 86-93.
- Booth A. (1977).** *Collapse settlement in compacted soils*. National Institute for Transport and Road Research, Bulletin 13, pp. 1-34.
- Börgesson L., Karnland L.E. (1996).** *Modeling of the physical of clay barriers close to water saturation*. Engineering Geology, 41, pp, 127-144.
- Bouaziz N., Melbouci B. (2014).** *Caractérisation de l'Aléa glissement de terrain en Kabylie (Tizi-Ouzou) Algérie*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais.
- Boudlal O., Khattaoui M., Kichi F. (2014).** *Caractérisation des marnes de la Grande Kabylie (Algérie)*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais.
- Bouyge B., Flavigny E., Rondeau C. (1992).** *Etude du comportement des corps de remblai*. Bulletin des Ponts et Chaussées N^o.179, pp. 61-68.
- Brackley I.J.A (1975).** *Swell pressure and free swell in compact clay*. Proceedings of 3rd International Conference on Expansive Soils. Haifa, pp.169-176.
- Brackley I.J.A. (1983).** *An empirical equation for the prediction of clay heaves*. Proceedings of 4th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp, 8-14.
- Briaud J.L., Zhang X., Monn S. (2003).** *Shrink-Test Water Content Method for Shrink and Swell Predictions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 129, No. 7, 590–600.
- Brindley G.W. (1951).** *X-ray identification and structure of clay minerals*. Mineralogical society of Great Britain monograph, Chapter II, 32-75.

- Brink A.B.A., Partridge T., Williams A. (1982).** *Soil survey for engineering*. Oxford University Press.
- Brooks R.H., Corey A.T. (1964).** *Hydraulic properties of porous media and their relation to drainage design*. Hydrology. Transactions of the ASAE, 7(1):26–0028.
- Brooks R. M. (2009).** *Soil Stabilization with Fly Ash and Rice Husk Ash*. International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences 1 (3): 209–217.
- Bruchon J.F. (2014).** *Analyse par macrotomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires*. Thèse de doctorat, Université de Parsi-Est, France.
- Burland J.B. (1965).** *Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soils. In moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*. Butterworths, 270-278, Sydney, Australia.
- Burland J.B., Ridley A.M. (1996).** *The importance of suction in soils mechanics*. In Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur.
- Boussaid K., Feber V., Garnier J., Thorel L. (2003).** *Intermediate soils for physical modeling*. Geotechnical Modeling and Measurement, International Symposium, Karlsruhe.
- Bultel F. (2001).** *Prise en compte du gonflement des terrains pour les dimensionnements des revêtements des tunnels*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Pontes et chaussées.
- Cabot L., Le Bihan J.P. (1993).** *Quelques propriétés d'une argile sur la ligne optimale de compactage*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 30, pp.1033-1040.
- Caillère S., Hénin S. (1959).** *La classification des argiles*. XX^{ème} Congrès Géol, Internat, Mexico, 1-8.
- Caillère S., Hénin S., Rautureau M. (1982).** *Minéralogie des argiles 1, Structure et propriétés physico-chimique*. INRA, Actualités scientifiques et agronomiques, 8, Ed, Masson, Paris 2^{ème} édition, 184p..
- Cantillo V., Mercado V., Pájaro C. (2017).** *Empirical Correlations for the Swelling Pressure of Expansive Clays in the City of Barranquilla*. Colombia. Earth Sciences Research Journal, 21(1). 45-49.
- Casagrande A. (1948).** *Classification and identification of soils*. Transaction, ASCE, Vol.113, 901-99.
- Cetin H. (2004).** *Soil particle and pore orientations during consolidation of cohesive soils*. Engineering, Vol.73, N°1, 1-11.
- Chapman D.L. (1913).** *A contribution to the theory of electrocapillarity*. Philosophical Magazine, Vol, 25, N°. 6, 475-481.
- Chen F. H., Ma G. S. (1987).** *Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays*. 6th inter. Conf.Expansive soils, New Delhi, pp. 127-129.
- Chen F.H. (1988).** *Foundations on expansive soils*. Developments in Geotechnical Engineering, Vol.54, Elsevier Publishing Co, Amsterdam, p.464.

- Cho W.J., Lee J.O., Kang C.H. (2000).** *Influence of temperature elevation of the sealing performance of a potential buffer for a high-level radioactive waste repository.* Annals of Nuclear Energy, pp, 1271-1284.
- Chu T.Y., Mou C.H. (1973).** *Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests.* Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haïfa, vol. 2, pp. 177-185.
- Chretien M. (2010).** *Compréhension des mécanismes de retrait-gonflement des sols argileux : approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles.* Thèse de doctorat, université de Bordeaux 1, P.314.
- Clevenger W.A. (1958).** *Experiences with loess as foundation material.* Transactions of the American Society of Civil Engineering, 123 (1): 151,169.
- Cojean R., Audiguier M., Cui Y.J., Delage P., Geremew Z., Grambin C., Laribi S. (2006).** *Synthèse bibliographique sur l'aptitude des sols au retrait/gonflement.* Rapport Armines-Centre de Géosciences réalisé pour le projet (Aléa et risque sécheresse), Fondation MAIF, 99p.
- Collins K., McGown A., Barden L. (1973).** *Microstructural features of some Israeli expansive soils.* Proceedings of 3rd International Conference Expansive Soils, Haifa, Israel, 27-34.
- Collins K., MacGown A. (1974).** *The form and function of microfabric features in a variety of natural soils.* Géotechnique, Vol. 24, N° 2, 223-254.
- Comegna V., Damiani P., Sommella A. (1998).** *Use of fractal model for determination soil water curves.* Geoderma, Vol.85, N°4, 307-323.
- Cox D.W. (1978).** *Volume change of compacted clay fills.* In: *Clay fills.* Proceedings from the Conference, held at the Institution of Civil Engineers, London, 79-86.
- Cui Y.J. (1993).** *Etude du comportement d'un Limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique,* Thèse de l'ENPC, 297p.
- Cui Y.J., Loiseau C., Delage P. (2002a).** *Microstructure changes of confined swelling soil due to suction-controlled hydration.* Proc, 3rd, International Conference on Unsaturated Soils, in: Unsaturated soils, JF. T, Juca, T.M.P, de campos and F.A.M, Marinho (eds), A.A, Balkema Publisher, Lisse, 2: 593-598, Brazil.
- Cui Y.J., Yahia-Aissa M., Delage P. (2002b).** *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, Université de Nancy, 176p.
- Cuisinier O., Laloui L. (2003).** *Fabric evolution during hydromechanical loading of compacted silt.* international journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 28, N°6, 483-499.
- Cuisinier O., Masrouri F. (2004).** *Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé.* Revue Française de Géotechnique, N°108, 47-56.

- Cuisinier O., Masrouri F. (2005).** *Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté.* Canadian Geotechnical Journal, 42(3):731–741.
- Cuisinier O., Auriol J.C., Le Borgne T., Deneele D. (2011).** *Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil.* Engineering Geology 123, 187–193.
- Cuisset O. (1980).** *Propriétés électrocinétiques des particules argileuses. Application de la méthode électrophorétique aux problèmes d'environnement et d'identification des sols.* Rapport de recherche LCPC, N° 96, Ed, LCPC, p.107.
- Dakshanamurthy V., Raman V. (1973).** *A simple method of identifying an expansive soil.* Soils and foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 13, n° 1, pp. 97–104.
- Das B. (1995).** *Principles of foundation engineering.* PWS, pages 20 et 31, Boston.
- Day R. W. (1991).** *Expansion compacted of gravelly clay.* Journal of geotechnical engineering, Vol.117, N°.6, pp.968-972.
- Day R. W. (1995).** *Ultimate density of compacted clay subjected to cycles of wetting and drying.* Environmental and Engineering Geoscience, Vol.1, N°.2, pp.229-232.
- de Bruijn C. M.A. (1965).** *Some observations on soil moisture conditions beneath and adjacent to tarred roads and other surface treatments in South Africa.* Ed G.D Aitchison, pp.135-142 Sydney.
- Deccareau A. (1990).** *Matériaux argileux. Structures, propriétés et application.* Société Française de Minéralogie et de Cristallographie.I.S.B. N - 2-90358-06-02.
- Delage P. (1979).** *Etude du milieu poreux et de la texture d'argile sensible du Québec.* Thèse, Université P. et M. Curie et ENSMP, 133p.
- Delage P., Lefebvre G. (1983).** *Study of the structure of sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.21, N°1, 21-35.
- Delage P. (1989).** *Effondrement d'un matériau de remblai compacté trop sec.* ICSMFE, Rio.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M.D. (1996).** *Microstructure of compacted silt.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, N°1,150-158.
- Delage P., Cui Y.J. (2000).** *Comportement mécanique des sols non saturés.* Techniques de l'ingénieur, C301-1, 20p.
- Delage P., Fry J.J. (2000).** *Comportement des sols compactés : Apports de la mécanique des sols non saturés.* Revue Française de Géotechnique, N° 92, 17-29.
- Delage P., Cui Y.J., Antoine P. (2005).** *Geotechnical problems related with loess deposits in northern France.* Proceedings of International Conference on Problematic Soils, Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus.
- Delage P. (2006).** *Some microstructure effects on the behaviour of compacted swelling clays used for engineered barriers.* Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 25 (4), 721–732.
- Delage P. (2010).** *A microstructure approach to the sensitivity and compressibility of some Eastern Canada sensitive clays.* Géotechnique, 60, N° .5, 3535-368.

- Delage P. (2014).** *Geotechnical problems due to the collapse of unsaturated soils: the case of loess from northern France.* Journal of Applied Engineering Science & Technology, Vol.N°.17-22.
- Delahaye D., Le Roux A. (1975).** *Désordres sur des remblais en marne.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées, N° 75, pp.113-124.
- Derfouf F.E. (2014).** *Contribution à l'étude des sols fins non saturés : Aspect du comportement volumique.* Thèse de doctorat, université de Tlemcen, 303p, Algérie.
- Derriche Z., Lazzali V. (1997).** *Analyse des mécanismes de stabilisation d'un sol gonflant par apport de chaux sous différentes formes.* In International Proceedings on Engineering Geology and Environment. Vol. 1, 79–84. Athens: Springer.
- Derriche Z., Kebaili M. (1998).** *Prévision du gonflement des argileux d'In Amenas.* Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, N°128, pp, 15-23.
- Derriche Z., Iguechtal L., Tas M. (1999).** *Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Aménas.* Revue Française de Géotechnique, n°89, pp. 55-65.
- Didier G., Laréal P., Gielly J. (1973).** *Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols.* Comptes rendus du 8e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Moscou, vol. 2, pp. 67-72.
- Djedid A., Bekkouche A., Aissa Mamoune S.M. (2001).** *Identification et Prévision du Gonflement de Quelques Sols de la Région de Tlemcen (Algérie).* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°233, 67-75.
- Djedid A., Ouadah N. (2012).** *Parameterized study of the swelling of reconstituted Clay Soils.* EJGE, Vol. 17, Bund F, 671-683.
- Dudley J.H. (1970).** *Review of collapsing soils,* Journal of Soil Mechanics. Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering (ASCE), 96, SM3, 925-947.
- Durand C., Forsans T., Ruffet C., Onaisi A., Audibert A. (1995).** *Influence of clays on borehole stability: a literature survey, part one: occurrence of drilling problems, physic-chemical description of clays and of their interaction with fluids.* Revue IFP, Vol, 50, N° 2.
- Edil T.B., Motan S.E. (1984).** *Laboratory evaluation of soil suction components.* Geotechnical Testing Journal, Vol.7, 173-181.
- Ejjaouani H., Shakhirev V., Magnan J.P., Bensallam S. (2013).** *Comportement des sols gonflants lors de l'humidification et du séchage.* Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- El Sayad S.T., Rabbaa S.A. (1986).** *Factors affecting behavior of expansive soils in the laboratory and field- review.* Geotechnical Engineering, Vol. 17, N°1, pp.89-107.
- El-Sohby M A., Rabba E.A. (1984).** *Some factors affecting swelling of clayey soils.* Geotechnical Engineering Vol.12, pp, 19-39.
- Faucoult A., Raoult J.F. (2001).** *Dictionnaire de géologie.* 4^{ème} édition, Masson.
- Feda J. (1966).** *Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice.* Engineering Geology, 1 (3):201-219.

- Foster M., Fell R., Spannagle M. (2000).** *The statistics embankments dam failures and accidents.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, N°5, pp.1000-1024.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993).** *Soils mechanics for unsaturated soils.* New York, John Wiley and Sons, ISBN: 0-471-85008-X.517p.
- Fredlund D.G., Xing A. (1994).** *Equation for the soil-water characteristic curve.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, 521-532.
- Fredlund M.D., Fredlund D.G., Wilson G.W. (1997).** *Prediction of the soil water characteristic curve from grain-size distribution and volume- mass properties.* 3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soil, Rio de Janeiro, Brazil.
- Fredlund M.D., Wilson G.W., Fredlund D.G. (2002).** *Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, N°6, 1103-1117.
- Ferber V. (2005).** *Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification. Apport d'un Modèle de microstructure.* Thèse de doctorat, 292p, Université de Nantes.
- Ferber V., Havard H., Auriol J.C. (2003).** *Description de mélanges sable/argile compactés : phénomènes associés au compactage et seuils de classification.* 12^{ème} congrès international de la route, AIRCR, Durban, 19-25.
- Ferber V., Auriol J.C., Cui Y.J., Magnan J.P. (2008).** *Wetting-induced volume change in compacted silty clays and high-plasticity clays.* Canadian Geotechnical Journal, 45, 2, 252-265.
- Fripiat J.J., Gatineau L. (1984).** *Interaction eau-argiles.* Science Gelo Bulletin, Vol, 37, N°4, 283-296.
- Garakani A.A., Haeri S.M., Khosravi A., Habibagahi G. (2015).** *Hydro-mechanical behavior of undisturbed collapsible loessial soils under different stress state conditions.* Eng. Geol. 195, 28-41.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W., Altschaeffi A. G. (1979).** *Pore distribution and permeability of silt clays.* Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 105, GT7, 839-855.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W. (1981).** *Correlative Measurements of pore size distribution and permeability in soils.* Permeability and groundwater contaminant transport, ASTM STP, 756,137-150.
- Gardner W.R. (1958).** *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table.* Soil Science, Vol.85, 228-232.
- Gens A., Alonso E.E. (1992).** *A framework for the behavior of unsaturated expensive clays.* Revue Canadienne de Géotechnique, Vol.29, 1013-1032.
- Gens A., Alonso E.E., Surriol J., Lloret A. (1995).** *Effect of structure on the volumetric behavior of a compacted soil.* Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, Paris, Rotterdam: Belkema, ISBN 90-5410-583-6, Vol.1,83-88.
- Gershel A. (1995).** *Liaisons intermoléculaires. Les forces en jeu dans la matière condensée.* Inter-édition et CNRS édition, Paris, 274p.

- Gibbs H. J., Bara J.P. (1962).** *Predicting surface subsidence from basic soils tests*. Special Technical Publication N° 322, American Society for Testing and Materials (ASTM), 277-283.
- Gilliot J.E. (1979).** *Fabric composition and properties of sensitive soils from Canada*. Engineering Geology, Vol.4, 149-172, Alaska and Norway.
- GTR. (1992).** *Réalisation des remblais et des couches de forme*. Guide technique SETRA-LCPC, 2 fascicules, 98 et 102p.
- Gouy G. (1910).** *Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte*. Journal de physique théorique et appliquée, Paris, Vol, 9, 457- 468.
- Grim R. (1953).** *Clay mineralogy*. Mc Graw, Hill series in the geological sciences, New York, 384p.
- Grim R. (1962).** *Applied clay mineralogy*. Mc Graw, Hill series in the geological sciences, New York, 422p.
- Gueddouda M.K., Goual I., Lamara M., Goual M.S. (2012).** *Comportement mécanique d'un sol expansif stabilisé par ajout de sable de dune*. RSSI, Vol. 02, N°01, 16-26. ISSN 2170-0737
- Gueddouda M. K., Goual L., Benabed.B. (2013).** *Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 17 (5): 315–328.
- Guiras-Skandaji H. (1996).** *Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation*. Thèse de doctorat, Institut Nationale Polytechnique de Lorraine, Nancy, 315p.
- Haas H., Maubec N., Bruyère D., Le Clech A., Bourrate X. (2015).** *Teste de la mesure de l'indice de gonflement des sols par immersion dans l'eau pour la caractérisation du retrait-gonflement de sols naturels*. Symposium International Sec 2015, France, 121-129.
- Hachichi A., Fleureau J.M. (1999).** *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*. Revue Française de Géotechnique, N°86, pp, 37-51.
- Hachichi A., Bourokba S.A., Benaissa A., Fleureau J.M., Hattab M., Taibi S. (2009).** *Etude des phénomènes retrait-gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran*. 19^e Congrès Français de Mécanique des sols.
- Harichane K., Ghrici M., Kenai S., Grine K. (2011).** *Use of Natural Pozzolana and Lime for Stabilization of Cohesive Soils*. Geotechnical and Geological Engineering 29 (5): 759–769.
- Havard H. (2003).** *Limites d'emploi des sols naturels, spécifications et contrôles dans les travaux de terrassements*. Rapport AIRCR, Comité technique12, 90p.
- Haverkamp R., Parlange J.Y. (1986).** *Predicting the water retention curve from particle-size distribution, Sandy soils without organic matter*. Soil Science, 325-339.
- Helmholtz H. (1879).** *Studien über electriche Grenzschichten*. Ann. Phys. Chem, Vol.7, pp. 337-382.
- Hillel D. (1980).** *Applications of soil physics*. New York: Academic Press.
- Hoffmann C., Alonso E.E., Romero E. (2007).** *Hydromechanical behavior of bentonite pellet mixture*. Physics and chemistry of the Earth, Vol.32, 832-849.

- Holtz R.D., Kovacks W.D. (1996).** *Introduction à la géotechnique*. Editions de l'école Polytechnique, Montréal, Canada.
- Holtz W.G., Gibbs H.J. (1956).** *Engineering properties of expansive clays*. Trans, ASCE, 121,641-663.
- Holtz W.G. (1959).** *Expansive clays-properties and problems*. Journal of Colorado School of Mines, 54(4), 89-125.
- Holtz W.G., Hilf J.W. (1961).** *Settlement of soil foundations due to saturation*. Proceeding of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 673-679, Paris.
- Houmadi Y., Sidi Mohammed A. M., Khalil B. (2009).** *Swelling and Geotechnical Cartography of Saida Soils*. Jordan Journal of Civil Engineering, Volume. 3, N° 1.
- Houston S.L., Houston W., Wagner A.M. (1994).** *Laboratory filter paper suction measurements. geotechnical*. Testing Journal, Vol.17, 185-194.
- Huder J., Amberg G. (1970).** *Quellung in mergel, opaluniston und anhydrite*. Schweizerische bauzeitung, N°43, pp. 975-980.
- Hu R.L., Yeung M.R., Lee C.F., Wang S.J. (2001).** *Mechanical behavior and microstructural variation of loess under dynamic compaction*. Engineering Geology, Vol. 59, N° 3, 203-217.
- Ismael N., Jeragh, A., Mollah M., Khalidi O. (1987).** *Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands*. In Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, volume.1, pp. 5-147.
- Israelchvili J.N. (1992).** *Intermolecular and surface forces*. Academic Press, 2^{ème} edition.
- Jackson P.D., Northemore K.J., Meldrum P.I. (2002).** *Non-invasive moisture monitoring within an earth embankment-a precursor to failure*. NDT1E, International, Vol.35, pp.107-115.
- Jennings J.E., Knight K. (1957).** *The additional settlement of foundation due to a collapse of structure of sandy subsoil on wetting*. Proceedings of the 4th International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1: 316-319.
- Jennings J. E., Knight K. (1975).** *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*. Proceeding of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering Durban, South Africa 1, 1: 99-105.
- Juang C.H., Holtz R.D. (1986).** *Fabric, Pore size distribution and permeability of sandy soils*. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 112(9),855-868.
- Kassif G., Livneh M., Wiseman G. (1969).** *Pavements on expansive clays*. Jerusalem, Academic Press.
- Kassif R., Baker R. (1971).** *Experimental relation between swell pressure and suction*. Géotechnique. Vol.21, pp.3-245.
- Kawai K., Kato S., Karube D. (2000).** *The model of water retention curve considering effects of void ratio*. In *Unsaturated soils for Asia*. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-Asia 2000, Singapore, pp. 329-334.

- Keramatikerman M., Chegenizadeh A., Nikraz H. (2016).** *Effect of GGBFS and Lime Binders on the Engineering Properties of Clay*. Applied Clay Science 132–133: 722–730.
- Khemissa M., Mekki L. (2007).** *Caractérisation des argiles expansives de M'sila (Algérie)*. Colloque. Sols et Matériaux à Problèmes. Tunisie.
- Khemissa M., Mekki L., Bakir N. (2008).** *Comportement œdométrique des argiles expansives de M'sila (Algérie)*. Symposium International, Sécheresse et constructions SEC 2008, France.
- Khemissa M., Mohamedi A. (2014).** *Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay*. Applied Clay Science 95 (2014) 104–110.
- Khemissa M., Mahamedi A., Mekki L. (2015).** *Problematic Soil Mechanics in the Algerian Arid and Semi-Arid Regions: Case of M'sila Expansive Clays*. Journal of Applied Engineering Science and Technology1 (2): 37–41.
- Khemissa M., Mekki L., Mohamedi A. (2017a).** *Laboratory investigation on the behavior of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states*. Transportation Geotechnics 14 (2018)157-158.
- Khemissa M., Mohamedi A., Mekki L. (2017b).** *Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay*. International Journal of Geotechnical Engineering.
- Kimura T., Takumera J., Okamura M. (1994).** *Mechanical behavior of intermediate soils*. Centrifuge 94, Leung, Lee and Tan, (eds), Balkema, Rotterdam, 13-24.
- Koliji A., Lalaoui L., Cuisinier O., Vuillet L. (2006).** *Suction induced effects on the fabric of a structured soil*. Transport in Porous Media Journal, 64:261-278.
- Koliji A., Vuillet L., Laloui L. (2010).** *Structural characterization of unsaturated aggregated soil*. Canadian Geotechnical Journal 47, 297–311. <http://dx.doi.org/10.1139/T09-089>.
- Komine H., Ogata H. (1992).** *Swelling characteristics of compacted bentonite*. Proceedings, 7th Conference on Expansive soils, Vol.1, pp, 216-221.
- Komine H., Ogata H. (1994).** *Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite*. Canadian Journal of Geotechnical, 33, 478-490.
- Komine H., Ogata H. (1996).** *Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite*. Canadian Journal, 33, pp.11-22.
- Komine H., Ogata H. (2003).** *New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials*. Canadian Geotechnical Journal, 40, pp.460-475.
- Komine H. (2004).** *Simplified evaluation for swelling characteristics of bentonite*. Engineering Geology, 71, 265-279.
- Komornik A., David D. (1969).** *Prediction of swelling pressure of caly*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 95, N°, 1, 209-226.
- Komornik A., Zeitlen. (1970).** *Laboratory determination of lateral and vertical stresses in compacted swelling clay*. Journal of Materials, JMLSA, vol.5, pp. 108-128.

- Lamara M., Derriche Z., Romero E. (2010).** *Microstructure et potentiel de gonflement d'une argile du Sahara algérien.* Revue Française de Géotechnique, N°126-127.
- Lambe T.W. (1958a).** *The structure of compacted clay.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.84, N°SM2, 1654-1 à 1654-34.
- Lambe T.W. (1958b).** *The Engineering Behavior of compacted clay.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.84, N°SM2, 1655-1 à 1655-35.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1969).** *The role of effective stress in the behavior of expansive soils.* Quareterly, Colorado School of Mines, Vol.54, N° 4, pp.33-60.
- Lapierre C., Leroueil S., Locat J. (1990).** *Mercury intrusion and permeability of louseville clay.* Geotechnical Journal, 27, 761-773.
- Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hardcastle J.H. (1989).** *Collapse of compacted clayey sand.* Journal of Geotechnical Engineering, Volume 115, 9: 1252-1267.
- Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hardcastle J.H. (1991).** *Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 117, N°5,714-730.
- Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hetherington M.D. (1992).** *Review of wetting-induced collapse in compacted soil.* Journal of Geotechnical Engineering, 118(9):1376-1394.
- Lee X., Zhang L.M. (2009).** *Characteristics of dual structure pore size distribution of soil.* Canadian Geotechnical Journal, 46, N°2, 129-141.
- Le Gressus C. (1995).** *Microscopie électronique à balayage.* Techniques de l'ingénieur, Analyse et caractérisation, P 865, 22 p.
- Leong E.C., Widiastuti S., Rahardjo H. (2013).** *Estimation wetting-induced settlement of compacted using ædometer tests.* Geotechnical Journal of The SEAGS and AGSSEA, Vol.44.
- Le Roux A. (1971).** *La lyophilisation, technique d'étude des textures des marnes et des argiles.* Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, N°55, pp. 6-13.
- 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.
- Lim Y.Y., Mill G.A. (2004).** *Wetting-induced compression of compacted Oklahoma soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130, 10, 1014-1023.
- Li X.L. (1999).** *Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé.* Thèse de doctorat, université de Liège, Belgique.
- Li Z.M. (1995).** *Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated læessial soils.* In Alonso et Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6. vol.1, pp.139-144.
- Lloret A., Villar M.V., Sanchez M., Gens A., Pintado X., Alonso E.E. (2003).** *Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes.* Géotechnique, Vol.53, N°1, 27- 40.
- Louafi B., Derriche Z. (2005).** *Effet d'un ajout de sable et l'influence de sa granulométrie sur les caractéristiques de gonflement d'une argile pure.* Géoline 2005, Lyon.

- Louafi B., Bahar R. (2011).** *Quelques facteurs influant le gonflement des sols argileux, exemple de la teneur en eau et de la densité sèche initiales.* Séminaire International, Innovation et valorisation en Génie Civil et Matériaux de Construction, N° :3P-245.
- Louafi B., Bahar R. (2012).** *Sand: An Additive for Stabilization of Swelling Clay Soils.* International Journal of Geosciences 3 (4): 719–725.
- Low P.F. (1961).** *The physical chemistry of clay-water interaction.* Advances in Agronomy, Vol. 13, 269-327.
- Lytton R.L. (1997).** *Engineering structures in explosive soils.* Proc., N. Sat '97, Solos Na's Saturados, T.M.P. de Campos and E.A. Vargar, Jr., eds., Freitas Bastos Editora, 2, 333–354.
- Lytton R.L. (1994).** *Prediction of movement in expansive clays.* Proceedings, Settlement 94, Geotechnical Special Publication N° 40, Volume 2, ASCE, pp.1827-1845, Reston.
- Madjnoun A. (2014).** *Analyse, caractérisation, prévision et modélisation des argiles gonflantes.* Thèse de doctorat, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 209p.
- Madjnoun A., Bahar R. (2016).** *Shrinking–swelling of clay under the effect of hydric cycles.* Innovative Infrastructure Solutions, 1:46. DOI 10.1007/s41062-016-0043-6.
- Magnan J.P., Mieussens C., Soyez B., Vautrain J. (1985).** *Essais œdométriques.* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Méthodes d'essais LPC, n°13.
- Magnan J.P. (2013).** *Panorama des sols gonflants en géotechnique.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées N° 280-281.
- Mahamedi A., Khemissa M. (2013).** *Cement Stabilization of Compacted Expansive Clay.* TOJSAT: The Online." Journal of Science and Technology 3 (1): 33–38.
- Maison T. (2011).** *Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles.* Thèse de doctorat, 271p, Ecole Centrale de Paris.
- Marcial D. (2003).** *Comportement hydromécanique et microstructural des matériaux de barrière ouvragée.* Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Martin J.L., George A. (1998).** *Caractérisation expérimentale des matériaux.* Vol.2, Traité des matériaux, Presse polytechnique et Université Romandes, Lausanne.
- Martin R.T. (1960).** *A review adsorbed water on clay.* Proceedings of the 9th National conference on clay and clay minerals, Pergamon, New York, 28-70.
- McDowell C. (1956).** *Interrelationships of loads, volume change, and layer thickness of soils to the behavior of engineering structures.* Highway Research Board, Proc, 35th Annual Meetings, Publ. N°. 426, Transportation Research Board, Washington, D.C, 754–772.
- McGown A., Collins K. (1975).** *The microfabric of some expansive and collapsing soils.* Proc. 5th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Engng, Buenos Aires 1, 323_332.
- McKeen R.G. (1992).** *A model for predicting expansive soil behavior.* Proc., 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, Vol.1, pp.1-6.
- McKeen R. G., Johnson L.D. (1990).** *Climate-Controlled Soil Design Parameters for Mat Foundations.* J. Geotech. Eng, 116(7), 1073-1094.

- Mieussens C. (200a).** *Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux.* Revue Française de Géotechnique, N°.90, pp.47-59.
- Mieussens C. (200b).** *Les remblais argileux.* Mécanisme des déformations des corps de remblais. Rapport de Recherche LRPC Toulouse, Thème LCPCGEO-37-Sols gonflants, Fiche N°.1 37 05 00, 40p.
- MIEUSSENS C. (2001).** *Les grands remblais.* Rapport du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse.
- Miller C.J., Yesiller N., Yaldo K., Merrayan S. (2002).** *Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.128, N°9, 733-742.
- Miller D.J., Durkee E.B., Chao K.C., Nelson J.D. (1995).** *Simplified prediction for expansive soils.* Proceedings. First International Conference on Unsaturated Soils. Paris, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, The Netherlands. P. 891-897.
- Millot G. (1964).** *Géologie des argiles.* Masson et Cie, 499p.
- Mishra A.K., Dhawan S., Rao S.M. (2008).** *Analysis of swelling and shrinkage behavior of compacted clays.* Geotechnical Geol Eng, 26: 289-298.
- Mitchell P.W. (1979).** *The structural analysis of footings on expansive soil.* Res. Rep. N°.1, Kenneth W. G. Smith and Assoc., Adelaide, South Australia.
- Mitchell J.K. (1993).** *Fundamentals of soil behavior.* John Wiley and Sons, Inc, New York, 2nd Edition, 437p.
- Mitchell J.K., Soga K. (2005).** *Fundamentals of soil behaviour,* 3rd edn. John Wiley, Sons, Inc, New Jersey.
- Modarres A., Nosoudy Y.M. (2015).** *Clay Stabilization Using Coal Waste and Lime – Technical and Environmental Impacts.* Applied Clay Science 116–117: 281–288.
- Montes–Hernandez G., Duplay J., Martinez L., Geraud Y., Rousset Tournier B. (2003).** *Influence of Interlayer cations on the water sorption and swelling-shrinkage of MX 80 bentonite,* Applied clay science, Vol. 23, N°. 6, 309-321.
- Monroy R., Zdravkovic L., Ridley A. (2010).** *Evolution of microstructure in compacted London clay during wetting and loading.* Géotechnique 60, N°2, 105-119.
- Morel R. (1996).** *Les sols cultivés.* Technique et documentation, 2^{ème} édition, ISBN : 2-7430-0149-6, Paris.
- Mouroux P., Margon P., Pinte J.C. (1998).** *La construction économique sur les sols gonflants.* Manuels et Méthodes, 14, BRGM, France.
- Muntohar A.S. (2003).** *Swelling and compressibility characteristics of soil-bentonite mixtures.* Dimensi teknik sipil vol. 5, N°. 2 : 93 – 98.
- Mukoko Kalenda G. (2014).** *Comportement des sols latéritiques compactés dans les remblais et digues de retenue des rejets miniers du Katanga (RDC).* Thèse de doctorat, université catholique de Louvain, 289p.

- Nelson J.D., Miller D.J. (1992).** *Expansive soils – Problems and Practice in Foundation and Pavement engineering*. Edition Wiley, New York.
- Noorany I. (1997).** *Structural fills: design, construction and performance review, in unsaturated soil engineering practice*. Proceedings of sessions on unsaturated soils at Geo-Logan 97 sponsored by the geo-institute of the ASCE, Logan, Utah, pp.233-254.
- Nowamooz H. (2007).** *Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels*. Thèse de doctorat, 243p, Ecole Nationale Supérieure de Géologie, France.
- Nowamooz H., Masrouri F. (2010).** *Relationships between soil fabric and suction cycles in compacted swelling soils*. Engineering Geology, oi: 10.1016/j.enggeo.2010.06.005.
- Olivella S., Gens A., Carrera J., Alonso E. E. (1996).** *Numerical formulation for a simulator (CODE-BRIGHT) for the coupled analysis of saline media*. Eng, Comput 13 (7) (<http://www.emeraldinsight.com>).
- O'Neill M. W., Ghazzaly O. I. (1977).** *Swell Potential Related to Building*. Performance Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 103, pp 1363-1379.
- Pakbaz M. S., Alipoor R. (2012).** *Influence of Cement Addition on the Geotechnical Properties of an Iranian Clay*. Applied Clay Science 67–68 : 1–4.
- Parceveaux P. (1980).** *Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, École Nationale Supérieure des mines de Paris.
- Pellerin F.M. (1980).** *La porosimétrie au mercure appliqué à l'étude géotechnique des sols et des roches*. Bulletin des Laboratoires de Ponts et Chaussées, N° .106, pp.105-116.
- Penman A. (1980).** *Instrumentation requirements for earth and rock fill dams*. In Symposium on problems and practice of dam engineering, AIT Bangkok, Thailand.
- Pereira J.F., Fredlund D.G. (2000).** *Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 10.
- Perko H.A., Thomson, R.W., Nelson J.D. (2000).** *Suction compression index based on clod test results*. Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, Geotechnical Special Publication N°99, ASCE, Reston, Virginia, USA. pp.393-408.
- Petry T.M., Little D.N. (2002).** *Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures-History, Practice and Future*. Journal of Materials in Civil Engineering 14 (6): 447–460.
- Philipponnat G. (1991).** *Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie*. Revue Française de Géotechnique, N°57, pp.5-22.
- Pomerol C., Renard M. (1995).** *Éléments de géologie*. Edition Armand Colin, 10^{ème} édition, Paris, 629p.
- Pons C. H. (1980).** *Mise en évidence des relations entre la texture et la structure dans les systèmes eau-smectites par diffusion aux petits angles du rayonnement synchrotron*. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

- Pothier C., Djeran-Maigre I., Vacherie S. (2015).** *Caractérisation en laboratoire de formations argileuses sensibles au retrait-gonflement.* Symposium International Sec 2015, France, 161-168.
- Prapaharan S., White D.M., Altschaeffl A.G. (1991).** *Fabric of field and laboratory compacted clay.* ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, N°. 12, 1934-1940.
- 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, p. 343-386.
- Post Tensioning Institue (PTI). (1996).** *Design and construction of post-tensioned slabs-on-ground.* Second Edition. Post Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, 101p.
- Pusch R. (1982).** *Mineral-water interactions and their influence on the physical behavior of highly compacted Na-bentonite.* Revue Canadienne de Géotechnique, Vol.19, 381-387.
- Push R., Muurinnen A., Lehikoinen J., Bors J, Eriksen T. (1999).** *Microstructural and chemical parameters of bentonite as determinants of waste isolation efficiency.* Rapport N° EUR 18950 EN, Office for official publications of the European communities, ISBN: 92-828-7312-9, Luxembourg, 121p.
- Pusch R., Yong R.N. (2003) .** Clay microstructure. Proceedings, Applied clay science, Special issues, Workshop Lund, Issues 1- 4, Sweden.
- Qi Y Al-Mukthar M., Alcover JF., Bergaya F. (1996).** *Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays.* Appl Clay Sci 11:185–197.
- Ramadas T. L., Darga Kumar N., Yesuratnam G. (2011).** *Study of Swelling and Strength Characteristics of Expansive Soil Treated with Stone Dust and Fly Ash.* In 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 659–664. Amsterdam: IOS Press.
- Ranganatham B.V., Satyanarayana B. (1965).** *A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays.* Proceedings of the 6th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, pp. 92-96.
- Rao S.M., Revanasiddappa.K. (2004).** *Influence of cyclic wetting drying on collapse behavior of compacted residual soil.* Geotechnical and Geological Engineering, 24, 725-734.
- Reddi L.N., Poduri R. (1997).** *Use of liquid limit state to generalize water retention properties of fine-grained soils.* Géotechnique, Vol.47, N°5, 1043-1049.
- Reimers R F. (1986).** *Geology, collapse mechanisms and prediction of collapsible soils.* In EL Llano, New Mexico, Thèse de doctorat, New Mexico Institute of Mining and Technology.
- Reznik Y.M. (2000).** *Engineering approach to interpretation of œdometer tests performed on collapsible soils.* Engineering Geology, 57, 205-213.
- Richards L.A. (1931).** *Capillary conduction of liquids through porous medium.* Physics, vol. 1, pp.318-333.
- Romero E., Lloret A., Gens A. (1999).** *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay.* Engineering Geology, Vol.54, 117-127.

- Romero E. (2001).** *Suction controlled techniques*. 4rd Symposium Brasileiro sobre Solos, Naos Saturados, In INSAT.
- Romero E., Hoffmann C., Castellanos E., Suriol J., Lloret A. (2005).** *Microstructural. changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions*. Proc. Int. Symposium on Large Scale Field Tests in Granite, Sitges, Spain, 12-14th November. In: Advances in Understanding Engineered Clay Barriers. E.E. Alonso and A. Ledesma (eds.). Taylor & Francis Group, London: 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 and Geological Engineering 26, 705-727.
- Romero E., Della Vecchia G., Jommi C. (2011).** *An insight into the water retention properties of compacted clayey soils*. Geotechnique 61 (4), 313–328. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2011.61.4.313>.
- Romero E. (2013).** *A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties*. Engineering Geology, <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.05.024>.
- Saiyouri N., Hicher P. Y., Tessier D. (1998).** *Microstructural analysis of highly compacted clay swelling*. 2nd Int. Conf. Unsaturated Soils, Beijing, vol. I, pp.119-124.
- Salager S. (2007).** *Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique*. PhD thesis, Université Montpellier 2, sciences et techniques du Languedoc.
- Saride S., Puppala A.J., Chikyala S.R. (2013).** *Swell-Shrink and Strength Behaviors of Lime and Cement Stabilized Expansive Organic Clays*. Applied Clay Science 85: 39–45.
- Satyanaryana B. (1973).** *Behaviour of expansive soil treated or cushioned with sand*. 3th, I.C.E.S, Haifa, Israël, pp, 308-316.
- Seed H.B., Chan C.K. (1959).** *Structure and strength characteristics of compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division; ASCE, 85, 87-128.
- Seed H.B., Woodward R J., Lundgren R. (1962a).** *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.88, N° SM3, pp.53-87.
- Seed H.B., Mitchell J.K., Chan C.K. (1962b).** *Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays*. Highway Research Board, Washington, D C. bulletin 313, pp.12-39.
- Schanz T., Elsawy M. B. D. (2015).** *Swelling Characteristics and Shear Strength of Highly Expansive Clay-Lime Mixtures: A Comparative Study*. Arabian Journal of Geosciences 8 (10): 7919–7927.
- Sharma R. S. (1998).** *Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays*. Ph.D thesis, University of Oxford, Keble college, Oxford.
- Sharma N. K., Swain S.K., Sahoo U.C. (2012).** *Stabilization of a Clayey Soil with Fly Ash and Lime: A Micro Level Investigation*. Geotechnical and Geological Engineering 30 (5): 1197–1205.
- Serratrice J.F. (1995).** *Comportement d'une argile compactée*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 200, 13-23.

- Serratrice J.F., Soyez B. (1996).** *Les essais de gonflement.* Bulletin, laboratoire des Ponts et Chaussées, N°204, pp, 65-85.
- Serratrice J.F. (2007).** *Retrait et gonflement des sols argileux et des marnes.* Revue Française de Géotechnique, N°120-121, 107-120.
- Serratrice J.F. (2013).** *Comportement d'un Limon compacté.* Bulletin LPC, 280-281.
- Serratrice J.F., Coudert M. (2015).** *Profils de retrait et de gonflement établis au laboratoire.* Symposium International Sec 2015, France, 197-206.
- Seville J.P.K., Willett C.D., Knight P.C. (2000).** *Interparticle forces in fluidization.* A review. Powder Technology, 113(3):261–268.
- Shang J.Q., Lo K.Y., Quigley R.M. (1994).** *Quantitative of determination of potential distribution in Stern-Gouy double-layer model.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, N°.5, 624-636.
- Shao X., Zhanga H., Tana Y. (2017).** *Collapse behavior and microstructural alteration of remolded l ess under graded wetting tests.* Engineering Geology 233 (2018) 11–220.
- Simms P.H., Yanful E.K. (2002).** *Predicting soil water characteristic curves of compacted soils from measurements pore-size distributions.* Géotechnique, Vol.52, N°.4, 269-278.
- Simms P.H., Yanful E.K. (2004).** *A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils.* Geotechnique, Vol. 54(6), pp. 421-426.
- Simms P.H., Yanful E.K. (2005).** *A pore-network model for hydro-mechanical coupling in compacted clayey soil.* Canadian Geotechnical Journal 42(2): 499-514.
- Sitharam T. G., Sivapullaiah P. V., Subba Rao K. S. (1995).** *Shrinkage behaviour of compacted unsaturated soils.* Proceedings of the 1st Inter. Conf. Unsaturated Soils Unsat'95, Paris, vol. 1, pp. 195-200, Balkema/Presses ENPC.
- Sivapullaiah P.V., Sridharan A., Stalin V K. (1996).** *Swelling behavior of soil-bentonite mixtures.* Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, N°.5, pp. 808-814.
- Snethen D. R. (1980).** *Characterization of expansive soils using soil suction data.* Proceeding of 4th I.C.E.S, Denver, 54-75.
- Souli J., Fleureau J.M. (2008).** *Changes in the fabric of calcareous clay during wetting.* Proceedings Symposium International, Sécheresse et Construction, Vol.1, 177-182, Marne-la-Vallée, Paris.
- Souza R., Pejon O. (2015).** *Pression de gonflement de mélange d'argiles compactées par différentes techniques.* Symposium International Sec 2015, France, 217-226.
- Sridharan A., Altschaeffl., Diamond S. (1971).** *Pore size distribution studies.* Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, SM,8151,771-787.
- Sridharan A., Jayadeva M. (1982).** *Double layer theory and compressibility of clays.* Géotechnique, Vol.32, N°.2, 133-144.
- Sridharan A., Rao A.S., Sivapullaiah P V. (1986).** *Swelling pressure of clays.* Geoth, Testing Journal, Vol. 9, 1, pp, 24-33.

- Sridharan A., Gurtug Y. (2004).** *Swelling behaviour of compacted fine-grained soils.* Engineering Geology, 72: 9-18.
- Stern O. (1924).** *Zur Theorie der Electrolytischen.* Z. Elektrochem., Vol. 30, pp. 508-516.
- Subba Rao K. S., Satyadas G. G. (1987).** *Swelling potential with cycles of swelling and partialshrinkage.* 6th Inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, pp. 137-142.
- Sun D.A., Matsuoka H., Xu Y.F. (2004).** *Collapse behaviour of compacted clays in suction-controlled triaxial tests.* Geotech. Test. J. 27 (4), 1–9.
- Sun D.A., Sheng D.C., Xu Y.F. (2007).** *Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities.* Can. Geotech. J. 44, 673–686.
- Suriol J., Gens A., Alonso E.E. (2002).** *Volumetric behaviour of compacted soil upon wetting.* Unsaturated soils, Jucà de Compos & Mrinho (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, IBN 90 5809 719.
- Tabani P. (1999).** *Transfert hydrique dans des sols déformables.* Thèse de doctorat, INPL, Nancy, 173p.
- Tadepalli R., Fredlund D. G. (1991).** *The collapse behavior of a compacted soil during inundation.* Canadian Journal of Geotechnical, 28, 477-488.
- Tadepalli R., Rahardjo H., Fredlund D. G. (1992).** *Measurement of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soils.* Geotechnical Testing Journal, 15 : 115-122.
- Tessier D. (1975).** *Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Application à l'étude de 4 pâtes argileuses « calciques » en voie de dessiccation.* Thèse de 3e cycle, 231p.
- Tessier D. (1984).** *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux-Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumidification.* Thèse Doctorat, Université de Pris VI, 362p.
- Tessier D. (1990).** *Organisation des matériaux argileux en relation avec le comportement hydrique.* Matériaux argileux, structure, propriétés et applications, Decarreau A (Ed), Soc, Fr, Min, Cristall, Paris, pp-387-445.
- Tessier., D., Lajudie A., Petit J.C. (1992).** *Relation between the macroscopic behavior of clays and their microstructural properties.* Appl. Geochem. Suppl. A : 151-161.
- Tessier D., Grimaldi M. (1993).** *Comportement et organisation des pâtes d'argiles : importance des cycles de dessiccation-humectation.* In : Yvon J(ed.), Minéraux finement divisés, Sciences Géologiques : Bulletin, 46 (1-4), pp. 243-256. ISSN 0302-2692.
- Tisot J.P., Aboushook M. (1983).** *Triaxial study of swelling characteristics.* Proceeding of the VII Asian Regional of Soil Mechanics and foundation Engineering, Haifa, pp.94-97.
- Touret O., Pons C.H., Tessier D., Tardy Y. (1990).** *Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées en Mg²⁺ aux fortes teneurs en eau.* Clay Minerals, 25, 217-233.
- Tovey N.K. (1973).** *Quantitative analysis of electron micrographs of soil structure.* In: Pusch R (ed) Proceedings of International Symposium on Soil Structure, vol.1, Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, 50-57.

- Tran Ngoc Lan. (1987).** *Gonflement et retrait des argiles*. L'eau dans les argiles. Journées de Physiques, LCPC, Les Arcs, Vol.1, pp.23-28.
- Tran T.D. (2014).** *Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale*. Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure de Paris, 146p.
- Tran T.D., Cojean R., Audiguier M. (2015).** *Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement*. Symposium International Sec 2015, France, 255-266.
- Tripathy S., Subba Rao K. S., Fredlund D. (2002).** *Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils*. Can. Geotech. J., 39, pp 938-959.
- Turköz M., Tosun H. (2011).** *The Use of Methylene Blue Test for Predicting Swell Parameters of Natural Clay Soils*. Scientific, Research and Essays 6 (8): 1780–1792.
- Vanappali S.K., Fredlund D., Pufahl D.E. (1999).** *The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of compacted till*. Géotechnique, 49, 2, 143-159.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W. (1996).** *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction*. Canadian Geotechnical Journal, 33(3) :379–392.
- Van Damme H. (2002).** *L'eau et sa représentation*. Coussy.O et Fleureau J.M., Edit, Lavoisier, Paris, 23-68.
- Van Genuchten M.T. (1980).** *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, 892-898.
- Vayssade B. (1978).** *Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire de sol argileux*. Thèse de doctorat, Université P et M Curie, France.
- Verbruge J.C., Fleureau J.M. (2002).** *Bases expérimentales du comportement des sols non saturés*. Hermès Science Publication, 390p, Paris.
- Vijayvergiya V.N., Ghazzaly O.I. (1973).** *Prediction of swelling potential for natural clays*. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236.
- Villar M.V. (1995).** *First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite*. Proc. 1ST. Int. Conf. on Unsaturated soils, Paris, vol.1, p. 207- 213.
- Villar M.V., Gómez-Espina, R., Campos R., Barrios, I., Gutiérrez L. (2012).** *Porosity changes due to hydration of compacted bentonite*. In: Mancuso, C., Jommi, C., D'Onza, F. (Eds.), Proc. 2nd European Conference on Unsaturated Soils, Naples, Italy. Unsaturated Soils: Research and Applications, 1. Springer, Heidelberg, pp. 137–144.
- Volflo M. (1996).** *Manual for a computer program for volume change and flow calculations in expansive soils*. Geotechnical Took Kit, inc. Austin, Texas.
- Wan A.W.L., Gray M.N., Graham J. (1995).** *On the relations of suction, moisture content and soil structure in compacted clays*. Proceeding 1st, Conference on Unsaturated Soils, E.E Alonso and P Delage (eds), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1, 215-22, Paris.
- Warkentin B.P. (1962).** *Water retention and swelling pressure of clay soils*. Canadian J of soil science, Vol. 42, 1, pp. 189-196.

- Williams A.A. (1991).** *The extraordinary phenomenon of chemical heaving and its effect on buildings and roads.* In Geotechnics in the African environment. 242 Proceedings of the 10th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering and 3rd International Conference on Tropical and Residual Soils, Maseru, pp. 91-98.
- Windal T. (2001).** *Etude en laboratoire du gonflement du sol : Mise au point d'un œdomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnelle.* Thèse Ecole universitaire d'ingénieurs de Lille (EUDIL), 128p.
- Wroth C.P., Houlby G.T. (1985).** *Soil mechanics-property characterization and analysis procedure.* Proceeding, 11th Conference on Soil Mechanic Foundation Engineering, ISBN: 90-6191-560-0, 1-55, San Francisco.
- Xie W.L., Li P., Vanapalli S.K., Wang J.D. (2017).** *Prediction of the wetting-induced collapse behavior using the soil-water characteristic curve.* Journal of Asian Earth Sciences 151: 259–268.
- Yahia-Aissa M. (1999).** *Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée.* Thèse de doctorat, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241p.
- Yassien M.A., Mohamed., M. A., Abdo H. (2015).** *Geotechnical and Mineralogical Studies on the Expansive Soil at Qena Region, Egypt.* International Journal of Scientific and Engineering Research, Volume 6, Issue 7, 870 ISSN 2229-5518.
- Yigzaw Z G. (2009).** *Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse à des sollicitations hydriques cycliques. Rôle de la microstructure.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale de Mines de Paris.
- Yilmaz I. (2006).** *Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity.* Engineering Geology, n° 85, pp 295-301.
- Yong R.N., Sheeran D.E. (1973).** *Fabric unit interaction and soil behavior.* Proceedings of the international symposium on soil structure, Gothenburg, Suède, 176-183.
- Yong R.N., Warkentin B.P. (1975).** *Soil properties and behavior.* Elsevier.
- Yong R.N. (1999).** *Overview of modeling of clay microstructure and interaction for prediction of waste isolation barrier performance.* Engineering Geology 54, pp, 83-91.
- Yudhbir Y. (1982).** *Collapsing behavior of residual soils.* In Proceedings, 7th southeast Asia Geotechnical Conference, Hong Kong, Volume 1, pp, 915-930.
- Zapata C.E., Houston W.N., Houston S.L., Walsh K.D. (2000).** *Soil-water characteristic curve variability.* In Proceedings of Advance in unsaturated geotechnics, Sessions Geo-Denver, 84-121.
- Zerhouni M.I., Dhouib A., Hubert B. (2002).** *Paramètres de gonflement et retrait des argiles – essais normalisés en France.* PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167-171.
- Zhang D.F., Chen, C.L., Yang, J., Wang J.P., Zhang W.B. (2016).** *Deformation and water retention behaviour of collapsible læss during wetting under lateral confinement.* Chin. J. Rock Mech. Eng. 35 (3), 604–612.

Zhao H., Louis Ge., Petry T.M., Sun Y.Z. (2013). *Effects of chemical stabilizers on an expansive clay. KSCE Journal of Civil Engineering* 18 (4): 1009–1017.

Zheng J.G., Zhang S.M. (1989). *Initial collapse pressure and initial collapse water content of loess soils. Engineering Investigation*, 2: 6-10.