

## Projet Aléa et risque sécheresse

**Analyse du comportement des sols argileux lors de cycles climatiques extrêmes.  
Application au risque sécheresse : aide au diagnostic et recommandations**

*Projet de recherche réalisé avec le soutien de la FONDATION MAIF*



# Rapport final - Annexes

Armines – Centre de Géosciences : Roger Cojean, Martine Audiguier, Zemenu Geremew, Saoussen Laribi, Isabelle Thévenin

Ecole des Ponts ParisTech – UR Navier – Géotechnique : Yu-Jun Cui, Anh-Minh Tang, An-Ninh Ta

CSTB : Jean-Vivien Heck, Nicolas Taillefer

UPE-MLV/OTIG : Benoît Deffontaines, Frédéric Kaveh, Bénédicte Fruneau

Janvier 2009

Références :  
N° R090130RCOJ  
Réf. Armines : 50979  
Référence contractant : 567900

Mines ParisTech – Centre de Géosciences  
35, rue Saint Honoré  
77300 Fontainebleau

Tél : 01 64 69 49 21/ 49 31  
Fax : 01 64 69 47 13

Référence type

Cojean R., Audiguier M., Geremew Z., Laribi S., Thénevin I., Cui Y.J., Tang A.M., Ta A.N., Heck J.-V., Taillefer N., Deffontaines B., Kaveh F., Fruneau B., (2009) :  
Rapport collectif coordonné par Cojean R., en partenariat entre Armines – Mines ParisTech / Centre de Géosciences, l'Ecole des Ponts ParisTech/ UR Navier - Géotechnique, le CSTB et UPE-MLV/OTIG.  
Rapport de synthèse final du projet « Aléa et risque sécheresse » - Projet Fondation MAIF. Rapport N°. R090130RCOJ, Centre de Géosciences, Mines ParisTech, Fontainebleau, France

## **ANNEXES 1 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'APTITUDE DES SOLS ARGILEUX AU « RETRAIT-GONFLEMENT »**

*Nota : Ce document a été réalisé dans le cadre du projet « Aléa et risque sécheresse » soutenu par la Fondation MAIF, du projet ARGIC (ANR-RGCU) et du projet « Sécheresse géotechnique et bâti » soutenu par la région Ile-de-France.*

*Le texte a été établi par Armines-CGI, avec la contribution de ENPC-CERMES pour les paragraphes 1.3.2, 1.4.2.3 et 1.6.3 Il s'appuie sur le rapport final RGCU 2006 pour les paragraphes 1.3.2.3, 1.4.2.1 et 1.4.2.2 et sur le rapport INRA 2006, réalisé pour le compte du MEDD, pour les paragraphes 1.6.1 et 1.6.2*

**Rapport final-Annexes Fondation MAIF**  
**ALEA ET RISQUE SECHERESSE**  
Armines – Centre de Géosciences,  
coordonnateur  
**Janvier 2009**



## SOMMAIRE

1.1	LES MINÉRAUX ARGILEUX ET LE SYSTÈME EAU - ARGILE	2
1.1.1	<i>Minéralogie des argiles</i>	2
1.1.1.1	Structure des minéraux argileux	2
1.1.1.2	Nature des liaisons chimiques	4
1.1.1.3	Les différentes familles de minéraux argileux	6
1.1.2	<i>Le système eau-argile</i>	12
1.1.2.1	Mécanismes d'hydratation à l'échelle des particules argileuses, modèle de la double couche, forces attractives et forces répulsives	12
1.1.2.2	Modes d'association des feuillets en milieu aqueux	18
1.2	LES SOLS ARGILEUX	19
1.2.1	<i>Genèse des minéraux argileux – contexte de formation des sols argileux</i>	19
1.2.1.1	Genèse des minéraux argileux	19
1.2.1.2	Contexte de formation des sols argileux	20
1.2.2	<i>Sols pédologiques</i>	21
1.2.3	<i>Textures des sols argileux</i>	22
1.2.3.1	Définitions et concepts de texture	22
1.2.3.2	Classification des différentes textures	25
1.2.3.3	Définitions des unités de l'espace poreux	27
1.2.4	<i>Sols argileux au sens géotechnique</i>	29
1.3	LES PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT : ASPECTS PHÉNOMÉNOLOGIQUES	30
1.3.1	<i>Mécanisme du gonflement dans le système eau-argile</i>	30
1.3.1.1	Introduction	30
1.3.1.2	Mécanisme de gonflement à l'échelle du feuillet	31
1.3.1.3	Mécanisme de gonflement interfeuillet et interparticulaire	36
1.3.2	<i>Gonflement-retrait au sens mécanique</i>	48
1.3.2.1	Introduction	48
1.3.2.2	Phénomène de retrait-gonflement des sols argileux dû à la modification de pressions interstitielles négatives (état de succion du sol)	49
1.3.2.3	Etude des variations de volume et de teneur en eau lors du premier cycle de drainage-humidification de sols intacts et remaniés	50
1.3.2.4	Cinétique de gonflement	55
1.3.2.5	Mécanisme du retrait	57
1.3.2.6	Influence de la présence de minéraux non argileux et de l'arrangement structural des particules sur le processus de retrait-gonflement des sols	60
1.3.2.7	Influence des paramètres géotechniques sur le processus de retrait-gonflement	60
1.3.2.8	Influence de l'état hydrique sur le processus de retrait-gonflement	67
1.3.2.9	Rôle du processus de retrait-gonflement sur l'évolution texturale des sols	70
1.4	CARACTÉRISATIONS DIRECTES OU INDIRECTES DE L'APTITUDE DES SOLS ARGILEUX AU RETRAIT-GONFLEMENT	77
1.4.1	<i>Paramètres du gonflement</i>	77
1.4.2	<i>Caractérisation au laboratoire</i>	78
1.4.2.1	Caractérisations indirectes	78
1.4.2.2	Modèles d'estimation du gonflement - Méthodes indirectes	87
1.4.2.3	Caractérisation directe	89
1.5	ROLE DES SOLlicitATIONS HYDRIQUES CYCLIQUES SUR LE PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT	99
1.6	ECHANGES SOL-VEGETATION-ATMOSPHERE - ROLE DE LA VEGETATION SUR LE RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS – ASPECTS CYCLIQUES DES PARAMÈTRES MÉTÉOROLOGIQUES	106

1.6.1	<i>Transferts sol-végétation-atmosphère</i>	106
1.6.2	<i>Fonctionnement de l'arbre de la feuille à la racine : modèle de bilan hydrique</i>	108
1.6.2.1	Relation entre la demande climatique et l'arbre	108
1.6.2.2	Etude de l'architecture du domaine racinaire des arbres en région tempérée	116
1.6.3	<i>Exemple des aspects cycliques des paramètres météorologiques</i>	123

## FIGURES

Figure 1.1.1 : Structure d'une couche tétraédrique, a) Tétraèdre SiO <sub>4</sub> , b) Couche tétraédrique	2
Figure 1.1.2 : Structure d'une couche octaédrique	3
Figure 1.1.3 : Association d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique	3
Figure 1.1.4 : Représentation schématique de la structure des principaux minéraux argileux (Millot, 1964)	4
Figure 1.1.5 : Schéma d'une liaison covalente	5
Figure 1.1.6 : Schéma d'une liaison à caractère ionique partielle ou covalente polarisée	5
Figure 1.1.7 : Morphologie des kaolinites (cliché pris au MEB (Tovey, 1971))	7
Figure 1.1.8 : Structure des smectites	8
Figure 1.1.9 : Morphologie des smectites (cliché pris au MEB (Tovey, 1971))	9
Figure 1.1.10 : Structure de l'illite	10
Figure 1.1.11 : Interactions eau-argile (d'après Mitchell, 1993)	14
Figure 1.1.12 : Schéma de la double couche selon le modèle de Stern (1924)	15
Figure 1.1.13 : Schéma d'une double couche selon le modèle d'Helmoltz	16
Figure 1.1.14 : Evolution des pressions résultant des forces d'origine électrostatique (forces de corrélation ionique attractive et forces osmotiques répulsives) entre deux feuillets de montmorillonite, en fonction de la distance de séparation (d'après Van Damme, 2002).	17
Figure 1.1.15 Arrangement des particules d'argile en suspension (d'après Van Olphen, 1963, modifié par Bultel, 2001)	18
Figure 1.1.16 : réseau alvéolaire (Tessier 1984)	19
Figure 1.2.1 : Organisation des particules d'argiles (d'après Yong, 1999a)	24
Figure 1.2.2 : Représentation schématique d'assemblage de particules argileuses et grains non argileux (d'après Collins et Mc Gown, 1974).	25
Figure 1.2.3 : Classification des textures des sols d'origines sédimentaire et éluviale (d'après Sergeyeve et al, 1978) : texture en nids d'abeilles (a), en squelette (b), matricielle (c), fluidale « turbulent » (d), laminaire (e), domaines (f), pseudoglobulaire « pseudoglobular » (g) et en éponge (h)	26
Figure 1.2.4 : Texture des sols gonflants (d'après Gens & Alonso, 1992)	27
Figure 1.2.5 : Représentation schématiques des différents types de pores (d'après Touret, 1990).	28
Figure 1.3.1 : Mise en évidence de l'anisotropie entre les orbitales libres du calcium et de l'oxygène (Jouffrey & Laribi, 2006)	31
Figure 1.3.2 : Vue en plan d'un ensemble de feuillets de smectite (MEB 5 keV) (Laribi et al, 2005). Cette photo reflète l'extrême déformabilité des feuillets d'argile. A : Parties superposées ; B : Courbures des feuillets	32
Figure 1.3.3 : Pores lenticulaires (Laribi, 2003)	32
Figure 1.3.4 : Schéma de deux feuillets de smectite séparés par une distance comprise dans la zone instable d'un diagramme énergétique à l'origine d'une structure alvéolaire semblable à celle de la figure 3-3.	33
Figure 1.3.5 : Substitutions isomorphiques au sein d'une particule de smectite (Laribi et al, 2006 b) : on observe sur ce spectre les principaux constituants de l'argile Si, Al et O ainsi que les cations substitués.	34
Figure 1.3.6 : Substitutions isomorphiques au sein d'une particule d'illite (Laribi 2003)	34
Figure 1.3.7 : Mise en évidence de l'hétérogénéité au sein de la particule d'un interstratifié smectite/illite (Laribi, 2003)	35
Figure 1.3.8 : Gonflement d'une montmorillonite Na avec mise en évidence du gap d'après Norrish (1954)	37
Figure 1.3.9 : Schéma de la double couche (d'après Bultel, 2001)	38
Figure 1.3.10 : Schéma d'hydratation en fonction du cation compensateur.	43
Figure 1.3.11 : Forces agissant sur deux particules argileuses (d'après Tran Ngoc Lan, 1987)	44
Figure 1.3.12 : Relation entre $d_u=2d$ et contrainte effective (d'après Sharma, 1998)	45
Figure 1.3.13 : Double couche diffuse dans un environnement non saturé (d'après Sharma, 1998)	46
Figure 1.3.14 : Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée	51
Figure 1.3.15 : Chemin de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau]	52
Figure 1.3.16 : Comparaison entre les variations d'indice des vides sur chemins de drainage, oedométrique et isotrope	53

Figure 1.3.17 : Chemin de drainage sur un sol naturel de la région parisienne	54
Figure 1.3.18 : Comparaison des chemins de drainage-humidification d'une marne remaniée sous forme de pâte et de la marne naturelle non remaniée fortement cimentée	55
Figure 1.3.19 : Courbe de gonflement en fonction du temps	56
Figure 1.3.20 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (d'après Tessier, 1984)	58
Figure 1.3.21 : Relation entre les volumes de vide et le volume d'eau présente dans deux argiles (d'après Cui et Delage, 2001)	59
Figure 1.3.22 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesurée par la méthode de gonflement libre ( $\gamma_{dmoy} = 14,5 \text{ kN/m}^3$ ) (Guiras-Skandaji, 1996)	61
Figure 1.3.23 : Évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de $14,5 \text{ kN/m}^3$ (Guiras-Skandaji, 1996)	62
Figure 1.3.24 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement (d'après El-Sohaby & Rabba, 1981)	62
Figure 1.3.25 : Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994)	63
Figure 1.3.26 : Influence de la densité sèche initiale et du pourcentage de bentonite sur la pression de gonflement (Xu et al., 2003)	64
Figure 1.3.27 : Pression de gonflement en fonction de l'indice des vides de MX-80 (Börgesson et al., 1996)	64
Figure 1.3.28 : Relation entre le gonflement maximal et la pression verticale (Komine & Ogata 2003)	65
Figure 1.3.29 : Relation entre le gonflement maximal et la densité sèche initiale dans le cas $\sigma_v = 6 \text{ kPa}$ . (Komine & Ogata 2003)	66
Figure 1.3.30 : Relation entre taux de gonflement et succion (d'après Kassif et Ben Shalom, 1971)	67
Figure 1.3.31 : Evolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification (Alonso et al., d'après Romero, 1999)	68
Figure 1.3.32 : Evolution typique de pression de gonflement d'une bentonite compactée (Cho et al., 2000)	69
Figure 1.3.33 : Contraintes généralisées observées dans les essais de pression de gonflement (Lloret et al., 2003).	70
Figure 1.3.34 : Représentation schématique de l'évolution du volume apparent d'argiles au cours de la première dessiccation en fonction de la succion (depuis $s = 0.01 \text{ bar}$ jusqu'à $1000 \text{ bar}$ ), (d'après Tessier, 1984)	73
Figure 1.3.35 : Evolution de la texture du sol au cours du gonflement (d'après Parcevaux, 1980)	74
Figure 1.3.36 : Relation entre taille moyenne des particules et pression ou taux de gonflement (d'après Katti & Shanmugasundaram, 2001)	75
Figure 1.3.37 : Hydratation des échantillons en argile FoCa sous contraintes maximales constantes. (Cui et al. 2002)	76
Figure 1.4.1 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)	83
Figure 1.4.2 : Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $I_p = 0,73(wL - 20)$ ]	84
Figure 1.4.3 : Classification des sols gonflants (d'après Mc Keen, 1992)	85
Figure 1.4.4 : Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973 d'après Parcevaux, 1980)	86
Figure 1.4.5 : Appareil typique de plaque tensiométrique (Ridley & Wray, 1995)	90
Figure 1.4.6 : a) Relation succion-concentration ; b) Mise en œuvre de la technique osmotique (Delage & Cui, 2000)	91
Figure 1.4.7 : Contrôle de succion par phase vapeur (Delage & Cui, 2000)	92
Figure 1.4.8 : Evolution de la teneur en eau en fonction du rayon équivalent des pores encore remplis d'eau, pour la kaolinite de St Austell (d'après Vasseur et al. 1995).	93
Figure 1.4.9 : Evolution des indices des vides et d'eau en fonction du pF, point d'entrée d'air pour la kaolinite compactée à différents niveaux (d'après Grunberger 1995).	94
Figure 1.4.10 : Différentes méthodes d'essais de gonflement (d'après Sridharan et al., 1986)	95
Figure 1.4.11 : Détermination effective de la limite de retrait (d'après Bigot et Zerhouni, 2000)	98
Figure 1.5.1 : Résultats des essais cycliques séchage-humidification sur un sol remanié et compacté ( $<2\mu\text{m} = 51\%$ ; $I_p = 29\%$ , $Wl = 69\%$ , 30% montmorillonite et 51% kaolinite ; d'après Basma et al, 1996).	100
Figure 1.5.2 : Evolution du potentiel de gonflement lors de sollicitations cycliques hydriques selon différents auteurs (un cycle= imbibition/ séchage partiel (a) et complète (b))	101
Figure 1.5.3 : Evolution du potentiel de gonflement lors des cycles cycliques d'imbibition-séchage partiel (a) et complet (b) (d'après Basma et al., 1996)	102
Figure 1.5.4 : Evolution de la pression de gonflement lors des cycles d'imbibition et séchage partiel (a) et complet (b) (d'après Basma et al., 1996)	103
Figure 1.5.5 : déformation verticale d'une argile gonflante compactée (argile de Boom), lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (d'après Alonso et al, 1999)	104

Figure 1.5.6 : Changement de l'indice des vides pendant les cycles séchage - humidification des échantillons fortement compactés. (Cui et al. 2002).	105
Figure 1.5.7 : Evolution de l'indice des vides lors des cycles d'imbibition-séchage (d'après Basma et al, 1996)	106
Figure 1.6.1 : Représentation schématique des différents flux interférant avec le réservoir sol	107
Figure 1.6.2 : Schéma de la résistance au flux évaporatoire d'un ensemble sol-plante-atmosphère	109
Figure 1.6.3 : Evaporation et évapotranspiration potentielle et réelle d'un ensemble sol-végétation.	112
Figure 1.6.4 : Variation de l'ETR d'un couvert végétal en fonction des mois de l'année	113
Figure 1.6.5 : Graphique montrant la variation d'ETM en fonction du temps et des végétaux	114
Figure 1.6.6 : Progression de l'évapotranspiration au printemps en fonction de l'indice LAI (Bréda & Granier, 1996)	115
Figure 1.6.7 : Différents types de racines (ONF, 1999)	117
Figure 1.6.8 : a) schéma représentatif du principe du GPR (Stokes A., 2002) ; b) vue en plan et en coupe d'un système racinaire de Pinus nigra (Amapmod).	118
Figure 1.6.9 : Répartition des racines et de leur diamètre en fonction de la profondeur de chênes sessiles (ONF, 1999)	119
Figure 1.6.10 : Activité racinaire d'arbre fruitier en Amazonie centrale	119
Figure 1.6.11 : Enracinement en croissance libre à gauche, et dans un sol compact à droite (ONF, 1999)	120
Figure 1.6.12 : Profils d'humidité de différentes espèces d'arbre A : Peuplier, B : Bouleau, C : Tilleul (Biddle, 1983)	123
Figure 1.6.13 : Précipitations pendant la période mai – juin 2004	124
Figure 1.6.14 : Humidité relative de l'air dans la période de mai – juin 2004	125
Figure 1.6.15 : Température de l'air à 2 mètres de la surface pendant la période de mai - juin 2004	125
Figure 1.6.16 : Vitesse du vent à 8 m de la surface pendant la période de mai – juin 2004	126
Figure 1.6.17 : Rayonnement solaire net dans la période de mai – juin 2004	126
Figure 1.6.18 : Evapotranspiration Penman – Montereih dans la période de mai – juin 2004.	127

## TABLEAUX

Tableau 1.1.1 : Classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Besson et al, 1990 ; Mitchell, 1976)	6
Tableau 1.1.2 : Classification des phyllosilicates 2:1 selon la formule structurale et la charge du feuillet	11
Tableau 1.1.3 : Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux	11
Tableau 1.2.1 : Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat.	21
Tableau 1.3.1 : Mode d'hydratation de certaines argiles (Suquet, 1978)	43
Tableau 1.3.2: Evolution du nombre de feuillets par particule lors de la dessiccation et de la réhumectation de smectite calcique de Wyoming ( $10^{-3}$ ) (Ben Rahiem et al., 1987, d'après Wilding et Tessier, 1988)	71
Tableau 1.4.1 : Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement	78
Tableau 1.4.2 : Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	80
Tableau 1.4.3 : Potentiel de gonflement d'après Seed et al. (1962)	80
Tableau 1.4.4 : Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965)	80
Tableau 1.4.5 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et al. (1973)	81
Tableau 1.4.6 : Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)	81
Tableau 1.4.7 : Potentiel de gonflement d'après Chen (1975)	81
Tableau 1.4.8 : Potentiel de gonflement d'après BRE (1980)	82
Tableau 1.4.9 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)	82
Tableau 1.4.10 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1996)	82
Tableau 1.4.11 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1996)	83
Tableau 1.4.12 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Prian et al. (2000)	83
Tableau 1.4.13 : Paramètres géotechniques, potentiel et taux de gonflement (d'après Gromko, 1974)	84
Tableau 1.4.14 : paramètres hydriques et potentiel de gonflement (d'après Mc Keen, 1992)	85
Tableau 1.4.15 : Récapitulatif du potentiel de gonflement par différents auteurs	86
Tableau 1.4.16 : Modèles d'estimation du taux de gonflement ( $\epsilon_g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ).	87
Tableau 1.4.17 : Relation humidité relative - succion (Delage & Cui 2000)	92
Tableau 1.6.1 : Estimation de la transpiration d'essences communes (ONF bulletin technique n°37 mai 1999)	121
Tableau 1.6.2 : Valeurs moyennes des paramètres pris en compte mai – juin	124

**Rapport final-Annexes Fondation MAIF**  
**ALEA ET RISQUE SECHERESSE**  
Armines – Centre de Géosciences,  
coordonnateur  
**Janvier 2009**



## INTRODUCTION

Les processus de retrait-gonflement des sols argileux, générateurs de tassements différentiels et de dommages au bâti, trouvent leur origine dans des **facteurs de prédisposition** relatifs à la *composition minéralogique* et la *texture* des sols concernés. Ces facteurs résultent de l'histoire géologique des sols argileux (*sédimentation, diagenèse, sollicitations hydriques, thermiques et mécaniques passées et actuelles*). Le déclenchement des processus de retrait-gonflement (comme leur préparation, leur entretien, leur réactivation, ...) résulte de **facteurs environnementaux** : contexte climatique et scénarios climatiques, cadre géomorphologique, hydrologique et hydrogéologique, occupation du sol par le bâti, type de végétation. Certains de ces facteurs sont d'origine anthropique. Ainsi l'homme doit être reconnu comme un **facteur aggravant**, voire **déclenchant** de ces processus de retrait-gonflement.

La majorité des sols argileux est sensible au phénomène de retrait-gonflement, cette sensibilité variant principalement en fonction de deux familles de facteurs :

- la nature et la proportion des *minéraux argileux* entrant dans leurs compositions ;
- la *texture* des sols argileux.

Cette synthèse bibliographique analyse ces facteurs et passe en revue les différents critères chimiques, physiques, hydriques, mécaniques jouant un rôle dans les processus de retrait-gonflement.

Après avoir défini les argiles au sens minéralogique et énoncé les propriétés du système molécules d'eau / particules argileuses, une synthèse de l'ensemble des caractéristiques des « sols argileux » est présentée : aspects genèse et diagenèse, évolutions texturales, etc.

Les aspects phénoménologiques des processus de retrait-gonflement sont ensuite analysés, prenant en considération les différentes origines : physico-chimique et mécanique, et précisant les facteurs extérieurs susceptibles d'influencer ces processus.

Les caractérisations directes et indirectes de l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement, aussi bien au laboratoire qu'in situ, par des mesures de paramètres géotechniques, hydriques, mécaniques, et thermiques sont ensuite présentés. En parallèle une analyse préliminaire des corrélations entre paramètres est réalisée à partir de données bibliographiques.

Les aspects cycliques des sollicitations hydriques, mécaniques et thermiques sont abordés afin d'évaluer leur rôle sur le « vieillissement » du matériau et l'évolution dans le temps de son aptitude au retrait-gonflement.

Enfin une analyse des paramètres environnementaux sera réalisée, précisant leur rôle de facteur de préparation au retrait-gonflement.

## 1.1 LES MINÉRAUX ARGILEUX ET LE SYSTÈME EAU - ARGILE

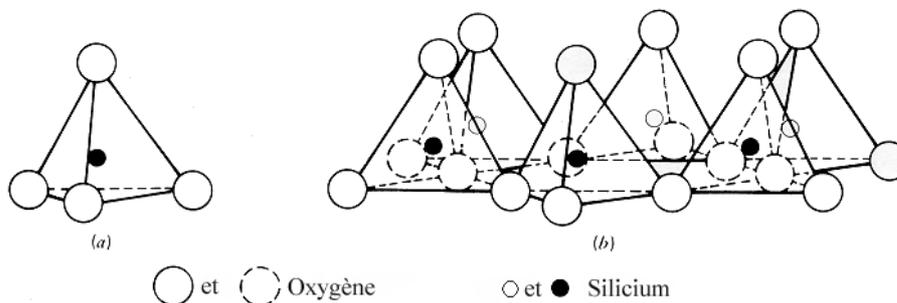
### 1.1.1 Minéralogie des argiles

#### 1.1.1.1 Structure des minéraux argileux

En minéralogie, le terme argile désigne un groupe de minéraux appartenant à la famille des aluminosilicates plus au moins hydratés, de taille généralement inférieure à 2  $\mu\text{m}$  et avec une texture phylliteuse ou fibreuse. Ce sont des phyllosilicates. Comme leur nom l'indique les phyllosilicates (du grec phyllos qui veut dire feuillet) sont formés de particules dont les unités de base sont des feuillets bidimensionnels, d'où l'appellation de silicates lamellaires.

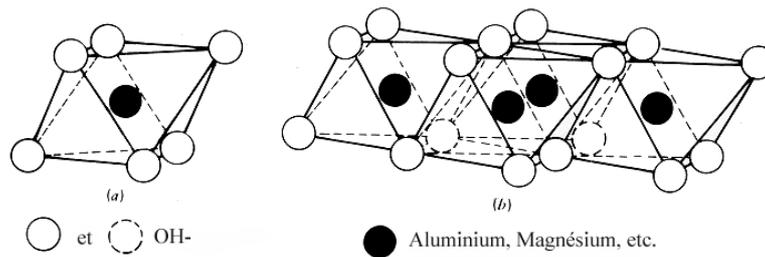
Chaque feuillet ou lamelle est composé de deux, trois, ou quatre couches associées (Caillere et Hénin, 1959). On distingue deux types de couches :

La couche tétraédrique (T) qui résulte de la soudure des uns aux autres, par trois de leurs sommets, de tétraèdres d'oxygène. Les tétraèdres, dont les bases sont coplanaires, pointent dans une même direction et sont disposés suivant un réseau plan à maille hexagonale. Les quatre anions  $\text{O}^{2-}$ , aux sommets de chaque tétraèdre, enserrant au centre du tétraèdre un cation  $\text{Si}^{4+}$  (Figure 1.1.1a et b). Ce cation peut être substitué par un cation  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$  et  $\text{Fe}^{2+}$  (Stucki et al 2002, Laribi et al 2006 b).



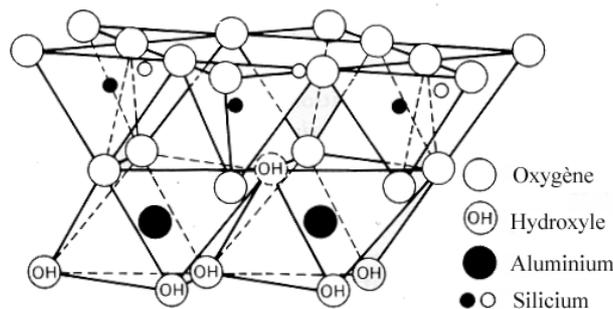
**Figure 1.1.1 : Structure d'une couche tétraédrique, a) Tétraèdre  $\text{SiO}_4$ , b) Couche tétraédrique**

La couche octaédrique (O) est formée par deux plans d'anions oxygène  $\text{O}^{2-}$  ou d'anions hydroxyle  $(\text{OH})^-$ , disposés en assemblage hexagonal compact. Les six anions  $\text{O}^{2-}$  ou  $(\text{OH})^-$ , aux sommets de chaque octaèdre, enserrant au centre de l'octaèdre, pour les sites non vacants, un cation tel que  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  ou  $\text{Fe}^{2+}$ .



**Figure 1.1.2 : Structure d'une couche octaédrique**

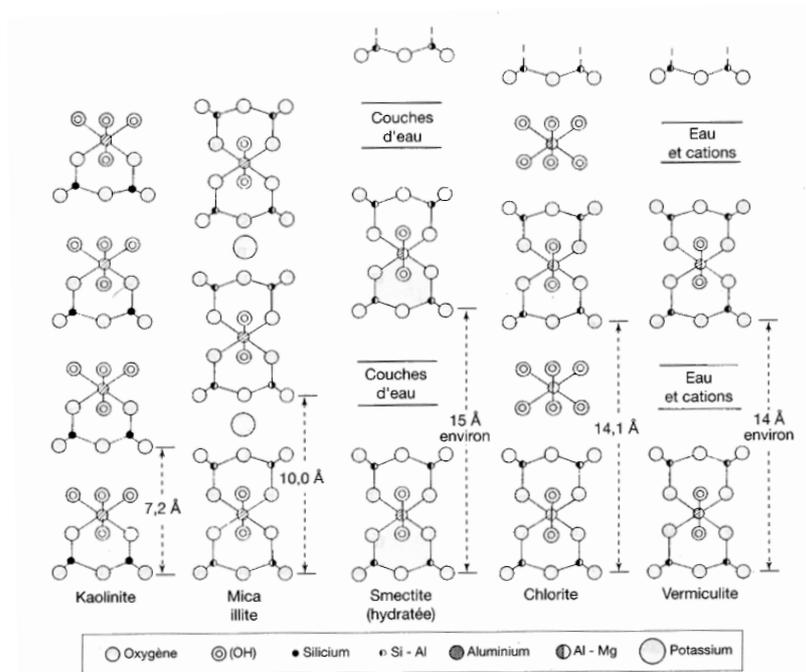
La couche tétraédrique et la couche octaédrique sont interdépendantes dans la mesure où les atomes d'oxygène, représentant la pointe supérieure des tétraèdres (Figure 1.1.1), appartiennent aussi au plan d'atomes constituant la partie inférieure de la couche octaédrique (Figure 1.1.2).



**Figure 1.1.3 : Association d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique**

Les types d'assemblage des couches tétraédriques et octaédriques permettent de définir différents feuillets élémentaires de phyllosilicates :

- Les feuillets de type kaolinite, constitués par une couche tétraédrique superposée à une couche octaédrique (épaisseur du feuillet : 7 Å) ;
- Les feuillets de type micas, constitués par une couche octaédrique disposée entre deux couches tétraédriques (épaisseur du feuillet : 10 Å) ;
- Les feuillets de type chlorite, constitués par un feuillet de type mica, sur lequel vient se placer une couche octaédrique libre (épaisseur du feuillet : 14 Å).



**Figure 1.1.4 : Représentation schématique de la structure des principaux minéraux argileux (Millot, 1964)**

Par ailleurs, suivant le taux d'occupation des cavités octaédriques on distingue deux types de phyllosilicates :

- les phyllosilicates dioctaédriques dans lesquels les deux tiers des cavités octaédriques sont occupés par des cations métalliques trivalents ( $Al^{3+}$ ,  $Fe^{3+}$ ) ;
- les phyllosilicates trioctaédriques dans lesquels toutes les cavités octaédriques sont occupées par des cations métalliques bivalents ( $Mg^{2+}$ ).

### 1.1.1.2 Nature des liaisons chimiques

Liaisons atomiques

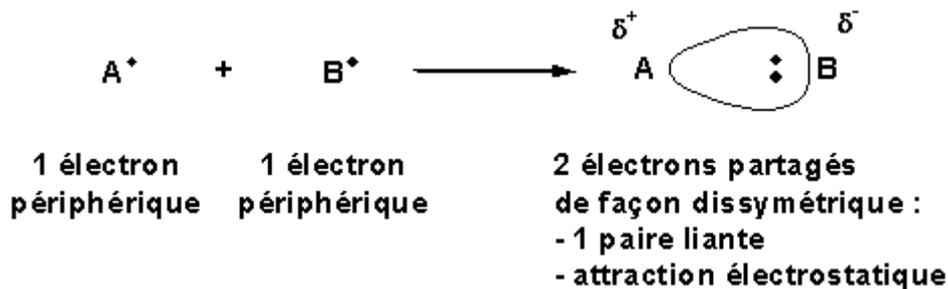
le feuillet élémentaire se forme à partir d'un assemblage d'atomes liés entre eux par des liaisons pouvant appartenir à trois catégories de nature et d'énergie différentes :

- la liaison covalente ou liaison par électrons partagés : dans le modèle de la liaison covalente, deux atomes apportent chacun un électron de valence. Ils forment une liaison chimique assurée par le partage des deux électrons de valence, soit une paire d'électrons liante distribuée de manière équiprobable entre les atomes (Figure 1.1.5) ;



**Figure 1.1.5 : Schéma d'une liaison covalente**

- la liaison ionique : elle résulte de l'attraction entre une espèce positive (cation) et une espèce négative (anion). La stabilité de la liaison est assurée par l'interaction électrostatique ;
- la liaison à caractère ionique partielle ou covalente polarisée : elle résulte de la mise en commun de 2 électrons célibataires (liaison covalente) entre 2 atomes d'électronégativités différentes (liaison polarisée ; atomes d'aluminium et d'oxygène par exemple) (Figure 1.1.6).



**Figure 1.1.6 : Schéma d'une liaison à caractère ionique partielle ou covalente polarisée**

D'après Pauling (1949) les électronégativités, notées X, des atomes sont égales à :

$$\begin{aligned}
 X_{Al} &= 1,5 \\
 X_{Si} &= 1,8 \\
 X_{O} &= 3,5
 \end{aligned}$$

Le pourcentage ionique de la liaison chimique (A-B) s'exprime par (Pauling 1949) :

$$I(A-B) = 100 \left( 1 - \exp \left( -\frac{(X_A - X_B)^2}{4} \right) \right)$$

où  $X_A$  et  $X_B$  représentent respectivement les électronégativités de A et de B.

On peut donc en déduire que :

- la liaison Al-O présente un caractère ionique de 63%
- la liaison Si-O présente un caractère ionique de 51%

Les liaisons Si-O ont un caractère covalent plus marqué que les liaisons Al-O. Or les liaisons covalentes forment des liaisons fortes, résistantes et stables. Leur énergie de liaison est de 200 à 400 kJ alors que celle des liaisons ioniques est plus faible, de l'ordre de 20 kJ. Donc la liaison Al-O se rompt plus facilement que la liaison Si-O.

### 1.1.1.2.1 Liaisons interfeuillet

Les forces de liaisons entre feuillet sont principalement dues aux :

- *forces d'attraction moléculaire de Van der Waals* qui donnent des liaisons faibles ;
- *liaisons hydrogènes* qui se forment en présence d'atomes fortement électronégatifs (exemple de l'oxygène dans le cas des argiles) ;
- *substitutions isomorphes* qui résultent du remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autre de valence différente.

Les particules argileuses sont soumises à un ensemble de force d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes.

### 1.1.1.3 Les différentes familles de minéraux argileux

#### 1.1.1.3.1 Introduction

En se basant sur le type de feuillet, sa charge et la nature des espaces interfoliaires on peut identifier différentes familles de minéraux argileux qui présentent des caractéristiques structurales, morphologiques et colloïdales spécifiques (Caillère et Hénin, 1959).

**Tableau 1.1.1 :Classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Besson et al, 1990 ; Mitchell, 1976)**

Nature du feuillet	Nature des cations interfoliaires	Charge /maille élémentaire	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples
1 / 1	Pas de cations ou seulement H <sub>2</sub> O	x = 0	Kaolinites	Diocatédrigue	Kaolinite, dickite, nacrite, halloysite Chrysotile, antigorite, lizardite,
			Serpentines	Trioctatédrigue	
2 / 1	Pas de cations	x = 0	Pyrophyllites	Diocatédrigue	Pyrophyllite Talc
			Talc	Trioctatédrigue	
	Cations hydratés et échangeables	x = 0.2 à 0.6	Smectites	Diocatédrigue	Montmorillonite, beidellite, nontronite Saponite, hectorite, sauconite
				Trioctatédrigue	
	Cations monovalents non-hydratés	x = 0.6 à 0.9	Vermiculites	Diocatédrigue	Vermiculite, diocatédrigue Vermiculite trioctatédrigue
				Trioctatédrigue	
Cations divalents non-hydratés	x = 0.6 à 1.0	Micas	Diocatédrigue	Muscovite, illite, paragonite Phlogopite, biotite, lepidolite	
			Trioctatédrigue		
hydroxyles	x = 1.8 à 2.0	Micas durs	Diocatédrigue Trioctatédrigue	Margarite Clintonite	
2 / 1 fibreux	x variable	x variable	Chlorites	Diocatédrigue Di-trioctatédrigue Trioctatédrigue	Donbassite Cookeite, sudoïte Clinochlore, chamosite, nimite
			Palygorskites Sépiolites		Palygorskite Sépiolite

Les sols argileux sont un mélange complexe de différents minéraux, les minéraux argileux les plus représentés étant les illites, les kaolinites, les smectites de type montmorillonites et les interstratifiés. Une description des principales familles de minéraux argileux est présentée dans les paragraphes suivants.

### 1.1.1.3.2 Famille de la kaolinite

Argiles dioctaédriques de type 1 / 1 (ou TO) typique

Chaque feuillet est constitué d'une couche de tétraèdres  $\text{SiO}_4$  et d'une couche d'octaèdres Al hexacoordonné.

L'épaisseur du feuillet est de l'ordre de  $7\text{\AA}$  (Figure 1.1.7, Figure 1.1.4), la maille élémentaire est triclinique de paramètres (Van Olphen, 1977) :

$$a = 5.139 \text{ \AA} \quad b = 8.932 \text{ \AA} \quad c = 7.371 \text{ \AA}$$

$$\alpha = 91.6^\circ \quad \beta = 104.8^\circ \quad \gamma = 89.9^\circ$$

Le lien entre les feuillets est assuré par des liaisons hydrogènes. En effet, les protons (hydroxyles externes) qui sont à la surface du feuillet se trouvent à proximité des atomes d'oxygène de la couche  $\text{SiO}_4$  du feuillet suivant. Ils subissent alors l'attraction des atomes d'oxygène des deux couches (liaison de Van der Waals). Les cristallites (association de plusieurs feuillets (Tessier 1984) qui résultent de cet empilement sont des plaquettes rigides, dont l'extension latérale est de quelques centaines de nm et l'épaisseur de quelques dizaines de nm. L'eau ne pénètre pas dans l'espace interfoliaire des kaolinites.

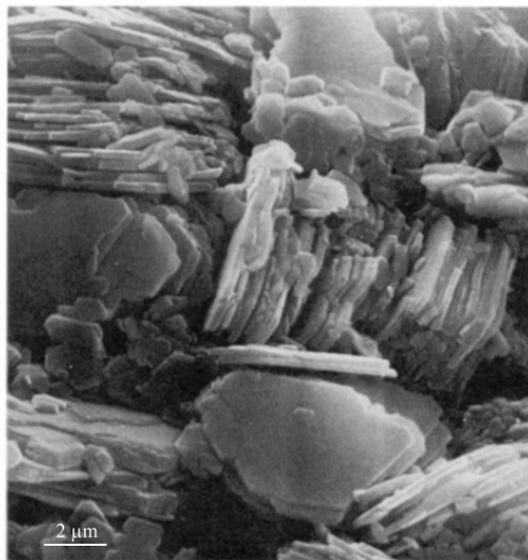


Figure 1.1.7 : Morphologie des kaolinites (cliché pris au MEB (Tovey, 1971))

### 1.1.1.3.3 Famille des smectites

Argiles de type 2 / 1 ou TOT.

Le feuillet élémentaire comprend une couche octaédrique entourée par deux couches tétraédriques. L'épaisseur du feuillet est de l'ordre de  $10\text{\AA}$ . Il existe des substitutions

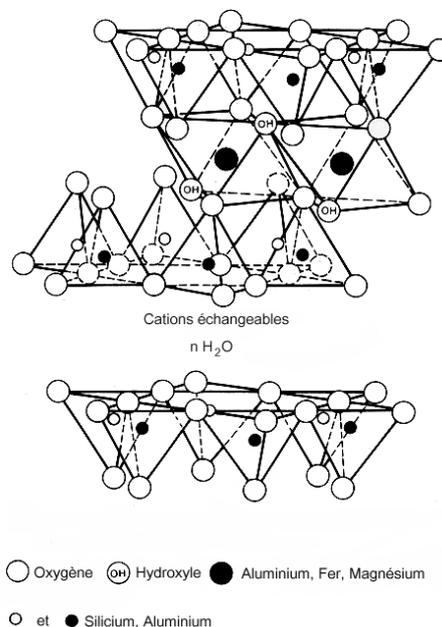
isomorphiques dans la couche tétraédrique ( $\text{Si}^{4+}$  par  $\text{Al}^{3+}$ ) et/ou dans la couche octaédrique ( $\text{Al}^{3+}$  par  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  par  $\text{Li}^+$ ). Ces substitutions (0,7 charge par maille) conduisent à un déficit de charge qui est comblé dans l'espace interfoliaire par des cations compensateurs hydratés tel que  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ , (Figure 1.1.8).

L'épaisseur du feuillet varie entre 12 et 15 Å selon la nature et l'hydratation du cation interfoliaire.

La maille élémentaire est monoclinique de paramètres :

$a = 0,535 \text{ nm}$ ,  $b = 0,923 \text{ nm}$ ,  $c$  dépend de la nature et de l'hydratation du cation,

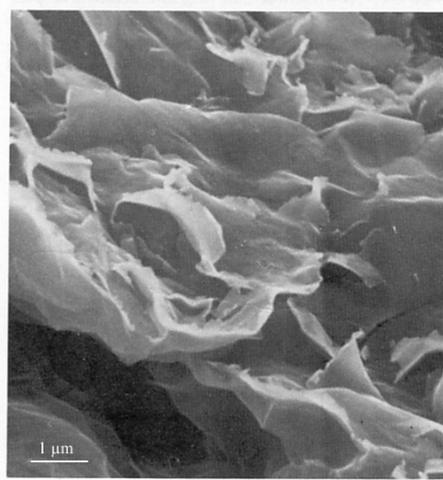
$\gamma = 99^\circ$  (Brindly G. W., 1980).



**Figure 1.1.8 : Structure des smectites**

La liaison entre les feuillets, de faible énergie, est assurée par les cations compensateurs.

La particularité des smectites est d'avoir une extension latérale extrêmement grande (1 µm) par rapport à leur épaisseur.



**Figure 1.1.9 : Morphologie des smectites (cliché pris au MEB (Tovey, 1971))**

#### **1.1.1.3.4 Famille de l'illite**

Argiles de type 2 / 1 ou TOT.

Leur structure est proche de celle des smectites mais elles présentent un déficit de charge dû aux substitutions, plus élevé (1,6 charge par maille) et les cations interfoliaires sont tous des  $K^+$ .

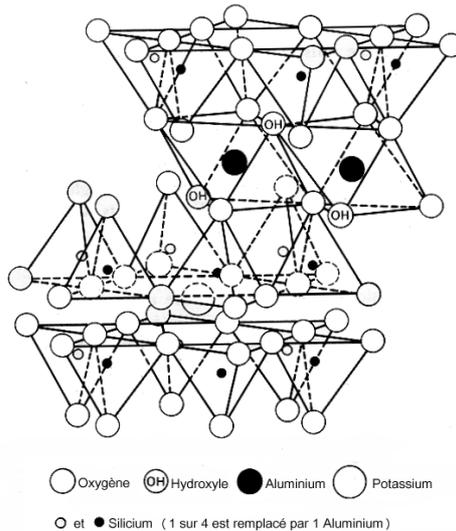
Les cations  $K^+$  ont la particularité de posséder exactement la dimension des cavités de surface du feuillet où ils sont piégés, formant ainsi un complexe de sphère interne\* avec les deux feuillets entre lesquels ils sont emprisonnés. Cette liaison des feuillets par le potassium anhydre est si forte que les molécules d'eau ne parviennent pas à s'engager entre les feuillets. Ceci rend les cations  $K^+$  non hydratés et non échangeables (Tessier, 1984).

*\*Lorsque le cation compensateur a des dimensions proches de celles des cavités de surface, l'excès de charge négative de la surface provoque la déshydratation du cation compensateur qui vient ensuite s'enchaîner à l'interface entre les feuillets formant ce qu'on appelle le « Complexe de sphère interne : CSI » (Charlet L. & Schlegel M., 1999).*

L'épaisseur du feuillet d'illite est de l'ordre de 10 Å, la maille élémentaire est monoclinique de paramètres (Brindly G. W., 1980) :

$a = 0,519 \text{ nm}$ ,  $b = 0,900 \text{ nm}$ ,  $c = 0,201 \text{ nm}$ ,  $\gamma = 95,18$ .

Les feuillets de l'illite s'empilent donc, solidement liés les uns aux autres, pour former des cristallites en forme de plaquette (particule) qui ne sont pas expansibles dans l'eau. La particule d'illite comporte, par exemple, une dizaine de feuillets pour une épaisseur de quelques centièmes de micromètres.



**Figure 1.1.10 : Structure de l'illite**

### 1.1.1.3.5 Famille des chlorites

Argiles de type 2 / 1 / 1 ou TOTO.

Initialement il s'agit d'une structure TOT dont l'espace interfoliaire est totalement occupé par des  $Mg^{2+}$ , cependant les hydroxyles interfeuillettes des feuillets élémentaires TOT arrivent à se réunir latéralement pour former avec ce cation une couche octaédrique supplémentaire, donnant naissance à un assemblage de type TOT-O très stable, d'épaisseur 14 Å (Figure 1.1.4).

### 1.1.1.3.6 Les interstratifiés

Les minéraux argileux sont parfois des mélanges d'interstratifiés binaires. Parmi ces interstratifiés, on peut citer :

- les **interstratifiés réguliers** : ils sont représentés par un empilement régulier de feuillets qui se répètent de façon périodique. On distingue deux types :
  - les **interstratifiés alternés** qui sont représentés par une alternance d'un feuillet de type A et d'un feuillet de type B formant un empilement de feuillets ABABABAB
  - les **interstratifiés ségrégués** : ce sont des empilements de type AAAA – BBBBBB.
- les **interstratifiés irréguliers** représentés par un empilement aléatoire des feuillets ne présentant aucune périodicité.

Brindlly G.W. (1966) et Mackenzi R.C. (1975) ont établi un tableau (Tableau 1.1.2) de classification des phyllosilicates 2 / 1 en utilisant comme critère la charge du feuillet.

**Tableau 1.1.2 : Classification des phyllosilicates 2:1 selon la formule structurale et la charge du feuillet**

Charge/maille	Diocatédrrique	Triocatédrrique
0	Pyrophyllite $(Si_8)^{IV}(Al_4)^{VI}O_{20}(OH)_4$	Talc $(Si_8)^{IV}(Mg_6)^{VI}O_{20}(OH)_4$
0.4 A	Smectites Montmorillonite $(Si_8)^{IV}(Al_{4-y}Mg_y)^{VI}O_{20}(OH)_4, M_y^+$	Hectorite $(Si_8)^{IV}(Mg_{6-y}Li_y)^{VI}O_{20}(OH)_4, M_y^+$
1.2	Beidellite $(Si_{8-x}Al_x)^{IV}(Al_4)^{VI}O_{20}(OH)_4, M_x^+$	Saponite $(Si_{8-x}Al_x)^{IV}(Mg_6)^{VI}O_{20}(OH)_4, M_x^+$
1.2 à 1.8	Illites $(Si_{8-x}Al_x)^{IV}(\underbrace{Al_{4-y}M^{2+}}_{K^+_{x+y}})^{VI}O_{20}(OH)_4$	Vermiculites $(Si_{8-x}Al_x)^{IV}(\underbrace{Mg_{6-y}M^{3+}}_{M^+_{x-y}})^{VI}O_{20}(OH)_4$

Le comportement de ces différentes familles de minéraux argileux est conditionné :

- d'une part par les propriétés structurales des minéraux argileux telles que la localisation et la densité de charge, la taille et la surface spécifique des particules, le type et la charge des cations compensateurs ;
- d'autre part par les conditions environnantes telles que le type et la concentration de l'électrolyte, la température, etc. (Tessier, 1984; Qi, 1996; Durand et al, 1995; Van Damme, 2002).

**Tableau 1.1.3 : Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux**

	kaolinite	illite	smectite	source
Charge par maille(e <sup>-</sup> )	~ 0	1,2 à 1,8	0,4 à 1,2	Bailey, 1980
Surface spécifique (m <sup>2</sup> .g <sup>-1</sup> )	10 - 20	65 - 100	700 - 840	Mitchell, 1993
Capacité d'échange cationique (CEC) (meq/100g)	3 - 15	10 - 40	80 - 150	Mitchell, 1993
Taille d'une particule (µm)	0,1 - 10	0,1 - 1	0,1	Bultel, 2001
Epaisseur d'une particule (µm)	1 - 10	0,003 - 0.01	0,001	Bultel, 2001

*La CEC est définie comme étant le nombre de cations monovalents qu'il est possible de substituer aux cations compensateurs d'un silicate pour compenser la charge électrique de 100g de ce minéral calciné, soit la capacité d'échange qui est liée à la charge négative du feuillet.*

La forme des particules argileuses leur confère une grande surface spécifique, beaucoup plus importante que tous les autres minéraux, donc une capacité d'adsorption d'eau et d'ions très élevée (Komornik et David, 1969). La présence de minéraux non argileux dans un sol entraîne

une « dilution » des minéraux argileux et de ce fait la surface spécifique totale développée est inférieure à celle de l'argile pure.

En résumé la particule argileuse peut se définir de la façon suivante :

La particule appelée aussi cristallite ou tactoïde est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2  $\mu\text{m}$ . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et dépendent 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. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosité : la porosité interlamellaire (ou interfoliaire, ou intraparticulaire) définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre deux surfaces externes de deux particules.

Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacement isomorphiques, de  $\text{Si}^{4+}$  par  $\text{Al}^{3+}$  ou  $\text{Fe}^{3+}$  aient lieu dans les couches tétraédriques, et de  $\text{Al}^{3+}$  par  $\text{Mg}^{2+}$  ou  $\text{Fe}^{2+}$  dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent quasi-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argiles, donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses 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 ont une grande influence sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996). Pour évaluer la quantité de charge négative en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (CEC) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaires.

## 1.1.2 Le système eau-argile

### 1.1.2.1 Mécanismes d'hydratation à l'échelle des particules argileuses, modèle de la double couche, forces attractives et forces répulsives

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

#### 1.1.2.1.1 Eau adsorbée

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 eau interfaciale par 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 inter-foliaires, inter-particulaires 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 inter-foliaire n'est pas accessible à l'eau.

La rétention d'eau dépend, entre autres facteurs, de la taille des particules et de celle des agrégats, de l'énergie d'hydratation des cations compensateurs, mais aussi des différents types de porosité.

#### **1.1.2.1.2 Eau de condensation capillaire**

Néanmoins, l'eau adsorbée ne représente que 3 ou 4 couches monomoléculaires et l'eau qui n'est pas adsorbée sur les sites hydrophiles de l'argile est retenue, à partir de transferts en phase vapeur, par condensation aux points de contact entre particules ou agrégats (Prost, 1990). Cette dernière est appelée *eau capillaire*. Ses propriétés sont modifiées par la présence et la courbure des interfaces liquide-vapeur (Van Damme, 2002) qui sont responsables du remplissage des pores. Prost (1990) montre que, en phase vapeur, l'hydratation par capillarité s'effectue tout d'abord aux points de contact entre les particules et ensuite par remplissage des pores.

#### **1.1.2.1.3 Eau interne et externe**

Dans la littérature on trouve aussi la notion d'eau interne et externe. Ainsi, pour Durand (1995), Qi (1996), l'eau correspondant à l'hydratation des cations échangeables et l'eau pénétrant dans l'espace interfoliaire par le mécanisme d'osmose est appelée eau interne. Celle qui se trouve dans les pores inter-particulaires et inter-agrégats forme l'eau externe.

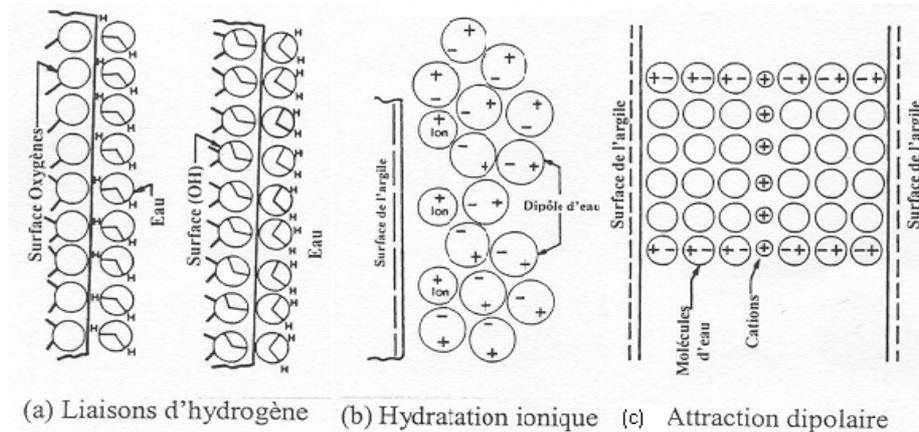
La proportion d'eau interne et externe dépend de la nature de l'argile, des cations échangeables, de la température et de la salinité de l'électrolyte. Ainsi la présence des cations  $\text{Na}^+$  et  $\text{Mg}^+$  favorise l'eau interne, à l'opposé des cations  $\text{Ca}^{++}$  et  $\text{K}^+$  qui favorisent l'eau externe. De même, les fortes températures ou salinités défavorisent l'eau interne (Turki, 1983 d'après Durand, 1995).

#### **1.1.2.1.4 Mécanismes d'adsorption**

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

- les liaisons hydrogène qui se développent entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou les hydroxydes situés sur la surface du feuillet argileux (Figure 1.1.11a) ;

- l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés électriquement par les défauts de charge du feuillet (Figure 1.1.11b) ;
- les dipôles des molécules d'eau attirés électriquement par les feuillets argileux chargés négativement (Figure 1.1.11c) ;
- les molécules d'eau liées à la surface argileuse par des forces de type Van der Waals.



**Figure 1.1.11 : Interactions eau-argile (d'après Mitchell, 1993)**

#### 1.1.2.1.5 Modèle de la double couche

Le phénomène d'adsorption des molécules d'eau s'explique aussi par le modèle de la double couche diffuse qui rejoint les hypothèses émises par Mitchell.

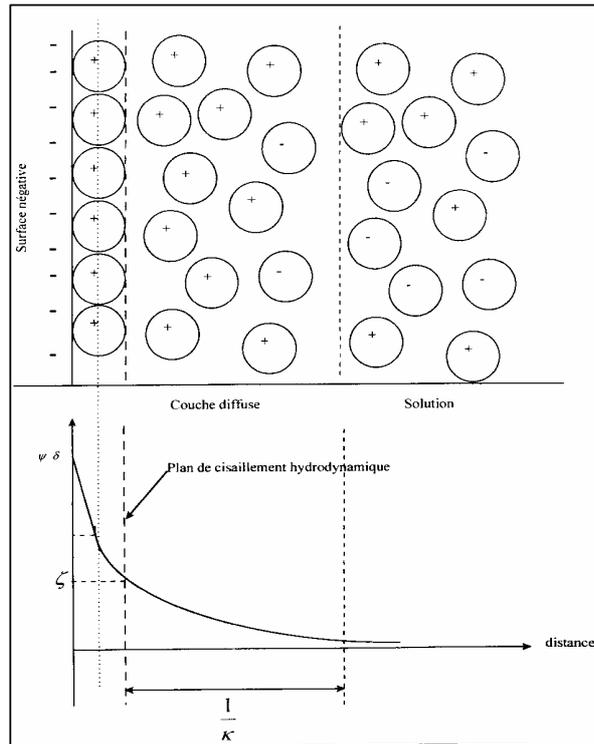
Dans ce modèle, les cations compensateurs ne sont pas maintenus directement à la surface de la particule argileuse mais ils sont présents à une distance moyenne de la surface. Il s'établit un équilibre entre l'agitation thermique des ions, qui tend à les éloigner de la particule et l'attraction coulombienne qui tend à les maintenir près du feuillet.

La distribution statistique de ces ions a donné lieu à différents modèles proposés par Gouy (1910), Stern (1924), Graham (1947) et Israelachvili (1999).

Les cations inter-foliaires, bien qu'hydratés, sont attirés par la surface négative des feuillets.

Le modèle de la double couche de Gouy-Chapman, Stern et Graham, amélioré par Israelachvili, repose sur l'hypothèse que la population des cations attirés par la surface pour rétablir l'électro-neutralité à son voisinage peut être séparée en deux couches. Une couche de cations immobiles liés à la surface, appelée couche de Stern, et une deuxième couche de cations mobiles au voisinage de la surface appelée couche diffuse. La limite entre la couche de Stern et la couche diffuse est appelée plan d'Helmholtz ou plan de cisaillement.

L'ensemble de ces deux couches constitue la double couche électrique de la particule en suspension (Figure 1.1.12).



**Figure 1.1.12 : Schéma de la double couche selon le modèle de Stern (1924)**

Le potentiel électrique, en s'éloignant de la surface de la particule, est supposé décroître linéairement puis exponentiellement dans la couche diffuse. Dans ce dernier cas, son expression peut être obtenue à l'aide de l'équation de Poisson-Boltzman :

$$\gamma = \gamma_0 \cdot \exp(-Kx)$$

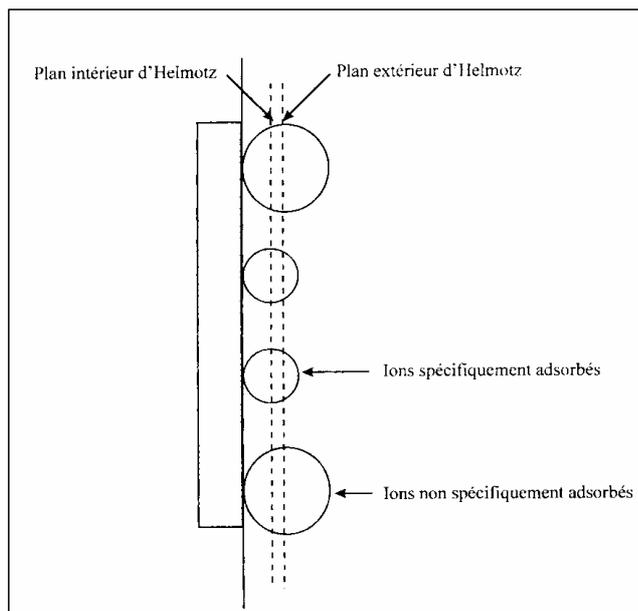
$$\text{Où } K = \left[ \left( \frac{1000e^2N}{\epsilon kT} \right) \sum Z_i^2 M_i \right]^{1/2} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{\exp\left(\frac{ze\psi}{2kT}\right) - 1}{\exp\left(\frac{ze\psi}{2kT}\right) + 1}$$

avec :

- e : charge de l'électron
- k : constante de Boltzmann
- $\epsilon$  : permittivité du milieu
- N : Nombre d'Avogadro
- T : température absolue
- $M_i$  : concentration en ion i
- $Z_i$  : valence de l'ion i
- $\psi$  : potentiel électrique

Enfin  $1/K$  définit la longueur de Debye et caractérise l'épaisseur de la double couche (Heimenz, 1986). Le potentiel du plan de glissement ou de cisaillement (plan d'Helmholtz) est dénommé potentiel zeta ( $\psi(\zeta)$ ) (Figure 1.1.13).

Dans une suspension stable, l'attraction inter-particulaire qui pourrait provoquer une agrégation ou une coagulation est compensée par une force électrique répulsive  $V_R$  due aux interactions entre les doubles couches électriques lorsque les particules s'approchent (Van Olphen, 1977)



**Figure 1.1.13 : Schéma d'une double couche selon le modèle d'Helmholtz**

#### **1.1.2.1.6 Forces attractives et forces répulsives**

Différentes catégories de forces interviennent dans le système eau-argile, forces attractives et forces répulsives, d'intensité variable suivant la taille des particules élémentaires, la salinité de l'eau interstitielle, l'échelle considérée (distance à la surface des particules) :

Les *forces capillaires*, attractives, sont à l'origine du phénomène de condensation capillaire lorsque l'eau est un fluide mouillant pour les surfaces de contact, ce qui est généralement le cas pour les sols argileux. Ces forces interviennent à l'échelle des grains et agrégats, ainsi qu'à l'échelle des micro-aspérités des surfaces de particules. C'est une échelle principalement micrométrique ;

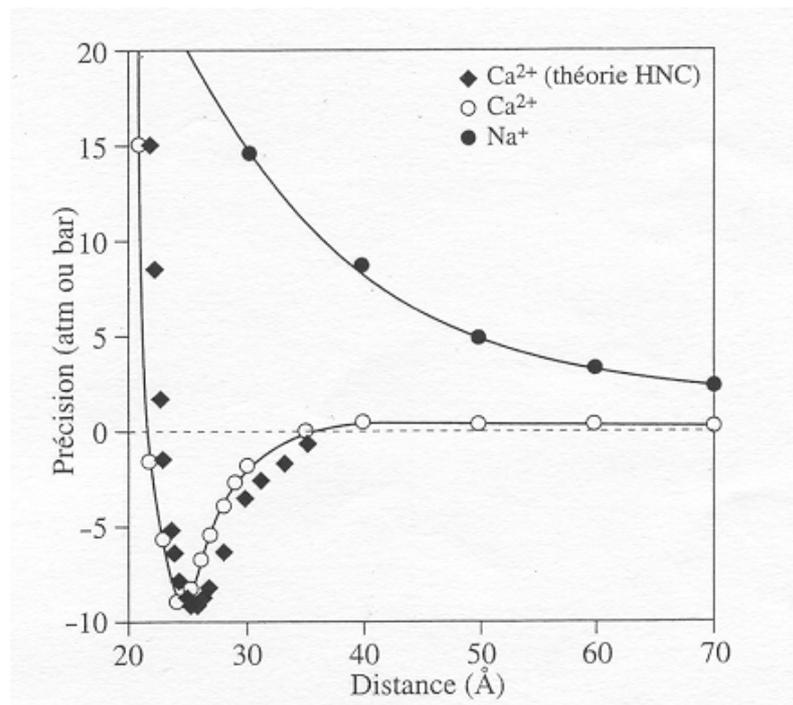
Les *forces de Van der Waals* sont des forces attractives entre dipôles (asymétrie électrique des atomes ou molécules). Cette interaction est additive entre tous les atomes des deux particules qui interagissent. Ces forces sont définies par une loi en puissance et dépendent des propriétés diélectriques des matériaux du milieu. A température ambiante, l'attraction de Van der Waals devient inférieure à l'agitation thermique dès que la distance entre particules est de l'ordre de

quelques fois le rayon pour des particules sphériques ou de quelques fois l'épaisseur pour des plaquettes (Van Damme, 2002) ;

Les *forces de corrélation ioniques* sont des *forces attractives de doubles couches*. La mobilité des ions dans le milieu aqueux entre les particules entraîne une polarisation des nuages ioniques qui interagissent par un mécanisme analogue à celui des forces de Van der Waals connu sous le nom de force de corrélation ionique. Ces forces varient avec la mobilité des ions et leur charge. Elle peut être importante en-dessous de 4 nm ;

Les *forces osmotiques* sont des *forces répulsives de doubles couches*. Les répulsions électrostatiques interviennent lorsque les particules portent des charges de même signe et que leurs doubles couches électriques interfèrent et se repoussent. Cette concentration forcée d'ions au contact des surfaces est à l'origine d'une force répulsive de nature osmotique. Ces forces osmotiques sont directement liées à la concentration saline de l'eau interstitielle et à l'épaisseur de la double couche (épaisseur d'autant plus petite que la valence des ions est forte et que la concentration saline de la solution est élevée) (Van Damme 2002).

Ces deux derniers types de forces, forces de corrélation ionique et forces osmotiques, sont antagonistes et en fonction de différents paramètres comme la densité de charge, la polarisabilité du milieu, etc., le phénomène de répulsion peut être complètement annihilé et seul le phénomène d'attraction s'exercera (Figure 1.1.14). Ces forces interviennent à une échelle principalement nanométrique.



**Figure 1.1.14 : Evolution des pressions résultant des forces d'origine électrostatique (forces de corrélation ionique attractive et forces osmotiques répulsives) entre deux feuillets de montmorillonite, en fonction de la distance de séparation (d'après Van Damme, 2002).**

### 1.1.2.2 Modes d'association des feuillets en milieu aqueux

Van Olphen (1977) a élaboré, sur la base d'observations indirectes, un modèle d'agrégation simple. Ce modèle suppose que, dans les suspensions d'argile, trois modes d'associations, liés aux charges de surface et de bord des feuillets d'argiles, peuvent être considérés : bord-face (B-F), bord-bord (B-B) et face-face (F-F).

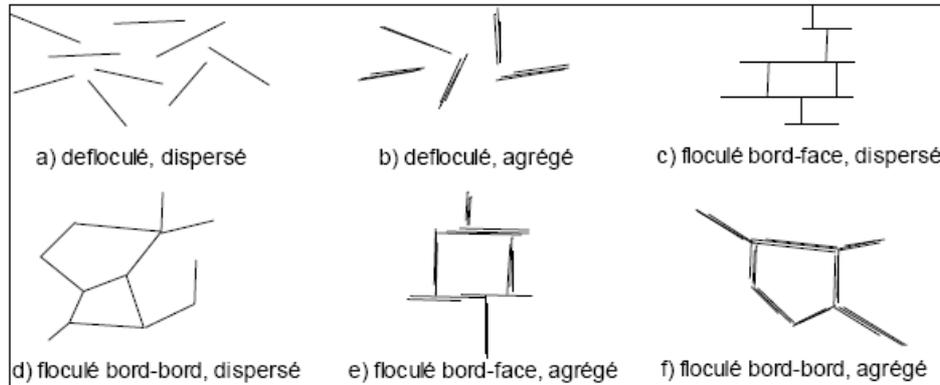


Figure 1.1.15 Arrangement des particules d'argile en suspension (d'après Van Olphen, 1963, modifié par Bultel, 2001)

#### 1.1.2.2.1 Organisation bord-face et bord-bord

Les bords des feuillets sont des liaisons rompues de silice et d'alumine. Ils présentent un caractère amphotère, c'est-à-dire que, selon le pH de la solution, ils peuvent être chargés positivement ou négativement. Sous certaines conditions, les bords des feuillets et les faces présentent des polarités opposées et développent des forces électrostatiques attractives. Celles-ci permettraient une organisation des particules en château de carte qui est responsable d'un piégeage d'eau important et conduit à une structure continue similaire à un gel.

#### 1.1.2.2.2 Organisation face-face

Elle est due aux interactions des doubles couches électriques de deux feuillets. Elle peut entraîner l'agrégation des feuillets lorsque les deux doubles couches coalescent et que les feuillets ne sont plus séparés que par une couche médiane de cations positifs. Ce type d'association peut conduire à l'obtention d'agrégats de feuillets parallèles distants de moins de 20 Å.

Keren (1988) proposent un autre modèle de structure face-face où la flexibilité des feuillets joue un rôle important. Il est basé sur l'hétérogénéité de répartition des charges à la surface des feuillets, qui serait responsable de l'existence de zones ponctuelles non chargées, où les forces de répulsions entre feuillets ne s'exerceraient pas.

#### 1.1.2.2.3 Autre mode d'association

- *Modèle des rubans* : M'Ewen et Pratt (1957) proposent une structure en trois dimensions, à base d'interactions bord-bord, sous forme de rubans de feuillets, ce qui permet d'immobiliser des grandes quantités d'eau.

- *Modèle des bandes* : Vali et Bachmann (1988) défendent le modèle de bande. Pour eux les agrégats seraient composés de feuillets agglomérés par des interactions face-face mais avec un recouvrement partiel de leurs surfaces respectives. La flexibilité des feuillets permet dans ce cas d'obtenir un réseau tridimensionnel.
- Pons (1981) et Tessier (1984) (Figure 1.1.16), en utilisant respectivement la diffusion aux petits angles des rayons X et la microscopie électronique, ont démenti la théorie des châteaux de carte tridimensionnels de Van Olphen. Ils ont suggéré que la structure du gel était une conséquence d'un réseau alvéolaire de pores lenticulaires, formé grâce à la flexibilité des feuillets



**Figure 1.1.16 : réseau alvéolaire (Tessier 1984)**

- Van Damme et al. (1987) ont proposé un modèle de réseau lenticulaire connecté et formé par agrégation aléatoire de feuillets.

En conclusion, les modes d'associations des feuillets et des particules déterminant la structure des argiles sont multiples et parfois certains d'entre eux sont discutés.

Cependant, pour les suspensions, en s'inspirant de la physique des polymères on peut distinguer 3 régimes d'organisation des particules argileuses :

- *le régime dilué* où les particules argileuses ne sont pas susceptibles d'entrer en contact les unes avec les autres ;
- *le régime semi dilué* où les particules sont en contact et s'enchevêtrent ou se recouvrent partiellement ;
- *le régime concentré* où les particules sont totalement enchevêtrées et/ou empilées.

## **1.2 LES SOLS ARGILEUX**

### **1.2.1 Genèse des minéraux argileux – contexte de formation des sols argileux**

#### **1.2.1.1 Genèse des minéraux argileux**

Les sols argileux se forment par un processus lent d'altération sous l'action du climat, suivi de phénomènes d'érosion, de transport et de sédimentation. 90 % des minéraux argileux sont d'origine détritique. L'altération peut être physique (désagrégation des minéraux primaires) ou chimique (par transformation des minéraux). Certains minéraux argileux précipitent à partir d'une solution (minéraux néoformés).

Il existe donc 3 processus de formation des minéraux argileux.

#### **1.2.1.1.1 Héritage et altération**

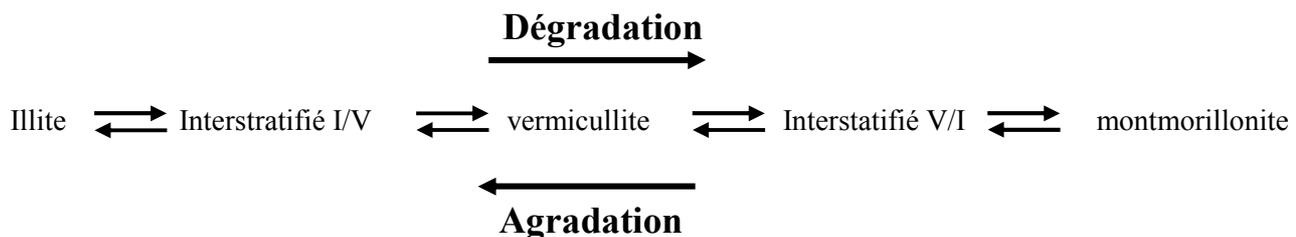
L'une des origines des minéraux argileux est liée à l'altération physique des roches. En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant seront différents. En climat froid, l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine. En climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée et donne de la kaolinite en milieu drainé et des smectites en milieu confiné. En climat tempéré et humide, l'altération est modérée, il apparaît des interstratifiés, des illites, des chlorites dégradées et des vermiculites.

#### **1.2.1.1.2 Transformation des minéraux argileux par dégradation et agradation**

La transformation des minéraux argileux consiste en une modification du minéral argileux tout en conservant son type de structure (Millot, 1964).

On distingue les transformations par dégradation (soustraction d'ions) et par agradation (fixation d'ions supplémentaires). Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que pendant la sédimentation et la diagenèse.

Ci-dessous un exemple de processus de dégradation (gauche à droite) et d'agradation (droite à gauche) (Millot, 1964).



#### **1.2.1.1.3 Néof ormation en milieux confinés**

Dans ce cas les minéraux argileux sont formés par précipitation d'ions en solution (silicium, aluminium et potassium) susceptibles de réagir entre eux quand ils sont mis en contact par diffusion ou mélange. Ainsi, on connaît les types de néoformations suivants :

- Les argiles fibreuses se forment dans des zones à saison sèche marquée, dans des croûtes calcaires, dans des milieux évaporitiques sursaturés (exemple : néoformation de sépiolite par concentration d'ions par évaporation) ;
- Certains minéraux argileux se forment en surface à partir des ions en solution :
  - o néoformation de glauconie (illite ferrifère) dans les vases littorales ;
  - o néoformation des "argiles rouges des grands fonds" (smectites ferrifères provenant des vases calcaires et siliceuses et des cendres volcaniques).

#### **1.2.1.2 Contexte de formation des sols argileux**

La sédimentation océanique argileuse est directement liée au type d'altération régnant sur les continents voisins et dépend donc de la latitude et de la nature de la roche mère, mais aussi de

l'éloignement des sources ainsi que des conditions physico-chimiques régnant dans la zone de sédimentation.

**Tableau 1.2.1 : Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat.**

CLIMAT	ORIGINE DES ARGILES	MINERAUX FREQUENTS
Glaciaire	Héritage	Illite, chlorite, ...
Boréal tempéré	Héritage, transformation	Vermiculite, interstratifiés, illite, chlorite, smectites, ...
Méditerranéen subtropical	Héritage, transformation, néoformation	Smectites, ...
Désertique	Héritage	Illite, chlorite, ...
Equatorial	Néoformation	Gibbsite, kaolinite, ...

La nature minéralogique des argiles dépend aussi de la roche mère :

- La kaolinite provient de l'altération des roches magmatiques grenues et acides (feldspaths principalement) ;
- L'illite de l'altération des roches magmatiques et métamorphiques ;
- Les smectites de l'altération des roches volcaniques ;
- Les attapulgites et sépiolites (argiles fibreuses) sont associés à des dépôts lagunaires.

Ces différentes familles d'argile, associées à d'autres minéraux d'origine détritique (quartz essentiellement) et/ou chimique (calcite, dolomite essentiellement) et à des minéraux accessoires sont les constituants principaux des sols argileux. Leurs caractéristiques mécaniques et géotechniques sont directement liées à la nature des minéraux argileux et aux transformations diagénétiques subies par la suite.

Les marnes sont des matériaux d'origine chimique, biochimique ou détritiques dont la quantité en carbonates est comprise entre 35 et 65 %, le terme d'argile calcaire est utilisé pour un pourcentage en carbonates compris entre 5 et 35 %.

## 1.2.2 Sols pédologiques

La pédogénèse est un processus d'évolution très lent qui transforme une roche ou un sol en un matériau meuble, organique. La vitesse de ce processus dépend en grande partie du contexte climatique et du type de végétation. En particulier, sous un climat chaud et humide les phénomènes d'altération sont rapides, la végétation abondante jouant un rôle majeur dans l'évolution du sol.

Un sol, du point de vue pédologique, est un matériau meuble issu de la décomposition des roches, sous l'action conjuguée du climat et des êtres vivants pendant un temps donné. Sa genèse résulte de l'action de l'eau, de la végétation, des micro-organismes, de la pédoflore et de la pédofaune. Il est le siège d'un échange intense de matière et d'énergie entre l'air, l'eau et les roches. Il acquiert progressivement une structuration verticale sous forme d'horizons pédologiques.

Différents processus sont à l'origine de la formation de ces profils pédologiques. Duchaufour (1977, 1984, 2001) les a classés en cinq groupes principaux :

- Processus liés à l'humification : la matière organique, présente en partie supérieure des profils, oriente les processus d'altération et les transferts verticaux de matière. Lorsque la redistribution est significative, le profil pédologique se différencie en horizons éluviaux (appauvris) et illuviaux (enrichis). Suivant les contextes géochimiques et climatiques, se développent des phénomènes de lixiviation (entraînement de sels solubles : nitrates, carbonates, sulfates) avec suivant les cas décarbonatation ou décalcification, des phénomènes de lessivage (dispersion et entraînement des argiles) ou des phénomènes de chéluviation (migration de complexes organo-métalliques et accumulation après insolubilisation).
- Processus conditionnés par de forts contrastes saisonniers : des alternances très marquées d'humectation et de dessiccation influencent à la fois l'évolution de la matière organique et celle de la matière minérale. En climat froid la matière organique se trouve profondément incorporée et stabilisée suivant le processus d'isohumisme. En climat chaud à saisons contrastées - subtropical ou tropical -, et spécialement en stations confinées sur matériaux riches en bases, il y a néoformation d'argiles gonflantes (smectites) suivant le processus de vertisolisation. Les mouvements vertiques (vertere = tourner en latin) causés par les alternances de retrait-gonflement des argiles provoquent une certaine homogénéisation du profil ainsi que l'apparition de fissures liées au retrait des argiles et de surfaces obliques de pression (slickensides) liées au gonflement des argiles.
- Processus à base d'altération géochimique prolongée : ce type de processus, indépendant de la matière organique, s'attaque aux minéraux primaires de la roche mère et caractérise les milieux assez drainés pour permettre l'évacuation des bases libérées et de la silice. Suivant une intensité croissante des phénomènes d'hydrolyse, on distingue des processus de fersiallisation, de ferruginisation ou de ferrallitisation. Se développant sous climat chaud, ces processus conduisent à la néoformation de minéraux argileux (la kaolinite dans les sols ferallitiques).
- Processus liés aux conditions physico-chimiques de station : certains facteurs de station peuvent contrôler complètement l'évolution pédologique. C'est le cas des milieux saturés réducteurs qui conduisent à la formation des sols hydromorphes ou des milieux riches en ions  $\text{Na}^+$  échangeables (salinisation).
- Processus liés aux actions anthropiques : il s'agit des modifications liées à la déforestation ou aux mises en culture.

Ainsi l'évolution pédologique transforme souvent profondément la roche (ou le sol) mère, parfois sur plusieurs mètres de profondeur, quelquefois la dizaine de mètres, voire plus.

### 1.2.3 Textures des sols argileux

Les propriétés mécanique et hydraulique des sols argileux sont largement contrôlées à la fois par leur minéralogie, leurs propriétés physico-chimiques telles que les interactions eau-solide, et leur texture.

#### 1.2.3.1 Définitions et concepts de texture

En pédologie la texture est liée à la granulométrie, alors que la structure désigne d'une part l'assemblage de plusieurs minéraux sous forme d'agrégats et d'autre part l'arrangement spatial de ces unités (Audiguier, 1979). En géologie la texture regroupe les deux notions précédentes.

Elle désigne « la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche » (Brousse, 1968).

Par contre, dans la littérature anglo-saxonne les mots « fabric » et « structure » sont couramment employés et se réfèrent en générale aux arrangements de particules et/ou des associations de particules et de l'espace poreux dans les sols (Mitchell, 1993). Le terme « microfabric » est utilisé pour désigner l'association des particules élémentaires au sein des agrégats et le terme « macrofabric » pour l'arrangement des agrégats entre eux (Mitchell, 1976). Par la suite, nous utiliserons indifféremment le mot texture avec le sens donné par Brousse (1968) et le mot structure au sens anglo-saxon qui tend à être généralisé.

Le développement de méthodes telles que la diffraction de rayons X, le MET, le MEB, le BET, et la porosimétrie par injection de mercure, a permis de caractériser de façon qualitative et quantitative l'arrangement textural des matériaux argileux. On citera entre autres travaux de recherche ceux de Van Olphen (1964), Gillott (1970), Diamond (1970), Le Roux (1976), Collins et McGown (1974), Mc Connachie (1974), Yong et Warkentin (1975), Sergeev et al. (1978), Osipov et al (1978), Delage (1979), Parcevaux (1980), Arnould et al (1980), Camara (1982), Tessier (1984), Delage et Lefebvre (1984), Audiguier et Delage (1987), Griffiths et Joshi (1990), Al-Mukthar (1995, 1996), Qi (1996), Tanaka et Locat (1999), Al-Rawas et McGown (1999), Abudullah et al. (1999), Katti et Shanmugasudarama (2001), Guillot (2002), Montes-Hernandez G., (2002). La plupart de ces auteurs ont remarqué que la texture des sols argileux est influencée par différents facteurs tels que la taille des particules, la capacité d'échange cationique, le type de cation, la nature et la concentration d'électrolyte, l'acidité, la température, la matière organique, les forces d'interaction entre particules, l'histoire des contraintes (mécaniques ou hydriques) subies par le matériau, les cycles d'humectation et dessiccation, la genèse et l'évolution diagénétique d'un sédiment, l'évolution pédologique.

L'observation des sols argileux au Microscope Electronique à Balayage a permis de décrire l'arrangement des particules argileuses et de caractériser certaines textures types. Les sols argileux naturels, en leur grande majorité, sont un mélange de particules de tailles différentes. Elles sont le plus souvent agrégées et présentent des associations de constituants de taille croissante, emboîtées les unes dans les autres (Arnould et al, 1980; Delage & Lefebvre, 1984). Les différents travaux concernant l'étude de ces associations, font appel à un vocabulaire spécifique à chaque spécialité concernée (physico-chimie, géologie, pédologie, pétro-physique).

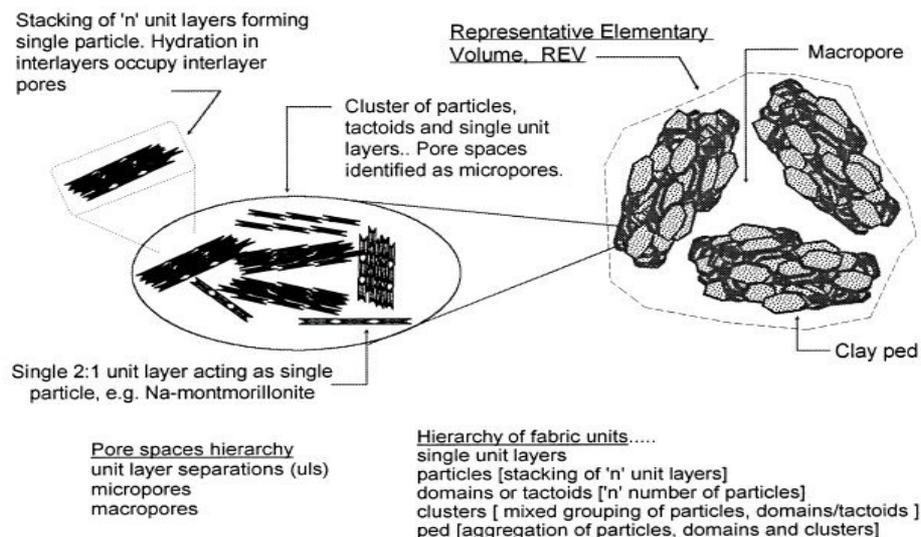
D'après Tessier (1984), la constitution des argiles comprend plusieurs niveaux superposés :

- les feuillets ;
- la particule primaire (ou le cristallite élémentaire) qui est un empilement de feuillets ;
- l'unité morphologique, plus petite unité stable, qui peut être le cristallite élémentaire isolé (cas de la kaolinite) composé de feuillets sous la forme de plaquettes, le microdomaine (cas des illites) composé d'agrégats de cristallites, eux même composés de 5 à 7 feuillets anhydres, et le quasi-cristal (cas des smectites) formé par l'accolage face à face des feuillets de smectites ;
- l'association des unités morphologiques : soit bord - face, caractérisée par une porosité importante et une isotropie marquée, soit face-face, caractérisée par une faible porosité et une forte anisotropie.

Pour Yong (1975, 1999 a et b), la hiérarchie d'organisation des argiles se présente de la façon suivante : feuillets < particules < domaines ou tactoïdes < "cluster" < "ped" (Figure 1.2.1). Selon lui les « peds » représentent l'unité constitutive des argiles observable à l'œil nu (macroscopique) formés par une association de "clusters" de taille microscopique. Alors que, les domaines et les tactoïdes sont ultra-microscopiques (observables en microscopie électronique) et composés de deux ou trois particules.

C'est donc l'organisation de ces diverses unités en association avec des éléments non argileux qui définit la texture d'un sol argileux. Les forces répulsives et attractives entre particules jouent un rôle capital dans l'organisation de ces diverses unités constitutives et de ce fait dans la texture des sols argileux. D'après Yong et Warkentin (1975), une diminution des forces de répulsion peut entraîner la floculation des particules argileuses, c'est le cas des sols gonflants en présence d'une concentration élevée en sel.

Abudullah et al (1999) ont remarqué que dans le cas d'un sol compacté, pour une teneur en eau supérieure à celle de l'optimum proctor, un pH élevé, une faible concentration en cations échangeables, dont un pourcentage plus élevé de cations monovalents, favorise une texture dispersée ou orientée. Ces même auteurs, travaillant sur une argile (Wl=107%, Ip=55%) saturée par différents cations ( $K^+$ ,  $Na^+$ ,  $Ca^{2+}$ ), ont montré que l'association des particules diffère en fonction du cation de saturation, ceci ayant pour conséquence une modification des propriétés géotechniques du sol (limite d'Atterberg, compaction, potentiel de gonflement,...).



**Figure 1.2.1 : Organisation des particules d'argiles (d'après Yong, 1999a)**

Par ailleurs, les résultats d'essais porosimétriques (Wan, 1996, d'après Cui et al, 2002), effectués sur trois types de bentonite compactée à la même densité sèche de  $12,5 \text{ kN/m}^3$  : un mélange sable-bentonite (50-50% en poids), une bentonite sodique et une bentonite calcique, ont montré que le spectre de la taille des pores dépend de la nature des cations présents dans la solution :  $Na^+$  favorise une répartition unimodale des accès de pores vers les faibles rayons 1 nm alors que  $Ca^{++}$  favorise la formation d'agrégats se traduisant par une répartition

bimodale (une famille dont la taille est identique à la précédente et une famille vers 50  $\mu\text{m}$  correspondant à la porosité interagrégat).

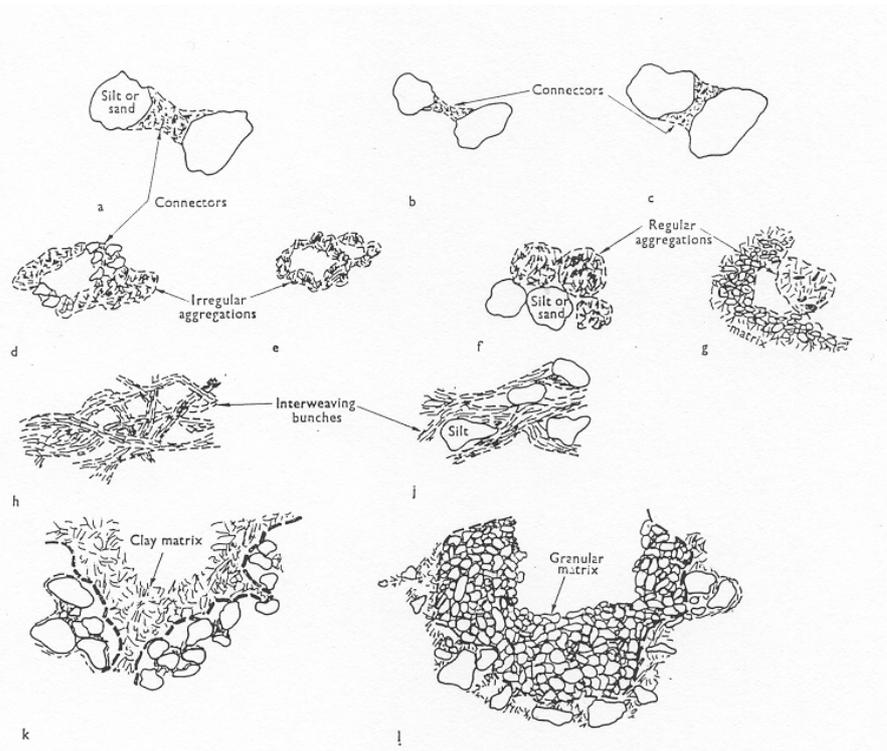
La texture du sol dépend donc des interactions eau-argile à tous les niveaux d'organisation, de la particule élémentaire à l'agrégat (Tessier, 1984).

### 1.2.3.2 Classification des différentes textures

A partir des unités constitutives, différentes classifications de la texture des sols ont été proposées.

Ainsi Van Olphen (1964) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses en suspension. Cette classification ne repose pas sur une observation directe, mais sur des possibilités d'assemblages géométriques.

Collins et McGown (1974), travaillant sur des sols naturels et utilisant le MEB, ont tenté de compléter la schématisation de Van Olphen dans le cas de sols contenant une proportion non négligeable de grains non argileux. Ils ont introduit dans leur classification les relations existantes entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (Figure 1.2.2) : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d'abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j), matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).



**Figure 1.2.2 : Représentation schématique d'assemblage de particules argileuses et grains non argileux (d'après Collins et Mc Gown, 1974).**

Le Roux (1976, d'après Audiguier, 1979) distingue, à partir de l'observation d'une marne au Microscope Electronique à Balayage trois classes principales de textures :

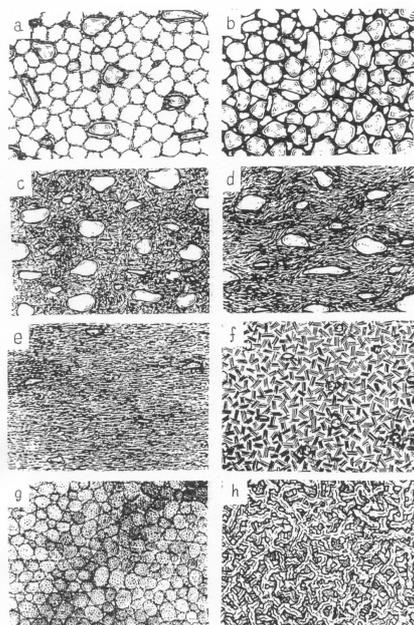
- une *texture homogène* où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n'est privilégiée, avec des sous classes : *homogène à dominante argileuse* ou *à dominante carbonatée*, et *homogène compacte ou lâche* suivant la compacité et la continuité ;
- une *texture orientée* où une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

Sergeyev et al. (1978), à partir d'observations au MEB d'un très grand nombre de sols différents, ont établi une classification de la texture des sols argileux en relation avec leur formation et leur degré de compaction. Ils ont défini ainsi cinq types de textures pour les sols d'origine sédimentaire :

- *en nid d'abeille* : prédominant dans les dépôts d'origine marine et lacustre récents et n'ayant pas subi de forte compaction ;
- *en squelette* : prédominant dans les dépôts glaciaires ne contenant que peu d'argile ;
- *matricielle* : prédominant dans les dépôts alluviaux et glaciaires peu compactés ;
- *fluidale* : prédominant dans les dépôts alluviaux fortement compactés ;
- *laminaire* : prédominant dans les dépôts glacio-lacustres.

Ils ont aussi défini trois types de textures pour les sols d'origine éluviale :

- *en domaines* : prédominant dans les kaolinites provenant de l'altération des granites ;
- *pseudoglobulaire et en éponge* : prédominant dans les montmorillonites et nontronites provenant des serpentines (Figure 1.2.3).



**Figure 1.2.3 : Classification des textures des sols d'origines sédimentaire et éluviale (d'après Sergeyev et al, 1978) : texture en nids d'abeilles (a), en squelette (b), matricielle**

(c), fluidale « turbulent » (d), laminaire (e), domaines (f), pseudoglobulaire « pseudoglobular » (g) et en éponge (h)

Gens et Alonso (1992), se basant en particulier sur les travaux de Collins et MacGown (1974), ont proposé un schéma de texture pour les sols gonflants (Figure 1.2.4). Selon ces auteurs les particules élémentaires sont composées de quelques feuillets sous la forme de plaquettes et leur assemblage donne les mottes ou les agrégats. Si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires on aura une texture « matricielle », et si elle est composée par des mottes en forme de grains on aura une texture « agrégée ». La première texture est typique des sols compactés côté humide de l'optimum Proctor, et la deuxième est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés côté sec de l'optimum Proctor. Trois niveaux texturaux peuvent alors être distingués : l'infra, la micro et la macro-texture correspondant respectivement aux particules élémentaires, aux agrégats et à l'arrangement des agrégats entre eux.

Gens et Alonso (1992) ont repris ce schéma d'organisation, qu'ils qualifient de « double structure » comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants

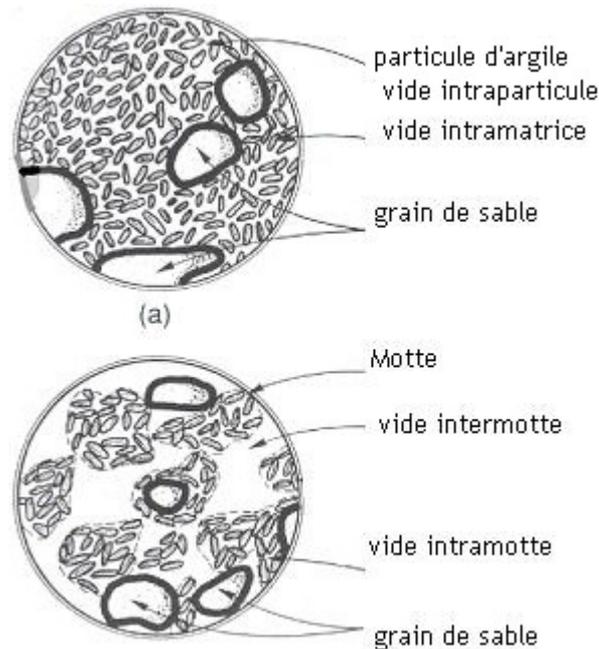


Figure 1.2.4 : Texture des sols gonflants (d'après Gens & Alonso, 1992)

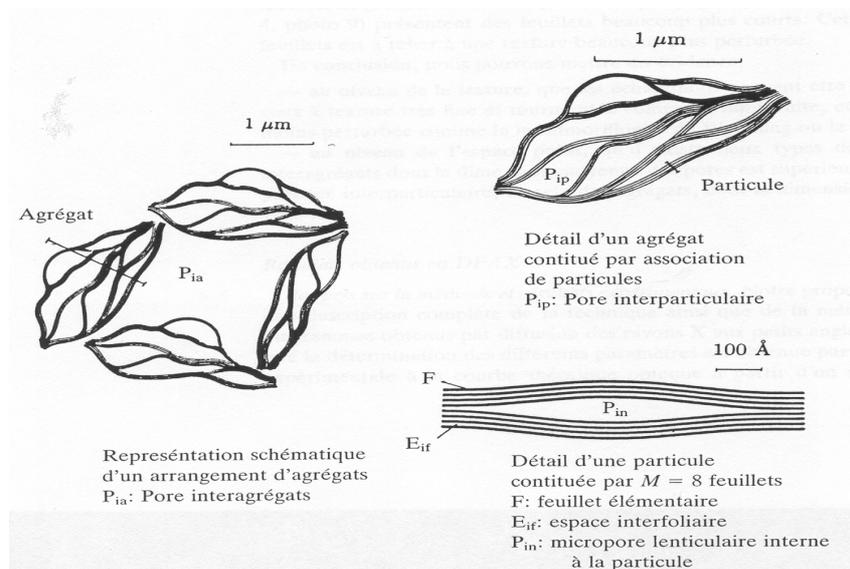
### 1.2.3.3 Définitions des unités de l'espace poreux

Par ailleurs, à partir de ces différents modèles de structure, les espaces poreux correspondants ont aussi été définis avec la même richesse terminologique : vides inter-(foliaires, lamellaires, particulaires, agrégats), intra-(particulaire, agrégat, domaine). On parle aussi de micro-pores, méso-pores et macro-pores.

Des auteurs ont utilisé, parallèlement à la microscopie électronique à balayage ou à la microscopie électronique à transmission, des méthodes indirectes telles que la porosimétrie par injection de mercure et/ou le BET pour décrire de façon quantitative et globale la porosité des sols argileux (Diamond, 1970 ; Delage, 1979 ; Vayssade, 1978 ; Parcevaux, 1980 ; Arnould et al., 1980 ; Tessier, 1984 ; Delage et Lefebvre, 1984 ; Audiguier et Delage, 1987 ; Griffiths et Joshi, 1990 ; Al-Mukhtar, 1995 ; Qi, 1996 ; Tanaka et Locat, 1999 ; Guillot, 2002). La classification des pores donnée par Touret et al. (1990) et reprise par différents chercheurs (Durand et al., 1995 ; Qi, 1996 ; Al- Mukhtar et al., 1996 ; Robinet et al., 1996 ; Guillot, 2002 ; Van Damme, 2002...), paraît assez complète et passe en revue les différents types d'espace poreux dans les sols argileux.

Ces auteurs ont proposé quatre types d'arrangement de l'espace poreux (Figure 1.2.5) :

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



**Figure 1.2.5 : Représentation schématisée des différents types de pores (d'après Touret, 1990).**

Al-Mukhtar et al (1996) et Robinet et al (1996), s'appuyant sur des ouvrages de différents auteurs, ont donné la taille moyenne des classes de pores définies ci-dessous :

- 1 à 2,5 nm pour les pores interfeuilletés ou intraparticulaires ;
- 2,5 à 150 ou 200 nm pour les pores interparticulaires ou intra-agrégats ;
- supérieure à 150 ou 200 nm pour les pores interagrégats.

Dans le tableau ci-dessous, est représentée la taille des pores décrite par les termes micro, méso et macro selon Cases et al (1990)

Ultramicroporosité	Microporosité	Mésoporosité	Macroporosité	Source
$D < 0,8 \text{ nm}$	$0,8 \text{ nm} < D < 2 \text{ nm}$	$2 \text{ nm} < D < 50 \text{ nm}$	$> 50 \text{ nm}$	Cases et al, 1990

Enfin, il faut souligner que l'organisation des particules d'argiles est extrêmement variable d'un type d'argile à un autre, d'un mode de sédimentation à un autre, et d'un état de consolidation à un autre. Arnould et al (1980) ont bien noté que le type de texture et le spectre de porosité des sols argileux sont largement influencés par la nature et la quantité de particules argileuses (smectite ou non) et par le pourcentage et la taille des éléments non argileux.

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

#### 1.2.4 Sols argileux au sens géotechnique

Pour un géotechnicien ou un mécanicien des sols, un sol argileux est un matériau meuble ou déformable dont une proportion importante des éléments a une taille inférieure à  $2 \mu\text{m}$ . Ces éléments sont constitués de minéraux argileux mais aussi d'autres minéraux non argileux (quartz, carbonates, feldspaths,...). La nature et la proportion des minéraux argileux sont en grande partie responsables des caractéristiques géotechniques, du comportement hydrique et mécanique du matériau (plasticité, compressibilité, phénomène de retrait-gonflement).

Les classifications géotechniques des sols permettent d'être plus précis :

- à l'échelle internationale il existe l'« Unified Soil Classification System : USCS » développée par « The Corps of Engineers » qui est basée sur des critères granulométriques et les limites d'Atterberg. Ces critères couplés à des critères mécaniques et hydrauliques permettent de définir des domaines d'utilisation en génie civil. Les sols argileux correspondent aux « Fine grained soils, 50% or more passes N°. 200 sieve » et aux sous-classes ML, CL, OL (Silts and clays, Liquid Limit 50% or less) d'une part, MH, CH, OH (Silts and clays, Liquid Limit greater than 50%).
- en France deux classifications sont utilisées.
  - o La classification LPC, classification qui repose sur des critères granulométriques (classes granulaires et caractéristiques géométriques de la courbe granulométrique), sur les limites d'Atterberg et sur la matière

organique (teneur et degré d'humification). Les sols argileux correspondent aux classes des « Sols fins : MO<10% et plus de 50% d'éléments fins de dimensions inférieures à 80 µm » et aux sous-classes At, Ap, Lt, Lp (MO<3%) et fO-At, fO-Ap, fO-Lt, fO-Lp (3%<MO<10%)

- Le Guide pour les Terrassements Routiers (GTR) édités sous forme d'un guide technique pour la réalisation de remblais et de couches de forme. La classification des sols est basé à la fois sur des paramètres de nature (granularité, indice de plasticité, valeur de bleu,...), et sur des paramètres d'état (teneur en eau, indice de consistance, poids volumiques,...). Ce guide renseigne sur les modalités de mise en oeuvre en fonction de la classe du sol (extraction, action sur la granularité, sur la teneur en eau, traitement, compactage, caractéristiques géométriques des remblais).

### **1.3 LES PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT : ASPECTS PHENOMENOLOGIQUES**

#### **1.3.1 Mécanisme du gonflement dans le système eau-argile**

##### **1.3.1.1 Introduction**

Le gonflement d'un sol peut résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation ou un déchargement ou bien de l'imbibition du sol sous un état de contrainte constant. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le massif peut se déformer ou non (Serratrice et Soyez, 1996). Cependant, l'augmentation de teneur en eau lors de l'imbibition ne provoque pas toujours une augmentation de volume ou un gonflement. Un sol sec peut s'humidifier simplement par remplacement de l'air contenu dans les vides, sans augmentation conséquente de volume (sol sableux et silteux). Par contre, le gonflement résulte de 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 leur surface spécifique. Il varie d'une famille à l'autre. 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. Les ordres de grandeurs suivants peuvent être retenus d'après Mitchell (1976) :

	Smectites	Illites	Kaolinite
Surface spécifique en m <sup>2</sup> .g <sup>-1</sup>	700-840	65-100	10-20

Yong et Warkantin (1975) ont remarqué que le gonflement est aussi en relation avec l'épaisseur des particules argileuses.

Dans la littérature on trouve les termes « gonflement interfoliaire » qui correspond au gonflement de l'espace entre les feuillets et le « gonflement interparticulaire » limité à l'espace entre particules ou entre agrégats et qui affecte alors toutes les argiles mais qui peut être de faible ampleur (Parcevaux, 1980; Mouroux et al., 1989).

### 1.3.1.2 Mécanisme de gonflement à l'échelle du feuillet

A l'échelle du feuillet il existe trois propriétés de base, intimement liées entre elles, qui jouent un rôle important dans le phénomène de gonflement. Ce sont l'anisotropie, la flexibilité et la charge des feuillets. Pour illustrer ceci, l'exemple des smectites sera analysé ci-dessous.

#### 1.3.1.2.1 Anisotropie des particules élémentaires

Les argiles dans lesquelles les particules sont anisotropes et rigides, comme les plaquettes de kaolinite ou d'illite, sont propices à la formation d'une structure en domaines formés de particules orientées entre elles, mais sans orientation préférentielle à l'intérieur de la structure. (cf Figure 1.1.7).

Par contre le caractère anisotrope des particules de smectite leur confère une structure ordonnée. Lorsque leur concentration dans l'eau atteint une certaine limite, les particules tendent à s'aligner. Cet effet est dû à ce qu'il est convenu d'appeler le « volume exclu »\* (Van Damme).

\**Dés qu'un assemblage d'objets anisotropes devient suffisamment dense, les objets tendent à s'aligner, car la présence d'un second objet à proximité du premier interdit à ce dernier de prendre n'importe quelle orientation. Il y a une gêne réciproque. Chaque objet possède un volume d'enveloppe tel que si un second objet pénètre dans ce volume sa liberté d'orientation est restreinte.* Jouffrey & Laribi (2004) et Laribi et al (2006b) ont montré que l'anisotropie des argiles s'étend à l'échelle nanoscopique et même atomique (Figure 1.3.1). En effet, en se basant sur les spectres de pertes d'énergie d'électron, ils ont montré que les orbitales libres du calcium sont très anisotropes. Elles sont essentiellement perpendiculaires aux feuillets dans une smectite.

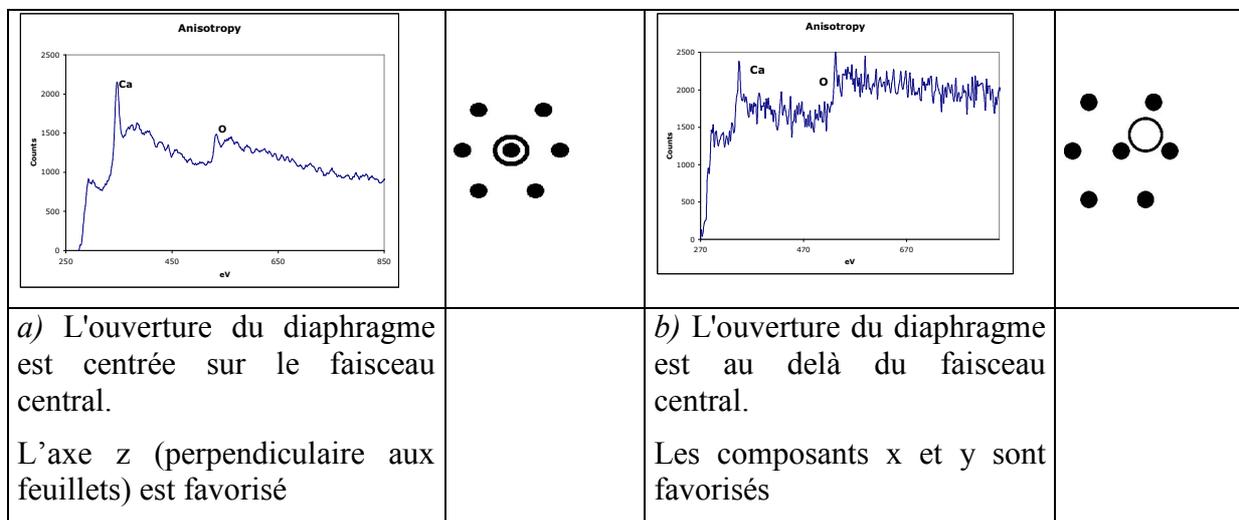
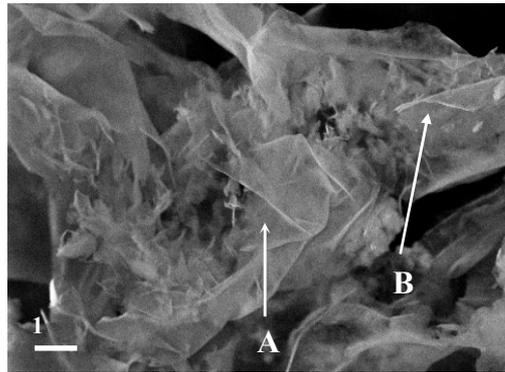


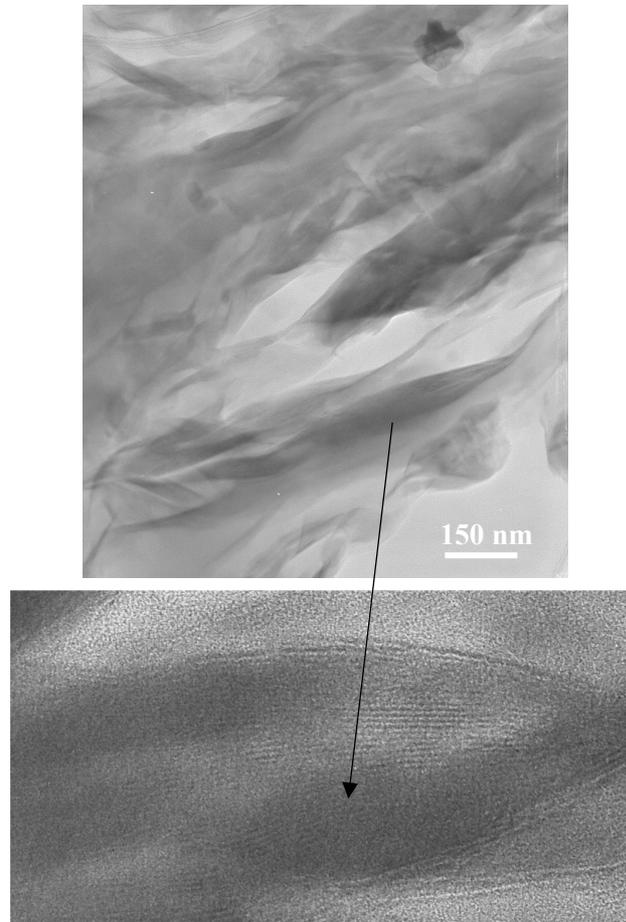
Figure 1.3.1 : Mise en évidence de l'anisotropie entre les orbitales libres du calcium et de l'oxygène (Jouffrey & Laribi, 2006)

#### 1.3.1.2.2 Rôle de la flexibilité des feuillets

Cette seconde propriété leur confère une grande aptitude à l'enchevêtrement, et par conséquent une structure en pores lenticulaires (Figure 1.3.2)



**Figure 1.3.2 : Vue en plan d'un ensemble de feuillets de smectite (MEB 5 keV) (Laribi et al, 2005). Cette photo reflète l'extrême déformabilité des feuillets d'argile. A : Parties superposées ; B : Courbures des feuillets**



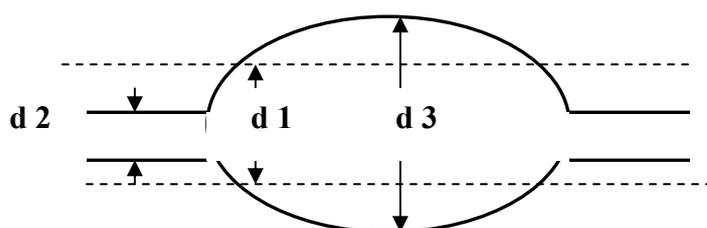
**Figure 1.3.3 : Pores lenticulaires (Laribi, 2003)**

C'est cette flexibilité qui permet à un feuillet d'être imbriqué dans un empilement dense en un point et plus éloigné de ses voisins en un autre. Ainsi les feuillets peuvent former un réseau continu très poreux à caractère élastique.

Van Damme attribue une telle structure alvéolaire à la conséquence d'un potentiel interparticulaire présentant un maximum d'énergie (correspondant à une barrière) entre, d'une part, un minimum d'énergie bien défini à courte distance (généralisé, par exemple, par des forces électrostatiques de fluctuation ou par des forces de Van der Waals) et, d'autre part, un autre minimum à grande distance, correspondant à des répulsions entropiques (osmotiques) des doubles couches.

En effet dans le cas des smectites qui ont une grande extension latérale et qui sont suffisamment flexibles, si la distance moyenne entre deux feuillets parallèles se trouve dans la zone instable correspondant à la position du maximum d'énergie (barrière), le système peut évoluer spontanément vers un état déformé dans lequel une fraction des feuillets passe dans le minimum à courte distance alors que l'autre fraction tend vers le minimum à grande distance. En fait c'est la déformabilité des feuillets qui fixe la distance maximum qui peut être atteinte. Une telle structure correspond assez bien à celle observée dans le régime semi dilué des smectites-Na.

Pour qu'elle puisse se réaliser il faut que la déformation n'ait pas un coût énergétique supérieur au gain réalisé par le rapprochement et l'éloignement. Il faut donc que le module de flexion ait une valeur relativement faible.



**Figure 1.3.4 : Schéma de deux feuillets de smectite séparés par une distance comprise dans la zone instable d'un diagramme énergétique à l'origine d'une structure alvéolaire semblable à celle de la figure 3-3.**

Cet exemple montre l'importance du rôle joué par la flexibilité des feuillets d'argiles dans l'organisation d'un mélange argile-eau.

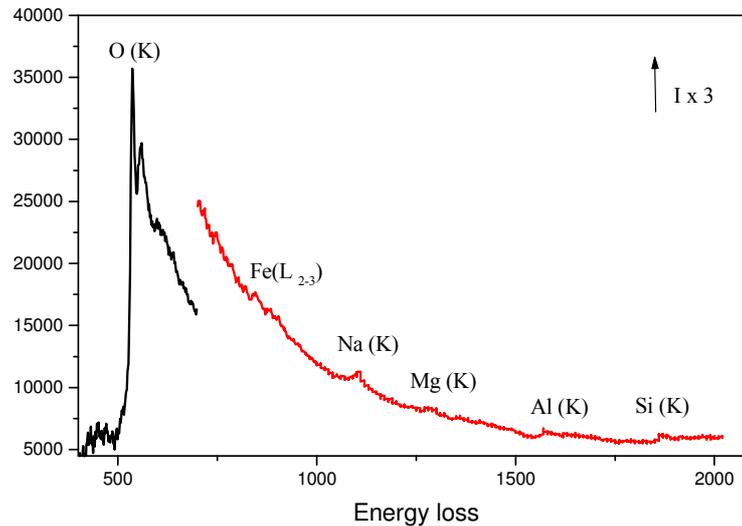
### **1.3.1.2.3 Rôle de la charge électrique des feuillets**

Les minéraux naturels présentent des défauts de charge par substitutions d'atomes dans les cavités octaédriques et tétraédriques.

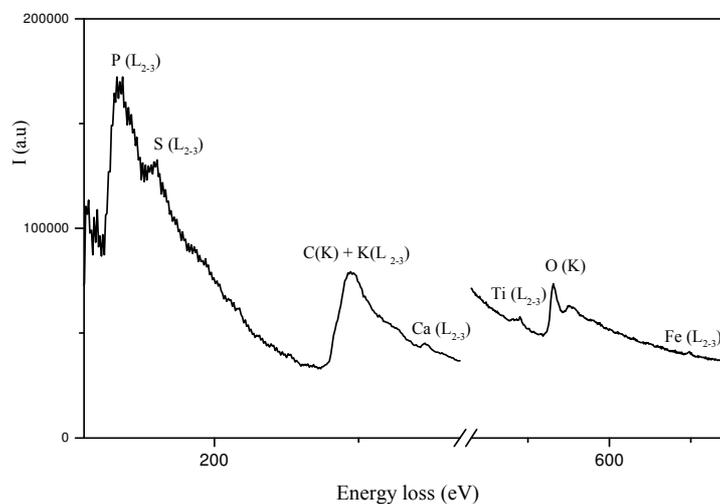
On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Les substitutions ioniques isomorphiques dans le feuillet 2 : 1 induisent un déficit de charge positif. Chaque feuillet porte donc une charge nette négative, compensée par des cations interfoliaires.

Avec la technique de spectroscopie de pertes d'énergie d'électrons Laribi et al (2005, 2006 b) ont confirmé la présence des substitutions isomorphiques au sein des particules d'argiles type

smectite (Figure 1.3.5) ainsi que dans les interstratifiées smectite-illite (Figure 1.3.6). Ils ont aussi calculé les concentrations des éléments chimiques en différents points de la particule argileuse, ce calcul ayant confirmé les différences attendues.

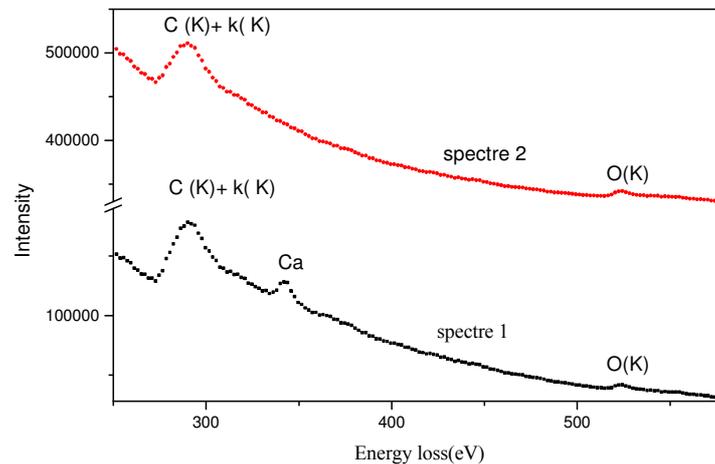


**Figure 1.3.5 : Substitutions isomorphiques au sein d’une particule de smectite (Laribi et al, 2006 b) : on observe sur ce spectre les principaux constituants de l’argile Si, Al et O ainsi que les cations substitués.**



**Figure 1.3.6 : Substitutions isomorphiques au sein d’une particule d’illite (Laribi 2003)**

La Figure 1.3.7 révèle la présence d'une hétérogénéité au sein d'une même particule : elle montre deux enregistrements faits sur une même particule à deux points d'observation distants de quelques nanomètres. Le premier spectre révèle la présence des seuils K du Carbone, du Potassium et de l'Oxygène ainsi que le seuil  $L_{2,3}$  du Calcium. Ce dernier n'apparaît pas sur le second spectre ce qui confirme la présence de substitutions isomorphiques.



**Figure 1.3.7 : Mise en évidence de l'hétérogénéité au sein de la particule d'un interstratifié smectite/illite (Laribi, 2003)**

#### 1.3.1.2.4 Localisation de la charge dans le feuillet

Lorsque la charge est issue de substitutions en site octaédrique au sein de la couche atomique médiane des feuillets (soit 0,5 nm environ de la surface du feuillet), son écrantage par les couches qui les séparent de la surface, conduisent à lui donner un caractère diffus. Tout se passe comme si la charge était distribuée de manière uniforme à la surface des feuillets (densité de charge homogène).

En revanche, lorsque les substitutions se produisent en sites tétraédriques, où une seule couche d'atome d'oxygène sépare le site de substitution de surface, l'écrantage est nettement moins efficace et la charge de surface garde un caractère très localisé, ce qui engendre des forces électrostatiques attractives nettement plus fortes avec les charges de surface à caractère localisé (Van Damme, 2002).

Ceci explique que les montmorillonites pour lesquelles les substitutions se situent dans les octaèdres, soient plus expansibles que les beidellites pour lesquelles les substitutions se situent dans les sites tétraédriques bien que les deux appartiennent à la famille des smectites.

Stucki et al. (2002) ont montré que la réduction du fer et sa substitution dans les sites tétraédriques au lieu des sites octaédriques influe directement sur la charge du feuillet et sa capacité d'échange cationique, entraînant une réduction du pouvoir de gonflement des argiles.

Grâce à la technique de spectroscopie de pertes d'énergie d'électron, Laribi et al (2006 b) ont pu localiser le  $Fe^{2+}$  dans les sites tétraédriques d'une smectite sodique. Ils ont étudié l'influence de ce dernier sur son environnement atomique et plus précisément le pic d'oxygène qui est lié directement au gonflement des argiles. Les résultats montrent que plus la concentration en  $Fe^{2+}$  dans les sites tétraédriques augmente, plus le seuil K du pic d'oxygène s'étale et diminue en intensité. Ces auteurs supposent que cette substitution tétraédrique est responsable de la distorsion du réseau cristallin ainsi que de certaines imperfections au sein de ce réseau.

### **1.3.1.3 Mécanisme de gonflement interfeuillelet et interparticulaire**

#### **1.3.1.3.1 Gonflement cristallin**

L'hydratation se produit sur toutes les surfaces des 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 les smectites, le gonflement cristallin peut se produire jusqu'au niveau du feuillet puisque les liaisons interfeuillelets 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 cristallites (ou domaines) et autour des agrégats.

Ce phénomène d'adsorption d'eau à la surface des particules argileuses est limité à 3 ou 4 couches monomoléculaires, les particules ne sont donc pas écartées de plus de 10 Å (Norrish, 1954; Yong, 1999). Cependant, Van Olphen (1977, d'après Yong, 1999) a noté que l'adsorption de 4 molécules d'eau dans l'espace interfoliaire des montmorillonites peut entraîner une augmentation de volume d'une argile sèche de l'ordre de 100%.

D'après Ben Brahim (1985) cette eau s'organise en couches moléculaires planes dans le cas de phyllosilicates hydratés sous humidités relatives contrôlées.

Grim et al. (1933) ont montré l'existence d'hydrates successifs à 1, 2, 3 et 4 couches d'eau correspondant à des distances basales de 12,6 Å, 15,6 Å, 18,6 Å et 21,6 Å. Cette hydratation par palier a aussi été mise en évidence par Mering (1946), Glaser (1953), Norrish (1954) dans le cas de smectites sodiques et par Suquet (1978) et de La Calle (1978) dans le cas de vermiculites et de saponites.

Le minéral hydraté d'une et jusqu'à 4 couches d'eau interfoliaire est qualifié de solide hydraté (Pons, 1980, 1981 ; Ben Rhaiem et al., 1986).

De son côté Norrish (1954), étudiant le gonflement de la montmorillonite sodique, a noté que, jusqu'à une humidité relative de 99%, une faible part du gonflement macroscopique se produit. Cependant, à ce stade de l'hydratation, l'argile peut adsorber jusqu'à 0,5 gramme d'eau par gramme de minéral anhydre, et l'espace interfoliaire peut augmenter de 9,5 Å pour l'argile sèche, à environ 20 Å pour l'argile hydratée (correspondant à quatre molécules d'eau pour une épaisseur de couche moléculaire de 2,93 Å). Ceci correspond à une porosité de 57% et un indice des vides de 1,35 (Durand et al, 1995).

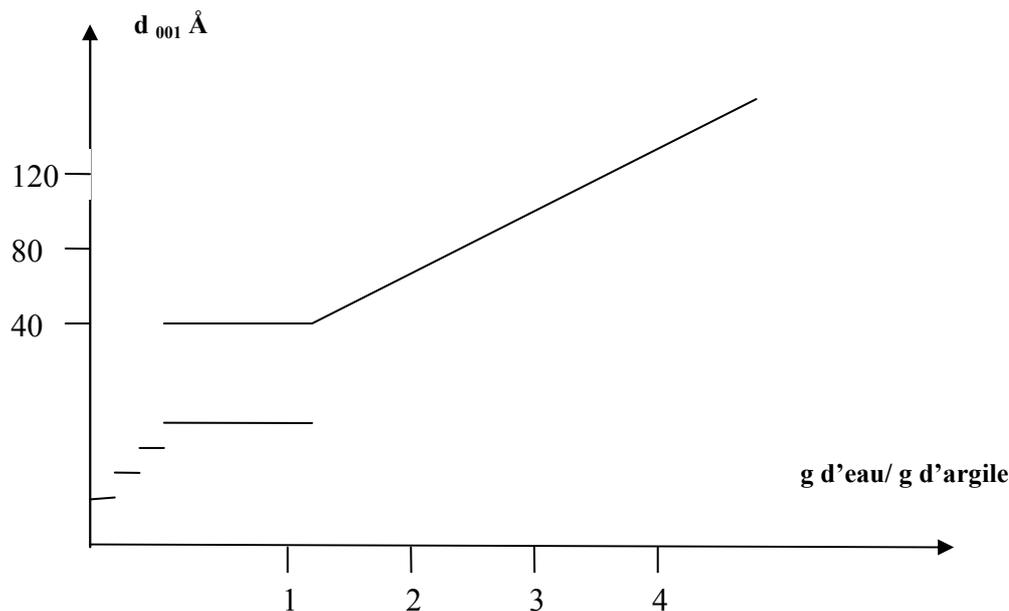
En revanche, lorsque cette argile est mise en contact direct avec de l'eau (« gonflement en présence d'eau - gonflement macroscopique »), selon ce même auteur, elle peut adsorber jusqu'à 10 grammes d'eau par gramme d'argile avec une augmentation de 20 fois son volume (correspondant à une porosité de 96% et un indice des vides de 27) (Durand et al, 1995). La distance interfoliaire est alors de l'ordre de 300 Å (Tran Ngoc Lan, 1987).

D'après Yong (1999 a et b), 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 observé lorsque les sols argileux secs sont mis en contact avec de l'eau.

Ce gonflement macroscopique ou gonflement libre est qualifié par certains auteurs de gonflement osmotique

### 1.3.1.3.2 Gonflement Osmotique

Le gonflement osmotique se produit lorsque l'énergie d'hydratation est suffisante pour franchir la barrière de potentiel due aux forces électrostatiques attractives entre feuillets. Au-delà de la deuxième couche d'eau adsorbée à la surface d'un feuillet, l'eau perd ses propriétés d'eau liée et devient de l'eau libre



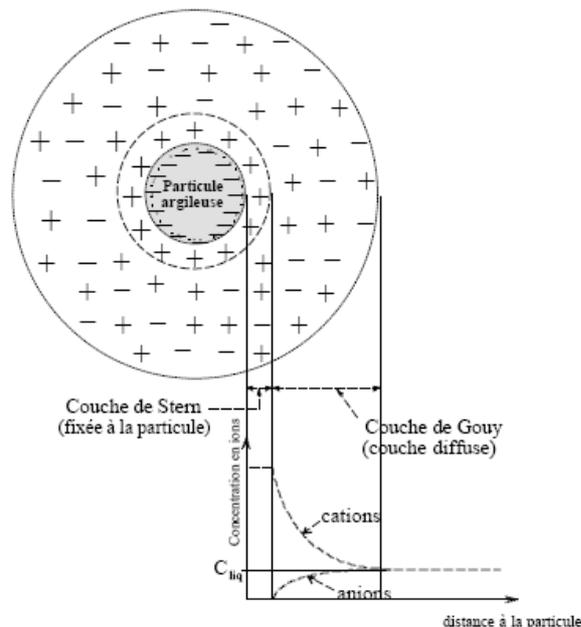
**Figure 1.3.8 : Gonflement d'une montmorillonite Na avec mise en évidence du gap d'après Norrish (1954)**

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. Il est principalement dû à la formation de la double couche diffuse (Norrish, 1954 ; Van Olphen, 1976 ; Ben Rhaiem et al., 1987). Les distances interfoliaires passent brusquement de 21,6 Å (hydrate de 4 couches d'eau) à 30 Å et au-delà, sans que l'on puisse mettre en évidence de distances comprises entre ces deux valeurs (Ben Rhaiem et al., 1986 et 1998 ; Pons et al., 1981). On parle alors de « gap ». Ce phénomène conduit à une importante prise d'eau du matériau.

Les cations interfoliaires ont tendance à se dissocier du feuillet pour former un « gaz ionique » ou « atmosphère ionique » (Sridharan et al., 1986 ; Van Damme, 2002). Ce gonflement peut, sous certaines conditions, devenir illimité et conduire à une dispersion totale

des feuillets de silicate. Ceci rejoint les résultats de Durand et al (1995) et Tran Ngoc Lan (1987) qui ont été exposés dans le paragraphe précédent. Les distances entre feuillets peuvent dans ce cas atteindre plusieurs centaines d'angströms (Norrish, 1954 ; Norrish et Raussel-Colom, 1963 ; Pons et al., 1981 ; Tessier, 1984 ; Ben Rhaiem et al., 1986 ; Touret, 1988 ; Faisandier et al., 1997).

L'ensemble « particule chargée négativement et concentration de cations autour de la particule » constitue la double couche diffuse dont la théorie a été exposée ci-dessus.



**Figure 1.3.9 : Schéma de la double couche (d'après Bultel, 2001)**

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 (Van Damme, 2002). 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.

L'expression donnant l'épaisseur de la double couche est dérivée des équations de Poisson-Boltzmann avec de nombreuses hypothèses restrictives (pas d'interaction ionique, particules finies et parallèles, pas de force attractive, etc.), (Parcevaux, 1980 ; Sridharan et Javadeva, 1982; Sridharan et al, 1986; Mitchell, 1993; Delage et Cui, 2000) :

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{DkT}{8\pi n_0 \varepsilon^2 z^2}} \quad (\text{I-1})$$

avec :

- 1/K : épaisseur de la double couche
- D : constante diélectrique du milieu liquide
- k : constante de Boltzmann
- $\varepsilon$  : charge électrique de l'électron
- T : température absolue
- z : valence des cations
- $n_0$  : concentration ionique du milieu liquide

Cette expression montre que l'épaisseur de la double couche, et donc le gonflement, augmente avec une 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.

La double couche diffuse peut se développer aussi bien au niveau des feuillettes qu'au niveau des particules argileuses. Lorsque deux doubles couches de particules voisines interagissent, la pression osmotique tendant à favoriser la pénétration de l'eau dans l'espace interparticulaire (Tran Ngoc Lan, 1987) agit vis-à-vis des deux particules comme une force de répulsion, les empêchant de se rapprocher. L'expression de cette pression osmotique ou pression de gonflement est donnée par l'équation de Van't Hoff (pour des ions monovalents) (Bolt, 1956 ; Yong et Warkentin, 1975 ; Parcevaux, 1980 ; Tran Ngoc Lan, 1987):

$$P = RT (C_c - C_o) \quad (\text{I-2})$$

avec:

- P : pression osmotique de répulsion ou pression de gonflement
- R : constante des gaz parfaits
- T : température absolue
- $C_c$  : concentration de la double couche
- $C_o$  : concentration du liquide interstitiel

Par ailleurs, à partir de cette même théorie, Sridharan et Jayadeva (1982) ont démontré que l'équation (I-2) est équivalente à l'équation de Langmuir, et la pression de répulsion (ou gonflement) peut s'écrire:

$$P = 2n_0kT (\cosh u - 1) \quad (\text{I-3})$$

avec:

$$u = 2,35 - 4,375 \lg(kd)$$

et

$$d = \frac{e}{\gamma_s S} \quad \text{avec} \quad 1 + e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d}$$

avec :

$n_0$  : concentration ionique du milieu liquide

$k$  : constante de Boltzmann

$U$  : potentiel électrique (sans dimension) à mi-distance des deux particules argileuses. Il dépend lui même de la demi distance entre les particules ( $d$ ), des propriétés du sol (surface spécifique du sol :  $S$ , capacité d'échange cationique et charge spécifique surfacique des particules), et des propriétés de l'électrolyte (concentration, constante diélectrique du milieu, valence)

$e$  : indice des vides

$\gamma_s, \gamma_d$  : respectivement, poids volumique des particules solides, et du sol sec

On remarque que, pour un sol dont la minéralogie et le fluide interstitiel sont connus, la pression  $P$  ne dépend que de la demi-distance interparticulaire  $d$  et du poids volumique du sol sec  $\gamma_d$ . La pression de répulsion est alors une fonction strictement décroissante de la demi-distance interparticulaire.

Cependant, les forces moléculaires attractives, connues sous le nom de forces de corrélation qui sont générées par la fluctuation de concentration ionique, se développent entre deux doubles couches si la distance entre elles est suffisamment faible (Van Damme, 2002). Cette force attractive, à la différence de la force répulsive, dépend en plus de la distance entre les doubles couches et de l'épaisseur de la particule (Sharma, 1998). Ainsi, le gonflement ou la compressibilité des sols argileux est une fonction d'équilibre entre les forces résultantes internes attractive et répulsive de la double couche et la force externe appliquée.

### **1.3.1.3.3 Discussion concernant la théorie de la double couche**

La théorie de la double couche a été appliquée dans la prédiction du comportement mécanique d'argiles saturées par de nombreux auteurs dont Bolt (1956), Sridharan and Venkatappa-Rao (1973), Sridharan et Jayadeva, (1982), Yong et Mohammed (1992), Mitchell (1993), Sridharan et Choudhury, (2002). Ils ont démontré que la concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux obtenus sur la compressibilité mécanique des argiles est relativement bonne sous certaines conditions. Ainsi, pour des montmorillonites dont l'épaisseur est inférieure à  $0,2 \mu\text{m}$  et dont la concentration en NaCl de l'électrolyte est de  $10^{-4}$  M, les résultats expérimentaux et théoriques entre la distance interfoliaire et la pression de gonflement sont concordants. Par contre, c'est beaucoup moins satisfaisant lorsque la concentration de l'électrolyte est plus élevée ou pour des particules d'argiles dont l'épaisseur est plus grande telle que l'illite (Bolt, 1956).

Madsen et Müller-Vonmoos (1985) ont noté une bonne concordance entre les pressions de gonflement théoriques et expérimentales à partir d'une étude sur 19 échantillons d'argilite surconsolidée.

Par contre, d'autres auteurs ont souligné les limites de cette théorie. Sposito (1989, d'après Mitchell, 1993) indique que cette théorie s'applique seulement aux électrolytes monovalents et dans une solution diluée ( $< 100 \text{ moles/m}^3$ ). Les résultats concernant le gonflement ne sont pas satisfaisants lorsque la solution contient des cations bivalents.

Il a aussi noté qu'environ 75% des ions de la double couche diffuse se situent à une distance d'environ  $10 \text{ \AA}$  de la surface des particules.

Low (1980), en menant de nombreuses expériences sur des montmorillonites sodiques, a noté que la couche diffuse est petite et mal développée. Il pense ainsi que le mécanisme de base pour le gonflement des argiles est l'interaction entre les feuillets argileux et l'eau (ou l'hydratation) et non le phénomène osmotique.

Van Damme (2002) a remarqué que l'expansion qui suit le phénomène d'hydratation dépend du type de cation. Pour les montmorillonites sodiques, les forces osmotiques répulsives sont toujours dominantes par rapport aux forces attractives qui sont générées par les fluctuations de concentration ionique. Donc, la double couche peut se développer et l'expansion peut ainsi se poursuivre. De nombreux auteurs (Bolt, 1956 ; Tessier, 1984 ; Mitchell, 1993, etc.) sont arrivés à la même conclusion.

En revanche, dans les montmorillonites calciques, quelle que soit la charge de surface des particules, les ions  $\text{Ca}^{2+}$  induisent un régime attractif pour des distances comprises entre 0,6 et 1,2 nm, donc la couche diffuse ne peut pas se développer et l'expansion est ainsi limitée à l'écartement obtenu par les forces d'hydratation. Ceci explique les différences de comportement entre une argile sodique et une argile calcique.

Cependant, Tessier (1984) a remarqué que le gonflement observé pour les montmorillonites Ca, Mg, Na en présence d'un électrolyte concentré, ainsi que pour les illites et les kaolinites ne peut pas s'expliquer de manière satisfaisante par le seul gonflement dû à l'hydratation. Il a donc formulé deux hypothèses susceptibles d'être à l'origine de la formation d'une porosité lors de la réhumectation, dans le cas des smectites Ca, Mg, Na, en présence d'une solution concentrée : soit un phénomène de relaxation mécanique dans le système eau-argile, soit un mécanisme lié à la tension interfaciale solide-liquide qui serait à l'origine d'un processus de "clivage" au niveau des sous-empilements de quasi-cristaux. La première hypothèse rejoint les observations faites par Ladd (1960), Yong et Warkantin (1975) qui ont noté une contribution de la relaxation élastique dans le phénomène de gonflement lorsque la teneur en eau du sol est faible.

Les limites de la théorie de la double couche pour des sols compactés sont aussi rapportées par de nombreux auteurs (Pusch, 1982 ; Yong et Mohamed, 1992 ; Komine and Ogata, 1996, 2003 ; Sridharan et Choudhury, 2002 ; Tripathy et al., 2004 ; etc.). Ils ont remarqué que la concordance entre les données expérimentales et celles dérivées de la théorie de la double couche ne sont pas satisfaisantes. Selon Push (1982), la différence est due au fait que pour un sol à forte densité, les doubles couches ne se développent pas ou seulement en partie. Yong et Mohammed (1992) et Sridharan et Choudhury (2002) ont attribué cette différence au rôle important de la force d'hydratation lorsque l'espace entre les particules est réduit par le phénomène de compaction.

La théorie de la double couche ne prend pas en compte certains facteurs comme l'arrangement non parallèle des particules dans le sol, l'effet de la taille des ions, l'adsorption d'anions, et l'existence de forces attractives qui doivent cependant jouer un rôle déterminant dans l'hydratation des argiles.

Cependant la théorie de la double couche présente l'avantage de pouvoir calculer les effets de la concentration de l'électrolyte, de la constante diélectrique, de la valence cationique, et de la température, même si elle reste évidemment limitée par les hypothèses émises sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, etc.). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est-à-dire lorsqu'il s'agit de sols sursaturés en cations en présence d'un soluté à faible concentration ionique.

#### **1.3.1.3.4 Aspect énergétique du gonflement**

Le processus de gonflement peut aussi s'exprimer en terme d'énergie. Les propriétés d'hydratation, de gonflement et de dispersion des phyllosilicates n'existent que parce que l'énergie de cohésion interfoliaire est suffisamment faible pour que les molécules d'eau puissent pénétrer entre les feuillets. Mamy (1968) a montré que l'aptitude d'un phyllosilicate à s'hydrater résultait de la concurrence entre deux processus mettant en jeu :

- EA : l'énergie d'attraction des molécules d'eau qui comprend à la fois l'énergie d'interaction cation-eau et l'énergie d'interaction entre les molécules d'eau et les feuillets (eau-eau et eau-feuillet);
- EC : l'énergie de cohésion interfeuillets qui dépend des forces de liaisons entre feuillets adjacents.

Le bilan énergétique conduit à une expression schématique de l'énergie d'adsorption ou d'hydratation de l'argile  $E = EA - EC$ . Les facteurs EA et EC dépendent de plusieurs paramètres, ce qui rend le mécanisme complexe.

L'énergie de cohésion EC dépend principalement des cations interfoliaires (nature, nombre par maille) et de l'origine de la charge des feuillets (ordonnés ou non) (Mamy, 1968).

On peut ainsi expliquer l'existence de divers modes de gonflement de la façon suivante :

Lorsque la cohésion interfeuillets reste élevée au cours de l'hydratation, celle-ci se limite à quelques couches d'eau et peut même parfois ne pas se produire du tout. Le cas typique est celui de la montmorillonite-Ca, pour laquelle  $EC > EA$  dès l'adsorption de la deuxième couche. Si la cohésion interfeuillets devient très faible on a alors  $EA > EC$  et le nombre de couches d'eau devient très élevé, conduisant, comme dans le cas de la montmorillonite-Na, à la dispersion des feuillets.

#### **1.3.1.3.5 Rôle des cations compensateurs**

Nous avons vu précédemment que la nature des cations compensateurs joue un rôle important dans le processus de gonflement.

Hendricks et al (1940) ont été les premiers auteurs à s'intéresser au rôle des cations échangeables au début du processus d'hydratation. Il ressort des nombreuses études réalisées sur les propriétés d'hydratation et de dispersion des phyllosilicates gonflants qu'il existe deux groupes de cations compensateurs (Norrish, 1954 ; Suquet, 1978 ; de la Calle et al., 1978 ; Besson, 1980 ; Raussell-Colom, et al., 1980 ; Pons et al., 1981, 1982 ; Ben Rhaiem et al., 1986, 1988 ; Touret et al., 1990 ; Bérend, 1991 ; Faisandier, 1997) :

- ceux qui permettent d'obtenir la dispersion maximale pour tous les phyllosilicates possédant des propriétés d'hydratation ;
- ceux qui ne permettent qu'une hydratation limitée à quelques couches d'eau (2 à 4 suivant le minéral)

Norrish (1954) a relié le gonflement des particules argileuses aux mécanismes d'hydratation des cations en les classant par valeurs décroissantes de leur énergie d'hydratation. Il obtient le classement suivant :  $Li^+ > Na^+ > Ca^{2+} > K^+ > Cs^+$ .

Si le classement rend bien compte du comportement de  $Li^+$  et  $Na^+$  d'une part (gonflement permis) et  $Ca^{2+}$ ,  $Cs^+$  d'autre part (hydratation limitée) il ne permet pas d'expliquer le cas particulier du potassium, qui tantôt se comporte comme  $Na^+$ , tantôt comme  $Ca^{2+}$  (Figure 1.3.10, Tableau 1.3.1).

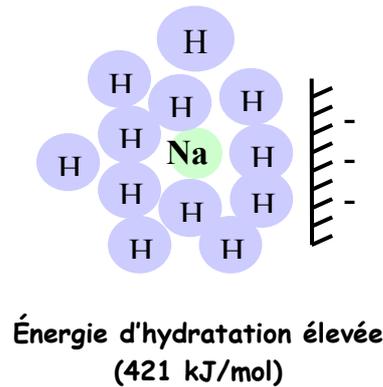
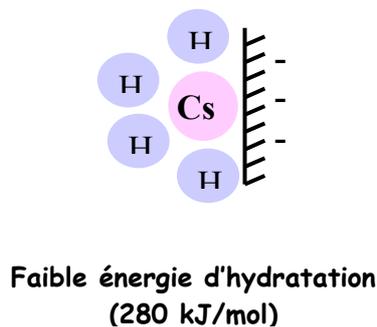


Figure 1.3.10 : Schéma d'hydratation en fonction du cation compensateur.

Tableau 1.3.1 : Mode d'hydratation de certaines argiles (Suquet, 1978)

Matériau	Li <sup>+</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Ba <sup>2+</sup>
Montmorillonite	G I	G I	**	3- 4 C	3- 4 C	3- 4 C
Hectorite	G I	G I				
Beidellite	G I	G I		3- 4 C	3- 4 C	3- 4 C
Saponite	G I	G I		3- 4 C	3- 4 C	3- 4 C
Vermiculites	G I*			2 C	2 C	2 C

G I : gonflement illimité

\* : si faible charge

\*\* : gonflement parfois illimité, parfois limité à quelques couches d'eau.

La taille, la sphère d'hydratation des cations ainsi que leur place dans l'espace interfoliaire sont aussi des paramètres à prendre en compte. En effet, le rayon d'hydratation dépend du type de cation interchangeable, l'écartement des feuillets est d'autant plus grand que le rayon ionique hydraté du cation compensateur est grand (Iltis 1983). Ainsi Aboubeker et Lamoune (2004) ont montré, sur des essais de gonflement libre effectués avec des sels chlorés, l'influence du rayon ionique hydraté du cation compensateur : le gonflement est important pour des ions Ca<sup>+</sup>, moyen pour les ions Na<sup>+</sup> et faible pour les ions K<sup>+</sup>.

Les cations interviennent sur le positionnement relatif des feuillets, et la solidité de la liaison (cation + sphère d'hydratation). Ainsi, compte tenu des dimensions des cavités hexagonales, tout cation de rayon inférieur à 1,3 Å pourra se loger dans ces cavités. Or l'hydratation se fait d'autant mieux que les cations sont délocalisés. Un gros cation aura donc tendance à favoriser les premières étapes de l'hydratation et il en sera de même pour les cations divalents, qui ne peuvent compenser localement le déficit de charge du feuillet (Glaser, 1953 ; Glaser et Mering, 1968).

La stabilité des cations a aussi été étudiée. Les cations sont liés de façon réversible aux feuillets par des forces électrostatiques. Les échanges cationiques peuvent modifier le

gonflement du matériau. L'ordre des cations du plus échangeable au moins échangeable est le suivant :

$\text{Li}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  et  $\text{Al}^{3+}$ .

Les travaux de Mering (1946) ont permis de montrer la validité de la loi d'action de masse pour les réactions d'échanges ioniques. Les cations métalliques sont fixés à 80 % entre les feuillets.

L'étude de la sorption des hydroxydes ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ,  $\text{Al}(\text{OH})_3$ ,  $\text{Ni}(\text{OH})_2$ ...) (Mering 1946) par la montmorillonite a mis en évidence l'insertion de ces molécules entre les feuillets, le composé obtenu est alors analogue aux chlorites naturelles et comporte une couche d'hydroxyde.

Faisandier (1997) a montré que l'effet principal du potassium, est de provoquer la formation de systèmes hétérogènes où coexistent, au sein d'une même particule, des feuillets de smectite hydratés et des feuillets enchevêtrés. L'auteur a aussi montré que ce comportement particulier du potassium se manifeste à tous les niveaux d'organisation par l'existence de phases moins visco-élastiques que le sodium.

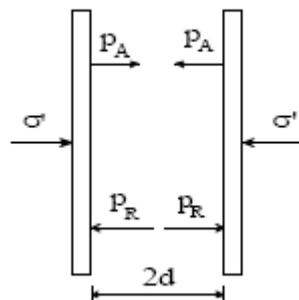
### 1.3.1.3.6 De l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de montrer rapidement qu'une diminution des contraintes effectives entraîne un gonflement.

Considérons deux particules argileuses que l'on peut représenter comme plates et parallèles, immergées dans une solution électrolytique. Elles sont soumises d'une part, à une contrainte extérieure (contrainte effective  $\sigma'$ ) et d'autre part, à une pression due aux forces électriques (Figure 1.3.11).

Les pressions engendrées par les forces électriques se composent de la pression osmotique,  $P_r$ , due aux forces de répulsion et de l'attraction,  $P_a$ , due aux forces de corrélation (forces de Van der Waals), qui dépend de la distance  $2d$  entre les particules et décroît très rapidement avec cette distance.

Pour maintenir les particules à la distance  $2d$ , il faut que la contrainte  $(P_r - P_a)$  équilibre la contrainte de compression  $\sigma'$ , donc elle doit être répulsive  $\sigma' = P_r - P_a$



**Figure 1.3.11 : Forces agissant sur deux particules argileuses (d'après Tran Ngoc Lan, 1987)**

Dans l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique, Sridharan et Jayadeva (1982) ont constaté que la pression due aux forces d'attraction de Van der Waals

était négligeable devant la pression osmotique de répulsion pour des matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite.

Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante :

Si la contrainte effective baisse, l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire que, pour une composition minéralogique du sol et une composition du liquide interstitiel données, des molécules d'eau pénètrent dans l'espace interparticulaire avec pour effet de diminuer la concentration cationique de la double couche, donc la pression osmotique, jusqu'à ce que cette dernière équilibre de nouveau la contrainte effective. Il en résulte alors un écartement des deux particules se traduisant au niveau macroscopique par le gonflement des argiles, et entraînant par ailleurs une légère diminution de la force de corrélation. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

Inversement, si la contrainte effective augmente, l'équilibre ne peut être assuré que par une augmentation de la pression osmotique de répulsion. Pour une concentration du liquide interstitiel donnée, ceci ne peut être possible que si la concentration dans la double couche augmente. Ce n'est possible que si la distance  $2d$  est réduite, donc ceci se traduit macroscopiquement par un tassement des argiles.

Ainsi, une variation de la contrainte effective peut être à l'origine du gonflement ou de la compression des argiles. Plusieurs auteurs (Bolt ,1956 ; Mitchell ,1993 ; Sharma, 1998) ont mis en évidence une relation entre la distance  $d$  et la contrainte effective (Figure 1.3.12).

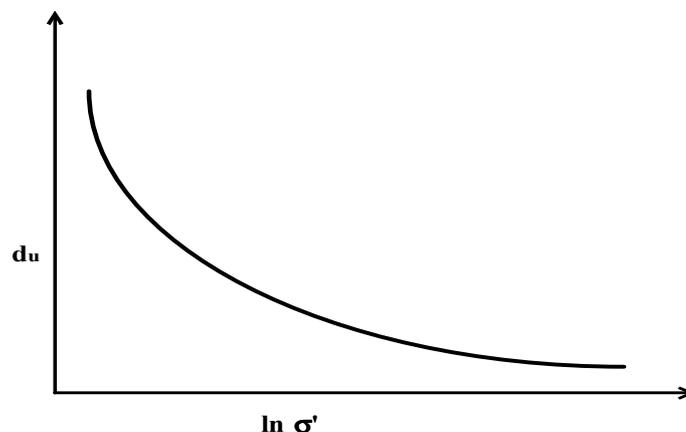


Figure 1.3.12 : Relation entre  $d_u=2d$  et contrainte effective (d'après Sharma, 1998)

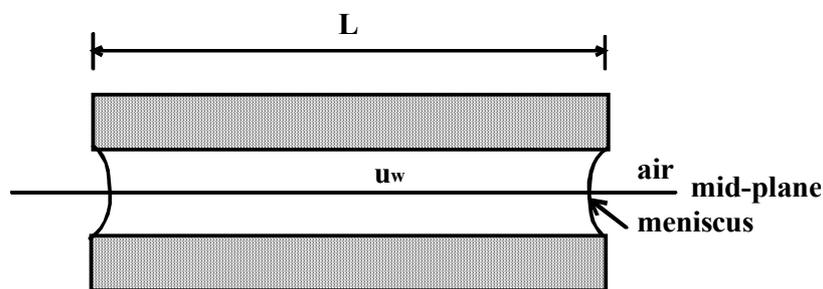
En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à un sol argileux car les hypothèses utilisées ne correspondent pas toujours aux caractéristiques du terrain naturel.

### 1.3.1.3.7 Processus de gonflement en milieu non saturé

Lorsque les argiles ne sont plus saturées, par suite d'une dessiccation par exemple, d'autres forces deviennent prépondérantes dans l'hydratation des argiles, notamment : les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces de Van der Waals de tension capillaire et les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables (Tran Ngoc Lan, 1987). L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau polaires.

Sharma (1998) a démontré l'effet de la succion ou des conditions non saturées sur le comportement des argiles à l'échelle du feuillet en partant du concept de la double couche de Biot.

Supposons deux feuillets carrés de côté L et dont une partie de l'espace interfoliaire est occupée par l'air (Figure 1.3.13).



**Figure 1.3.13 : Double couche diffuse dans un environnement non saturé (d'après Sharma, 1998)**

Considérons une fraction  $4\omega L$  de la longueur totale  $4L$  dont les vides sont occupés par de l'eau à une pression  $u_w$ , et une longueur  $4(1 - \omega)L$  dont les vides sont remplis d'air à une pression  $u_a$ . Le paramètre  $\omega$  varie entre 0 (totalité des vides contenant de l'air) et 1 (vides totalement saturés).

Si on considère que les forces agissant sur l'unité de surface du feuillet et sur le plan médian de la double couche entre les feuillets sont à l'équilibre et que la force électrostatique est nulle (l'analyse est faite dans la région comprise entre le plan médian de la particule et le plan médian de la double couche) on a :

$$\sigma L^2 = u_{wd} L^2 - 4(1-\omega)LT \quad (I-4)$$

avec :

$\sigma$  : pression externe agissant sur le feuillet

$u_{wd}$  : pression interstitielle à égale distance des deux feuillets

$$u_{wd} = u_w + P_{os} \quad (I-5)$$

avec :

$u_w$  : pression interstitielle

$P_{os}$  : composante de  $u_{wd}$  due à la différence de concentration  $C_1 - C_0$

$T$  : tension interfaciale eau-air

Donc :

$$\sigma = u_{wd} - \frac{4T(1-\omega)}{L} \quad (I-6)$$

En combinant les équations (I-5) et (I-4) on obtient :

$$P_{os} = \sigma - u_w + \frac{4T(1-\omega)}{L} \quad (I-7)$$

Cette équation peut s'exprimer de la façon suivante

$$P_{os} = \sigma - u_a + (u_a - u_w) + \frac{4T(1-\omega)}{L} \quad (I-8)$$

Selon les équations (I-7) et (I-8), si  $(\sigma - u_a)$  reste constant et si une imbibition se produit,  $P_{os}$  diminue car la succion et le terme dépendant de la tension interfaciale  $[4T(1-\omega)/L]$  diminuent. Autrement dit, la diminution de  $P_{os}$  est due à un transfert de l'eau vers la zone de la double couche ou l'espace interfoliaire, entraînant une diminution de la concentration ionique  $C_1$  dans la zone de la double couche. Cela entraîne donc une augmentation de la distance interfoliaire et ainsi un gonflement macroscopique. La diminution de  $P_{os}$  due à  $[4T(1-\omega)/L]$  peut être significative.

### **1.3.1.3.8 Influence du pH sur la rétention d'eau**

Benna et al (1999) ont étudié l'influence du pH sur la rétention de l'eau d'une montmorillonite sodique à une concentration massique fixe sous une pression de 1,5 à 5 bars. Leurs résultats montrent que la rétention d'eau atteint un minimum vers un pH de 7,5. Les auteurs expliquent que, à ce pH, la répulsion de la double couche diffuse empêche les feuillets de se rapprocher et de former un gel rigide. En dessous vers les pH acides, c'est plutôt l'interaction bord-face qui l'emporte, d'où la formation d'un réseau tridimensionnel rigide et par conséquent une rétention plus forte. Vers les pH basiques ce sont les répulsions électrostatiques qui sont à l'origine de cette rigidité. En effet, pour des valeurs de pH basiques les surfaces et les bords des feuillets sont chargées négativement par conséquent le système sera à dominante répulsive.

Jerbi (2002) a étudié l'évolution de la rétention d'eau d'une argile purifiée (70% smectite, 28% illite et 2% kaolinite) en fonction du pH. Ses résultats montrent que la rétention d'eau atteint un maximum aux alentours de pH 6. L'auteur attribue cela à la présence de contacts attractifs type Bord-Face qui entraînent une augmentation du volume occupé par les particules argileuses et créent ainsi une nouvelle porosité qui retiendra une quantité d'eau supplémentaire. Lorsque le pH diminue, la force ionique du milieu augmente et entraîne l'effondrement des contacts Bord-Face ce qui se traduit par une compaction du mélange eau - argile.

Laribi (2003, 2006a) a étudié l'influence du pH sur les propriétés rhéologiques et sur la rétention d'eau du gâteau constitué de smectite d'une part et d'interstratifié smectite/illite d'autre part avec une concentration de 10 % en argile sous une pression de 7 bars. Les résultats montrent que l'épaisseur du cake et la rétention d'eau passent respectivement par un maximum à pH = 6 pour l'argile interstratifiée et à pH = 8 pour la smectite, et diminuent vers les pH acides et vers les pH basiques. Par contre la perméabilité atteint son minimum pour ces mêmes valeurs de pH (pH 6 et 8).

Les résultats de DRX et l'observation au MET ont permis d'expliquer ces maxima (rétention d'eau et épaisseur du cake). A ces valeurs de pH l'arrangement des particules est construit suivant un réseau tridimensionnel rigide selon le type d'association Face-Face courbée, favorisant la formation de pores lenticulaires où est stocké un maximum d'eau.

## 1.3.2 Gonflement-retrait au sens mécanique

### 1.3.2.1 Introduction

D'un point de vue mécanique, le phénomène de retrait-gonflement est le résultat d'une redistribution/modification d'état de contraintes au sein du matériau en présence d'eau.

La relation de Terzaghi :  $\sigma = \sigma' + u$  permet de définir les états de contrainte d'un sol à l'équilibre. Pour un élément de sol saturé déformable, à l'équilibre sous une contrainte totale  $\sigma_0$ , en condition de drainage ( $u = 0$ ), cette relation s'exprime par :

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

avec :

$\sigma'$ , $\sigma_0$	respectivement contrainte effective et contrainte totale
$u$	pression interstitielle

Si la contrainte totale  $\sigma_0$  est supprimée, sans apport d'eau, on obtient instantanément :

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

La pression interstitielle devient négative et égale à l'opposé de la variation de la contrainte totale. Le sol est en état de succion.

On définit la succion par :

$$s = u_a - u_w$$

avec :

$u_a$	: pression d'air
$u_w$	: pression interstitielle

A partir de ce nouvel équilibre, tout apport d'eau va entraîner une augmentation de la pression interstitielle qui va tendre vers zéro. Cette augmentation de la pression interstitielle s'exprime par un gonflement, lorsque l'échantillon a la possibilité de changer de volume ( $u = 0$ ,  $\sigma' = 0$ ), ou par le développement d'une pression de gonflement dans le cas contraire. Dans ce dernier cas, le contact avec une eau libre fait tendre la pression interstitielle vers zéro, et l'équilibre est alors atteint pour :

$$u_f = 0 \text{ et } \sigma_f = \sigma'_f$$

On a alors :

$$\begin{aligned}\Delta\sigma &= \sigma_f - 0 = \sigma_f \\ \Delta u &= 0 - (-\sigma_0) = \sigma_0 \\ \Delta\sigma' &= \sigma'_f - \sigma_0 \\ \Delta\sigma &= \Delta u + \Delta\sigma' = \sigma'_f \\ P_s &= \sigma'_f = \sigma_f\end{aligned}$$

avec:  $P_s$  : pression de gonflement

Ainsi, si on met un sol déformable en contact avec une eau libre et si on empêche les variations de volume, le sol exerce une pression de gonflement sur le système qui tend à le contraindre. Cette pression de gonflement est égale à la variation de pression interstitielle entre les états d'équilibre avant et après contact avec l'eau libre. Ainsi, à un incrément de pression de l'eau, il correspond un incrément de pression de gonflement.

Toutefois, d'un point de vue strictement mécanique l'extension du concept de contrainte effective (ou contrainte de contact inter-granulaire) aux cas des argiles gonflantes nécessite de redéfinir le terme « contact inter-granulaire » afin de prendre en compte la présence des couches d'eau adsorbées (dont les propriétés sont celles d'un solide) autour des minéraux argileux.

Ainsi, plusieurs définitions de la contrainte effective, dans le cas d'un sol gonflant, ont été établies par différents auteurs (Lambe & Whitman 1969 d'après Yahia-Aissa 1999 ; Sridharan & Venkatappa-Rao 1973 ; Mitchell, 1993). Ils ont proposé, pour la contrainte agissant à la surface d'une particule argileuse, une relation de ce type :

$$\sigma = \sigma' + (R-A) + u$$

avec

$\sigma$  : contrainte totale

$\sigma'$  : contrainte interparticulaire

R : contrainte due aux forces de répulsion entre les particules

A : contrainte due aux forces d'attraction entre les particules

u : pression de l'eau interstitielle (dans les pores)

Comme on l'a vu antérieurement, les forces de répulsion sont dues aux phénomènes osmotiques engendrés par l'existence de la double couche diffuse et l'attraction interparticulaire est due aux forces électriques et de Van der Waals. L'utilisation de cette relation reste délicate en raison de la mauvaise connaissance des mécanismes se produisant à l'échelle microscopique. Cependant, cette relation souligne le fait que, lors d'une modification de la contrainte totale appliquée, ce n'est pas seulement la variation de la pression interstitielle qui est responsable du gonflement, mais aussi la redistribution des forces attractive et répulsive.

### ***1.3.2.2 Phénomène de retrait-gonflement des sols argileux dû à la modification de pressions interstitielles négatives (état de succion du sol)***

Un changement dans l'environnement hydrique d'un sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. Ces modifications entraînent dans les sols non

saturés, une modification de la valeur de succion ( $s = u_a - u_w$ ) et donc de la contrainte effective ( $\sigma'$ ), cette dernière étant liée à la contrainte totale  $\sigma$ , à la pression d'air  $u_a$  et à la pression de l'eau  $u_w$  qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation (Bishop, 1959) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

Selon cette équation, une augmentation de pression interstitielle ou une réduction de la succion entraîne un relâchement de la contrainte effective, provoquant un gonflement ou une légère augmentation de l'indice des vides. Autrement dit, quand une argile gonflante est au contact de l'eau, la diminution de succion entraîne une augmentation de l'énergie de l'eau (l'eau libre dans un sol saturé est dans un état d'énergie maximum). Cette augmentation d'énergie correspond à une augmentation de pression interstitielle qui est de nature répulsive (Cui, 2002). L'effet de cette pression sur le changement de volume du sol dépend cependant de la contrainte externe appliquée au sol (Cui et al, 2002). Si la contrainte externe est inférieure à cette pression, la différence se dissipe en entraînant un écartement des particules ou agrégats argileux et donc un gonflement macroscopique. A l'inverse, si la contrainte externe est supérieure, la pression répulsive demeure et aucun gonflement macroscopique ne se produit.

En revanche, lors d'une diminution de la pression interstitielle, une augmentation de succion se produit, entraînant une augmentation de la contrainte effective. Il en résulte une diminution du volume du sol (retrait) qui peut se traduire en surface par un tassement. Dans les sols fins, tant que le sol reste saturé, cette diminution de volume équivaut au volume d'eau extrait (Bigot et Zerhouni, 2000).

Une augmentation de succion du sol peut être provoquée par tous les phénomènes conduisant à une diminution de la teneur en eau du sol, telle qu'une dessiccation due à la sécheresse : évaporation de surface, baisse du niveau de la nappe phréatique, succion de l'eau du sol par les végétaux, etc.. Dans le cas de la dessiccation, l'augmentation de succion est généralement concentrée dans la partie superficielle du sol et conduit à un retrait, parfois accompagné de fissuration (Bigot et Zerhouni, 2000).

### ***1.3.2.3 Etude des variations de volume et de teneur en eau lors du premier cycle de drainage-humidification de sols intacts et remaniés***

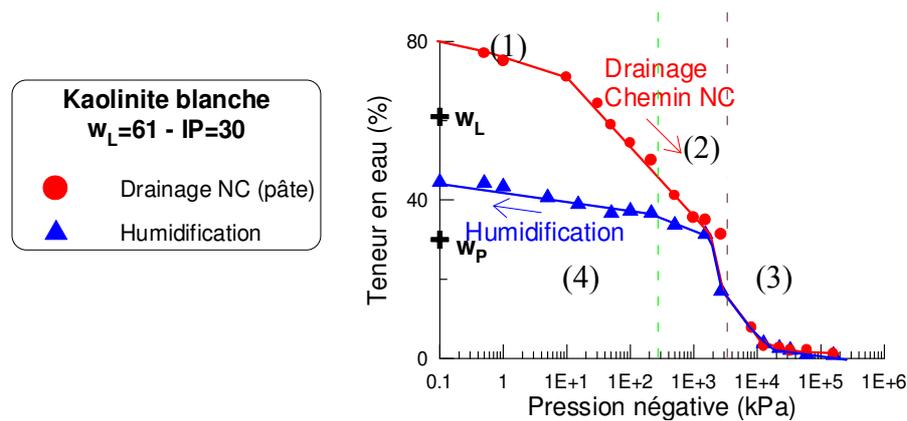
Ce paragraphe est repris du rapport final RGCU, « Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti » (Vincent et al., 2006).

L'étude des chemins de drainage-humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression interstitielle négative à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement (sa "carte d'identité"), d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation, des chemins de drainage ou d'humidification : retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière, etc.

La méthode utilisée pour obtenir la courbe de rétention consiste, soit à imposer à l'échantillon une pression interstitielle négative connue jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, soit à le sécher ou l'humidifier progressivement avant de mesurer la pression correspondante, puis à

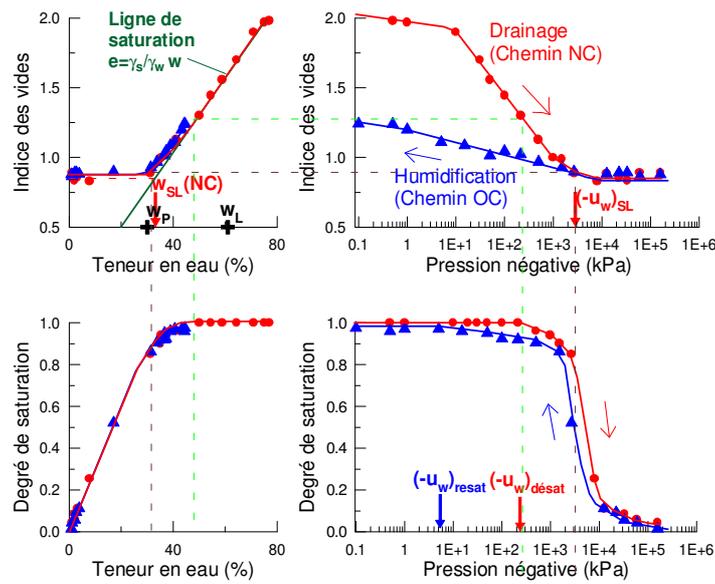
mesurer son volume externe total et sa teneur en eau pour en déduire son indice des vides, sa teneur en eau volumique et son degré de saturation.

La Figure 1.3.14 représente le premier cycle de drainage-humidification d'une kaolinite très faiblement consolidée où la teneur en eau massique est tracée en fonction de la succion. Sur le chemin de drainage à partir d'une pâte d'argile saturée (à  $w_0 = 1,5 w_L$ ), la teneur en eau présente d'abord une variation lente (1) jusqu'à la succion de préconsolidation (10 kPa), puis la variation de  $w$  s'accélère selon un segment de droite (2) qui se confond avec le chemin NC du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Enfin, une diminution rapide de la teneur en eau (3) se produit jusqu'à une valeur nulle. Le chemin suivi est en grande partie irréversible sauf dans la dernière phase (3) puisque les phases (1) et (2) sont remplacées par une phase de réhumidification progressive (4).



**Figure 1.3.14 : Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée**

Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique ci-dessus les variations des autres paramètres comme l'indice des vides ou le degré de saturation (Figure 1.3.15). En comparant la courbe de variation de la teneur en eau et la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion, on constate que, sur une grande partie de la courbe de rétention (jusqu'à une succion de 300 kPa), l'argile reste saturée ou quasi-saturée. Au-delà, on observe une chute très rapide du degré de saturation jusqu'à 0.



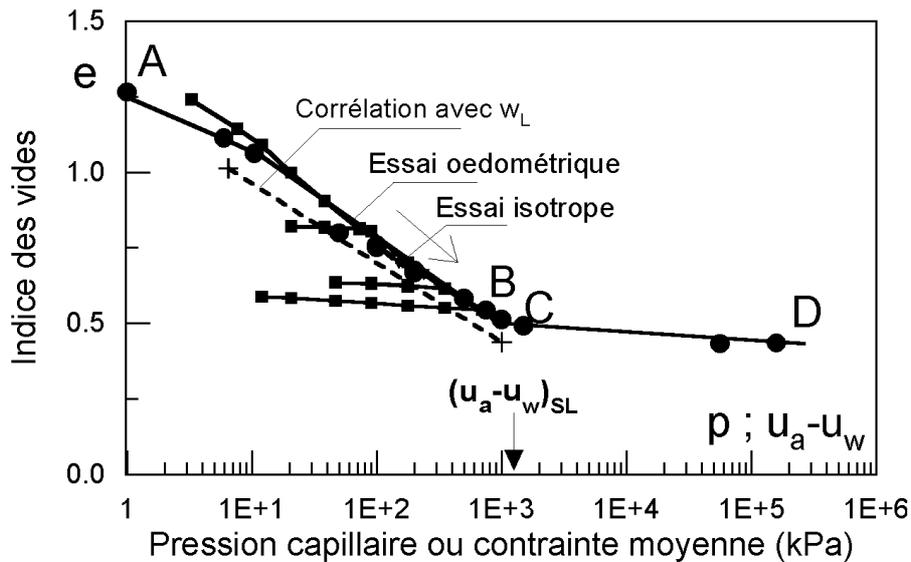
**Figure 1.3.15 : Chemin de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau]**

Parallèlement aux variations de teneur en eau, pendant le drainage, l'indice des vides diminue fortement, ce qui signifie que le sol se contracte : c'est le phénomène de retrait. On retrouve sur la courbe [succion ; indice des vides] les trois phases observées sur la courbe de rétention :

- la phase (1) qui correspond à la compressibilité du sol saturé sous l'effet de la succion dans le domaine surconsolidé,
- la phase (2) qui correspond à la compressibilité Normalement Consolidée du sol saturé ou quasi-saturé ( $S_r > 80\%$ ). Dans le domaine quasi-saturé, l'eau occupe la presque totalité des vides, l'air étant présent sous forme de bulles dans l'eau ;
- la phase (3) où le sol ne se déforme pratiquement plus, alors que la teneur en eau continue de diminuer. On observe que, dans le plan [ $u_a - u_w$  ;  $e$ ], le comportement du sol est quasiment réversible. Ceci peut être interprété comme résultant de l'action des ménisques d'eau aux points de contact entre les grains. Les fortes succions dans les ménisques se traduisent par des forces d'attraction qui rigidifient le milieu, le rendant plus résistant et moins déformable.

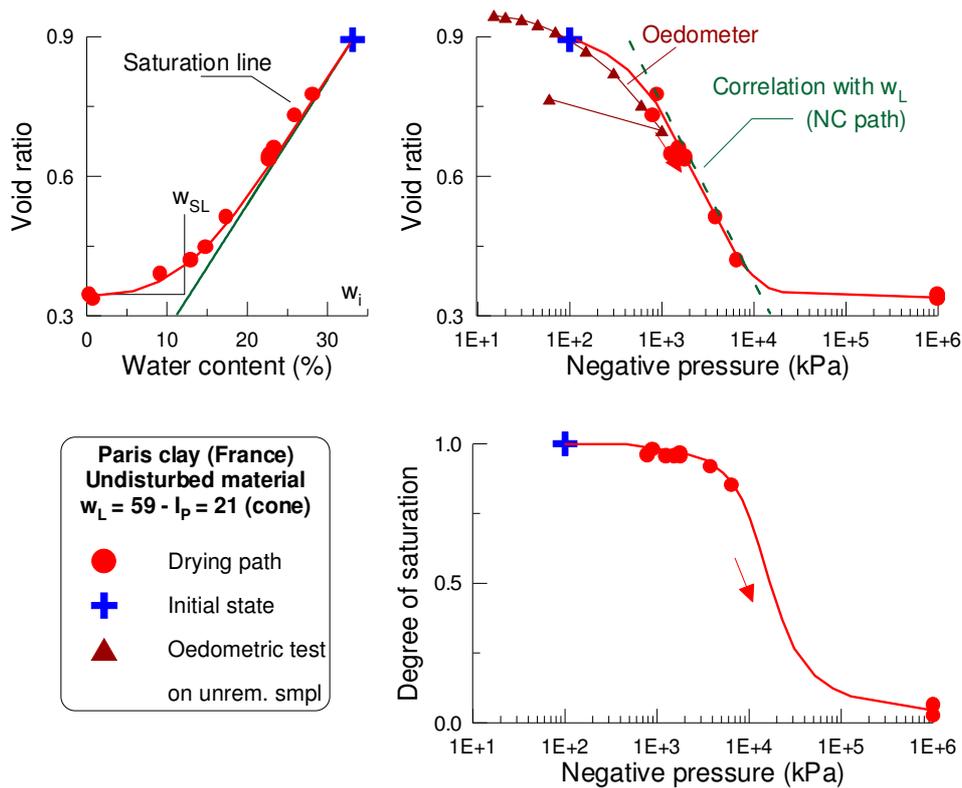
On retrouve enfin dans ce plan l'irréversibilité correspondant à la phase (4) de la courbe de rétention, qui apparaît bien comme résultant des déformations plastiques se produisant dans le domaine saturé ou quasi-saturé ; on peut alors définir une équivalence complète entre la succion et une contrainte isotrope de compression appliquée au matériau. La Figure 1.3.16 présente la comparaison entre les variations d'indice des vides dues à une variation de la succion sur chemin de drainage et de contrainte moyenne sur chemins œdométrique ou isotrope. La seule différence réside dans le fait que la variation d'indice des vides est bornée dans le cas de la succion alors qu'elle ne l'est que par  $e = 0$  pour la contrainte moyenne.

Cette description du comportement des matériaux argileux remaniés est développée notamment dans l'article de Fleureau et al. (1993).



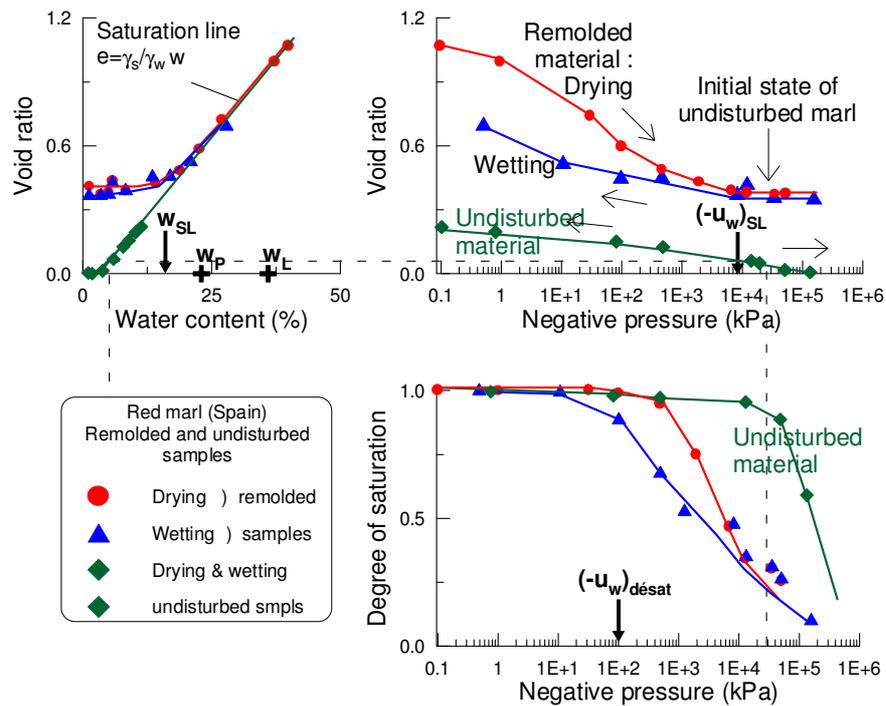
**Figure 1.3.16 : Comparaison entre les variations d'indice des vides sur chemins de drainage, oedométrique et isotrope**

Les sols naturels argileux non cimentés se comportent généralement comme des matériaux plus ou moins surconsolidés. Il n'est pas possible de donner de règle générale, mais on peut néanmoins affirmer que la logique présentée dans le paragraphe précédent reste parfaitement valable. A titre d'exemple, nous présentons sur la Figure 1.3.17 un cas de matériau naturel prélevé dans la région parisienne dans le cadre des désordres liés au retrait-gonflement. On constate que ce matériau est très faiblement consolidé et que l'on retrouve bien l'analogie entre chemins de drainage et chemin œdométrique mesuré.



**Figure 1.3.17 : Chemin de drainage sur un sol naturel de la région parisienne**

Les matériaux intacts sont souvent cimentés, avec des liaisons fortes entre les particules. Ces milieux sont généralement moins déformables que les sols remaniés, comme le montre le cas extrême de la marne rouge de la région de Barcelone en Espagne : la Figure 1.3.18 montre la comparaison entre le premier cycle de drainage-humidification sur la pâte et les chemins de drainage et d'humidification à partir du matériau intact. Etant donné la valeur très élevée de la pression négative initiale dans le sol non remanié, il ne se produit pratiquement pas de variation de volume sur le chemin de drainage. Quant au chemin d'humidification du matériau intact, il est approximativement parallèle à celui du matériau remanié jusqu'à une succion de 10 kPa ; ensuite, l'augmentation d'indice des vides est beaucoup plus importante dans le cas du sol remanié.

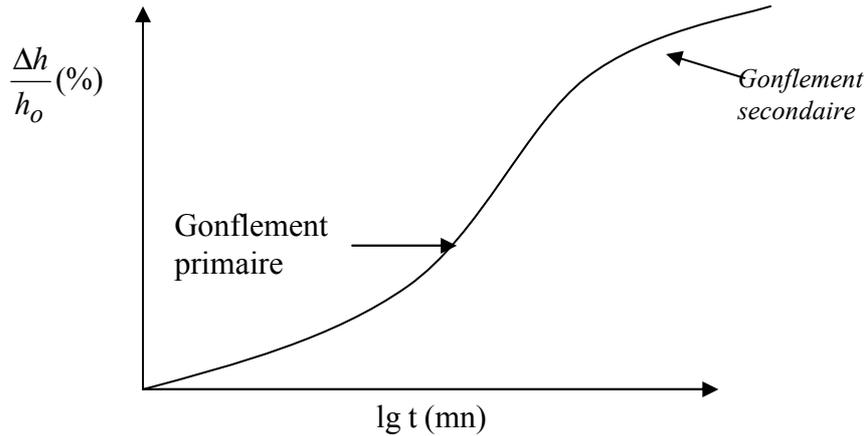


**Figure 1.3.18 : Comparaison des chemins de drainage-humidification d'une marne remaniée sous forme de pâte et de la marne naturelle non remaniée fortement cimentée**

Cet exemple constitue évidemment un cas limite, étant donné les très fortes densités initiales (2.1) et contrainte de préconsolidation équivalente (10 MPa) de ce sol. Cependant, le rôle du remaniement apparaît relativement limité, en termes de variations d'indice des vides. D'autres comparaisons, présentées par d'autres auteurs (par exemple Croney & Coleman, 1954, Hagiwara & Takenaka, 1985) conduisent aux mêmes conclusions : bien que les courbes des échantillons intacts soient toujours situées au dessous des courbes des échantillons remaniés, c'est-à-dire correspondent à des densités plus élevées et à des teneurs en eau plus faibles, les chemins de drainage et d'humidification sont plus ou moins parallèles dans les plans  $[\log (u_a - u_w) - e]$ , ce qui veut dire que les variations d'indice des vides ou de teneur en eau sont sensiblement les mêmes dans les deux cas. Ces résultats confirment aussi le fait que la limite de retrait dépend fortement de l'état initial du sol.

#### 1.3.2.4 Cinétique de gonflement

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 générale très lente et dépend de la nature et de l'état du sol et du niveau de chargement (Serratrice et Soyez, 1996).



**Figure 1.3.19 : Courbe de gonflement en fonction du temps**

Sur la courbe habituelle du gonflement en fonction du logarithme du temps (Figure 1.3.19), obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement, il est possible de distinguer deux phases de déformations : un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Parcevaux, 1980; Alonso et al, 1989, 1991; Serratrice et Soyez, 1996).

La première phase est relativement « rapide » en comparaison avec la seconde et est liée au processus de diffusion ou de migration de l'eau dans les pores de l'éprouvette (Alonso et al 1989, 1991, Serratrice et Soyez, 1996). Autrement dit, le gonflement primaire est dû à la dissipation de 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 matériau, de son état de saturation, de l'état de contrainte, de la procédure d'imbibition (par une face seulement ou par les deux faces). La cinétique est plus ou moins lente et dure de quelques heures à quelques jours (Serratrice et Soyez, 1996).

La phase de gonflement secondaire est liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux, elle correspond à un processus de cinétique lente d'après Alonso et al., (1989, 1991). En partant de ces interprétations des phases de gonflement, ces mêmes auteurs ont proposé un modèle de l'évolution du gonflement en fonction du temps.

Par ailleurs, d'autres auteurs (Dakshanamurthy 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parcevaux, 1980 ; Sridharan et al., 1986 ; Abdullah et al., 1999), analysant le phénomène d'un point de vue empirique, ont proposé à partir d'essais de laboratoire une loi hyperbolique entre le taux de gonflement d'un échantillon d'épaisseur,  $h_0$ , et le temps  $t$ , de la forme :

$$\varepsilon_v = \frac{t}{a + bt}$$

où  $\varepsilon_v$  désigne la déformation verticale,  $a$  et  $b$  deux constantes.

La relation proposée par Parcevaux (1980) est

$$\frac{\Delta h}{h_0} = G \frac{t}{B + t}$$

avec :

- G      taux de gonflement final  $(\Delta h/h_0)_f$ , obtenu pour un temps infini ;  
 B      temps de demi-gonflement par rapport au gonflement final.

Les paramètres G et B peuvent être déterminés graphiquement dans le système de coordonnées  $[t, t/(\Delta h/h_0)]$ , et correspondent respectivement à l'inverse de la pente et au produit de G par l'ordonnée à l'origine.

Parcevaux (1980) a montré que :

- G et B étaient influencés par les contraintes initiale et finale appliquées au sol ;
- G oscille autour d'une valeur moyenne pour un type de sol donné, sous un état de contrainte fixée ;
- B peut être considéré comme proportionnel à l'épaisseur  $h_0$  de l'échantillon.

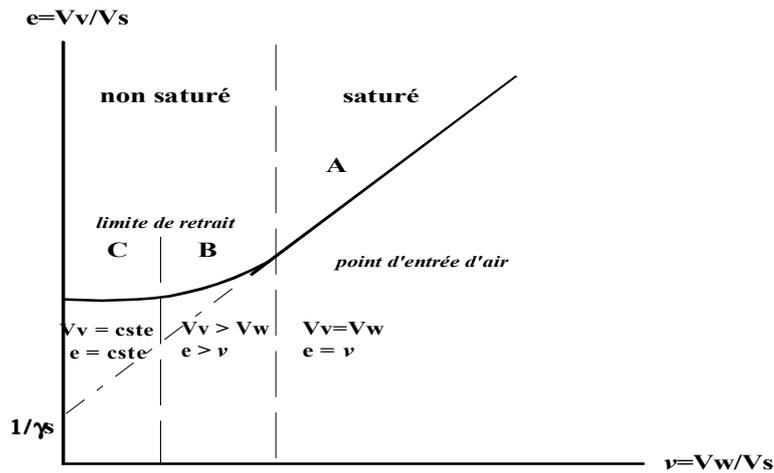
De plus, les résultats obtenus par Parcevaux (1980) sur la propagation du gonflement mettent en évidence que

- la loi hyperbolique est aussi applicable sur chaque élément d'un échantillon divisé en tranche. Chacune d'entre elles se comportant comme un échantillon complet ;
- avec une alimentation en eau uniquement par le haut, le phénomène de gonflement se propage dans les couches inférieures avant sa réalisation complète dans les couches supérieures en raison de l'existence de succions différentielles ;
- au bout d'un temps suffisamment grand, le taux de gonflement tend vers une valeur unique en tout point de l'échantillon si l'épaisseur de celui-ci est suffisamment faible pour que l'influence de la contrainte géostatique demeure négligeable.

### 1.3.2.5 Mécanisme du retrait

A l'échelle macroscopique, l'hydratation ou la déshydratation d'un matériau argileux se traduit par des variations de son volume total. 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  $\omega$  ( $\omega = V_w/V_s$ ) permet de caractériser les variations de volume d'un matériau au cours de la dessiccation et ainsi de comprendre le mécanisme de retrait (Figure 1.3.20).



**Figure 1.3.20 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (d'après Tessier, 1984)**

Au début du processus de séchage, le départ de l'eau des macropores se produit sans provoquer de retrait significatif (phase dénommée : *retrait structural*). Cependant, lorsque le processus d'évaporation se poursuit, 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 qu'opposent les particules à leur rapprochement, le sol se déforme. Au début il se rétracte en restant saturé. La variation de volume est ainsi proportionnelle à la quantité d'eau extraite du sol (Figure 1.3.20). Ce domaine, noté A, où le volume d'eau évaporée est compensé par une égale diminution du volume des vides internes, est appelé *retrait normal* (Yong et Warkentin, 1975; Sitharam et al., 1995). Il correspond ainsi au domaine saturé. Cette étape est accompagnée de variations des propriétés mécaniques du sol.

Lorsqu'une part du volume d'eau occupant les vides a été expulsée, l'air pénètre dans le réseau poreux (point d'entrée d'air). La cohésion entre particules devient telle que les forces engendrées par la dessiccation ne sont plus suffisantes 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. La limite supérieure de ce domaine, noté B, est appelée point d'entrée d'air et correspond à la limite de saturation. 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, avec dans certains cas flexion des particules, 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. Ce domaine B 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. Le troisième domaine, noté C, commence à la limite de retrait : les points de contact entre particules sont maximum, le volume ne varie plus malgré le départ de l'eau.

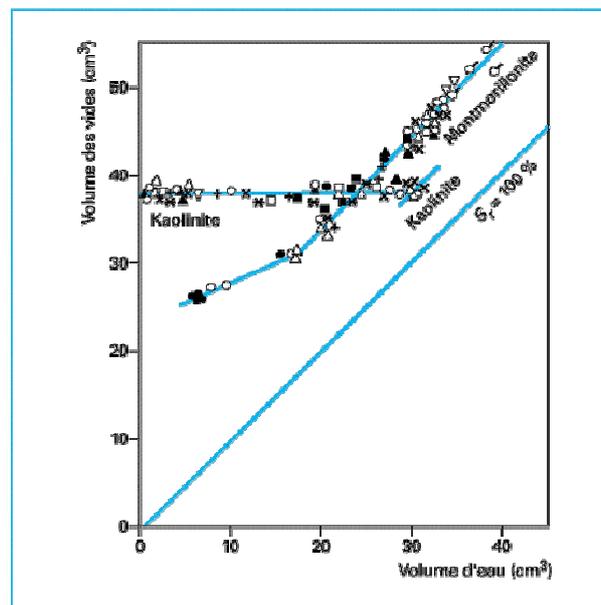
Par ailleurs, Yong et Warkentin (1975) et Stirk (1953, d'après Sitharam et al., 1995) ont noté que si un sol argileux contient une large gamme de tailles de pores, due à l'agrégation des

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 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; Cui et Delage, 2001). 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 ( $\Delta V/V_s$ ) est plus élevé pour les sols composés de montmorillonites (jusqu'à 75%) que ceux composés de kaolinites (limité à 3%) (Figure 1.3.21). 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, à la granularité mais aussi à l'assemblage textural.

Il est assez délicat de relier les trois domaines décrits sur la courbe de retrait à un mécanisme précis d'hydratation des argiles. Néanmoins, il serait assez tentant d'y superposer les trois domaines successifs d'hydratation décrits par Prost (1990) lorsqu'il étudie des courbes de désorption par plusieurs méthodes : hydratation des sites hydrophiles, remplissage des pores par capillarité et phénomène de sorption multicouches. Toutefois, il semble admis que seuls l'hydratation des sites hydrophiles et le phénomène de sorption multicouches soient effectifs dans le processus de gonflement (Prost, 1990). Ainsi, dans le domaine saturé, correspondant aux fortes activités de l'eau, les variations de volume seraient liées à l'adsorption multicouches alors que l'hydratation des sites hydrophiles correspondrait au domaine désaturé.



**Figure 1.3.21 : Relation entre les volumes de vide et le volume d'eau présente dans deux argiles (d'après Cui et Delage, 2001)**

### ***1.3.2.6 Influence de la présence de minéraux non argileux et de l'arrangement structural des particules sur le processus de retrait-gonflement des sols***

Nous avons vu précédemment que la nature des argiles joue un rôle déterminant dans le processus de retrait-gonflement des sols. Mais d'autres facteurs, d'ordre structural, sont également importants comme la quantité de minéraux non argileux, l'arrangement des particules entre elles et la présence de toute matière susceptible de les cimenter (Ladd, 1960 ; Yong et Warkentin, 1975; Basma et al., 1995; Serratrice et Soyez, 1996).

Ainsi, à titre d'exemple illustrant la nature minéralogique d'un sol, les essais de Tabani (1999, d'après Cuisinier, 2002), sur des mélanges limon-bentonite calcique, montrent 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.

Yong & Warkentin (1975), El Sohby et Rabba (1981) ont aussi remarqué que la présence de minéraux non argileux (minéraux inertes vis-à-vis du gonflement) diminue le gonflement et le retrait du sol en diluant les minéraux argileux. Selon Wilding et Tessier (1988), la présence de minéraux non argileux augmente la force de friction due aux interactions entre particules et donc entraîne une diminution du phénomène du retrait-gonflement. Selon Audiguier et Delage (1987) l'effet de la présence de particules non argileuses peut s'expliquer de manière microstructurale. Ils ont noté que dans les sols où la quantité de particules non argileuses est suffisante pour que les grains soient en contact direct ou à proximité les uns des autres, ils forment un squelette rigide qui ne subira que peu de rétraction au séchage. Dans le cas contraire, la matrice argileuse englobe les grains et le départ d'eau adsorbée se traduira durant le séchage par une rétraction importante du volume poreux total.

Dans un sol à dominante argileuse l'arrangement initial des particules argileuses ou leur réarrangement pendant le gonflement influence 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).

Alonso et al (1987) et Cui et Delage (2000) ont noté que les sols à structure matricielle présentent un retrait significatif, alors qu'un sol composé de mottes ou d'agrégats est moins sensible au changement volumétrique lors d'une augmentation de succion.

La cimentation et le vieillissement des sols avant toute action mécanique contribuent aussi 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 dans le cas d'une évolution de la structure, 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).

Par ailleurs, l'influence de la fissuration est notée par Troalen et al. (1984). Ils ont remarqué qu'une part du gonflement peut être absorbée par les vides dans les matériaux naturels fissurés, limitant ainsi le développement complet du gonflement à l'échelle macroscopique.

### ***1.3.2.7 Influence des paramètres géotechniques sur le processus de retrait-gonflement***

Les paramètres géotechniques tels que la teneur en eau et le poids volumique sec, définis à l'échelle macroscopique, jouent aussi un rôle important sur le processus de retrait-gonflement. Ils ont fait l'objet de nombreuses études notamment par Komornik et David (1969), Yevnin et

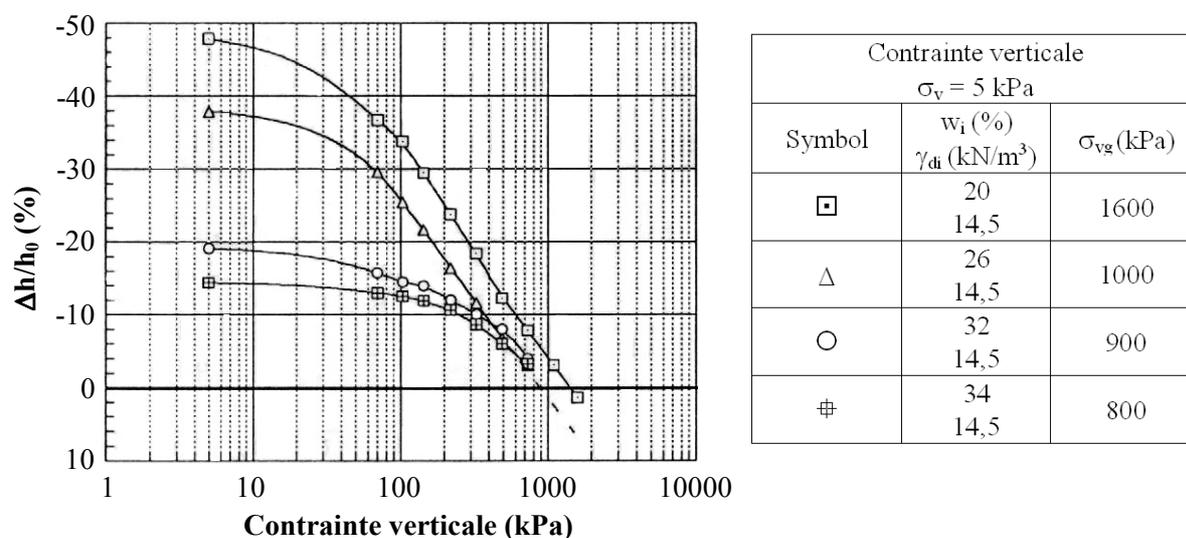
Zaslavsky (1970), Kassif & Ben Shalom (1971), El-Sohby et Rabba (1981), Sridharan et al. (1986), Day (1995), Komine & Ogata (1992, 1994, 1996) et Basma et al. (1995).

Ainsi l'influence de la teneur en eau a été largement discutée. Chen (1973), Brackley (1983), Sridharan et al (1986), Komine & Ogata (1992) soutiennent l'idée que la pression de gonflement est seulement une fonction de la densité sèche initiale (ou de l'indice des vides) du sol et qu'elle est indépendante de la teneur en eau initiale (Figure 1.3.22). Par contre, Komorink & David (1969) et Basma et al (1995) ont noté que la pression de gonflement des sols augmente lorsque la densité sèche initiale augmente et lorsque la teneur en eau initiale diminue. Cependant Komornik & David (1969) n'ont pas trouvé une bonne corrélation entre la pression de gonflement et l'un ou l'autre des deux paramètres considérés séparément.

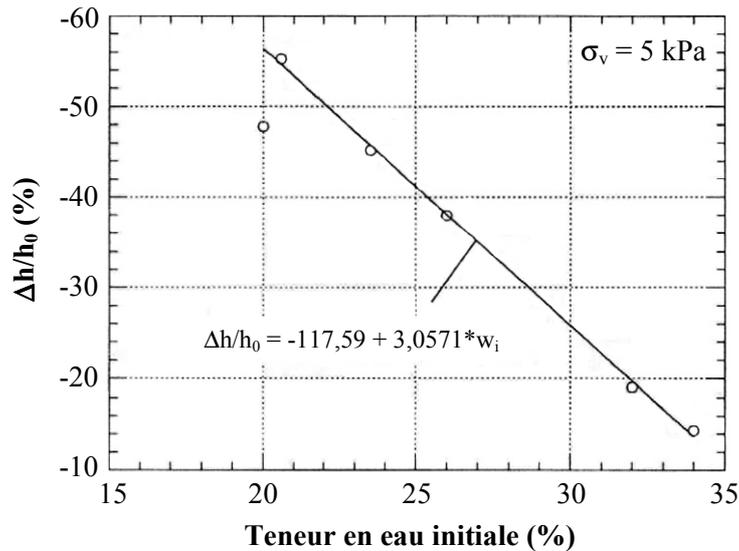
Par ailleurs, El-Sohaby & Rabba (1981) ont remarqué que l'effet de la teneur en eau initiale sur le taux et la pression de gonflement n'est pas significatif lorsque cette teneur en eau est inférieure à la limite de retrait du sol mais que son effet devient important lorsqu'elle est supérieure (Figure 1.3.22).

Pour les essais de gonflement libre ou sous différentes charges, le potentiel et la pression de gonflement varient avec la teneur en eau initiale (Karalis, 1977 ; Gromko, 1974 ; Sridharan et al., 1986 ; Edil et Alanazy, 1992 ; Komine et Ogata, 1994 ; Saiyouri, 1996 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; Hachichi & Fleureau, 1999, Tripathy et al., 2002) et Carof (2002).

D'après Guiras-Skandaji (1996) 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 1.3.23). L'évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale est linéaire (Figure 1.3.22).



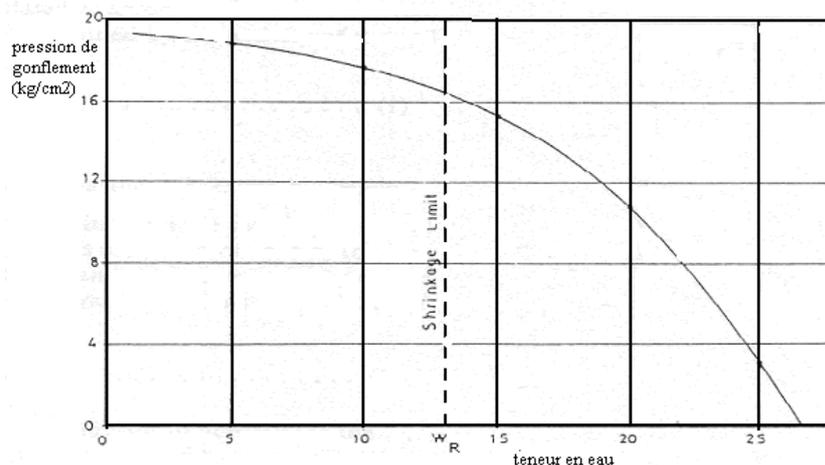
**Figure 1.3.22 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesurée par la méthode de gonflement libre ( $\gamma_{dmoy} = 14,5 \text{ kN/m}^3$ ) (Guiras-Skandaji, 1996)**



**Figure 1.3.23 : Évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de 14,5 kN/m<sup>3</sup> (Guiras-Skandaji, 1996)**

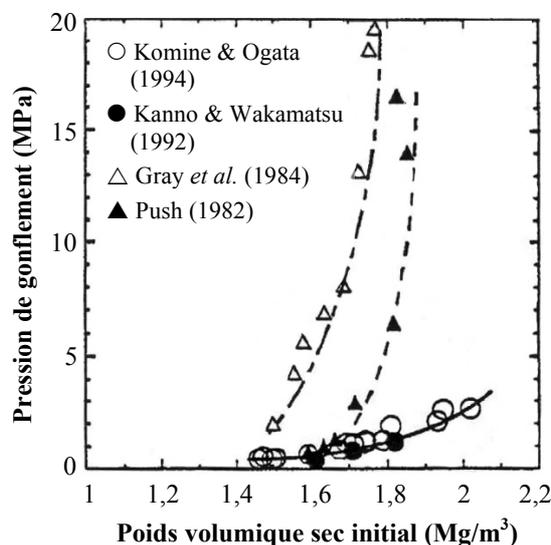
Komine & Ogata (1992 et 1994), en travaillant sur une bentonite sodique (contenant 48 % de montmorillonite) avec deux poids volumiques secs initiaux, 1,3 et 1,8 kN/m<sup>3</sup>, montrent qu'à forte densité sèche, le taux de gonflement dépend de la teneur en eau initiale et qu'à faible densité le taux de gonflement est indépendant de la teneur en eau initiale.

Kassif et al (1973 d'après Gens et al, 1992), ont travaillé sur des argiles plastiques compactées à la même densité mais à différentes teneurs en eau initiales, placées dans un moule oedométrique à succion contrôlée. Ils ont montré que le gonflement final dépend fortement de la teneur en eau initiale (ou de la succion).



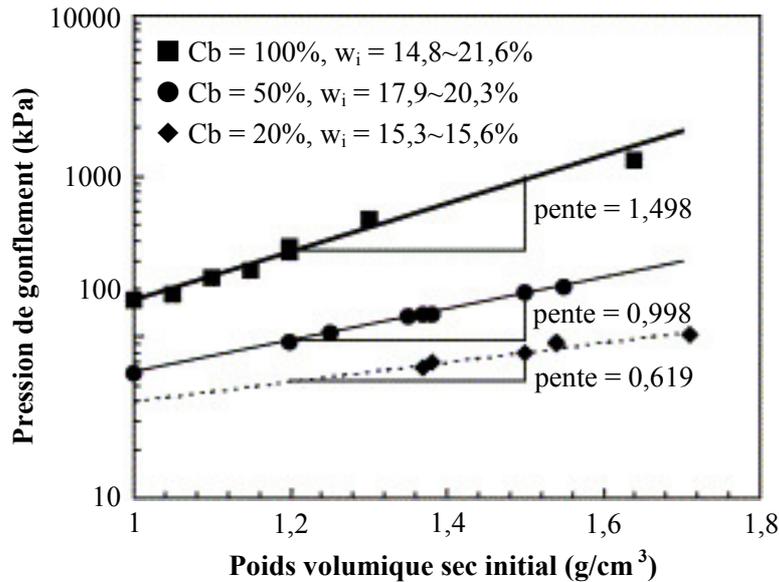
**Figure 1.3.24 : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement (d'après El-Sohaby & Rabba, 1981)**

Cependant, couplé ou non à la teneur en eau initiale, l'effet de la densité sèche initiale sur le taux et la pression de gonflement est bien reconnu. En général, le taux et la pression de gonflement augmentent d'autant plus que la densité sèche initiale est élevée.



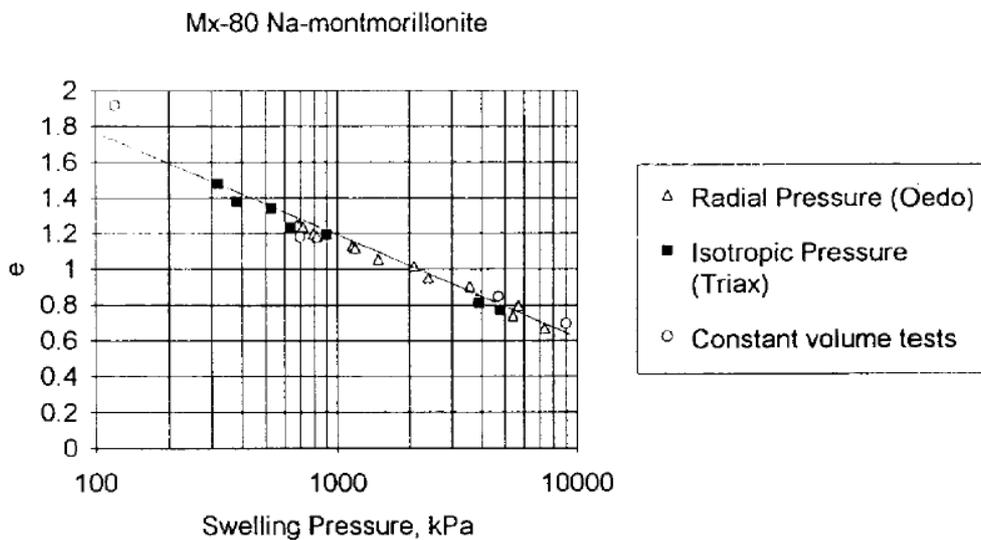
**Figure 1.3.25 : Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994)**

Komine et Ogata, (1994) ont montré que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec le poids volumique sec initial (Figure 3-20). Cette observation a été confirmée par Push (1982), Gray et al., (1984), Sridharan et al., (1986), Dardaine & Gatabin, (1986), Kanno et Wakamatsu (1992), Dixon et al., (1996) et Guiras-Skandaji (1996). Xu et al., (2003), en travaillant sur une bentonite de Tsukinuno (Japon), ont montré que la pression de gonflement augmente linéairement avec le poids volumique sec initial (Figure 1.3.26). Sur cette figure, nous remarquons aussi que la pression de gonflement augmente avec l'augmentation du pourcentage de bentonite (Cb). De plus, pour des pourcentages de bentonite élevés, l'augmentation de la pression de gonflement avec le poids volumique sec initial est plus rapide. La pente de la courbe (pression de gonflement, poids volumique sec initial), pour l'échantillon contenant 100 % de bentonite, est la plus grande (Figure 1.3.26).



**Figure 1.3.26 : Influence de la densité sèche initiale et du pourcentage de bentonite sur la pression de gonflement (Xu et al., 2003)**

La Figure 1.3.27 montre les variations de la pression de gonflement de l'argile MX80 en fonction de l'indice des vides de compactage, déterminée par Börgesson et al. (1996). Les résultats de Marcial (2003) et Bucher et al. (1989) sont en accord avec ces résultats.



**Figure 1.3.27 : Pression de gonflement en fonction de l'indice des vides de MX-80 (Börgesson et al., 1996)**

De plus, Kassif & Ben Shalom (1971) ont remarqué que les échantillons denses montrent une tendance au gonflement même après avoir atteint la saturation totale tandis que les échantillons lâches atteignent le maximum de gonflement avant la saturation totale. Ceci s'explique par le fait que les forces de répulsion sont plus grandes pour un état compact que

pour un état lâche. Dans ce dernier cas les forces de répulsion faibles peuvent être contrebalancées par la cohésion résiduelle (forces d'attraction) et les contraintes extérieures (Kassif & Ben Shalom, 1971).

Komine & Ogata (2003) ont étudié l'effet de la densité sèche initiale et de la contrainte sur le gonflement à partir d'échantillon d'argile de Kunigel-V1 ou de mélange sable/argile compactés. Ces échantillons sont hydratés sous une charge verticale constante. La Figure 1.3.28 présente la relation entre le gonflement et la pression verticale, le gonflement diminue rapidement lorsque la pression verticale augmente. La pression correspondant à un gonflement nul correspond à la « pression de gonflement ». Ces résultats montrent également que pour mesurer la pression de gonflement dans des conditions dites confinées, un petit changement de volume pourrait engendrer une grande variation de la pression mesurée. L'effet de la densité sèche initiale de l'échantillon sur le gonflement est présenté dans la Figure 1.3.29. On y observe que plus l'échantillon est dense, plus le gonflement est important ce qui corrobore les études présentées précédemment.

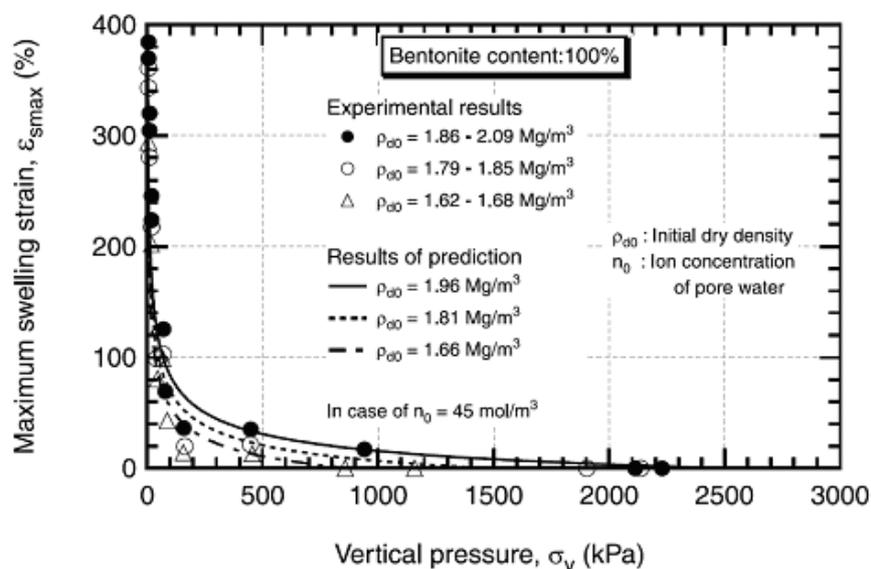
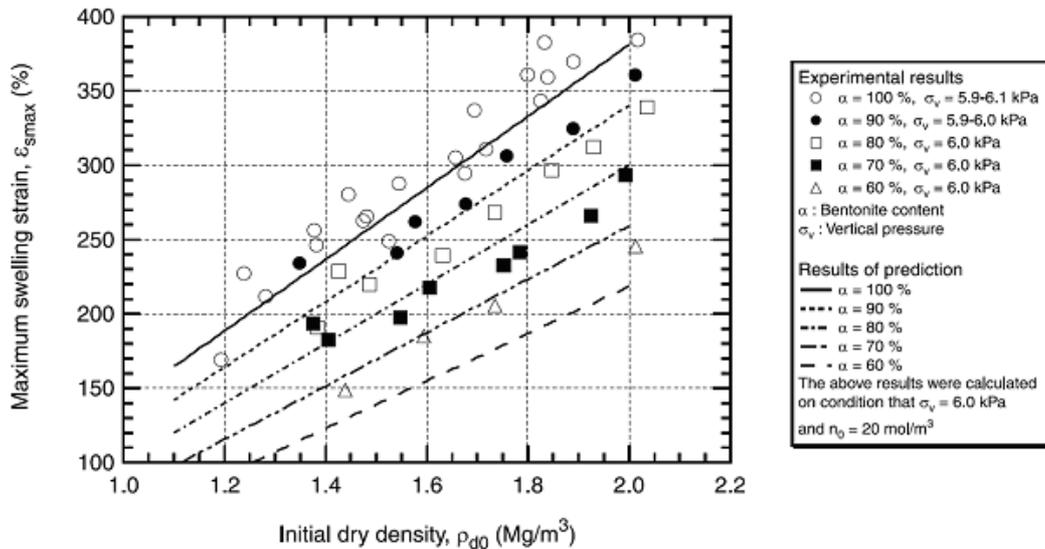


Figure 1.3.28 : Relation entre le gonflement maximal et la pression verticale (Komine & Ogata 2003)



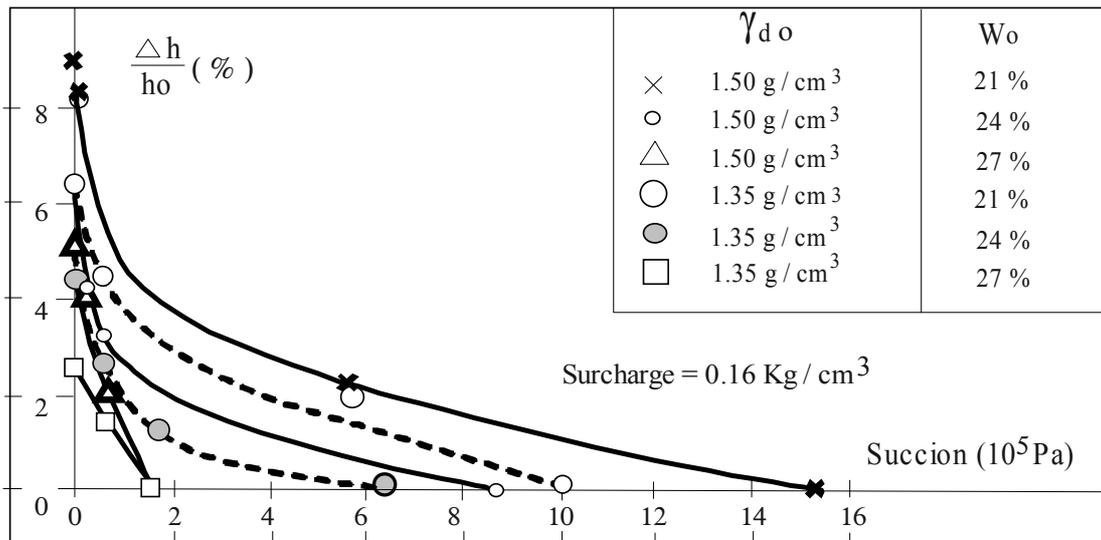
**Figure 1.3.29 : Relation entre le gonflement maximal et la densité sèche initiale dans le cas  $\sigma_v = 6$  kPa. (Komine & Ogata 2003)**

Kassif & Ben-Shalom (1971) ont aussi démontré le rôle de la succion sur le gonflement. Selon eux, coté humide de l'optimum Proctor, la pression de gonflement est comparable à la différence entre la succion initiale d'un échantillon soumis au gonflement libre et la succion finale de cet échantillon constamment mouillé dans la même gamme de teneur en eau à volume constant. Par contre, du côté sec, la pression de gonflement n'est plus qu'une partie de la succion initiale. Dans le premier cas, le sol est quasi-saturé, et il y a équivalence entre la réduction de succion provoquée par le mouillage progressif du matériau et l'augmentation de pression de gonflement. En effet, la pression de gonflement ne peut pas être supérieure à la succion dissipée (Brackley, 1983). Dans le deuxième cas, lorsque le sol sec est humidifié, l'eau va remplir, d'abord, les pores de petite taille, et ainsi provoquer une chute de succion considérable sans entraîner une déformation volumique ou une pression de gonflement significative (Kassif et Ben Shalom, 1971). Ainsi, la pression de gonflement  $P_s$  développée par un sol est fonction de la succion  $s$  du sol, selon la relation :

$$s = \alpha P_s \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \alpha > 1 \text{ pour un sol non saturé,} \\ \alpha < 1 \text{ pour un sol voisin de la saturation} \end{array}$$

Cela veut dire que la pression de gonflement d'un sol saturé ou voisin de la saturation est égale à sa succion (déchargement ou contrainte capillaire), par contre la pression de gonflement d'un sol non saturé est inférieure à sa succion.

La mesure du gonflement unidirectionnel d'échantillons de sol soumis à des paliers de succion décroissants montre que le taux de gonflement croît d'autant plus que la succion décroît, et que l'essentiel du gonflement se produit pour les petites valeurs de la succion (Figure 1.3.30).



**Figure 1.3.30 : Relation entre taux de gonflement et succion (d'après Kassif et Ben Shalom, 1971)**

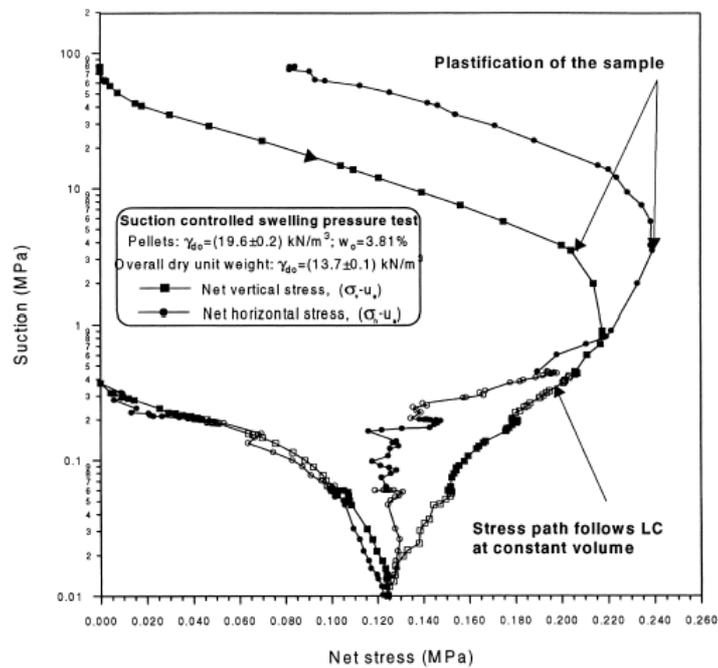
Un certain nombre d'autres paramètres influencent aussi le processus de retrait-gonflement tels que l'histoire des contraintes subies par le matériau (intensité, mode d'application des contraintes, etc.), la contrainte verticale appliquée (Alonso et al., 1987, 1993, 1999 ; Cui et al., 2002), la température (Robinet, 1996 ; Tessier et al., 1998 ; Sultan et al., 2002), les cycles de séchage et remouillage (Basma et al., 1996 ; Al-Homoud et al., 1995 ; Day, 1994, 1995 ; Dif & Bluemel, 1991), l'air occlus dans le sol (Ladd, 1960 ; Wilding et Tessier, 1988), la durée de l'essai et la taille de l'échantillon (Chen, 1988, Vayssade, 1978, Ladd, 1960).

In-situ, le phénomène de retrait-gonflement est influencé aussi par le macro et le micro-climat, la topographie, la végétation, et les conditions hydrologiques du terrain (Wilding et Tessier, 1988).

Il est cependant nécessaire de souligner que les mesures faites au laboratoire sont parfois différentes des observations de terrain à cause de l'effet d'échelle (différence de taille entre échantillon et massif). Un échantillon ne représentera jamais l'ensemble des couches géologiques qui interviennent dans la réponse du massif.

### 1.3.2.8 Influence de l'état hydrique sur le processus de retrait-gonflement

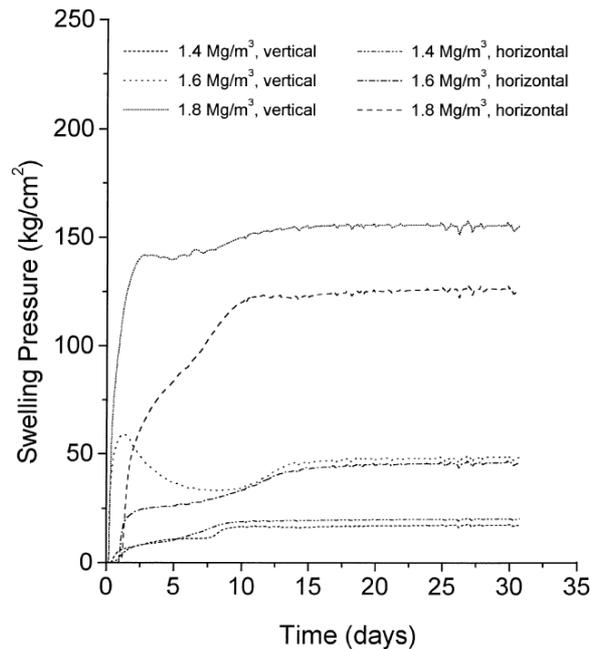
L'évolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification a été étudiée par différents auteurs. En travaillant sur des argiles gonflantes compactées et humidifiées à volume constant, Brackley (1983) et Push (1982) constatent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation. Des essais à succion contrôlée effectués par Romero (2001) sur des échantillons d'argile de Boom compactée, ont donné des résultats similaires (Figure 1.3.31).



**Figure 1.3.31 : Evolution de la pression de gonflement au cours de l’humidification (Alonso et al., d’après Romero, 1999)**

Alonso et al. (1999) expliquent ce phénomène par une plastification du matériau au cours de l’hydratation. Parallèlement à la diminution de succion et à 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, provoquant la baisse de la pression de gonflement.

L’évolution typique de la pression de gonflement des échantillons de bentonite compactés hydratés en condition confinée est présentée sur la Figure 1.3.32 (Cho et al., 2000). Après la mise en contact de l’échantillon avec de l’eau, la pression de gonflement a augmenté rapidement dans un premier temps et a atteint une valeur constante au bout de 15 jours. Avec l’échantillon à une densité sèche de 1,6 g/cm<sup>3</sup>, la pression de gonflement a atteint d’abord une valeur de 6 MPa. Puis elle a baissé, remontée et s’est stabilisée enfin à une valeur de 4,62 MPa. Ce type de comportement de double pic a été aussi observé par Pusch (1982) et Komine & Ogata (1994) sur des bentonites compactées à 1,75 Mg/m<sup>3</sup> et 1,79 Mg/m<sup>3</sup> respectivement.

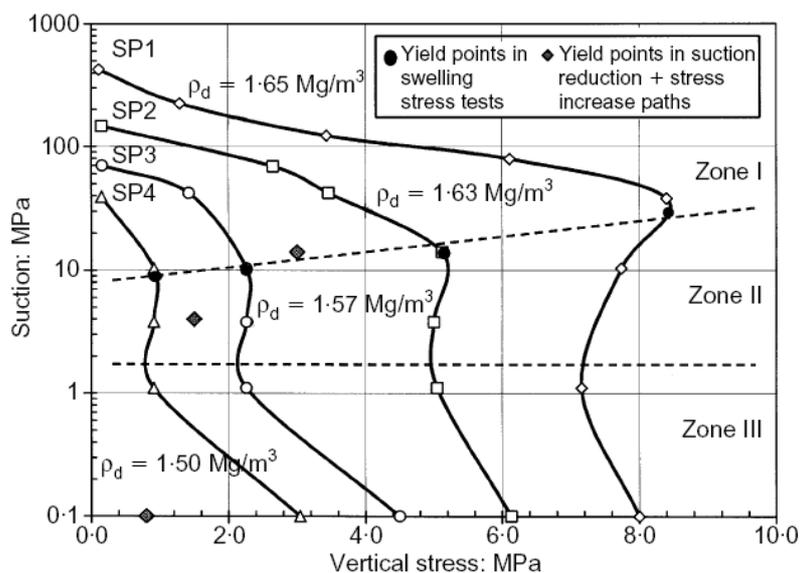


**Figure 1.3.32 : Evolution typique de pression de gonflement d'une bentonite compactée (Cho et al., 2000)**

Ce phénomène pourrait être expliqué par le changement structural de l'argile au cours de l'hydratation. Les observations microstructurales des bentonites fortement compactées à l'état sec réalisées par Marcial (2003) ont montré un système de double porosité dans ces échantillons. Il existe deux types de pores : i) les micro-pores (intra-agrégats) de diamètre de l'ordre de  $0.02 \mu\text{m}$  ; ii) les macro-pores (inter-agrégats) de diamètre de l'ordre de  $2 \mu\text{m}$ . Lorsque les agrégats de sols adsorbent l'eau à l'état sec, l'eau entre d'abord dans les micro-pores et ainsi écarte les feuillets. Les agrégats, composés des feuillets, gonflent par la suite. En même temps, comme les feuillets sont écartés, la force d'attraction entre eux est affaiblie, ils se détachent des agrégats et se localisent dans les macro-pores plus facilement. 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 d'échantillons à  $1,6 \text{ g/cm}^3$  de masse volumique, cette diminution est dominante au début. Lorsque les macro-pores sont comblés, l'effet de la réorganisation est réduit et la pression de gonflement augmente à nouveau. Cette explication s'adapte aussi aux résultats des autres échantillons pour lesquels le phénomène de deux pics n'était pas observé : dans le cas de l'échantillon à  $1,8 \text{ g/cm}^3$  de masse volumique, le volume des macro-pores est plus faible, l'effet de la réorganisation structurale est ainsi réduit. Alors que pour l'échantillon à  $1,4 \text{ g/cm}^3$  de masse volumique, la pression de gonflement est insuffisante pour provoquer la réorganisation de la structure du sol.

Dans la Figure 1.3.33 Lloret et al. (2003) présentent les résultats de pressions de gonflement à volume constant en fonction de la succion, obtenus sur des essais à succion contrôlée. Trois zones peuvent être distinguées. Dans la première zone correspondant à de fortes succions et

de basses pressions, la contrainte verticale est inférieure à la pression de préconsolidation. Elle est générée pour compenser le gonflement des agrégats dû à la diminution de la succion. Dans la deuxième zone, lorsque la pression de préconsolidation est atteinte, l'effondrement des macro-pores se produit. Ils sont compensés par une légère diminution de la contrainte verticale. Dans la troisième zone, à des faibles succions, le gonflement des agrégats est tellement fort qu'il masque tout effondrement possible, c'est pour cette raison que la contrainte verticale augmente avec la diminution de la succion.



**Figure 1.3.33 : Contraintes généralisées observées dans les essais de pression de gonflement (Lloret et al., 2003).**

### 1.3.2.9 Rôle du processus de retrait gonflement sur l'évolution texturale des sols

Comme il a été souligné, les sols argileux sont organisés à différentes échelles et à chaque échelle d'observation correspond un état d'organisation spécifique. A chaque échelle correspond une texture du matériau à l'équilibre dans des conditions mécaniques et hydriques données ou appliquées (Tessier, 1984 ; Al- Muktar et al., 1996) et une variation de ces conditions peut provoquer la modification de cette texture.

Or, la texture joue un rôle important dans le comportement d'un sol. Ainsi, dans un sol partiellement saturé, elle contrôle le potentiel ou l'état de succion de l'eau : alors que la composition minéralogique du sol influence à priori la composante d'adsorption de succion matricielle, la morphologie du sol contrôle la composante capillaire (Alonso et al., 1987).

Dans ce paragraphe seront abordés quelques résultats de la littérature montrant les modifications de la texture d'un sol soumis à différentes sollicitations.

La dessiccation et l'humidification en général entraînent une réorganisation de la phase solide. Les résultats des travaux réalisés par différents chercheurs (Tessier, 1984; Ben Rhaiem et al., 1986, etc.) ont montré que l'évolution de la texture (taille des particules argileuses et porosité) d'un sol argileux lors de sollicitations hydriques dépend du type d'argile et des cations

compensateurs, mais aussi de la succion appliquée. Cette évolution de la microstructure (feuillets, cristallites, quasi-cristaux, micro-agrégats,...) est caractérisée en particulier, par l'observation en microscopie électronique à balayage (MEB) et à transmission (MET) et par l'analyse de la diffraction des rayons X aux petits angles (DPAX).

### Phase de dessiccation :

Dans les smectites, en général, la dessiccation provoque un rapprochement des particules constitutives et une réduction de leur nombre, par suite du regroupement des particules les plus fines qui entraîne une augmentation du nombre moyen de feuillets par unité. Cependant, la réorganisation de la phase solide dépend fortement des niveaux de succion appliquée (Tessier, 1984 ; Ben Rhaiem et al., 1986, 1987 ; Wilding et Tessier, 1988). Dans le cas des smectites calciques par exemple, lorsque la succion appliquée est inférieure à 1 MPa, seule l'eau contenue à l'extérieur de l'espace interfoliaire est évacuée et la distance interfeuille (d) reste de 1.86 nm ( $\approx$  trois couches d'eau) (Tableau 1.3.2). Dans cette gamme de succion la structure interne des particules n'est donc pas modifiée sous l'effet de la pression et le nombre moyen de feuillets par particule reste de 55. Par contre, lorsque la succion augmente, l'eau dans l'espace interfoliaire tend à être éliminée, la distance interfoliaire passe à 1,56 nm ( $\approx$  deux couches d'eau) et le nombre de feuillets par particule augmente. A partir de 1 MPa le nombre de feuillets passe de 55 à 225 et lorsque la succion atteint 100 MPa le nombre moyen de feuillets par empilement élémentaire augmente jusqu'à 400 (Tableau 1.3.2). Par contre, dans les smectites sodiques, pour une solution diluée ( $< 10^{-3}$  M), ces mêmes auteurs ont remarqué que le départ d'eau interfoliaire, même à 100 MPa, n'entraîne qu'un accroissement très limité de la taille des particules (ou des quasi - cristaux). Le nombre moyen des feuillets par quasi-cristal n'augmente que de 8 à 20 lorsque la succion augmente jusqu'à 100 MPa. Cela implique que le phénomène de retrait-gonflement est lié au changement de taille des particules qui entraîne des variations de la porosité du sol.

**Tableau 1.3.2: Evolution du nombre de feuillets par particule lors de la dessiccation et de la réhumectation de smectite calcique de Wyoming ( $10^{-3}$ ) (Ben Rahiem et al., 1987, d'après Wilding et Tessier, 1988)**

Potentiel matriciel ( $10^5$ Pa) (bars)	N° de feuillets par particule	Espace interfoliaire (nm)
<b>première dessiccation</b>		
0.033	55	1.86
1	55	1.86
10	225	1.86

<b>1000</b>	<b>400</b>	<b>1.56</b>
<b>réhumectation</b>		
<b>10 → 0.033</b>	<b>65</b>	<b>1.86</b>
<b>10 → 1</b>	<b>65</b>	<b>1.86</b>
<b>1000 → 0.033</b>	<b>90</b>	<b>1.86</b>
<b>1000 → 1</b>	<b>170</b>	<b>1.86</b>

Par ailleurs, les observations au MEB faites par Tessier (1984) montrent que la première dessiccation favorise aussi une réorganisation de la microstructure, allant vers une orientation préférentielle des particules pour des faibles succions jusqu'à 0,1 MPa, suivie ensuite d'une désorganisation. Ainsi, avec une augmentation de la succion, l'orientation des particules d'abord très faible passe par un maximum et décroît ensuite.

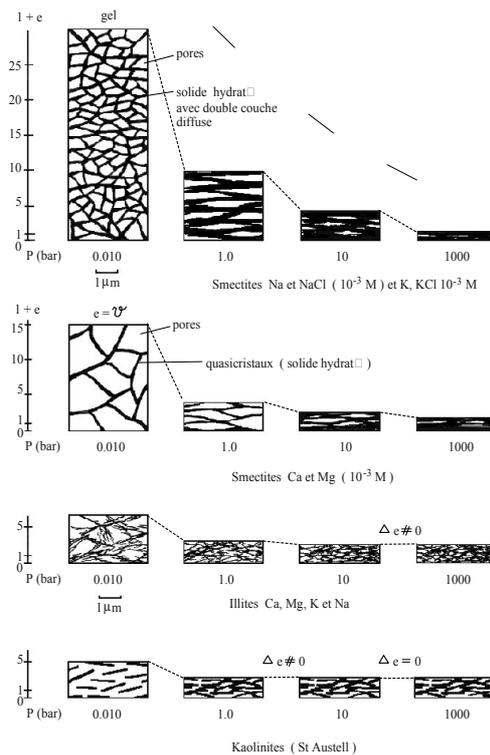
Dans le cas des smectites, quel que soit la nature du cation échangeable et la concentration de la solution, on observe une réduction de la taille des pores et une diminution du nombre de pores. Pour les illites et les kaolinites, on observe une réorganisation des particules qui tendent à se disposer face à face. Lorsque la succion augmente, l'organisation des microdomaines et des cristallites isolés s'orientent fortement, les particules évoluent, au cours de la dessiccation, vers une organisation où elles sont toutes en contact.

Cette étude montre que la dessiccation change la configuration de la microstructure, l'orientation et la surface spécifique des particules. La taille des particules d'argile est donc une propriété temporelle qui dépend du changement de la succion du sol (Wilding & Tessier, 1988). La réduction de la taille des pores et la diminution du nombre de pores, accompagnant la dessiccation, entraînent alors une diminution de volume ou une contraction macroscopique du sol, qui est le phénomène de retrait (Figure 1.3.34).

Bien que ces observations soient faites essentiellement sur des argiles pures ou quasiment pures, des observations similaires sur des sols naturels ont été commentées par différents auteurs (Tessier, 1984 ; Wilding & Tessier, 1988, etc.). Audiguier (1979), Audiguier et Delage (1987), ont montré par analyse des spectres de porosité de formations argileuses naturelles, dont l'argile verte de Romainville et la marne blanche de Patin, que pour des matériaux à matrice argileuse soumis à des potentiels matriciels croissants, le séchage se fait avec rétraction entraînant une diminution de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale, contrairement aux matériaux à squelette granulaire où le séchage entraîne une augmentation de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale.

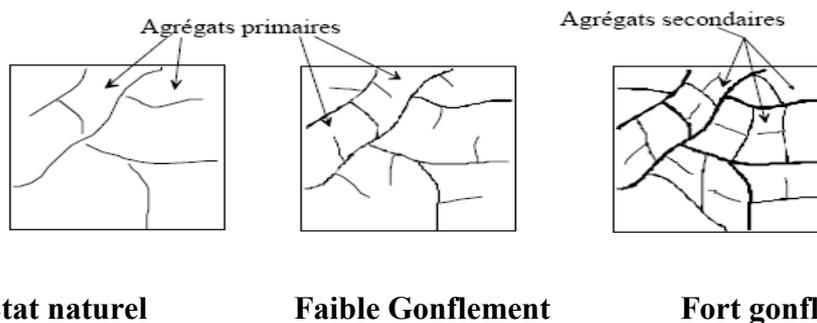
## Phase d'humectation :

Lors de l'humectation, l'absorption d'eau semble s'accompagner d'un écartement des particules constitutives de l'argile. Le nombre de feuillets par particule élémentaire (ou quasi-cristal) diminue (Tableau 1.3.2). Autrement dit, la réhumectation ou le processus de gonflement résulte d'un phénomène de décollement ou de « clivage » (Tessier, 1984) des quasi-cristaux à l'opposé de la dessiccation qui correspond à l'accolement des feuillets et ainsi à un accroissement des cristaux (Tessier, 1984 ; Ben Rhaiem, et al., 1987 d'après Wilding & Tessier, 1988 ; Saiyouri et al., 1998, Van Damme, 2002). Cependant, le processus n'est généralement pas complètement réversible. Pour les smectites calciques, par exemple, bien que la distance interfoliaire, avant et après un cycle de dessiccation et réhumectation, reste identique (Tessier, 1984 ; Ben Rhaiem et al, 1986), les travaux de Tessier (1984), Ben Rhaiem, et al., (1987, d'après Wilding & Tessier, 1988) ont montré que les particules et les pores ne retrouvent pas leur taille initiale. Ainsi la réversibilité du système semble se limiter à l'espace interfoliaire et la taille des quasi-cristaux dépend du niveau de contrainte hydrique auquel le sol a été soumis.

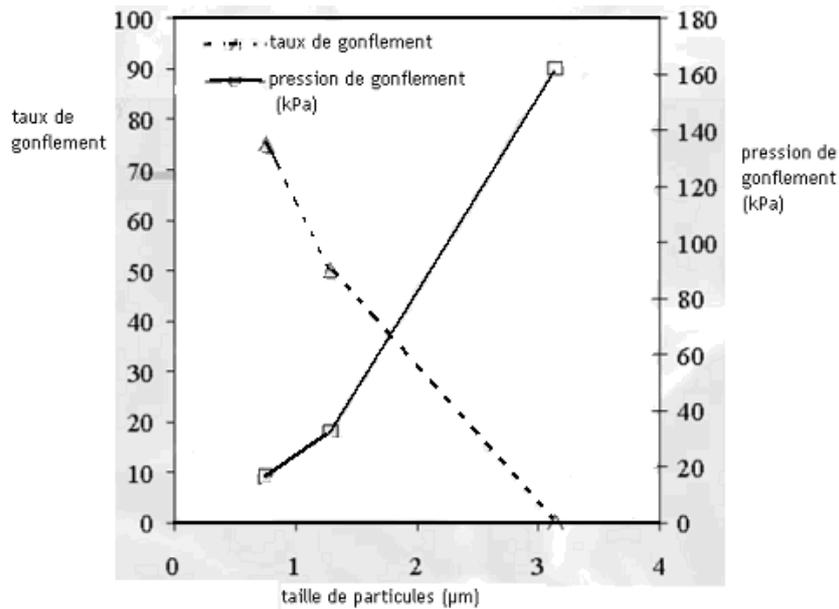


**Figure 1.3.34 : Représentation schématique de l'évolution du volume apparent d'argiles au cours de la première dessiccation en fonction de la succion (depuis  $s = 0.01$  bar jusqu'à 1000 bar), (d'après Tessier, 1984)**

Par ailleurs, Vayssade (1978) et Parcevaux (1980), travaillant sur des sols argileux naturels (gonflants et non gonflants) du bassin de Paris, ont noté que lors de l'humectation sous faible contrainte verticale ( $0,5 \cdot 10^5$  Pa), qui s'exprime par un gonflement macroscopique, les agrégats s'écartent les uns des autres et, de ce fait, ouvrent les seuils de la macroporosité. Selon Vayssade (1978), le gonflement s'exprime aussi par une diminution de la porosité intra-agrégats (rayon de seuil  $< 0,15 \mu\text{m}$ ). A l'opposé, Parcevaux (1980) a noté que la porosité intra-agrégats n'est pas ou quasiment pas affectée au cours de gonflement mais qu'un processus de division des agrégats peut se produire lors de l'humectation (Figure 1.3.35). De même, Katti & Shanmugasundaram (2001), à partir d'observation au MEB et d'analyses d'image faites après saturation d'une bentonite sodique compactée et humidifiée jusqu'à obtenir un gonflement de 50% et 75% de son volume initial, ont constaté que le gonflement produit une division des agrégats argileux en particules plus petites. Mais selon Tessier (1984) et Popescu (1980), la division des amas ne se produit que lorsque le gradient de succion de l'eau auquel le sol est soumis est élevé, autrement dit, lorsque la réhumectation est faite brutalement.

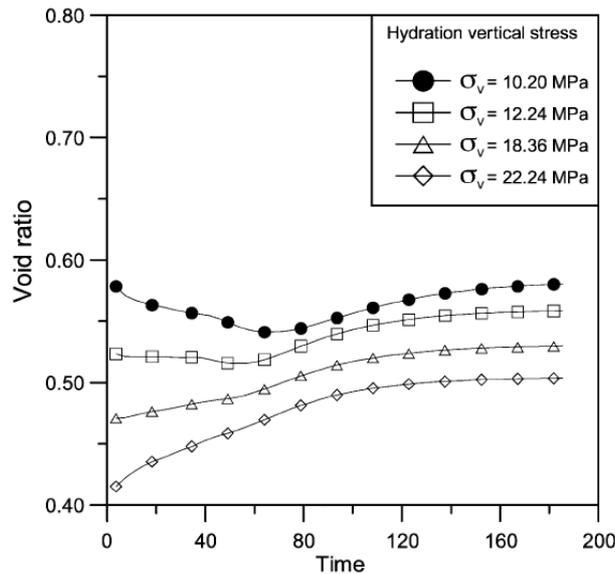


**Figure 1.3.35 : Evolution de la texture du sol au cours du gonflement (d'après Parcevaux, 1980)**



**Figure 1.3.36 : Relation entre taille moyenne des particules et pression ou taux de gonflement (d'après Katti & Shanmugasundaram, 2001)**

Cui et al. (2002a) ont étudié l'évolution volumique, au cours de l'hydratation sous chargement constant (charges de compactage), d'échantillons d'argile FoCa7 compactés. Les résultats présentés dans la figure 3-30 montrent deux types principaux de comportement. Pour l'échantillon compacté sous l'énergie la plus forte ( $\sigma_v = 22,24$  MPa), au cours de l'hydratation, le volume de l'échantillon augmente et atteint la stabilisation au bout de 120 heures. En revanche, pour l'échantillon moins compacté ( $\sigma_v = 10,20$  MPa), en début d'hydratation, le volume diminue, atteint sa valeur minimale après 80 heures, augmente ensuite et se stabilise au bout de 180 heures. Cette diminution initiale pourrait être expliquée par l'effondrement des macro-pores dans les échantillons moins compactés lors de l'hydratation sous chargement constant. Ces effondrements sont négligeables lors de l'hydratation des échantillons fortement compactés car le volume total des macro-pores dans ces échantillons a presque disparu.



**Figure 1.3.37 : Hydratation des échantillons en argile FoCa sous contraintes maximales constantes. (Cui et al. 2002)**

Cui et al (2002b) ont aussi montré, à partir d'un mélange de sable et de bentonite (48% bentonite) compacté, que lorsque l'humectation se fait sous confinement ou volume constant, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité. La succion exercée sur les éprouvettes a été réduite par paliers successifs et, à chaque palier, la courbe porosimétrique du matériau a été réalisée. L'humectation provoque la fragmentation et la déformation des agrégats entraînant un comblement de la macroporosité qui se ferme progressivement jusqu'à l'obtention d'une structure du sol isotropique à succion nulle. Cuisinier (2002) a obtenu des résultats semblables pour un mélange à 40% de limon et 60% de bentonite, compacté et humidifié sans confinement.

Des observations similaires ont été notées par Tovey et al. (1973, d'après Delage et Graham, 1995) sur des argiles naturelles d'Israël moyennement gonflantes. Ils ont noté que lors d'une hydratation sans confinement, le gonflement du sol se produit entre domaines. Par contre, lorsque l'hydratation du sol se fait sous confinement, une réorganisation interne des particules se produit, due au gonflement intra-domaines lui-même responsable de la compression des pores inter-domaines.

Par ailleurs, Camara (1982), Tessier (1984), Wilding & Tessier (1988) et Saiyouri et al. (1998), ont remarqué que suite à l'humectation, le gonflement peut provoquer un microcisaillement responsable d'une réorientation des particules argileuses.

## 1.4 CARACTERISATIONS DIRECTES OU INDIRECTES DE L'APTITUDE DES SOLS ARGILEUX AU RETRAIT-GONFLEMENT

La quantification du phénomène de retrait-gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle pour le dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Ce chapitre synthétise des données de la littérature sur la caractérisation du retrait-gonflement. Les méthodes indirectes de caractérisation du gonflement par des paramètres géotechniques permettent d'identifier les sols sensibles à ce phénomène, alors que les méthodes directes par des essais hydriques et mécaniques caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un sol.

### 1.4.1 Paramètres du gonflement

La complexité des phénomènes physico-chimiques et la diversité des processus, à différentes échelles, à l'origine du retrait-gonflement des sols argileux expliquent les difficultés de caractérisation.

Les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les terrains sensibles au retrait-gonflement ne sont pas les mêmes selon que l'objectif choisi est d'empêcher le phénomène, ou de s'assurer qu'il se produira de façon progressive ou périodique, ou de construire l'ouvrage après achèvement du processus.

Dans la pratique trois paramètres mécaniques sont adoptés pour caractériser les propriétés des sols gonflants : la pression de gonflement, le gonflement libre et le potentiel de gonflement (Serratrice et Soyez, 1996). Cependant, ces paramètres ne sont pas des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant. Ils dépendent de l'état du matériau et des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement, mais ils sont néanmoins très largement utilisés.

Certains auteurs (Sridharan et al., 1986 ; Alonso et al., 1987 ; Habib et Karube, 1993) ont remarqué que la pression de gonflement dépend du chemin de contraintes.

Serratrice et Soyez (1996) ont donné les définitions suivantes :

- La *pression de gonflement* d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme la pression sous laquelle l'imbibition du milieu ne provoque pas de déformations de gonflement ni d'effondrement. Autrement dit, elle correspond à l'état de contrainte à exercer pour maintenir le volume de sol constant pendant l'imbibition, sans distorsion.
- Le *gonflement libre* d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition d'un sol soumis à un état de contraintes nulles ou quasi-nulles.
- Le *potentiel de gonflement* est défini par une relation entre contraintes et déformations de gonflement, cette déformation étant la valeur maximum obtenue au bout d'un temps infini sous contrainte totale constante. Le taux de gonflement est souvent exprimé par le rapport entre la variation de hauteur enregistrée lors de l'humidification et la hauteur initiale ( $\Delta h/h_0$ ).

Il n'existe cependant pas de procédure universelle de détermination de ces paramètres et différentes procédures d'essais appliqués à un même matériau conduisent, en particulier, à des pressions de gonflement différentes (Sridharan et al., 1986).

## 1.4.2 Caractérisation au laboratoire

Al-Rawas (1999) a regroupé les méthodes disponibles pour estimer le potentiel de gonflement en trois catégories : méthodes empiriques, méthodes de consolidation et méthodes de succion. Cependant, on peut aussi regrouper ces méthodes en méthodes directes et méthodes indirectes.

### 1.4.2.1 Caractérisations indirectes

La caractérisation indirecte de l'aptitude au gonflement est le plus souvent réalisée à partir de relations empiriques qui prennent appui sur des essais classiques de géotechnique :

- détermination de la teneur en eau naturelle (norme NF P94-050) ;
- mesure des limites d'Atterberg à la coupelle de Casagrande ( $W_L$ ) et au rouleau ( $W_p$ ) (norme NF P94-051) ou au cône de pénétration ( $W_L$ ) (norme NF P94-052-1) ;
- limites de retrait sur échantillon remanié et intact XP P94-060-1 et 060-2 ;
- poids spécifique, porosité, indice des vides à saturation (normes XP P94-053 et 054) ;
- pourcentage en carbonates (NF P94-048) ;
- pourcentage des argiles (sens granulométrique) ;
- pourcentage et nature des minéraux argileux ;
- valeur de bleu de méthylène (NF P94-068), activités des sols fins, surface spécifique ;
- capacité d'échange de cations (NF X31-130) ;
- pourcentage de matières organiques (NF P94-055 ou NF P94-047) ;
- caractéristiques oedométriques (XP P 94-090-1)

Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques d'un matériau, l'emploi de formules empiriques permet d'estimer rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire de classer ce potentiel de faible, de moyen ou d'élevé.

Les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche sont des facteurs très pertinents pour estimer la potentialité de gonflement des argiles.

Une identification primaire, à partir des résultats de ces essais géotechniques, peut présenter un intérêt considérable. La littérature contient un nombre important d'approches empiriques qui permettent d'appréhender le potentiel de gonflement des sols. Le Tableau 1.4.1 récapitule ces méthodes et donne un renvoi vers les tableaux et les illustrations correspondants. La plupart d'entre-eux s'appuient sur les limites d'Atterberg  $w_L$ ,  $w_p$  et  $w_s$  déterminées en laboratoire, où  $w_L$  est la limite de liquidité,  $w_p$  est la limite de plasticité,  $w_s$  est la limite de retrait (Vincent et al., 2006 : Rapport final RGCU).

**Tableau 1.4.1 : Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement**

Méthodes	Paramètres en entrée	Résultat
Altmeyer (1955)	limite de retrait $w_s$	Tableau 1.4.2
Seed et al. (1962)	indice de plasticité $I_p$	Tableau 1.4.3
Seed et al. (1962)	activité (rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de la fraction argileuse) pourcentage de la fraction argileuse (particules $< 2 \mu\text{m}$ )	Figure 1.4.1
Ranganathan et Satyanarayana (1965)	indice de retrait $I_s$ ( $w_L - w_s$ )	Tableau 1.4.4
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et Komornik et David (1969)	limite de liquidité $w_L$ indice de plasticité $I_p$	Figure 1.4.2
Holtz et al. (1973) (cité par Djedid et al., 2001)	indice de plasticité $I_p$ limite de liquidité $w_L$ limite de retrait $w_s$	Tableau 1.4.5
Dakshanamurthy et Raman (1973)	limite de liquidité $w_L$	Tableau 1.4.6
Chen (1975)	limite de liquidité $w_L$	Tableau 1.4.7
BRE (1980)	indice de plasticité $I_p$ pourcentage de la fraction argileuse (particules $< 2 \mu\text{m}$ )	Tableau 1.4.8
Ghen (1988) (cité par Djedid et al., 2001)	limite de liquidité $w_L$ pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à $74 \mu\text{m}$ potentiel de gonflement	Tableau 1.4.9
Chassagneux et al. (1996)	valeur au bleu VBS	Tableau 1.4.10
Chassagneux et al. (1996)	coefficient de gonflement $C_g$	Tableau 1.4.11
Prian et al. (2000)	indice de plasticité $I_p$	Tableau 1.4.12

**Tableau 1.4.2 : Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)**

$w_s$ (%)	Potentiel de gonflement
< 10	fort
10 à 12	critique
> 12	faible

**Tableau 1.4.3 : Potentiel de gonflement d'après Seed et al. (1962)**

$I_p$ (%)	$\varepsilon_g$ (%)	Potentiel de gonflement
> 35	> 25	très élevé
20 à 35	5 à 25	élevé
10 à 20	1,5 à 5	moyen
0 à 10	0 à 1,5	faible

**Tableau 1.4.4 : Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965)**

$I_s$ (%)	Potentiel de gonflement
> 60	très fort
30 à 60	fort
20 à 30	moyen
0 à 20	faible

**Tableau 1.4.5 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et al. (1973)**

$w_s$ (%)	$w_L$ (%)	$I_p$ (%)	Potentiel de gonflement
7 à 12	50 à 70	25 à 35	fort
10 à 15	35 à 50	15 à 25	moyen
> 15	20 à 35	< 18	faible

**Tableau 1.4.6 : Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)**

$w_L$	Classification
0 à 20	non gonflant
20 à 35	gonflement faible
35 à 50	gonflement moyen
50 à 70	gonflement élevé
70 à 90	gonflement très élevé
> 90	gonflement critique

**Tableau 1.4.7 : Potentiel de gonflement d'après Chen (1975)**

$w_L$ (%)	Potentiel de gonflement
> 60	très élevé
40 à 60	élevé
30 à 40	moyen
< 30	faible

**Tableau 1.4.8 : Potentiel de gonflement d'après BRE (1980)**

$I_p$ (%)	% < 2 $\mu\text{m}$	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	très élevé
22 à 35	60 à 95	élevé
18 à 22	30 à 60	moyen
< 18	< 30	faible

**Tableau 1.4.9 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)**

$w_L$ (%)	% < 74 $\mu\text{m}$	Pression de gonflement (MPa)	Potentiel de gonflement
> 60	> 95	1	très élevé
40 à 60	60 à 95	0,25 à 0,5	élevé
30 à 40	30 à 60	0,15 à 0,25	moyen
< 30	< 30	< 0,05	faible

**Tableau 1.4.10 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1996)**

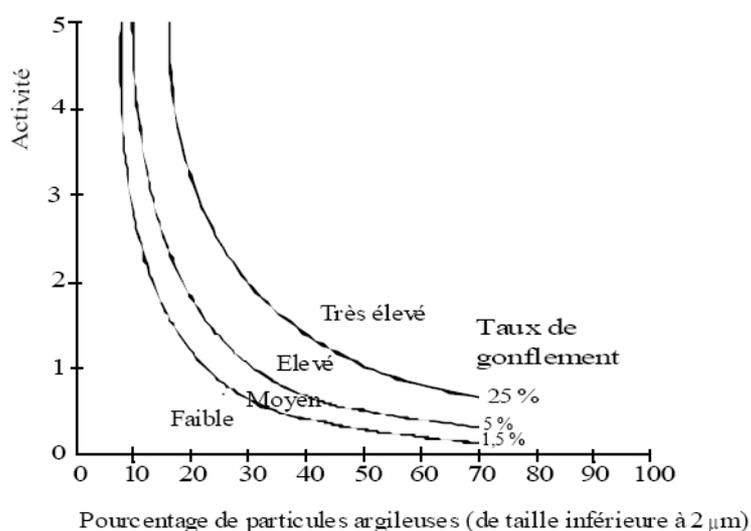
VBS	Sensibilité
< 2,5	Faible
2,5 à 6	Moyenne
6 à 8	Forte
> 8	Très forte

**Tableau 1.4.11 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1996)**

$C_g$	Sensibilité
< 0,025	Faible
0,025 à 0,05	Moyenne
0,05 à 0,09	Forte
$\geq 0,09$	Très forte

**Tableau 1.4.12 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Prian et al. (2000)**

$I_p$ (%)	Sensibilité
< 12	Faible
12 à 25	Moyenne
25 à 40	Forte
$\geq 40$	Très forte



**Figure 1.4.1 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)**

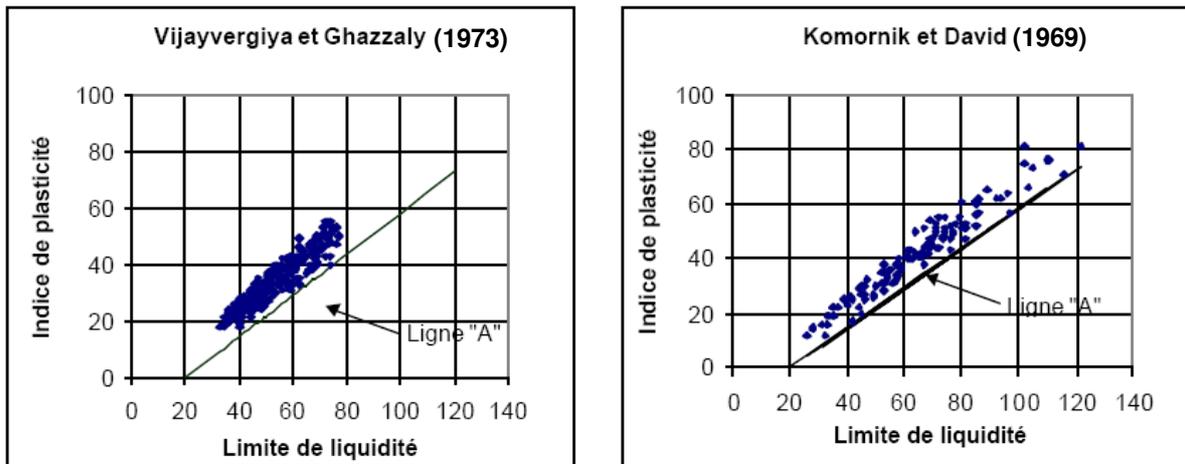


Figure 1.4.2 : Caractérisation des sols gonflants [ligne A :  $I_p = 0,73(wL - 20)$ ]

De nombreuses études ont été menées afin de caractériser et d'estimer le taux de gonflement et la pression de gonflement des sols, à partir de diverses caractéristiques géotechniques. Un exemple est donné dans le Tableau 1.4.13. Cependant Seed et al. (1962) ont remarqué que ces analyses sont pour la plupart fondées sur un nombre de données expérimentales assez faible et fournissent des corrélations approximatives entre les propriétés géotechniques citées et le gonflement.

Tableau 1.4.13 : Paramètres géotechniques, potentiel et taux de gonflement (d'après Gromko, 1974)

Limites d'Atterberg				Granulométrie		Gonflement		
limite de liquidité Wl, %	Indice de plasticité Ip, %	Limite de retrait Wr, %	Indice de retrait, Ir, % <sup>a</sup>	% < 1µm	% < 75µm	Taux de gonflement (TD1)*, %	Taux de gonflement (S)**, %	Potentiel de gonflement
<30	<18	> 15	0 - 20	<15	< 30	<10	< 1,5	faible
30-40	15-28	10 - 16	20 - 30	13 - 23	30 - 60	10 - 20	1,5 - 5	Moyen
40-60	25-41	7 - 12	30 - 60	20 - 33	60 - 95	20 - 35	5 - 25	Fort
>60	>35	< 11	> 60	>28	> 95	>35	>25	Très fort

\*TD1 : taux de gonflement d'un échantillon séché à l'air, serti latéralement, mis en présence d'eau sous une surcharge de 6,9 kPa.

\*\*S : taux de gonflement d'un échantillon, serti latéralement, mis en présence d'eau sous une surcharge de 6.9 kPa (1 psi). Compacté préalablement à la teneur en eau optimale et à la densité maximale selon AASHTO. S est estimé en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  des sols contenant entre 8% -et 65% d'argile, par la relation  $S = 21,6 \cdot 10^6 (I_p)^{2,44}$

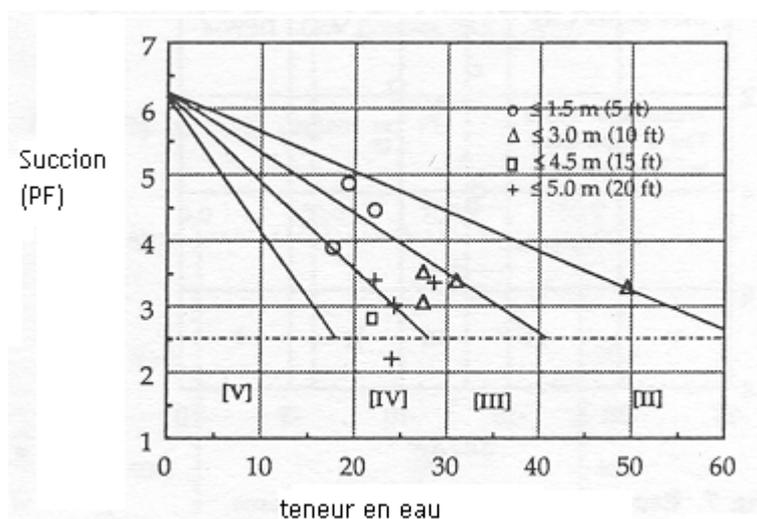
<sup>a</sup> pour les sols naturels compacté à l'optimum et sous une charge 6,9 kPa, le taux de gonflement est déterminé à partir d'une relation donnée par  $S = 41,13 \cdot 10^5 (I_R)^{2,67}$  (Ranganatham et Satyanarayana, 1965, d'après Parcevaux, 1980).

Par ailleurs, Mc Keen (1992) a proposé une classification des sols gonflants (Tableau 1.4.14, et Figure 1.4.3) en se basant sur la pente de la courbe de rétention d'eau ( $\Delta S/\Delta w$ ) et l'index de compression de succion  $C_h$  qui peut être estimé par une simple relation :

$$C_h = -0.027 (\Delta S/\Delta w) - 0.39.$$

**Tableau 1.4.14 : paramètres hydriques et potentiel de gonflement (d'après Mc Keen, 1992)**

Catégorie	$\Delta S/\Delta w$	$C_h$	Potentiel de gonflement
I	$> -6$	$-0,227$	Très fort
II	$-10 < \Delta S/\Delta w < -6$	$-0,227 < C_h < -0,120$	Fort
III	$-13 < \Delta S/\Delta w < -10$	$-0,120 < C_h < -0,040$	Moyen
IV	$-20 < \Delta S/\Delta w < -13$	$> -0,040$	Faible
V	$< -20$	Non gonflant	Non gonflant

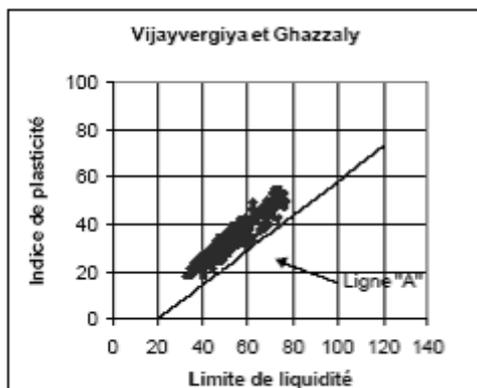


**Figure 1.4.3 : Classification des sols gonflants (d'après Mc Keen, 1992)**

Etant acquis que la méthode de compactage est un facteur très influant sur les paramètres de gonflement, Komornik et David (1969) ont travaillé plus particulièrement sur des sols non remaniés, provenant d'Israël. Les nombreux essais réalisés ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible entre le gonflement libre et l'indice de plasticité avec une fourchette d'erreur d'environ 25 % :

$$\begin{aligned} \varepsilon_g &= 6,7 + 2,4 I_p && \text{pour les marnes} \\ \varepsilon_g &= 0,9 + 2,1 I_p && \text{pour l'argile} \end{aligned}$$

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont aussi constaté que la ligne “A” définie par Casagrande (1948) dans le diagramme de plasticité, d’équation :  $I_p = 0,73.(W_l - 20)$  sépare les sols gonflants (au-dessus de la ligne “A”) des sols non gonflants (en dessous de la ligne “A”) comme indiqué sur la Figure 1.4.4. 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 1.4.4 : Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973 d’après Parcevaux, 1980)**

Des correspondances entre les différents tableaux proposés par Seed et al. (1962) et Ranganathan et al (1965) ont été déterminées (Tableau 1.4.15).

**Tableau 1.4.15 : Récapitulatif du potentiel de gonflement par différents auteurs**

Potentiel de gonflement	$\epsilon_g$ (%)	IR (%)	$I_p$
	Seed et al.	Ranganathan et al.	BRE
très élevé	> 25	> 60	> 35
élevé	5 à 25	30 à 60	22 à 35
moyen	1,5 à 5	20 à 30	18 à 22
faible	0 à 1,5	0 à 20	< 18

Ce classement appliqué à des matériaux argileux par Ranganathan et al. (1965) a mis en évidence des écarts allant de 35 à 60 % entre les valeurs expérimentales et les valeurs corrélées, celui de Seed et al., des écarts de plus ou moins 33 %. Ces méthodes proposant de déterminer par des essais indirects le potentiel de gonflement ne prennent pas en compte l’importance des ions fixés par l’argile et ceux présents dans le liquide.

En conclusion, ces méthodes restent le plus souvent approximatives et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Il faut aussi remarquer que ces différentes méthodes ne permettent pas d'obtenir des résultats toujours compatibles entre eux comme il a été démontré par différents auteurs comme Snethen (1978) et Josa (1988, d'après Bultel, 2001). Ainsi, il est difficile de classer les sols gonflants uniquement à partir de la valeur d'un indice tirée d'une mesure indirecte de reconnaissance. De plus, il faut souligner que les relations sont en général déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui d'échantillons naturels. Par conséquent, ces méthodes indirectes de caractérisation du gonflement sont certes très utiles en tant qu'indicatrices du potentiel de gonflement lors d'études statistiques sur des sols très différents, mais en aucun cas elles ne peuvent remplacer les mesures expérimentales directes de gonflement lorsqu'on s'intéresse à un sol particulier comme l'a remarqué Parcevaux (1980).

#### 1.4.2.2 Modèles d'estimation du gonflement - Méthodes indirectes

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement,  $\sigma_g$ , ou le potentiel de gonflement,  $\varepsilon_g$ , aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale  $w_i$ , densité sèche initiale  $\gamma_{d0}$ , limite de liquidité  $w_L$ , indice de plasticité  $I_p$ , limite de retrait  $w_s$ , pourcentage des particules d'argiles  $< 2\mu\text{m}$ ,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales relations sont regroupées dans le Tableau 1.4.16 (Vincent et al., 2006 : Rapport final RGCU).

**Tableau 1.4.16 : Modèles d'estimation du taux de gonflement ( $\varepsilon_g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ).**

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\varepsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (I_p)^{2,44}$	$\varepsilon_g$ et $I_p$ (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	$\varepsilon_g$ , $w_L$ et $w_s$ (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_i$ (%) $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%) $w_i$ (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{d0} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes  w : teneur en eau naturelle (%)  $w_L$ (%) ; $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ) et $\sigma_g$ (bars)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\varepsilon_g = 2,77 + 0,131 w_L - 0,27 w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $w_L$ et $w_i$ sans unités (-)
Johnson et Snethen (1978)	$\log \varepsilon_g = 0,458 + 0,036 w_L - 0,0833 w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $w_L$ et $w_i$ sans unités (-)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) $w_i$ (%) et $I_p$ (-)
Nagaraj & Srinivasa (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_l}}{4 - \log P_c}$	$e_0$ : indice des vides initial $e_l$ : indice des vides correspondant à la limite de liquidité $P_c$ : pression de consolidation (kg/cm <sup>3</sup> )
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	$\varepsilon_g$ (%) K est un constant $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $w_i$ (%)

Yahia-Aïssa (1999)	$\sigma_g = \left[ \frac{e_0}{A_p(0)} \right] \left[ \frac{1}{N_p(0)} \right]$	voir <sup>(1)</sup>
Yilmaz (2006)	$\varepsilon_g = 0,155 w_L - 0,00763 CEC - 2.04$	$\varepsilon_g$ (%) $w_L$ sans unités (-) CEC (mégq/100 g)

<sup>(1)</sup>  $A_p(0)$  : indice des vides à la pression correspondante à 1 MPa lors d'un essai de compression à succion nulle ;  $N_p(0)$  : pente de la courbe de compression vierge dans le plan logarithmique et  $\sigma_g$  (en MPa).

### 1.4.2.3 Caractérisation directe

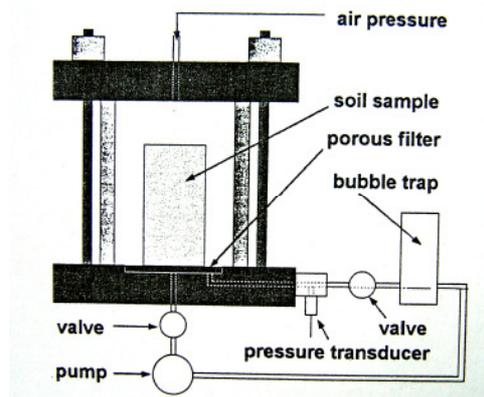
#### 1.4.2.3.1 Courbes imbibition-drainage

Les courbes imbibition-drainage sont obtenues par différentes méthodes en fonction de la succion appliquée. Pour les faibles succions, la technique des plaques tensiométriques (succion inférieure à 1 ou 1,5 MPa) et la technique osmotique (succion inférieure à 6 MPa) sont appliquées. Au-delà de ces valeurs la technique par phase vapeur est utilisée.

##### 1.4.2.3.1.1 Contrôle par plaque tensiométrique et par translation d'axes

Dans sa forme la plus simple, le système de mesure de succion par plaque tensiométrique consiste en l'utilisation d'une pierre poreuse en céramique saturée, d'un réservoir d'eau et d'un manomètre. L'échantillon de sol est en contact avec la pierre poreuse en céramique. Le sol, à cause de son état de succion (qui se traduit par un déficit d'eau), attirera l'eau de la pierre poreuse. Cette attraction engendre une baisse de la pression d'eau dans le réservoir, qui peut être mesurée à l'aide du manomètre qui donne alors la valeur de la succion à l'équilibre. Ce système permet la mesure de très faibles succions entre 0 et 10 kPa. Schofield (1935) a proposé l'extension de la gamme de mesure en enfermant l'échantillon de sol dans une cellule étanche et en appliquant une pression d'air à l'intérieur.

L'appareillage nécessaire pour la réalisation de cette technique comprend une embase sur laquelle repose une pierre poreuse, un réservoir d'eau (qui est placé au-dessous de la pierre céramique) connecté à un système de mesure, un système de drainage et une cellule hermétique qui repose sur l'embase et permet l'application et le maintien des pressions d'air (Figure 1.4.5). Le point d'entrée d'air de la pierre poreuse céramique doit être supérieur à la valeur de succion mesurée (en général 500 kPa, mais il y a aussi des céramiques de 1500 kPa).



**Figure 1.4.5 : Appareil typique de plaque tensiométrique (Ridley & Wray, 1995)**

On place l'échantillon de sol sous pression et on attend qu'il se mette à l'équilibre. Des mouvements d'eau entre le réservoir et l'échantillon de sol se produisent, entraînant la variation de sa succion ( $u_a - u_w$ ). La valeur de la succion est déduite de la différence entre la pression d'air dans l'enceinte et la pression d'eau dans le réservoir. Si le réservoir d'eau est placé sous pression atmosphérique, la valeur de la succion de l'échantillon de sol est égale à la valeur de pression d'air appliquée.

Quand l'équilibre est atteint, on sort l'échantillon de l'enceinte pour déterminer sa teneur en eau. Le temps d'équilibrage dépend de la taille de l'échantillon, des dimensions de l'enceinte, et des perméabilités du sol et de la pierre poreuse céramique.

La limite supérieure de la pression d'air qui peut être appliquée est donnée par la valeur du point d'entrée d'air de la céramique. Cependant pour de longues périodes de mesures ou dans le cas d'une différence de pression importante entre l'enceinte et le réservoir d'eau, il est possible que l'air arrive dans le réservoir d'eau par diffusion.

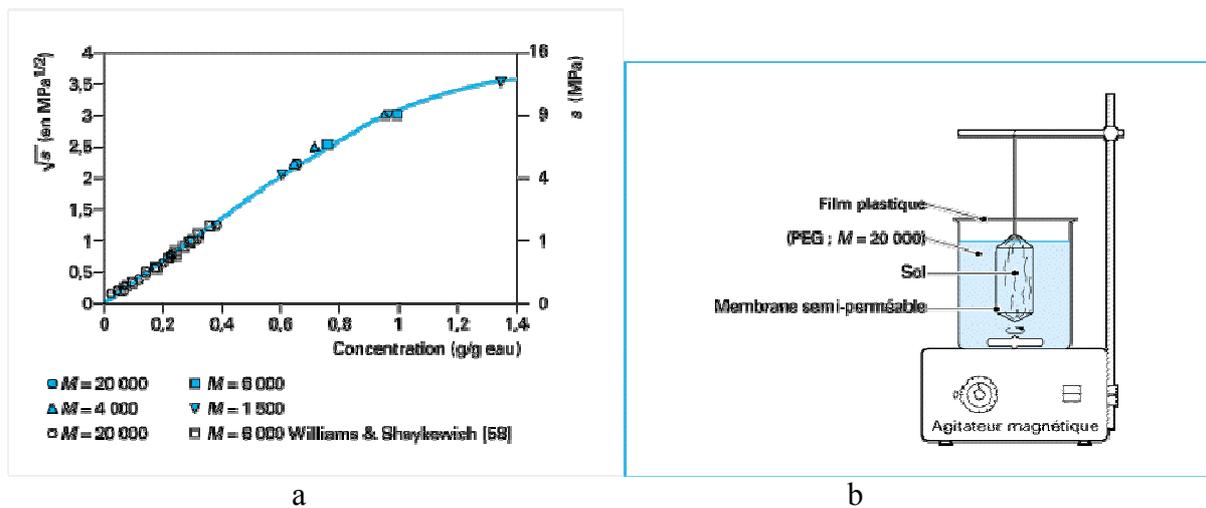
L'utilisation de l'air comprimé pour amener la pression négative de pores à une valeur au-dessus de la pression atmosphérique est connue comme « la technique de translation des axes ». Cette méthode présente quelques limites. D'abord, c'est une méthode indirecte et sa validité n'a pas encore été évaluée d'une manière satisfaisante. L'évaporation de l'eau du sol sur la surface de l'échantillon soumis à une pression d'air, peut mener à des résultats imprécis (Romero, 2001). Cette méthode de translation d'axe est difficile à utiliser pour les sols argileux. De plus, l'expérimentation dans la gamme de degrés de saturation élevés est problématique, car la phase air est discontinue dans l'espace poreux du sol (Tarantino, 2003).

#### 1.4.2.3.1.2 Technique de contrôle osmotique

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Développée au Cermes depuis plusieurs années (Delage, 1991), elle est basée sur l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle ( $C_2H_4$ ), ce qui leur confèrent une masse molaire considérable, pouvant aller de 1000 à 20000.

Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-

perméable derrière laquelle circule une solution de PEG, est soumis à une succion osmotique d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée. La Figure 1.4.6 regroupe les essais effectués par divers chercheurs sur des PEG de 1500 à 20000.



**Figure 1.4.6 : a) Relation succion–concentration ; b) Mise en œuvre de la technique osmotique (Delage & Cui, 2000)**

On observe une excellente compatibilité entre toutes les données et une relation unique qui est indépendante de la masse molaire, entre la concentration et la succion. Pour les succions inférieures à 6,25 MPa ( $\sqrt{s} < 2,5$ ), la relation est linéaire et prend la forme simple suivante :

$$s = 11 c^2$$

L'échantillon, entouré d'une membrane osmotique cylindrique, est placé dans un bain de solution de PEG posé sur un agitateur magnétique (Figure 1.4.6 b). Des élastiques placés autour de l'échantillon de sol assurent un bon contact entre le sol et la membrane. Les transferts d'eau se font au travers de la membrane.

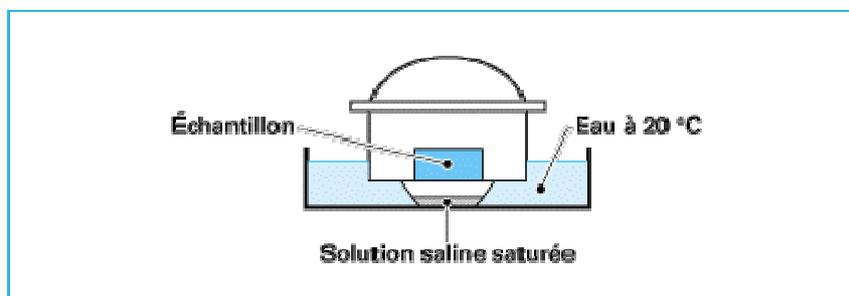
Le temps d'équilibrage dépend du type de sol, de la concentration et de la taille de l'échantillon. Une fois l'équilibre atteint, on extrait l'échantillon pour le peser et en déterminer la teneur en eau. On répète la procédure en passant au palier de succion appliquée suivant. On s'assure que la concentration reste constante au cours des échanges, car elle peut varier légèrement (évaporation, pertes).

L'intérêt majeur de cette méthode est que la génération d'une succion ( $u_a - u_w$ ) positive ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air reste égale à la pression atmosphérique et c'est réellement le terme  $u_w$  qui est négatif. Des succions de 12 MPa peuvent être atteintes sans précautions particulières, contrairement à la méthode précédente.

#### 1.4.2.3.1.3 Technique de contrôle par phase vapeur

Cette technique est basée sur la loi de Kelvin, qui consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée, à humidité contrôlée. Les transferts d'eau s'effectuent sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est en général assez long. La durée dépend de la taille de

l'échantillon et de la valeur de succion imposée (trois semaines en moyenne pour un sol argileux). On peut accélérer les échanges en utilisant une pompe pneumatique pour faire circuler l'air. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée ou une solution saline saturée (Figure 1.4.7).



**Figure 1.4.7 : Contrôle de succion par phase vapeur (Delage & Cui, 2000)**

Il est préférable d'utiliser cette technique en condition de température contrôlée à 20 °C. Pour ce faire, on place l'ensemble, dessiccateur et solution saline saturée, dans un bain à température constante. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur, même avec circulation d'air. Il faut s'assurer que la condensation de gouttes d'eau ne se forme pas sur les parois du dessiccateur car ces gouttes peuvent tomber sur les échantillons, retardant ainsi l'atteinte d'équilibre. On trouve dans le Tableau 1.4.17 les valeurs de succion obtenues avec différents sels (Delage & Cui, 2000).

**Tableau 1.4.17 : Relation humidité relative - succion (Delage & Cui 2000)**

Sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	4,2	97
ZnSO <sub>4</sub> , 7H <sub>2</sub> O	12,6	91.3
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	29	81
NaCl	37,8	76
NaNO <sub>2</sub>	57,3	66
Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	82,4	55
K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	137,8	44
KCH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub>	182,1	20
KOH	331,9	9

### Retrait par dessiccation

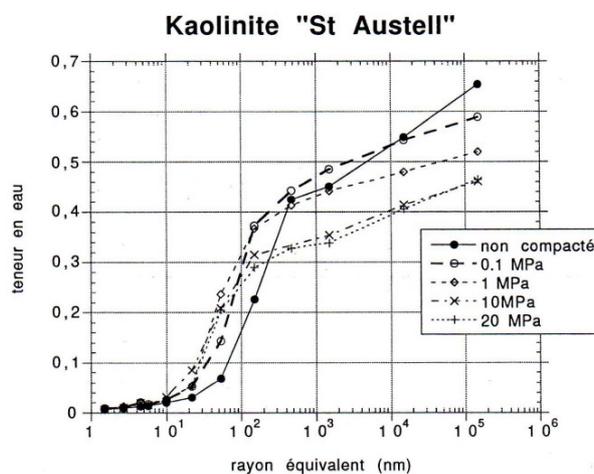
La dessiccation progressive ou désorption d'eau est utilisée pour étudier les interactions entre l'eau et la phase solide dans les sols. Il s'agit de retirer progressivement l'eau présente dans le matériau et de mesurer sa teneur en eau résiduelle, suivant deux procédures : (1) pour une succion supérieure à 1 MPa, en utilisant une cellule de filtration et en appliquant une pression d'air ; et (2) pour une succion inférieure à 1 MPa en soumettant l'éprouvette à une pression de

vapeur d'eau contrôlée (Tessier 1975, 1984). Afin d'utiliser la loi de Laplace–Jurin les pores sont supposés des cylindres ou des sphères.

Un autre paramètre utilisé pour décrire l'état énergétique auquel est soumis le matériau est le pF, logarithme du potentiel de l'eau. Le potentiel de l'eau ne dépend pas uniquement de la pression, mais de l'ensemble des interactions avec le milieu : forces de surface dans le cas de l'eau adsorbée, potentiel osmotique si des ions sont dissous etc.

Lorsque l'éprouvette est en équilibre avec le milieu auquel il a été soumis (lorsque sa masse ne varie plus), sa teneur en eau et son indice de vides sont mesurés. A partir de ces données deux types de courbes peuvent être tracés :

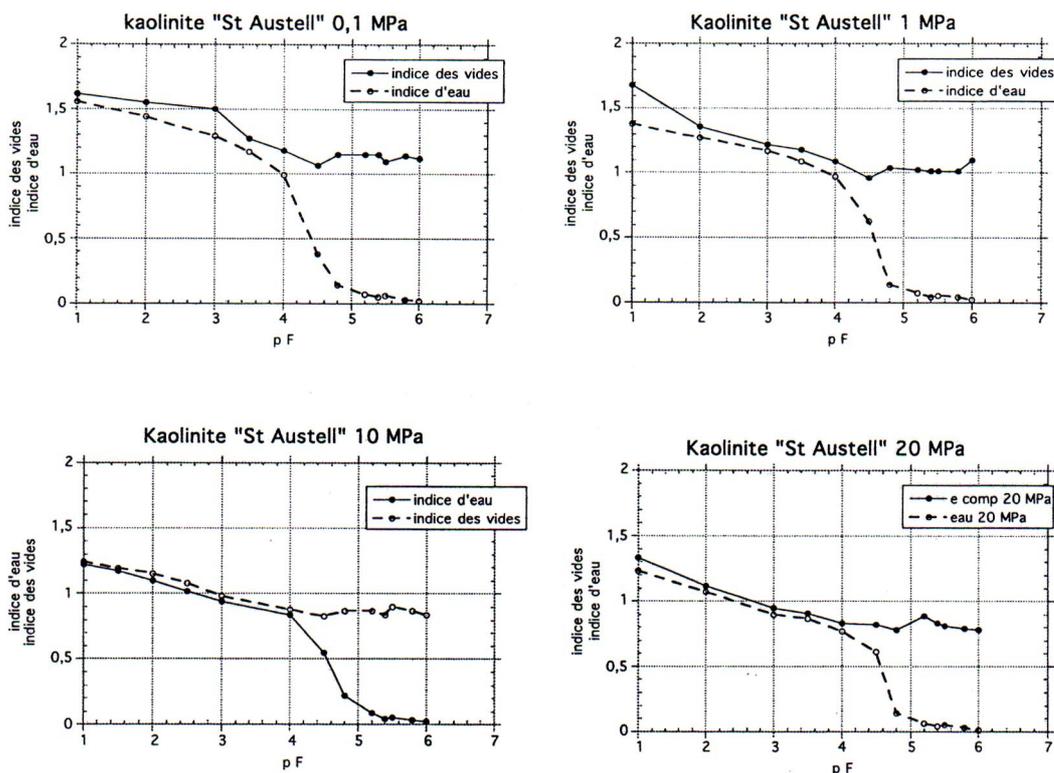
- l'évolution de la teneur en eau avec le pF ou le rayon équivalent (Figure 1.4.8),
- la comparaison de l'évolution de l'indice des vides (volume poral sur volume de solide) et de l'indice d'eau (volume d'eau sur volume de solide) en fonction du pF (Figure 1.4.9).



**Figure 1.4.8 : Evolution de la teneur en eau en fonction du rayon équivalent des pores encore remplis d'eau, pour la kaolinite de St Austell (d'après Vasseur et al. 1995).**

La première courbe donne une information équivalente à celle de la porosimétrie au mercure en considérant que le volume d'eau encore présent dans l'éprouvette à un pF donné correspond au volume des pores dont le rayon d'accès est inférieur au rayon équivalent à ce pF.

La deuxième courbe donne le point d'entrée d'air, c'est à dire la valeur du pF pour laquelle l'éprouvette se désature. En effet lorsque l'eau est retirée progressivement de l'éprouvette, celle-ci se contracte, et dans un premier temps (pour les faibles valeurs du pF), la diminution de son volume poral par contraction est égale au volume d'eau perdu. Lorsque l'éprouvette ne se désature pas, son indice d'eau est égal à son indice des vides. Lorsque la dessiccation est poussée plus avant (valeurs du pF élevées), un point sera atteint où la contraction de la matrice solide ne suivra plus la perte d'eau et l'éprouvette va se désaturer, son indice d'eau devient alors inférieur à son indice des vides. Le point d'entrée d'air dépend de la force des liaisons eau-argile au sein du matériau.



**Figure 1.4.9 : Evolution des indices des vides et d'eau en fonction du pF, point d'entrée d'air pour la kaolinite compactée à différents niveaux (d'après Grunberger 1995).**

On peut relier la diminution du volume de l'éprouvette à la diminution d'indice des vides en relation avec l'augmentation du logarithme du potentiel de l'eau, ainsi pour la kaolinite Figure 1.4.9, entre pF 1 et pF 6, l'indice des vides est passé de 1,2 à 0,8 ce qui correspond à une contraction de 20% du volume total de l'éprouvette.

#### 1.4.2.3.2 Essais classiques de gonflement au laboratoire

Il existe une multitude de procédures d'essais de gonflement (synthèse de Serratrice et Soyez, 1996) ; Cependant, 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'oedomètre 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), d'après Serratrice et Soyez (1996).

Les trois méthodes ont été décrites, entre autres auteurs, par Serratrice et Soyez (1996), Bigot et Zerhouni (2000) et deux d'entre elles font l'objet de normes :

Méthode sous charge constante (essais en parallèle), AFNOR NF XP 94-091 (1995) ;

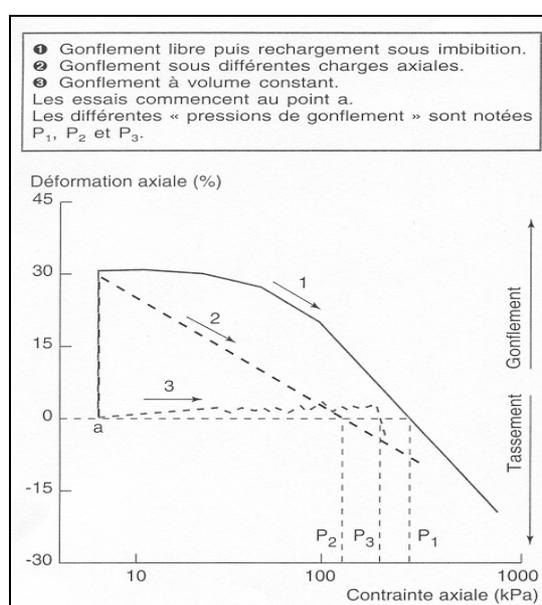
Méthode à volume constant, ASTM D 4546-90 (1990).

#### 1.4.2.3.2.1 Méthode à gonflement libre

Après montage d'une éprouvette dans une cellule oedométrique, 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 1.4.10, méthode 1). Cet essai n'est pas normalisé.

#### 1.4.2.3.2.2 Méthode sous charge constant (Essais en parallèle)

Cette méthode consiste à placer plusieurs éprouvettes, au moins quatre selon la norme AFNOR XP 94-091 (1995), d'un même matériau dans des cellules oedométriques. Chaque éprouvette à l'état naturel, fait l'objet d'un chargement jusqu'à une contrainte axiale choisie en fonction d'un taux d'accroissement des charges préalablement défini. La pression verticale à appliquer doit être différente pour chacun des échantillons (Figure 1.4.10, méthode 2). Le gonflement ou le tassement de chaque éprouvette est obtenu en procédant à son imbibition sous contrainte, jusqu'à stabilisation des déformations. La courbe  $\Delta h/h_i$ , fonction de la pression appliquée, est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les différents points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Elle correspond à la pression de gonflement. Les normes AFNOR et ASTM (méthode B) diffèrent cependant, 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 mn après.



**Figure 1.4.10 : Différentes méthodes d'essais de gonflement (d'après Sridharan et al., 1986)**

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 aussi 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

#### 1.4.2.3.3 Méthode à volume constant

Le principe de cette méthode est de procéder à l'imbibition d'une éprouvette, tout en maintenant son volume constant (Figure 1.4.10, 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.

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, dont Sridharan et al. (1986), ont appliqué ces différentes méthodes à des sols identiques. Pour des sols composés de montmorillonite, ils ont noté que :

- la méthode du gonflement libre, ayant libéré 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 au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement.

#### **1.4.2.3.3 Autres méthodes de détermination de la pression de gonflement utilisées dans le cas des sols remaniés compactés**

D'autres méthodes de détermination de la pression de gonflement ont été mises au point durant ces 15 dernières années, la plupart dérivant des protocoles classiques améliorés par des moyens de contrôle automatiques, certaines mesurant le gonflement volumique à partir d'essais au triaxial.

Dans le cas d'un échantillon de sol gonflant placé dans un oedomètre dont le déplacement vertical est bloqué, cette tendance engendre des contraintes latérale et verticale qui ne sont pas nécessairement égales. Traditionnellement, la pression de gonflement est définie comme la contrainte verticale générée par l'hydratation. La pression de gonflement latérale n'est considérée que dans des cas particuliers. Plusieurs études ont été menées aussi bien sur la détermination du comportement de gonflement lui-même que sur les méthodes expérimentales correspondantes.

La pression de gonflement peut être déterminée par plusieurs méthodes. Parmi les méthodes les plus courantes, on peut citer :

- les méthodes d'hydratation à gonflement empêché ;
- les méthodes d'hydratation sous charge constante ;
- les méthodes d'hydratation sous charge nulle.

Le principe des **méthodes d'hydratation à gonflement empêché** est de maintenir le volume de l'échantillon constant au cours de l'hydratation et de mesurer la pression de gonflement. La pression de gonflement est la pression finale lorsque l'échantillon atteint l'état d'équilibre. Ces méthodes donnent la valeur la plus précise car elle n'est pas influencée par le frottement entre cellule et sol. En utilisant cette méthode, Basma et al. (1995), dans leur essai nommé "Zero swell test", ont appliqué un petit incrément de charge (6,9 kPa) sur l'échantillon compacté. L'eau est ensuite introduite dans l'échantillon. Lorsque le gonflement commence, la pression est augmentée par de petits incréments pour empêcher le gonflement, et ceci jusqu'à stabilisation du gonflement. La charge finale obtenue divisée par l'aire de la section de l'échantillon est la pression de gonflement. Cette méthode a été aussi décrite par El-Sohby et al. (1995), Shuai & Fredlund (1998) et Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993).

Pour maintenir le volume constant lors de l'hydratation, on peut aussi utiliser des capteurs de force de grande rigidité afin que le déplacement (la variation de la hauteur de l'échantillon) reste négligeable pour la pression de gonflement maximale. Komine & Ogata (1994), Didier & Afes (1995) et Yahia-Aissa (1999) ont utilisé cette méthode. Marcial (2003) a amélioré le système par un contrôle du déplacement du piston doublé d'un système pour le ramener à sa position initiale chaque fois que son déplacement dépasse 1  $\mu\text{m}$ .

Une autre méthode, basée sur l'hypothèse de la linéarité de la relation entre la pression appliquée et la variation de volume, a été utilisée par Yahia-Aissa (1999) et Shuai & Fredlund (1998). L'échantillon est d'abord soumis à une *charge constante* et est ensuite hydraté. La variation de volume finale est mesurée et tracée en fonction de la charge appliquée. La valeur du chargement correspondant à une variation nulle de volume est la pression de gonflement.

La **méthode d'hydratation sous chargement nul** fait partie du troisième type de détermination. L'échantillon est d'abord soumis à une hydratation et à un gonflement libre. A la fin du gonflement, des chargements sont appliqués par incrément jusqu'à la valeur pour laquelle le volume de l'échantillon revient à son état initial. La pression obtenue est la pression de gonflement. Shuai & Fredlund (1998), Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993) et Basma et al. (1995) ont utilisé cette méthode.

Il existe d'autres méthodes pour déterminer la pression de gonflement d'une argile gonflante. Basma et al. (1995) ont utilisé deux oedomètres simultanément, l'un pour lequel les sols sont hydratés à charge constante et l'autre pour lequel le sol est hydraté sous charge nulle. La pression de gonflement est calculée à partir des résultats de ces deux essais. Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993) dans leur essai nommé "Reverse curve method" ont effectué un processus de chargement, hydratation et déchargement, pour tracer le chemin dans le plan déplacement – chargement qui leur a permis de calculer la pression de gonflement.

Les essais oedométriques ayant des limites pour décrire le comportement volumique du sol, Abduljawwad & Al-Sulaimani (1993), Sultan et al. (1998) et Yahia-Aissa (1999) ont réalisé des essais triaxiaux pour déterminer la pression de gonflement.

Cependant c'est la détermination de la pression de gonflement par hydratation à volume constant qui est le plus souvent utilisée pour le sol gonflant compacté.

#### 1.4.2.3.4 Etude du retrait au laboratoire

Le paramètre normalement utilisé pour caractériser le retrait d'un sol est la limite de retrait ou la limite de retrait effective. Comme il a été défini dans le chapitre 3, la limite de retrait d'un sol correspond à la teneur en eau à partir de laquelle un sol commence à se désaturer. Son estimation est basée sur la courbe de retrait qui exprime la diminution de volume en fonction de la diminution de la teneur en eau. C'est une limite conventionnelle qui sépare le comportement du sol en deux domaines : un domaine avec variation importante de volume d'un domaine avec variation de volume quasiment nulle. Selon la norme AFNOR (d'après Bigot et Zerhouni, 2000), il existe deux types d'essais de limite de retrait : la limite de retrait conventionnelle sur le passant à 400  $\mu\text{m}$  d'un matériau et la limite de retrait effective sur un sol non remanié. Dans le premier cas, l'essai consiste à déterminer la perte de volume d'une éprouvette de sol remanié, entre l'état initial liquide (teneur en eau supérieure à la limite de liquidité) et l'état sec.

Dans le deuxième cas, l'essai consiste à laisser se dessécher librement et progressivement une éprouvette de sol et à mesurer périodiquement sa variation de hauteur et sa masse. On trace alors la courbe  $\Delta h/h_i$  en fonction de la teneur en eau lors du drainage et on détermine ainsi les variations dimensionnelles du sol entre l'état naturel initial et un état de dessiccation donné (Philopponnat 1991), (cf Figure 1.4.11 ou  $W_{re}$  est la limite de retrait effective,  $W_{nat}$  la teneur en eau naturelle et  $R_i$  le facteur de retrait effectif ou retrait linéaire).

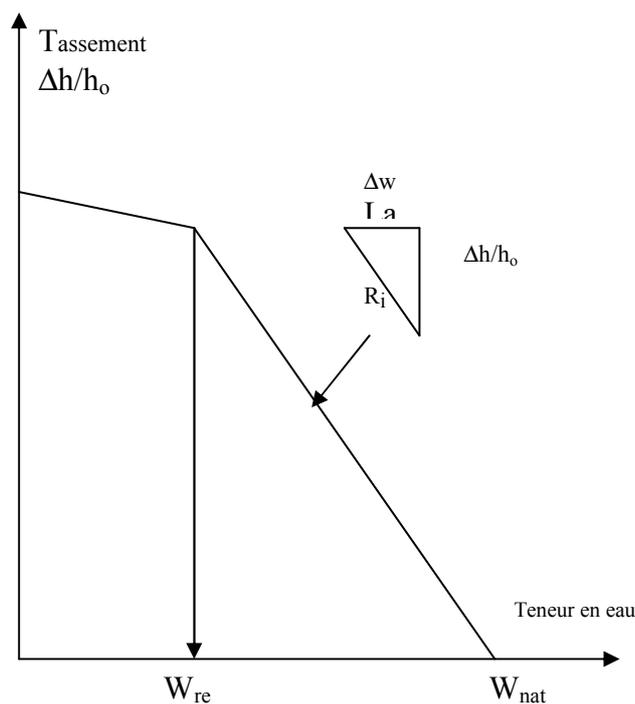


Figure 1.4.11 : Détermination effective de la limite de retrait (d'après Bigot et Zerhouni, 2000)

## **1.5 ROLE DES SOLLICITATIONS HYDRIQUES CYCLIQUES SUR LE PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT**

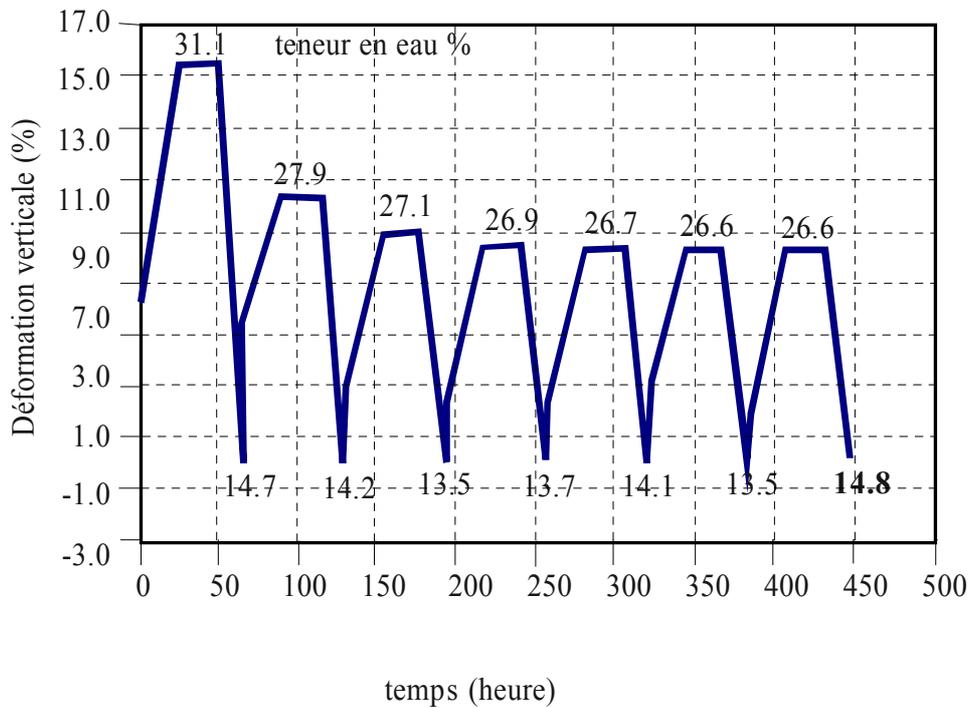
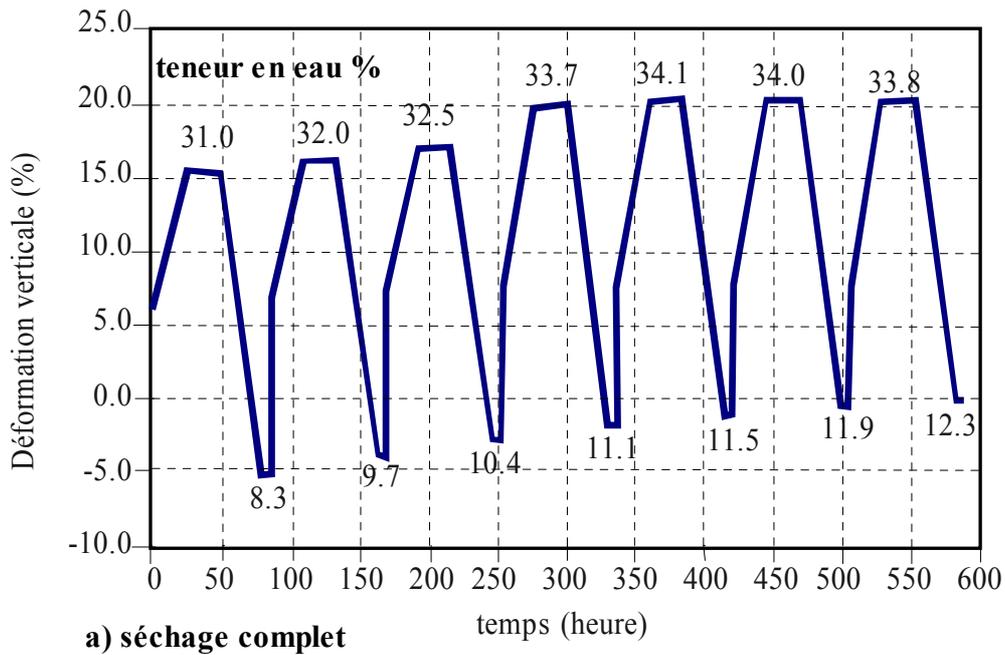
Dans la nature, les matériaux argileux sont soumis à des cycles répétés d'humectation et de dessiccation pour lesquels l'état initial et l'état final changent d'un cycle à l'autre. De nombreux travaux ont été menés pour simuler des déformations engendrées par des variations saisonnières de teneur en eau ou l'effet de sollicitations hydriques cycliques. Ainsi de nombreux auteurs (Chen et Ma (1987), Subba Rao & Satyadas, (1987), Al Homoud et al (1995), Basma et al (1996), Tripathy et al, (2002)) ont étudiés des matériaux remaniés et compactés.

Les résultats obtenus par Al-Hamoud et al (1995) et Basma et al (1996) (Figure 1.5.2, Figure 1.5.3, Figure 1.5.4) sur des éprouvettes soumises alternativement à des phases d'imbibition totale et des phases de séchage ou retrait partiel montrent que sous l'effet répété de cycles, les sols présentent des signes de fatigue après chaque cycle, se traduisant par une variation du potentiel de gonflement (Figure 1.5.2), une diminution de la pression de gonflement et donc de l'aptitude à absorber de l'eau. A l'inverse, l'évolution du potentiel de retrait n'est pas significative.

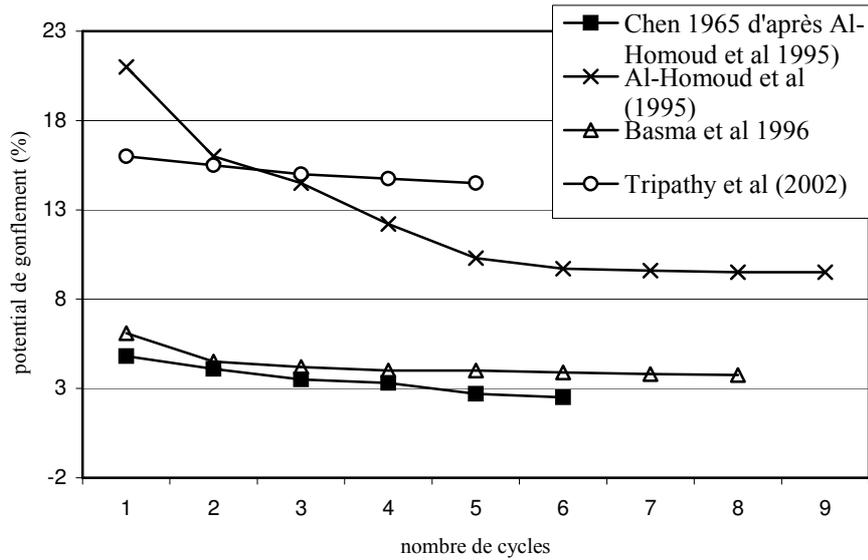
Les résultats de Popescu (1980), Osipov et al (1987), Day (1994), Day (1995), Basma (1996), Tripathy et al (2002) montrent l'effet contraire, lorsque l'argile est complètement desséchée le potentiel du gonflement augmente avec le nombre de cycles d'imbibition et de dessiccation (Figure 1.5.2). Par ailleurs, le potentiel de retrait diminue progressivement avec le nombre de cycles d'imbibition et de dessiccation.

Par contre les résultats de Dif et Bluemel (1991) qui sont obtenues après des cycles d'imbibition-drainage complet-imbibition, montrent des résultats différents qui semble être liés au mode d'essai où les sollicitations hydriques cycliques sont faites sous une pression verticale (100 kPa) plus grande que pour les autres essais (~6.9kPa). Toutefois, dans tous les cas, le potentiel de gonflement se stabilise au bout de quatre ou cinq cycles (Figure 1.5.1, Figure 1.5.2, Figure 1.5.3).

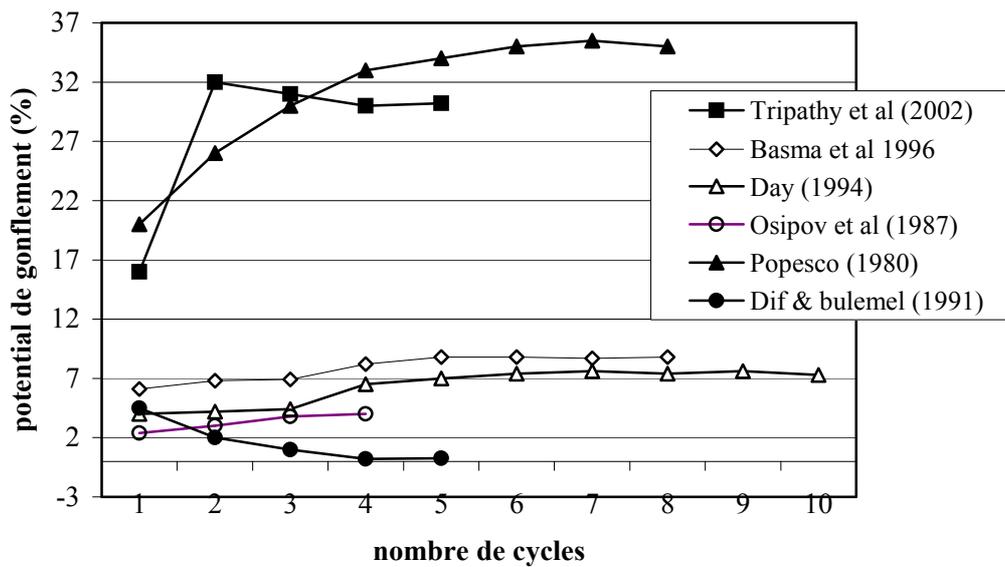
Bien que ces différents essais ne soient pas faits dans les mêmes conditions, dans la majorité des ces travaux, le premier cycle provoque la plus grande réduction/augmentation du potentiel de gonflement/retrait, qui diminue/augmente pendant les cycles suivants pour se stabiliser après quatre ou cinq cycles (Figure 1.5.2). Les résultats de Tripathy et al (2002) montrent en particulier que l'effet des conditions initiales (densité et teneur en eau) est quasiment nul après quatre ou cinq cycles d'imbibition et de dessiccation, 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'humectation et de dessiccation les caractéristiques héritées des conditions de dépôts disparaissent et le retrait dépend essentiellement du type d'argile.



**Figure 1.5.1 : Résultats des essais cycliques séchage-humidification sur un sol remanié et compacté ( $< 2\mu\text{m} = 51\%$  ;  $I_p = 29\%$ ,  $W_L = 69\%$ , 30 % montmorillonite et 51 % kaolinite ; d'après Basma et al, 1996).**

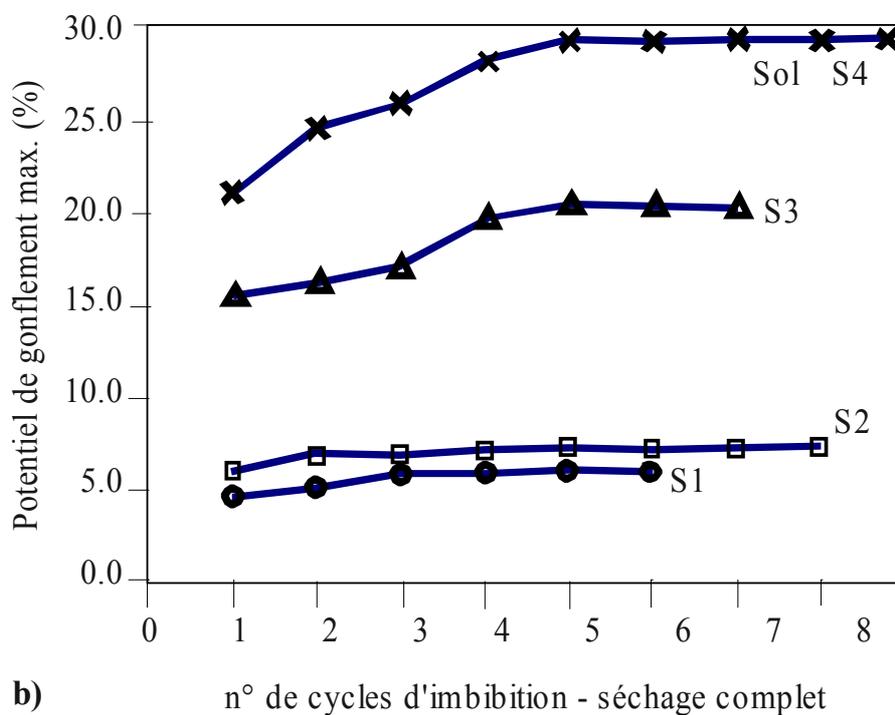
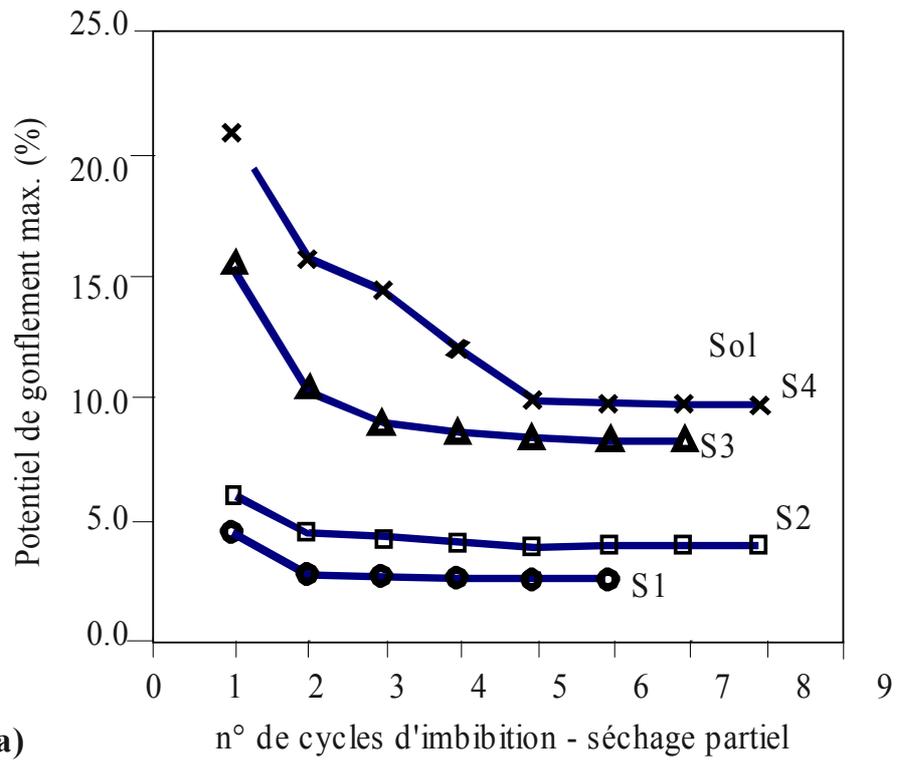


**a) séchage partiel**

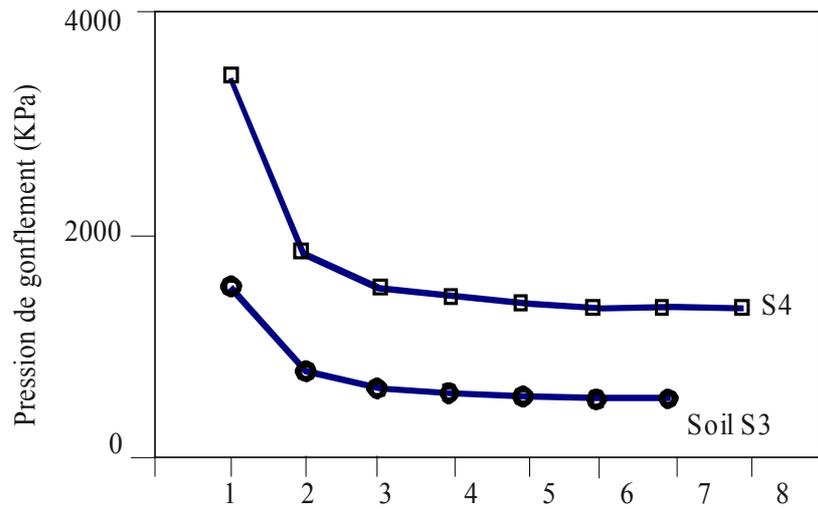


**b) séchage complet**

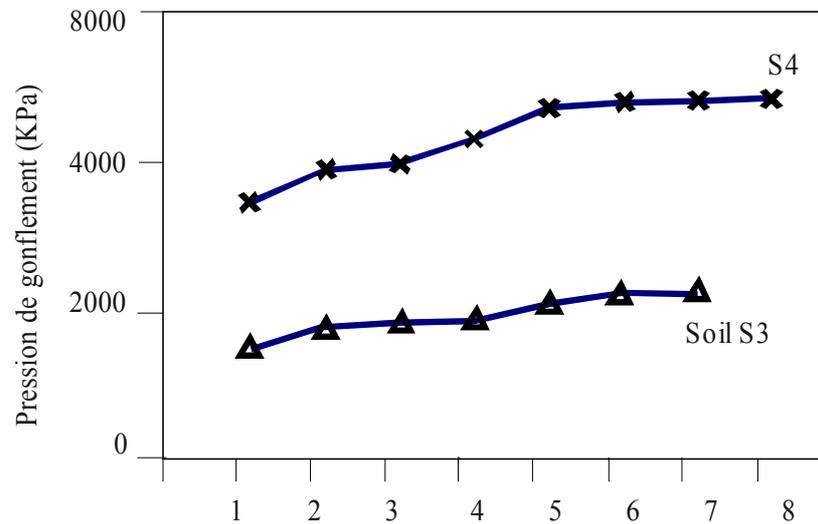
**Figure 1.5.2 : Evolution du potentiel de gonflement lors de sollicitations cycliques hydriques selon différent auteurs (un cycle= imbibition/ séchage partiel (a) et complète (b))**



**Figure 1.5.3 : Evolution du potentiel de gonflement lors des cycles cycliques d'imbibition-séchage partiel (a) et complet (b) (d'après Basma et al., 1996)**



a) n° de cycles d'imbibition -séchage partiel



b) n° de cycles d'imbibition -séchage complet

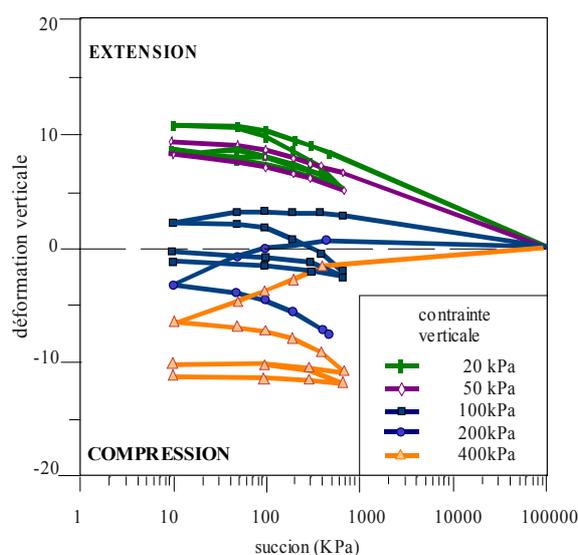
**Figure 1.5.4 : Evolution de la pression de gonflement lors des cycles d'imbibition et séchage partiel (a) et complet (b) (d'après Basma et al., 1996)**

Comme on l'a souligné précédemment la pression verticale appliquée au sol au cours des essais de sollicitations hydriques cycliques joue un rôle important sur son comportement. Les résultats de sollicitations hydriques cycliques réalisées par Alonso et al (1995) et par Cuisinier et al (2002) sur des sols gonflants compactés montrent qu'il est possible d'obtenir à partir du même état initial soit une accumulation des phénomènes de compression au cours des cycles successifs soit au contraire une augmentation des phénomènes d'extension en fonction de la contrainte verticale appliquée (inférieure ou supérieure à la valeur de compactage). Ainsi la Figure 1.5.4 représente les résultats d'essais réalisés sur des pastilles

d'argile de Boom (2mm) compactée et soumise à des sollicitations hydriques cycliques sous différentes charges verticales constantes. Les pastilles d'argile simulent le modèle d'arrangement des particules dans les sols argileux en « double-structure », choisi par Gens et Alonso (1992) dans leurs simulations du comportement de sol gonflant.

Les résultats de Villar (1999) et de Cuisinier (2002) complètent les précédents en montrant l'importance du début du chemin hydrique (drainage-imbibition ou imbibition-drainage) sur les phénomènes d'extension ou de compression. Suivant le chemin hydrique de départ, l'un ou l'autre de deux phénomènes sera prépondérant et l'amplitude de la déformation axiale totale sera différente (Dif et Bluemel (1991)).

Des changements microstructuraux sont notés par Al-Homoud et al (1995) et par Basma et al (1996) au cours des cycles. Ils ont remarqué à partir des observations au MEB faites avant et après les cycles d'imbibition et de dessiccation un réarrangement progressif des particules argileuses pendant les cycles, qui par agrégation, conduit à une structure plus stable vis-à-vis de l'imbibition. Selon leurs interprétations, l'échantillon initial présentant un arrangement en microagrégats faiblement orientés soumis à des cycles d'humectation et de dessiccation complet et partiel présente une texture différente après 5 cycles hydriques. Dans le cas d'un séchage complet, une texture avec une orientation préférentielle horizontale des particules d'argiles et avec une forte capacité d'absorption d'eau est observée. Par contre, dans le cas d'un séchage partiel, la texture est réorganisée en texture fluidiale « turbulente » et floculée avec des contacts bord face qui entraînent une baisse d'absorption d'eau. Ces interprétations sont partagées par Day (1994).

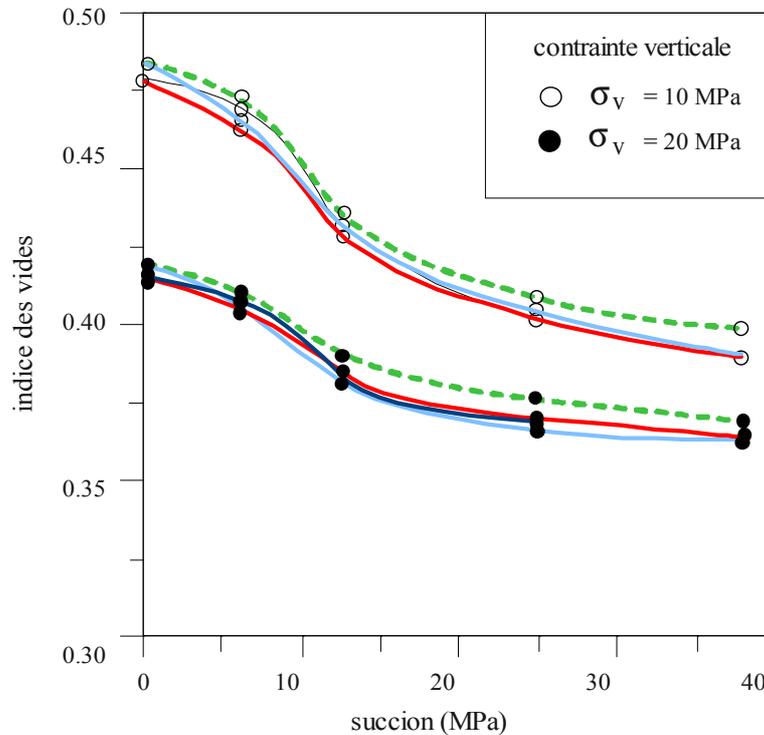


**Figure 1.5.5 : déformation verticale d'une argile gonflante compactée (argile de Boom), lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (d'après Alonso et al, 1999)**

Le même type d'essai réalisé par Cui et al. (2002) sur une argile gonflante très fortement compactée (densité sèche initiale de 1,85 Mg/m<sup>3</sup> obtenue par un compactage isotrope à 60 MPa) (Figure 1.5.5) ne montre pas, au cours des cycles, les phénomènes d'hystérésis observés par Alonso et al (1999). Les cycles de succion entre 0,35 MPa et 38 MPa

n'engendrent pas de déformations irréversibles même sous de fortes pressions verticales (10 MPa et 20 MPa). En effet, dans ces échantillons fortement compactés, les macro-pores ont presque disparu, l'hydratation entraîne donc seulement le gonflement des agrégats qui engendre l'augmentation du volume total.

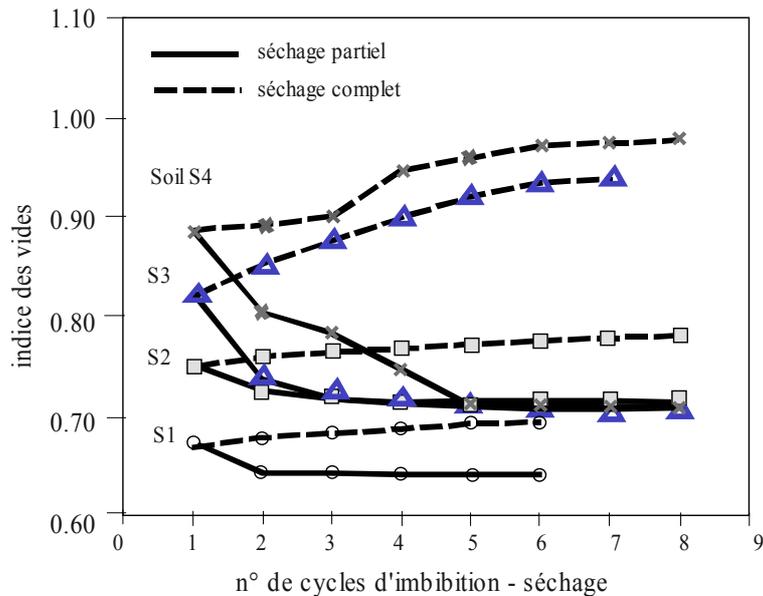
Par ailleurs, Al-Homoud et al (1995) et Day (1994) ont noté que la perméabilité du sol augmente en fonction du nombre de cycles humectation-dessiccation, cette augmentation est due à l'agrégation des particules argileuses.



**Figure 1.5.6 : Changement de l'indice des vides pendant les cycles séchage - humidification des échantillons fortement compactés. (Cui et al. 2002).**

Allam et Sridharan (1981) ont constaté que des liaisons entre agrégats sont générées au cours des cycles imbibition-drainage entraînant leur meilleure stabilité dans l'eau.

De plus, Basma et al (1996) ont remarqué, à partir de mesures de la vitesse du son, une augmentation de l'indice des vides dans le cas de dessiccation complète, et une diminution de dans le cas de dessiccation partielle (Figure 1.5.6). Selon eux, dans le cas de retrait partiel, l'air est piégé dans les vides et une pression négative se développe qui entraîne une diminution des vides. Par contre, dans le cas de retrait complet l'évaporation rapide d'eau libre se fait en écartant les particules et ainsi augmente les vides apparents



**Figure 1.5.7 : Evolution de l'indice des vides lors des cycles d'imbibition-séchage (d'après Basma et al, 1996)**

## ***1.6 ECHANGES SOL-VEGETATION-ATMOSPHERE - ROLE DE LA VEGETATION SUR LE RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS – ASPECTS CYCLIQUES DES PARAMETRES METEOROLOGIQUES***

Les paragraphes 6.1 et 6.2 de ce chapitre sont repris du rapport de Tessier D. et al. (2006). « Analyse comparative de politiques de prévention du risque de "sécheresse géotechnique". Modélisation et visualisation du phénomène » (rapport INRA réalisé pour le compte du MEDD).

### **1.6.1 Transferts sol-végétation-atmosphère**

A l'échelle d'une année hydrologique, on considère que les bilans d'eau sont équilibrés, c'est-à-dire qu'une égalité a pu se constituer entre la somme des flux entrants et la somme des flux sortants (Figure 1.6.1). On considère ainsi pour un bassin versant que :

$$P = ETR + Es + I$$

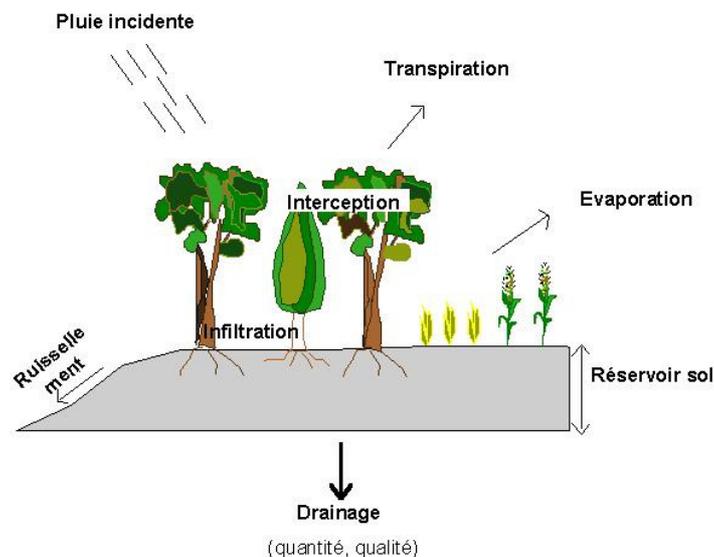
Avec :

- P : les Précipitations (pluie ou neige)
- ETR : l'Evapo-Transpiration Réelle (évaporation d'eau au niveau des surfaces libres et transpiration due aux végétaux)
- Es : l'Écoulement de surface (ruissellement et écoulement au niveau du réseau hydrographique de surface)
- I : l'Infiltration en profondeur (drainage)

Lorsque l'on considère un pas de temps  $dt$  quelconque, la variation de volume d'eau ( $dW$ ) que subit le système considéré (bassin versant, sol, nappe, etc.) est donc égale à la différence entre les flux entrants et les flux sortants du système. Si  $dW < 0$ , le bilan hydrique est déficitaire, on observe une perte d'eau au cours du laps de temps considéré. Au contraire, si  $dW > 0$ , il y a recharge du système.

Lorsque le système considéré est le sol, on représente ce dernier comme un réservoir. Il se remplit par l'arrivée d'une fraction des précipitations qui parviennent à le pénétrer (pluie efficace). Il se vide sous l'action de deux mécanismes : d'une part, par drainage lorsque sa teneur en eau est telle que les forces de rétention capillaire créées par sa matrice solide ne sont plus suffisantes pour retenir l'ensemble de l'eau qu'il contient, et d'autre part par l'absorption racinaire due à la transpiration des végétaux implantés dans le sol. Une évaporation directe peut également avoir lieu à sa surface, c'est à dire en l'absence de végétation sous l'influence de forts gradients thermiques.

Ainsi, dans un système naturel, la seule entrée du système est représentée par les précipitations. Dans des systèmes fortement affectés par l'activité humaine l'irrigation est aussi un des facteurs importants du bilan de l'eau. En fait l'eau de pluie ou d'irrigation n'arrive pas en totalité au niveau du sol car en effet, les couverts des végétaux peuvent en intercepter près de 40 % comme le montrent les travaux des forestiers sur des espèces à feuillage permanent et dense comme certains résineux. Une petite fraction coule aussi le long des troncs.



**Figure 1.6.1 : Représentation schématique des différents flux interférant avec le réservoir sol**

## 1.6.2 Fonctionnement de l'arbre de la feuille à la racine : modèle de bilan hydrique

### 1.6.2.1 Relation entre la demande climatique et l'arbre

L'évapotranspiration peut être calculée à partir de formules de bioclimatologie comme la formule de Penman de météo France, de Penman Monteith et de Turc, qui, à partir de données météorologiques facilement mesurables, permettent de connaître l'évaporation qui se produit à la surface du sol. Pour connaître la transpiration de la végétation, on fera remarquer qu'il est nécessaire de tenir compte du type d'essence considéré et de son stade de développement.

#### 1.6.2.1.1 Expressions et facteurs de contrôle de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration est définie par la loi de Fick :

$$E(z) = -\rho(z)K(z) \frac{\partial q}{\partial z} \text{ (kg.m}^{-2} \text{.s}^{-1}\text{)}$$

$\rho$  : masse volumique de l'air (kg.m<sup>-3</sup>)

$K$  : coefficient de diffusion (m<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>)

$q$  : humidité spécifique (kg.kg<sup>-1</sup>)

$z$  : altitude (m)

A la surface de la feuille il se crée une couche limite de surface de diffusion turbulente. Cette surface est caractérisée par :

- un  $\rho$  constant verticalement :  $\rho(z)=\rho$

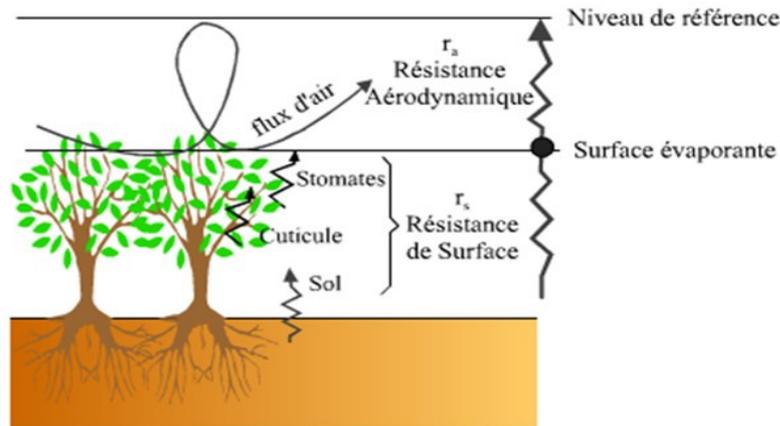
- des flux constants verticaux :  $E(z)=E$

On peut donc écrire :

$$E = -\rho \frac{q(z_2) - q(z_1)}{\int_{z_1}^{z_2} \frac{1}{K(z)} dz}$$

où  $\int_{z_1}^{z_2} \frac{1}{K(z)} dz$  est le « frein de diffusion » assimilable à la loi d'Ohm où le frein serait des résistances.

Il existe deux résistances au flux évaporatoire à partir du couvert végétal : d'une part une résistance aérodynamique et d'autre part une résistance de surface (résistance du sol, résistance du couvert végétal) toutes deux dues à la présence de végétaux (Figure 1.6.2).



**Figure 1.6.2 : Schéma de la résistance au flux évaporatoire d'un ensemble sol-plante-atmosphère**

La résistance aérodynamique est défini par :

$$r_a = \frac{1}{k^2 u} \left[ \ln \left( \frac{z - d_0}{z_0} \right) \right]^2$$

k : constante de Von Karman (k=0,41)

u : vitesse du vent (m.s-1)

z : hauteur de la mesure de u (anémomètre) (m)

z<sub>0</sub> : hauteur de rugosité (m) = hauteur où u(z<sub>0</sub>)=0

z<sub>0</sub> peut varier de 1cm à quelques mètres, r<sub>a</sub> varie entre 10 et 100s.m-1

Le flux d'évapotranspiration dans le cas d'un sol non saturé en surface

$$E = -\rho \frac{q_a - q_{sat}(T_{sol})}{r_a + r_{sol}}$$

Résistance du couvert végétal :

Il existe deux résistances dans le couvert végétal, la résistance géométrique r<sub>g</sub> qui est liée à l'architecture du couvert et la résistance effective de l'ensemble des feuilles r<sub>eff</sub>:

$$\frac{1}{r_{eff}} = \sum_{i=1}^{LAI} \frac{1}{r_{stom}^i}$$

$r_{stom}$  : résistance stomatique d'une feuille.

L'inverse de la résistance effective est la somme de l'inverse des résistances stomatiques, on remarque bien que la loi de Fick suit la loi d'Ohm, où les résistances sont en parallèle au sein du houppier.

Lorsque toutes ces conditions sont présentes, on obtient :

$$E = -\rho(qa - qsat(Ts)) \left( \frac{1}{ra + rsol} + \frac{1}{ra + rc} \right)$$

où  $r_c$  est la résistance culturale définit comme  $r_c = r_{eff} + r_g$ , et les résistances aérodynamique et de surface sont toutes en série.

Cette équation demande de connaître de tous ces paramètres qui sont difficilement calculables. Ces grandeurs impliquées présentent des variations rapides, et sont toutes dépendantes les unes des autres.

Des formules empiriques ont été créés pour pouvoir, avec des moyens simples, mesurer les valeurs de l'évapotranspiration d'un couvert végétal. Nous citerons les plus connues comme la formule de Penman météo France, la formule de Penman Monteith, ainsi que la formule de Turc.

Formule de Penman utilisée par Météo France :

$$ET0_{penmanMF} = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} Rn + \frac{\gamma}{\Delta + \gamma} \frac{0,26(1 + 0,4u_{10})(esat(Tair) - ea)}{T}$$

Rn : rayonnement net en W.m<sup>-2</sup>

$u_{10}$  : vitesse du vent à 10m de la surface) en m.s<sup>-1</sup>

$e_{sat}$  et  $e_a$  sont les pressions de vapeur saturante et effective en hPa

T=86400s

ET0penman MF: transpiration de référence en mm/s

$\gamma$  : constante psychrométrique (kPa/C°)

$\Delta$  : pente de la courbe de pression de vapeur à la température moyenne de l'air (kPa/C°)

Avec  $esat = 0,611 \exp\left(\frac{17,27T}{T + 237,3}\right)$

Et  $ea = esat \frac{Rh}{100}$

où Rh est l'humidité relative de l'air

Avec  $Rn = (Rs + Ra)(1 - \alpha) - RT$

Rs : rayonnement solaire direct et diffus atteignant le sol (Wm<sup>-2</sup>)

Ra : rayonnement atmosphérique dirigé vers le sol (Wm<sup>-2</sup>)

RT : rayonnement terrestre (Wm<sup>-2</sup>)

$\alpha$  : albédo de la surface

Le terme  $(Rs + Ra)(1 - \alpha)$  représente la fraction du rayonnement incident global Ri absorbée par la surface terrestre.

Formule de Penman Monteith:

La formule de Penman Monteith est souvent utilisée dans les différentes régions de France et d'Afrique.

L'évapotranspiration de référence est définie par :

$$ET0 = \frac{(R_n - \Delta S) \Delta + (\rho_a * c_{pa} * \Delta p_{va} / r_a)}{\lambda \left[ \Delta + \gamma \left( 1 + \frac{r_c}{r_a} \right) \right]}$$

Où :

$R_n$  est la radiation nette

$\Delta S$  : part d'énergie radiative convertie en chaleur et emmagasinée dans le système (W/m<sup>2</sup>)

$\Delta$  : pente de la courbe de la fonction reliant la pression de vapeur saturante et la température (Pa/K)

$\rho_a$ : masse volumique de l'air (kg/m<sup>3</sup>)

$c_{pa}$  : capacité thermique massique isobare (J/K)

$\Delta p_{va}$  : déficit de pression de vapeur à température de l'air (Pa)

$r_a$  : résistance aérodynamique (s/m)

$\lambda$  : chaleur latente de vaporisation (J/kg)

$\gamma$  : constante psychométrique qui vaut 0,2409 Pa/K (66 Pa/°C)

$r_c$  : résistance spécifique (s/m)

Formule de Turc:

$$ET0 = 0,4(R_s + 50) \frac{t}{t + 15}$$

$R_s$  : radiation solaire globale du mois considéré sur une surface horizontale (cal.cm<sup>-2</sup>.j-1)

$T$  : température de l'air (C°)

$$R_s = R_a \left( 0,18 + 0,62 \frac{n}{N} \right)$$

$R_a$  : rayonnement extraterrestre (cal.cm<sup>-2</sup>.j-1)

$N$  : durée astronomique possible d'insolation (h.mois-1)

$n$  : durée d'insolation effective (h.mois-1)

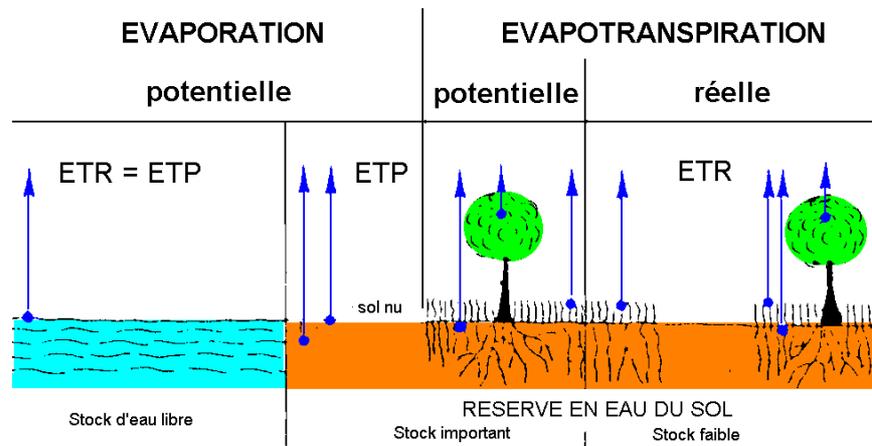
### 1.6.2.1.2 Relation entre l'évaporation de référence ET0 et l'évapotranspiration réelle

L'évapotranspiration peut être mesurée expérimentalement à l'aide des cases lysimétriques. Une case lysimétrique est un bac exposé en plein air qui contient un sol couvert d'un certain type de végétation dont on évalue la quantité d'eau infiltrée et drainée par rapport à celle apportée par les précipitations. Ces valeurs sont assez difficiles à mesurer, et l'évapotranspiration d'un sol couvert par la végétation ne peut être aisément estimée. Les chercheurs sont arrivés à déterminer les besoins en eaux des plantes par la correction de l'ET0 d'une culture de référence qui est un gazon, par un coefficient appelé coefficient cultural  $K_c$ . Cette correction nous donne l'évapotranspiration maximale de la culture (ETM). La relation

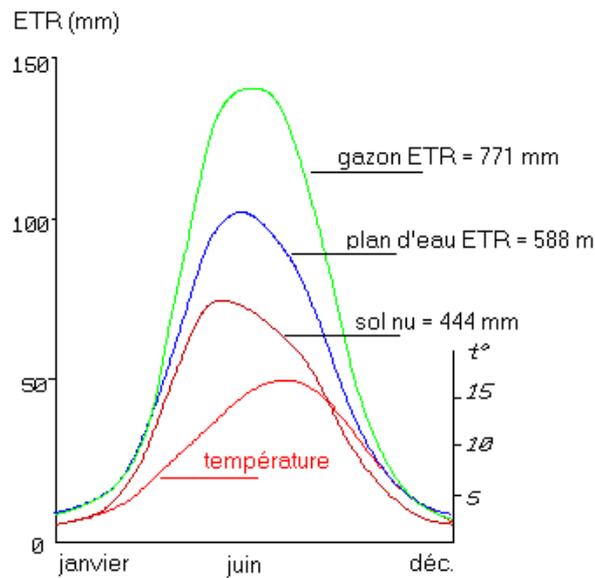
est aussi corrigée par le coefficient de stress hydrique  $K_s$ . En intégrant ces deux coefficients, on obtient l'évapotranspiration réelle (ETR) du couvert végétal, soit :

$$ETR = K_s K_c ET_0 \quad (\text{D'après A. Ducharnes, université Paris VI})$$

On distingue l'évapotranspiration potentielle (ETP) qui est l'évapotranspiration maximale depuis un gazon de hauteur uniforme, couvrant totalement le sol, en pleine croissance et pour lequel l'eau n'est pas limitante. (Thornthwaite, 1948). L'ETR correspond à la perte en eau d'un sol quand l'eau vient à manquer (Figure 1.6.3). Sur la Figure 1.6.4 on peut voir la variation de l'ETR au cours des mois. On remarque qu'il est évidemment différent selon la culture.



**Figure 1.6.3 : Evaporation et évapotranspiration potentielle et réelle d'un ensemble sol-végétation.**



**Figure 1.6.4 : Variation de l'ETR d'un couvert végétal en fonction des mois de l'année**

Cependant il est intéressant de comparer aussi les valeurs de  $K_c$  en fonction du type de culture : le citronnier « citrus.crop », la pelouse « grass.crop », et les cultures de blé « wheat.crop » (Figure 1.6.5). On peut remarquer une grande différence de comportement de la végétation permanente et annuelle.

### Variation de l'évapotranspiration max pour différentes cultures

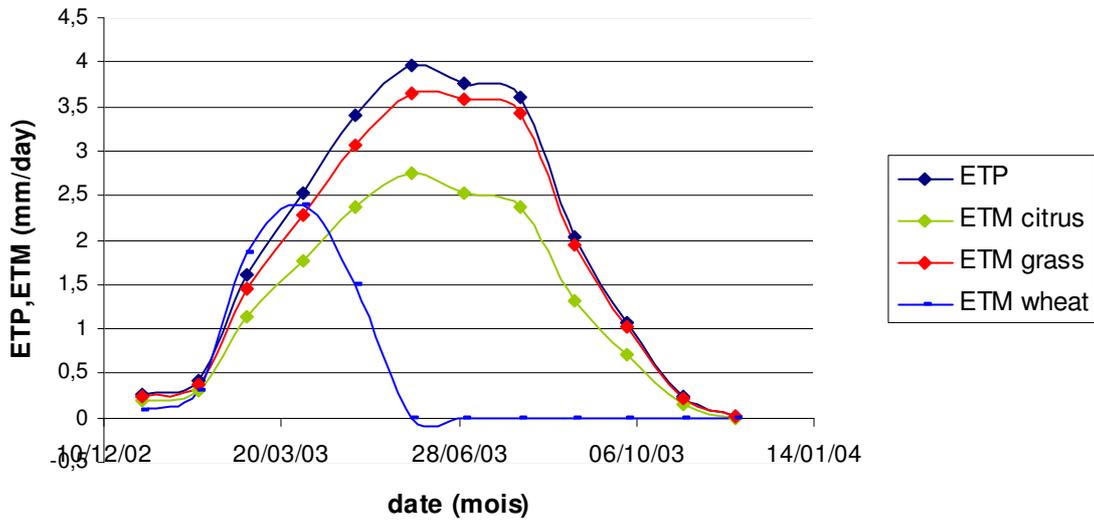
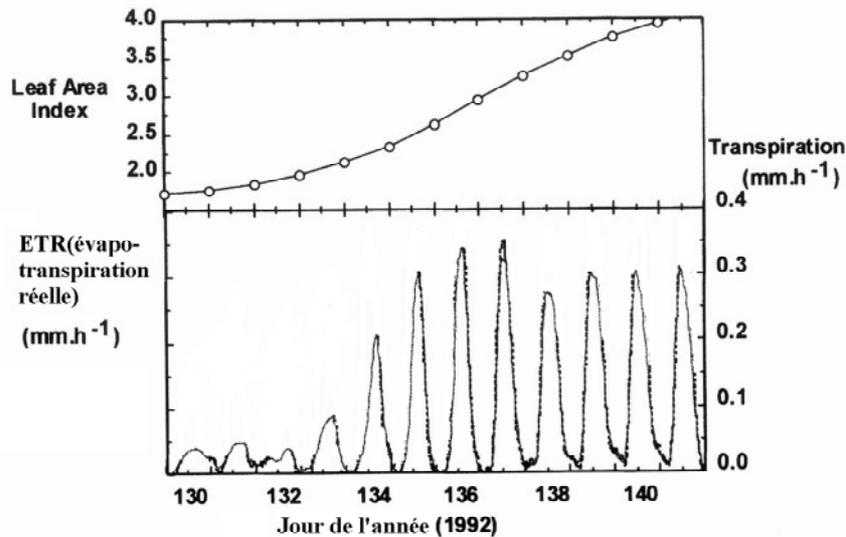


Figure 1.6.5 : Graphique montrant la variation d'ETM en fonction du temps et des végétaux

#### 1.6.2.1.3 Evaporation et transpiration par rapport à l'ET0

Il est possible d'estimer les volumes d'eau circulant dans l'arbre en connaissant l'étendue de la surface d'échange créée par la végétation. Ceci est dû au fait que la consommation d'eau par un végétal dépend principalement de son activité photosynthétique et donc de sa couverture foliaire (Figure 1.6.6). Ce moyen de détermination se fait par l'utilisation de l'indice LAI (leaf area index) qui est obtenu de façon directe ou indirecte (Bréda, 2003). Il correspond au rapport de la surface développée par le feuillage des arbres divisé par la surface occupée au sol par ce végétal. Ainsi, un indice LAI de 3 représentera une surface de feuilles de 3m<sup>2</sup> par m<sup>2</sup> de terrain.



**Figure 1.6.6 : Progression de l'évapotranspiration au printemps en fonction de l'indice LAI (Bréda & Granier, 1996)**

La mesure directe consiste à récolter des échantillons de feuillages qui permettront ensuite de calculer à l'aide de coefficients la surface totale développée par la végétation sur la zone étudiée.

L'autre moyen est estimé indirectement à l'aide d'un « LAI léger ». Ce moyen est plus statistique et mesure la transmission du rayonnement solaire à travers le feuillage des arbres. Cette méthode ne fonctionne que pour les études sur des arbres contrairement à la première méthode qui fonctionne pour tout type de végétation. Les mesures sont effectuées au milieu de la journée. Cet instrument a certaines limites : il ne faut pas qu'il reçoive de lumière directe, les valeurs mesurées peuvent varier du simple au double, et certaines fois les mesures sont faites sous l'arbre et peuvent ne pas être représentatives de la lumière interceptée par le couvert.

Un des intérêts de cette méthode par mesure de la surface du couvert végétal est qu'elle permet un suivi de cette surface au cours du temps et donc d'estimer à tout instant la consommation en eau de la plante.

Pour pouvoir établir un lien entre l'évaporation et l'évapotranspiration de référence (ET<sub>0</sub>), nous pouvons utiliser deux relations :

Phase à régime constant (sol très humide) :

$$E_s = ET_0 \exp(-\beta \cdot LAI)$$

E<sub>s</sub> : évaporation du sol sous le couvert végétal

ET<sub>0</sub> : évapotranspiration de référence calculée par la formule de Penman sans le terme d'advection

β : coefficient empirique (en général proche de 0,4)

LAI : Leaf Area Index (indice de surface foliaire) : rapport entre la surface du feuillage de la culture considérée et la surface du sol

Phase à régime décroissant :

$$E_{sc} = \alpha t^{1/2} \quad \text{soit} \quad E_s(t) = \frac{\alpha}{2} t^{-1/2}$$

$E_{sc}$  : évaporation cumulée du sol

$\alpha$  : constante, à déterminer à partir d'essais d'évaporation

$t$  : temps écoulé depuis la fin de la phase à régime constant

L'évaporation qui est forte au début du cycle végétatif, diminue progressivement au profit de la transpiration (Mermoud 2005)

### ***1.6.2.2 Etude de l'architecture du domaine racinaire des arbres en région tempérée***

Pour connaître l'impact d'un arbre sur une construction, il nous est nécessaire de connaître son fonctionnement et sa morphologie. En effet, la demande climatique liée à l'humidité spécifique de l'air engendre une transpiration foliaire (perte d'eau sous forme de vapeur), qui varie avec l'indice de surface foliaire (LAI) et la quantité de stomates par unité de surface. L'évacuation d'eau par les feuilles crée une succion, qui est un potentiel hydrique représentant le déficit entre la pression de l'eau du sol et la pression atmosphérique. Pour ce faire nous avons eu besoin de sources bibliographiques.

Les valeurs de succion varient entre  $-0,1$  et  $-4$  MPa. La succion se propage jusqu'aux racines, favorisant ainsi l'absorption racinaire. Le développement racinaire est gouverné par les propriétés du sol et de l'essence de l'arbre considéré, ainsi qu'en fonction de l'eau disponible. En effet, chaque essence d'arbre génère un type de racine qui lui est propre. Néanmoins, la croissance racinaire se fait à partir de trois catégories initiales, décrites ci-dessous (Figure 1.6.7).

Type pivotant: racine à développement vertical de diamètre important prospectant le sol sur plusieurs dizaines de centimètre à un mètre.

Type traçant ou ligneux: racine à croissance horizontale, proche de la surface du sol.

Type oblique: racine se développant latéralement et verticalement.

Selon les essences d'arbres, ces différents types sont mis à contribution pour donner des systèmes racinaires originaux : par exemple un arbre peut développer une racine pivotante d'où partent des racines traçantes, générant elles mêmes des racines pivotantes de moindre importance que la première : le système est dit pivotant ; dans le cas où les racines prennent naissance directement sur la tige, le système est dit adventif (Atger, 1992).

Type	Schéma	Exemples
Pivotant		<b>A enracinement profond</b> Châtaignier, chêne sessile, chêne pédonculé, tilleul Sapin pectiné, sapin de Vancouver  <b>A enracinement moyennement profond</b> Pin laricio de Corse
Traçant		Bouleau pubescent, bouleau verruqueux, Epicéa commun, peupliers (divers), tremble
Oblique		<b>A enracinement profond</b> Merisier Mélèze, pin noir d'Autriche  <b>A enracinement moyennement profond</b> Charme, érable, hêtre Douglas

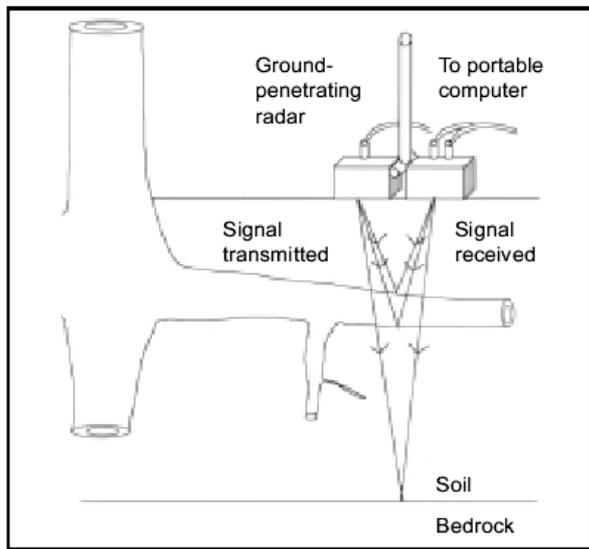
Figure 1.6.7 : Différents types de racines (ONF, 1999)

### Méthode géophysique : le RADAR

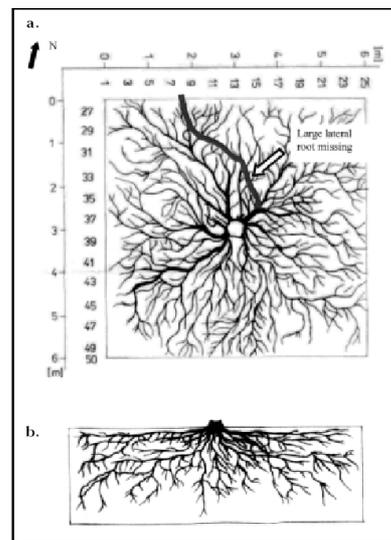
L'étude du système racinaire peut se faire in-situ à l'aide du Ground Penetrating Radar (GPR). Cette méthode est appliquée habituellement pour des domaines d'applications tels que les chaussées, les réseaux enterrés et l'assainissement, l'archéologie, la dépollution ou les risques géologiques. Les fréquences d'utilisation de cette méthode varient de quelques kilohertz pour les profondeurs maximales d'exploration (de l'ordre de 6m) à plusieurs centaines de méga hertz pour la sub-surface (environ 450 MHz). Etant donnée la faible profondeur des systèmes racinaires, nous pourrions utiliser cette méthode de manière plus intensive qu'elle ne l'a été jusqu'à aujourd'hui.

Le principe de cette méthode est basé sur la propagation d'ondes électromagnétiques émises sous la forme d'impulsions. L'antenne à radar est déplacée à vitesse constante le long de la surface à ausculter. Quand les ondes produites rencontrent une interface entre deux matériaux ou une anomalie, une partie de leurs énergies est réfléchiées vers le haut tandis que l'autre partie continue de se propager. Les ondes réfléchies sont captées par le récepteur et transformées via l'unité centrale en image continue. On aboutit ainsi à une description précise du système racinaire des plantes en 3D. (Figure 1.6.8)

L'avantage de cette technique est qu'elle est non destructive et très performante car la prise de mesures se fait très rapidement et nécessite un seul manipulateur, sans aucun travail de préparation : les coûts sont donc réduits significativement. De plus, le radar est un appareil peu sensible à l'environnement de travail, c'est une méthode idéale pour les investigations en milieu urbain.



(a)



(b)

**Figure 1.6.8 : a) schéma représentatif du principe du GPR (Stokes A., 2002) ; b) vue en plan et en coupe d'un système racinaire de Pinus nigra (Amapmod).**

Ces études ont servi de support à des travaux de modélisation de la structure et du développement des plantes (Prusinkiewicz P., 1998). Ces modèles architecturaux comme AMAPMOD, basés essentiellement sur des mesures et des observations in situ, permettent d'étudier la morphologie des végétaux en fonction du temps et donc de mieux comprendre le système racinaire. Ils permettent aussi d'assembler les images en 2D obtenues par le radar, pour former de nouvelles images en trois dimensions. Il est ainsi possible d'obtenir des images en coupe et en plan de la structure des racines. (Figure 1.6.8)

Quoiqu'il en soit, une autre donnée importante est la profondeur d'enracinement. Elle dépend de la zone dans laquelle les arbres prélèvent préférentiellement l'eau. Deux études montrent qu'elle se situe dans le premier mètre sous la surface du sol, l'une basée sur le comptage des racines de différents diamètres en fonction de la profondeur (Figure 1.6.8, ONF), l'autre permettant de connaître la profondeur d'absorption en utilisant différents traceurs injectés à profondeurs distinctes, puis en calculant le volume de chaque traceur transpiré par l'arbre (Lehmann J., 2003).

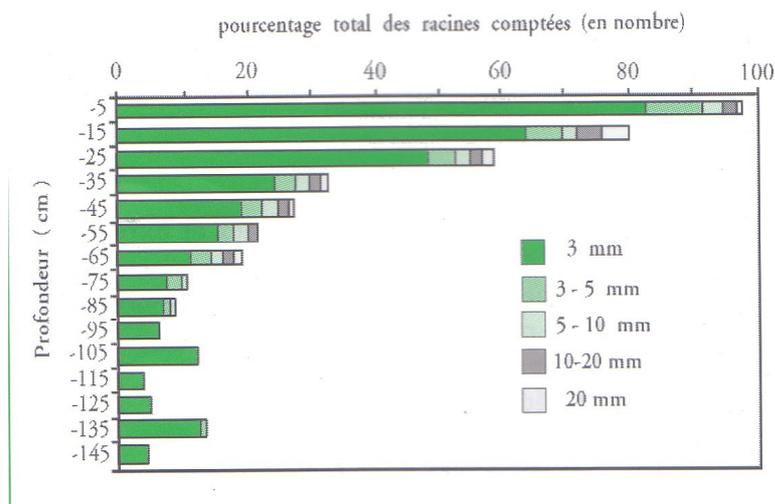


Figure 1.6.9 : Répartition des racines et de leur diamètre en fonction de la profondeur de chênes sessiles (ONF, 1999)

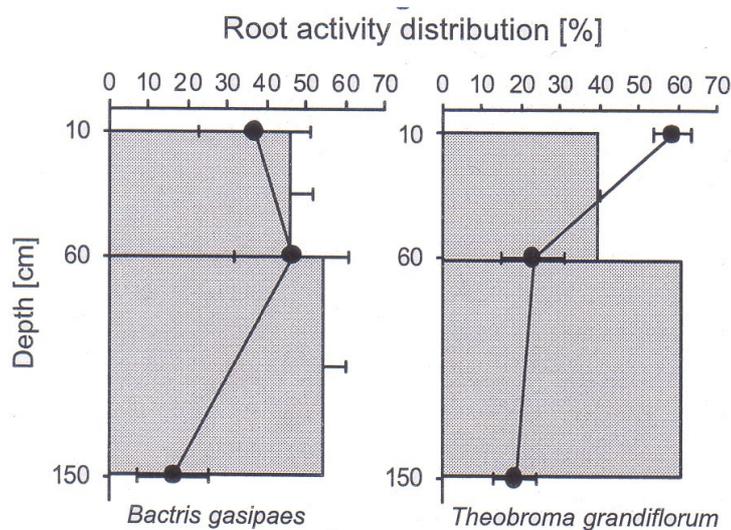
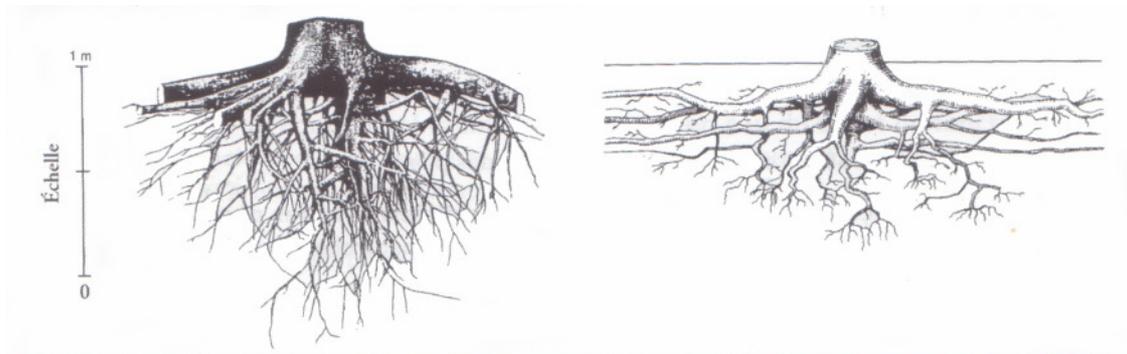


Figure 1.6.10 : Activité racinaire d'arbre fruitier en Amazonie centrale

Par ailleurs, les travaux de la littérature montrent que le système racinaire est en grande partie contrôlé par les caractéristiques physiques du sol. Afin de permettre la croissance et la genèse de nouvelles racines, le sol doit présenter des caractéristiques favorables à leur développement. On admet que la taille minimale des pores du sol doit être de 50  $\mu\text{m}$  pour l'élongation de la racine. En absorbant de l'eau la racine crée des fissures entre des agrégats de petites tailles. Tout ceci démontre que la teneur en eau et la porosité jouent un rôle important, puisque que ces deux paramètres contrôlent l'exploration du sol par les racines : un

arbre situé sur un sol exerçant une contrainte trop forte du fait de sa faible porosité verra son réseau racinaire de croissance limitée et s'étalant latéralement. Notons enfin que la racine a besoin d'oxygène pour permettre à la plante de se développer et que si la teneur en air est insuffisante, les racines se nécrosent.



**Figure 1.6.11 : Enracinement en croissance libre à gauche, et dans un sol compact à droite (ONF, 1999)**

Pour illustrer l'importance de la nature de l'essence considérée, il est intéressant de constater, sur les profils d'humidité montrés ci-dessous, que l'étendue de la zone d'influence du système racinaire est fortement variable d'une espèce à l'autre. Dans le cas du peuplier (profil A), on constate que cette zone peut atteindre près de 250 cm de profondeur alors qu'elle est beaucoup plus superficielle dans le cas du bouleau (100 cm, profil B) ou du tilleul (100 cm, profil C). On constate également que la zone d'influence des racines est très disparate latéralement selon les espèces. C'est ici le tilleul qui semble avoir l'influence latérale la plus grande: des déficits d'humidité importants sont encore enregistrés superficiellement à une distance égale à près de 2 fois la hauteur de l'arbre (profil C). Ceci n'est observé pour le peuplier que jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre (profil B) et pour le bouleau, jusqu'à 0,8 fois la hauteur de l'arbre. On mesure ainsi l'influence potentielle de la végétation sur le sol.

Une des difficultés repose sur le fait que les sols ne sont pas homogènes : un sol composé de sable peut présenter des nodules d'argiles ou de limons ou même des nodules calcaires. Il faut donc en tenir compte et établir un protocole de recherche permettant d'étudier, pour chaque essence d'arbre, l'architecture et l'évolution du système racinaire en fonction du sol et de ces éventuelles hétérogénéités, ainsi que l'interaction entre plusieurs arbres. Enfin, les arbres évapotranspirant de fortes quantités d'eau par jour engendrent des modifications structurales et chimiques du sol, notamment sur les argiles : il serait donc aussi intéressant d'étudier ces phénomènes puisqu'ils influent à leur tour (retro-action) sur la succion dans le sol. Ceci fait partie des thématiques de recherches d'organismes tels que l'INRA et l'ONF.

**Tableau 1.6.1 : Estimation de la transpiration d'essences communes (ONF bulletin technique n°37 mai 1999)**

	Hauteur (m)	Diamètre (cm)	Surface foliaire (m <sup>2</sup> )	Surface d'aubier (cm <sup>2</sup> )	Transpiration (L/j)
Espèces					
Chêne sessile	15	9	-	-	10
Hêtre	35	54	-	-	137
Saule	-	-	38-47	-	103
Epicéa	25	36	447	-	175
Epicéa de 30 ans	12	16	-	-	27
	14	15	-	-	19
	15	23	-	-	33
Mélèze	20	-	-	-	74
Pin d'Alep	9	-	-	134	49
Pin maritime	20	34	-	523	161
Pin maritime	26	35	-	642	125

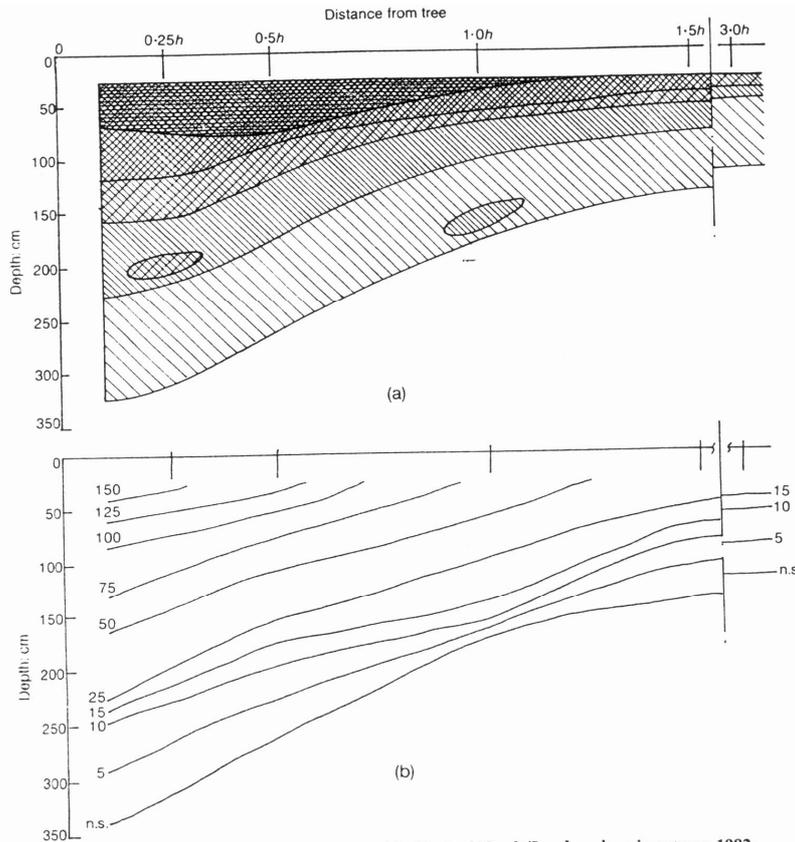


Fig. 15. Poplar, average of nine trees, on boulder/Oxford/Gault/London clays in autumn 1982: (a) reduction in soil moisture content; (b) soil moisture deficit (mm)

A

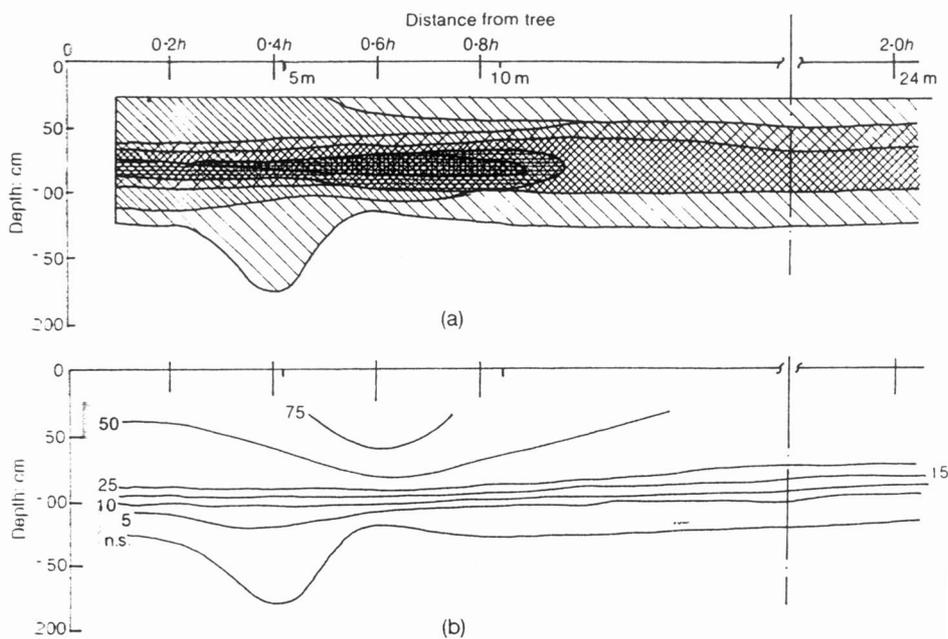


Fig. 10. Silver birch on Gault clay, 22 September 1982: (a) reduction in soil moisture content; (b) soil moisture deficit (mm)

B

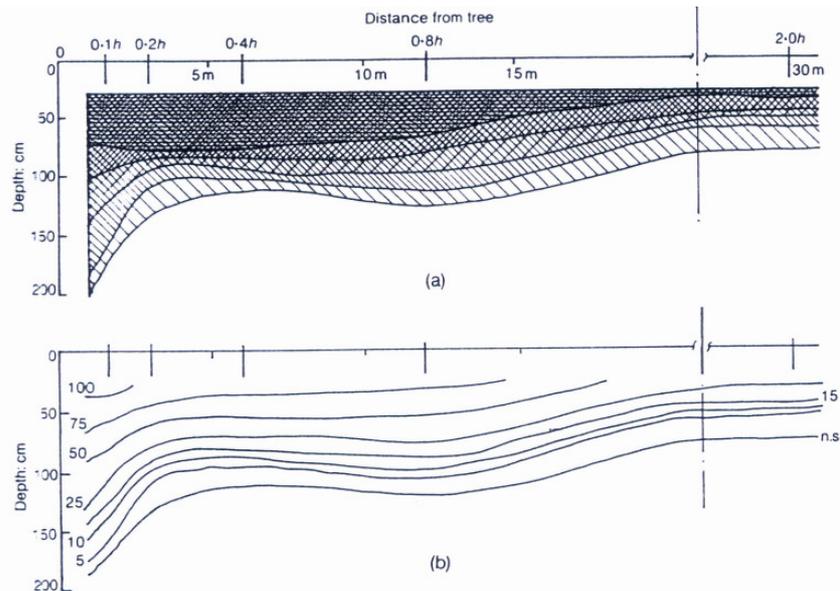


Fig. 6. Lime on boulder clay, 13 September 1982: (a) reduction in soil moisture content; (b) soil moisture deficit (mm)

C

Figure 1.6.12 : Profils d'humidité de différentes espèces d'arbre A : Peuplier, B : Bouleau, C : Tilleul (Biddle, 1983)

### 1.6.3 Exemple des aspects cycliques des paramètres météorologiques

A cause du changement constant des conditions climatiques, le sol est soumis sans cesse à des cycles de séchage – humidification. Cet aspect est illustré ci-après par une étude réalisée par Mantho (2005) dans le cadre de sa thèse de doctorat.

Le site expérimental se situe à Boissy-le-Châtel (77). Il est instrumenté par une station météorologique, des sondes de teneur en eau TDR et de température à différentes profondeurs dans le sol. Les principales données météorologiques, pour deux mois de mesures (mai – juin 2004) ont été prises en considération. Ces données sont journalières et dans la présentation adoptée une journée de mesure est représentée par une moyenne. Les paramètres considérés sont : les précipitations, l'humidité relative de l'air, la température de l'air mesurée à 2 m de la surface de sol, la vitesse du vent mesurée à 8 m de la surface de sol, le rayonnement solaire et l'évapotranspiration Penman – Montereih.

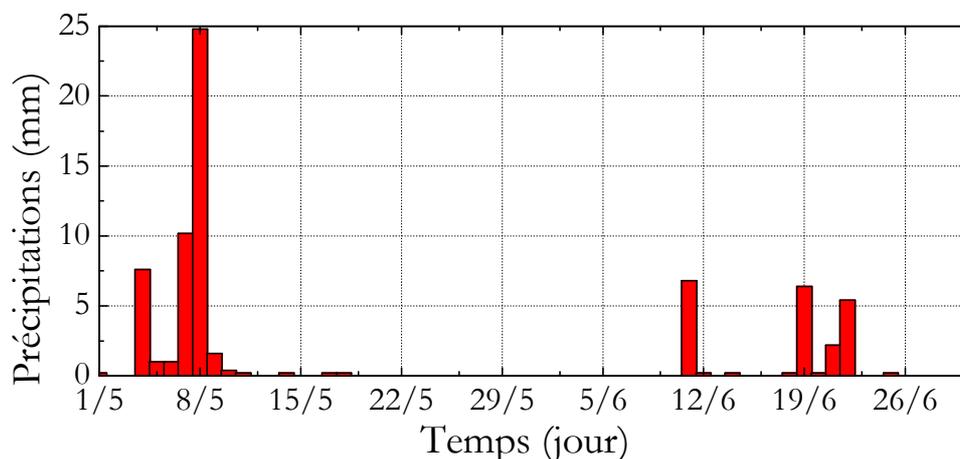
Les données de la plupart des paramètres sont complètes pour toute la période prise en compte à l'exception des données des précipitations et de la vitesse du vent, absentes dans l'intervalle de temps du 20 mai au 10 juin.

On peut utiliser les valeurs moyennes de ces paramètres afin de caractériser le climat de cette période. On remarque que les valeurs du mois de juin sont en général supérieures aux valeurs mesurées pendant le mois de mai, ce qui confirme le passage vers la saison chaude de mai à juin.

**Tableau 1.6.2 : Valeurs moyennes des paramètres pris en compte mai – juin**

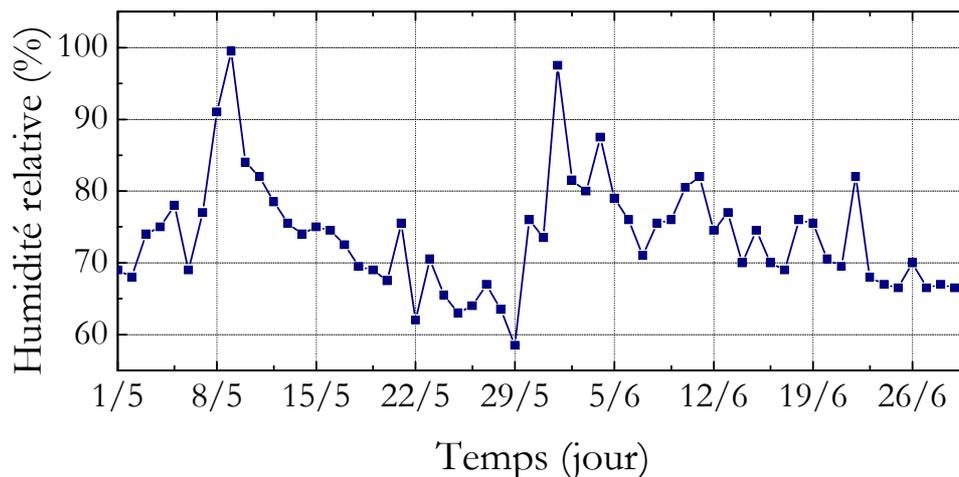
Paramètre	Mai - juin	Mai	Juin
Rayonnement moyen (J/m <sup>2</sup> s)	907,88	904,61	911,15
Evapotranspiration (mm/ jour)	32,06	28,45	35,67
Température de l'air (°C)	14,54	12,3	16,79
Humidité relative de l'air (%)	73,69	72,95	74,43
Vitesse du vent (à 8 m de hauteur) (km/h)	1,581	1,814	1,347

On présente sur la Figure 1.6.13 les précipitations. Cette période a été en général assez sèche : on remarque des précipitations assez importantes le 8 mai (25 mm) et quelques autres précipitations moins soutenues qui ne dépassent pas les 10 mm. Il manque des données entre le 22 mai et 03 juin (on constate à partir des données des autres graphiques qu'il y a eu au moins deux épisodes pluvieux le 29 et le 31 mai). Cependant on estime que ces données sont presque complètes.



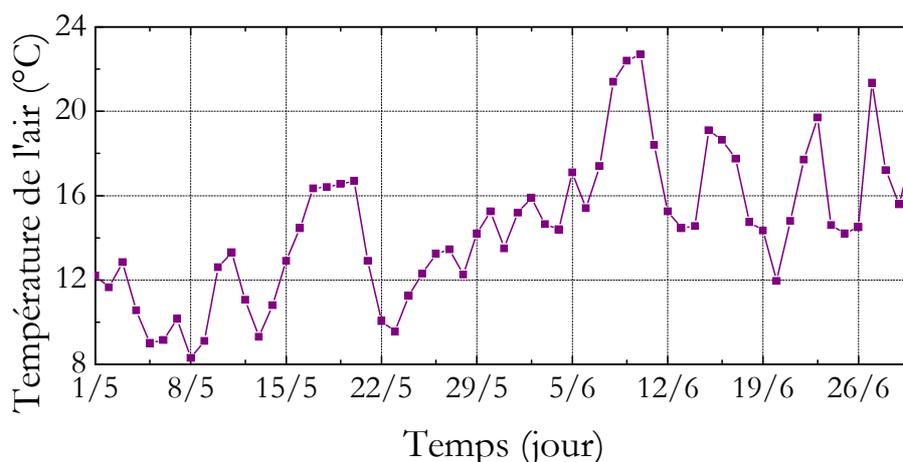
**Figure 1.6.13 : Précipitations pendant la période mai – juin 2004**

Le graphique de l'humidité relative de l'air (Figure 1.6.14) confirme et complète les données des précipitations. La valeur moyenne de l'humidité relative est quasi constante pour les deux mois avec un écart moyen de 1,5%. On observe toujours une augmentation de l'humidité relative après les jours de pluie. L'humidité relative a frôlé la valeur de 100% le jour suivant la pluie la plus importante. L'humidité relative diminue graduellement jusqu'à la fin du mois de mai pour atteindre sa valeur minimale de 58,5% et elle augmente à nouveau à cause d'un nouvel épisode pluvieux. Pendant le mois de juin la tendance est vers une diminution.



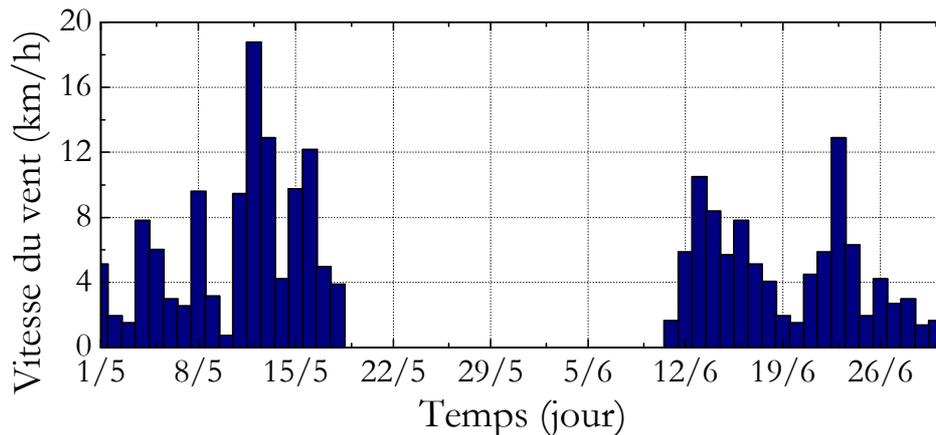
**Figure 1.6.14 : Humidité relative de l'air dans la période de mai – juin 2004**

On observe que les valeurs de la température de l'air (mesurée à 2 m de la surface du sol) augmentent graduellement en fluctuant. Si l'on compare les deux mois de mesures, on remarque une différence moyenne de 4,5 °C (la température moyenne passe de 12,3 °C à 16,8 °C) entre le mois de mai et le mois juin.



**Figure 1.6.15 : Température de l'air à 2 mètres de la surface pendant la période de mai - juin 2004**

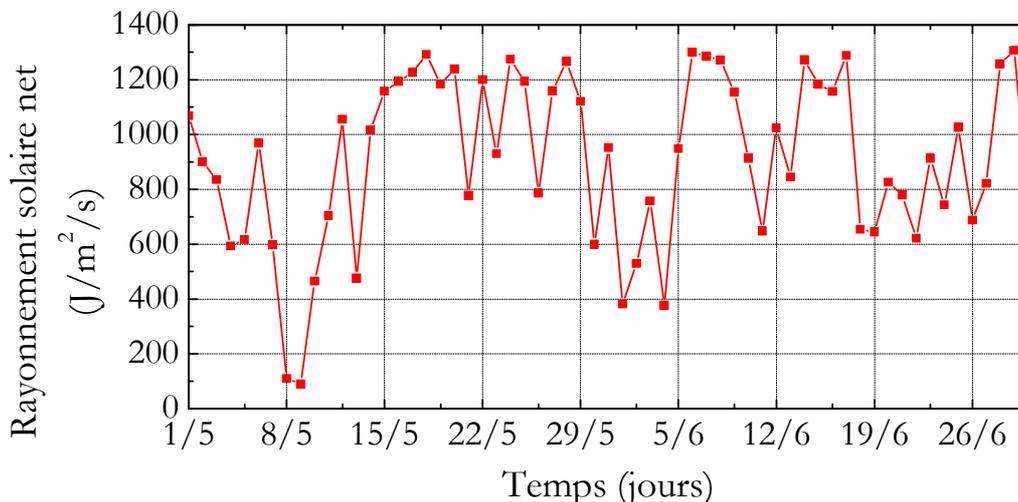
Les données de la vitesse du vent, obtenues à 8 m de la surface du sol, ne sont pas complètes (il manque les valeurs entre le 20 mai et le 10 juin). En examinant les données disponibles, on observe une diminution de la vitesse moyenne (elle passe de 1,81 km/h au mois de mai à 1,35 km/h au mois de juin).



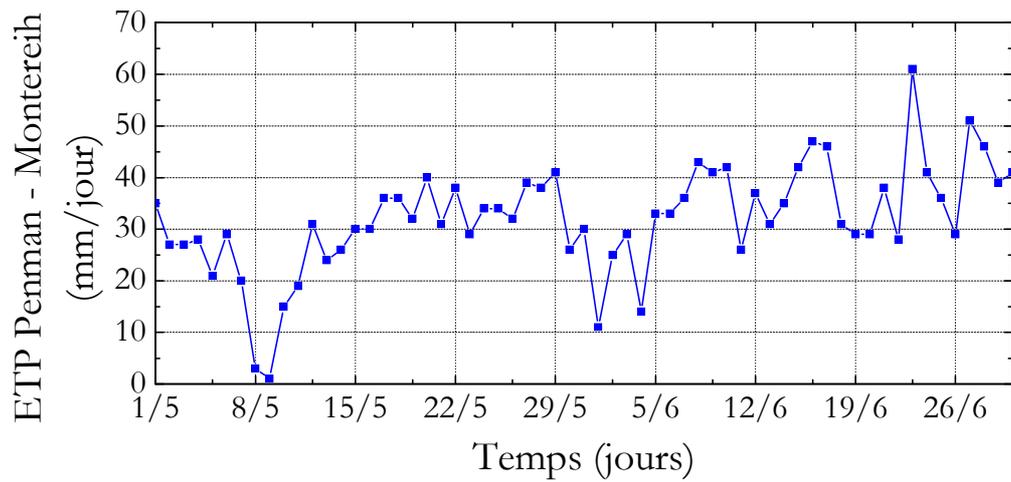
**Figure 1.6.16 : Vitesse du vent à 8 m de la surface pendant la période de mai – juin 2004**

On remarque sur la Figure 1.6.17 et la Figure 1.6.18 que les valeurs du rayonnement solaire et de l'évapotranspiration présentent les mêmes oscillations. Ceci montre que l'évapotranspiration est étroitement liée au rayonnement. On observe que les valeurs du rayonnement solaire sont relativement stables (à l'exception de 8-9 mai et 1-4 juin), et que la différence entre les moyennes des deux mois est faible (on passe de 904,6 J/m<sup>2</sup>s au mois de mai à 911,2 J/m<sup>2</sup>s au mois de juin).

Concernant l'évapotranspiration, on remarque une augmentation importante entre les deux mois. Elle passe de 28,45 mm/jour pour le mois de mai à 35,67 mm/jour pour le mois de juin, ce qui montre que d'autres paramètres que le rayonnement jouent également un rôle non négligeable dans le processus de l'évapotranspiration.



**Figure 1.6.17 : Rayonnement solaire net dans la période de mai – juin 2004**



**Figure 1.6.18 : Evapotranspiration Penman – Montereih dans la période de mai – juin 2004.**

## Bibliographie

Abduljawwad S. N. & Al-Sulaimani G. J. (1993). *Determination of Swelling Potential of al-Qatif Clay*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol. 16, N°4, pp. 469-484.

Abdullah W.S, Alshibli K.A, Al-Zou'bi M.S (1999). *Influence of pore water chemistry on the swelling behaviour of compacted clays*. Applied Clay Science, vol. 15, pp. 447-462.

Aboubeker N. Lamoune S.M. (2004). *Stabilisation des sols gonflants par des sels*. Colloque International de Géotechnique. Beyrouth 2004. p. 415-422.

AFNOR (1993). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau*. NF P 94-051.

AFNOR (1993). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol. Méthode chimique*. NF P 94-055.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité – Méthode du cône de pénétration*. NF P 94-052-1.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage*. NF P 94-050.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Essai de dessiccation : Partie 1. Passant 400µm*. XP P 94-060-1.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Essai de dessiccation : Partie 2. Sol non remanié*. XP P 94-060-2.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Masse volumique des sols fins*. NF P 94-060-1.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Masse volumique des particules solides* NF P 94-060-2.

AFNOR (1995). *Sols : Reconnaissance et essais. Essai de gonflement à l'oedomètre*. XP P 94-091.

AFNOR (1996). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en carbonate. Méthode du calcimètre*. NF P 94-048.

AFNOR (1998). *Sols : Reconnaissance et essais. Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux*. NF P 94-068.

AFNOR (1998). *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un matériau. Méthode par calcination*. XP P 94-047.

AFNOR (1998). *Sols : Reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers*. XP P 94-090-1.

AFNOR (1999). *Qualité des sols. Méthodes chimiques. Détermination de la capacité d'échange cationique (CEC) et des cations extractibles*. NF X 31-130.

Allam M. M. Sridharan A. (1981). *Effect of wetting and drying on shear strength*. Jour. Geotech. Engineer. Div., ASCE, vol. 107, n°GT4, pp. 421-437.

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. (1995). *Macroscopic behaviour and microstructural properties of a kaolinite clay under controlled mechanical and hydraulic state*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils (UNSAT'95), Paris, Alonso & Delage (eds), vol. 1, pp. 3-9.

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.

Alonso. E. (1993). *Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés*, Rev. Franç. Géotech., n°62, pp. 7-21.

Alonso E.E., Gens A., Hight D.W., (1987). *Groundwater effects in geotechnical engineering*. General report in Hanrahan E. T., Orr T. L. L., Widdis T. F. (eds), IX ECSMFE, pp. 1087-1146.

Alonso E.E., Lloret A., Gens A., Battle F. (1989). *A new approach for the prediction of long term heave*. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 571-574.

Alonso E. E., Gens A., Lloret A. (1991). *Double structure model for the prediction of long term movements in expansive materials*. Proc. 7th Int. Conf. Comp. Methods and Adv. In Geomech., vol. 1, pp. 541-548.

Alonso E. E., Gens A., Josa A. (1992). *A unified model for expansive soil behaviour*. 7th Int. Conf. On Expansive Soils, Dallas, vol. 1, pp. 24-29.

Alonso E. E., Lloret A., Gens A. (1995). *Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Alonso & Delage (ed.), Presse de l'ENPC Paris, vol. 1, pp. 11-16.

Alonso E. E., Vaunat J., Gens A. (1999). *Modelling the mechanical behaviour of expansive clays*. Engineering Geology, 54, pp. 173-183.

Al-Rawas A. A. McGown A. (1999). *Microstructure of Omani expansive soils*. Can.Geotech. J., 36, pp 272-290.

Altemeyer 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.

Arnould M., Audiguier M., Delage P., Pellerin F.M., Struillou R., Vayssade B. (1980). *Etude des sols argileux par la porosimétrie au mercure. Contrôle des variations de texture sous diverses conditions*. Bull. IAEG, N° 22, pp 213-223.

ASTM (1986). *Standard test methods for one – dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*, ASTM D 4546 – 85.

Audiguier-Marcel M.; Delage P. (1987). *Etude Microscopique et porosimétrique de sols fins naturels dans une perspective géotechnique*. Actes de la VII<sup>ème</sup> Réunion Internationale de Micromorphologie des Sols, Paris, juillet 1985, pp. 493-500.

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.

Bailey S. W. (1980). *Summary of recommendations of AIPEA Nomenclature Committee*. Clay Minerals, 15, pp. 85-93.

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.

Basma A. A., Al-Homoud A. S., Malkawi A. H., (1995). *Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils*, Applied Clay Science, 9, pp. 355-368.

Benna M., Ariguib N., Magnin A., Bergaya F. (1999). *Effect of pH on rheological properties of purified sodium bentonite suspensions*, Journal of Colloid and Interface Science, 218, pp. 442-445.

Ben Brahim J. (1985). *Contribution à l'étude des systèmes eau-argiles par diffraction des rayons X. Structure des couches insérées et mode d'empilement des feuilletés dans les hydrates homogènes à deux couches d'eau de la beidellite Na*. Thèse de doctorat, Université d'Orléans.

Ben Rhaiem H., (1999). *Analyse multiéchelle de phyllosilicates tunisiens par diffraction et par diffusion aux petits angles des R. X. et par MET*. Thèse, Université de Tunis II.

Ben Rhaiem H., Tessier D., et 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, pp. 9-29.

Ben Rhaiem H., Tessier D., Pons C.H, Ben Haj Amara A, (1988). *Evolution of the microstructure of interstratified Ca-saturated clays during dehydration*. SAXS and HRTEM analysis, Clay Minerals 33, pp. 618-628.

Berend I. (1991). *Mécanismes d'hydratation des montmorillonites pour des pressions relatives inférieures à 0.95*. Thèse université INPE.

Besson G., Decarreau A., Manceau A., Sanz J., Suquet H. (1990). *Organisation interne du feuillet : connaissance du feuillet*. Dans A. Decarreau (dir.), *Matériaux argileux: Structure, propriétés et applications*, Soc. Fr. Min. Cristal., Paris, pp. 7-32.

Biarez J., Fleureau J.M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S. (1988). *Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification*. *Revue Française de Géotechnique*, n° 41, pp. 63-71.

Biddle P. G. (1983). *Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees o clay soils*. *Géotechnique* 33, pp. 107-125

Bigot G., Zerhouni M. I. (2000). *Retrait, Gonflement et tassement des sols fins*, Bull. labo. P.et Ch., 229, pp. 105-114.

Bishop A.W. (1959). *Teknisk Ukeblad*, N° 39, pp.859-863.

Bolt, G. H. (1956). *Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays*. *Géotechnique* 6, n° 2, 86-93

Börgesson L., Karnland O., Johannesson L. E. (1996). *Modelling of the physical behaviour of clay barriers close to water saturation*. *Engineering Geology*, 41, pp. 127-144.

Brackley I.J.A. (1983). *An empirical equation for the prediction of clay heave*. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 8-14.

BRE Building Research Establishment. BRE (1980). *The effect of a roof on a fire within a building*. IP 3/80.

Breda N. J. J. (2003) *Ground-based measurement of leaf area index: a review of methods, instruments and current controversies*. *Journal of Experimental Botany* 54, pp. 2403-2417.

Brindly G. W. (1966). *Discussion and recommendations concerning the nomenclature of clay minerals and related phyllosilicates*. *Clay and Clay Minerals*, 14, pp. 27-34.

Brindly G. W. (1980). *Quantitative X ray minerals analysis of clay*. In: *Crystal structures of clay minerals and their X ray identification*. Brindly G.W and Brown G. eds. Mineralogical Soc. London, 459 pp.

Bucher F., Mayor P. A. (1989). *Medium-scale experiments on highly-compacted bentonites*. *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 583-585.

Bultel F. (2001). *Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels*, thèse doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Caillere S., Henin S. (1959). *La classification des argiles*. XX Congr. Géol. Internat. Mexico (1956), pp. 1-8.

Caillere S., Henin S., Rautureau M., (1982). *Minéralogie des argiles* Tome I et II. Masson, Paris.

Camara L. (1982). *Comportement hydrique et Propriétés de gonflement macroscopique de mélange d'argiles*. Thèse doctorat, Université Pierre et Marie Curie ( Paris VI), Paris.

Carof C. (2002). *Étude du gonflement d'un mélange bentonite-limon. Influence de la teneur en eau, de la pression de compactage et de la succion*. Mémoire de DEA PAE3S, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, 84 p.

Cases J.M., François M. (1982). *Etude des propriétés thermodynamiques de l'eau au voisinage des interfaces*. Agronomie : 2,10, pp. 931-938.

Cases J. M., Berend I., Delon J. F., François M., Grillet Y., Michot L., Poirier J.E., Yvon J. (1990). *Quelques aspects de l'étude des propriétés texturales des argiles*. Dans A. Decarreau (dir.), Matériaux argileux: Structure, propriétés et applications, Soc. Fr. Min. Cristal., Paris, pp. 307-342.

Charlet L. & Schlegel M. (1999). *La capacité d'échange des sols. Structure et charges à l'interface eau-particule*. CR. Acad. Agric. Fr., Vol 85 (2), pp. 7-24.

Chassagneux D., Stieljes L., Mouroux P., Ménilliet F. & Ducreux G.H. (1996). *Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols (sécheresse-pluie) à l'échelle départementale. Approche méthodologique dans les Alpes de Haute-Provence*. Rapport BRGM n° R39218, 33 p., 6 fig., 1 tab., 4 ann., 1 pl. hors-texte.

Chen F.H. (1975). *Foundations on expansive soils*. Amsterdam : Elsevier. ISBN : 0-444-41393-6. Developments in Geotechnical Engineering, vol. 12, 280p.

Chen F. H. (1988). *Foundations on Expansive Soil*. Elsevier Science Pub., New York, NY.

Chen F. H., Ma G. S. (1987). *Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays*. 6th inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, pp. 127-129.

Cho W. J., Lee J. O., Kang C. H. (2000). *Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository*. Annals of Nuclear Energy, 2000, pp. 1271-1284.

Collins K., McGown A. (1974). *The form and function of microfabric features in a variety of natural soils*. Géotechnique 24, n° 2, pp 223-254.

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

Cui Y. J., Loiseau C., Delage P. (2002). *Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration*. Unsaturated soils, Jucá, de Campos & Marinho (eds), vol 2, pp.593-598.

Cui Y. J., Delage P. (2003). *Sols non saturées : applications au calcul des ouvrages*. Techniques de l'ingénieur, traité construction, C 303-1, 27 p.

Cuisinier O. (2002). *Comportement hydromécanique des sols gonflants*. Thèse de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 177p.

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.

Dakshanamurthy, V. (1978). *A new method to predict swelling using a hyperbolic equation*, Geotechnical Engineering, vol. 9, pp 29-38.

Dardaine M. & Gatabin C. (1986). *Pression de gonflement d'argiles et de mélanges à base d'argile hautement compactées. Mesures préliminaires*. Note technique C.E.A., SESD/86.42.

Day R. W (1995). *Ultimate Density of a compacted clay subjected to cycles of wetting and drying*. Environmental & Engineering Geoscience, vol. I, n° 2, pp. 229-232.

Day R. W. (1995). *Discussion on swell-shrink behavior of compacted clay*, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE, 123(8), pp. 385-386.

Day R. W. (1994). *Swell-shrink behavior of compacted clay*. J. Geotechnical Eng., ASCE, 120(3), pp. 618-623.

Delage P. (1979). *Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensible du Québec*. Thèse Doctorat, Université Paris VI, Ecole des Mines Paris.

Delage P., Lefebvre G. (1984). *Study of the structure of a sensitive Champlain clay and its evolution during consolidation*, Can. Geotech. J. 21, pp. 21-35.

Delage P., Graham J. (1995). *Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils (UNSAT'95), Paris, Alonso & Delage (eds), pp.1223-1256.

Delage P., Cui Y. J., (2000). *L'eau dans les sols non saturées*, Techniques de l'ingénieur, traité construction, C 301-1, 20 p.

Delage P., Cui Y. J. (2000). *Comportement mécanique des sols non saturés*. Techniques de l'Ingénieur, C302, traité construction, volume C2.

De la Calle (1977). *Structure des vermiculites, facteurs conditionnant les mouvements des feuillets*. Thèse univ Paris VI.

Diamond S. (1970). *Pore size distribution in clays*. Clays and Clay minerals, 18, pp 7-23.

Didier G., Lareal P., Gielly J. (1973). *Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols*. Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol 2-3, pp. 67-72.

Didier G., Afes M. (1995). *Study of a new apparatus for swelling pressure measurement*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils (UNSAT'95), Paris, Alonso & Delage (eds), vol. 2, pp. 453-458.

Dif A. E., Bluemel W. F. (1991). *Expansive soils under cyclic drying and wetting*. Geotech. Testing. Jour., 14 (1), pp. 96-102.

Dixon D.A., Gray M.N. & Graham J. (1996). *Swelling and hydraulic properties of bentonites from Japan, Canada and USA*. Environmental Geotechnics, vol. 1, pp. 43-48.

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, pp. 67-75.

Duchaufour Ph (1977). *Pédologie. 1. Pédogénèse et classification*. Masson, 477p.

Duchaufour Ph (1984). *Pédologie*. Abrégés Masson, 220p.

Duchaufour Ph (2001). *Introduction à la science du sol. Sol, végétation, environnement*. Dunod. 331p.

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, physico-chemical description of clays and of their interaction with fluids*. Rev. IFP, Vol. 50, n° 2, Mars-Avril 1995.

Edil T.B. & Alanazy A.S. (1992). *Lateral swelling pressures*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, Dallas, USA, vol. 1, pp. 272-323.

El-Sohby M. A., Rabba E. A. (1981). *Some factors affecting swelling of clayey soils*. Geotechnical engineering, vol. 12, pp. 19-39.

El-Sohby M. A., Aboutaha M. M. (1995). *Effect of surface confinement on swelling behaviour of soils*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils (UNSAT'95), Paris, Alonso & Delage (eds), vol. 2, pp. 473-478.

Faisandier, K, (1997). *Analyse multiéchelle de dispersions de montmorillonites par diffusion des rayons X, relation entre structure, texture et propriétés macroscopiques de gonflement*. Thèse de Doctorat, Université d'Orléans.

Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R. & Taibi S. (1993). *Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths*. Canadian Geotechnical Journal, 30, n° 2, pp. 287-296.

Fripiat J. J., Cases J. M., François M., Letellier M. Delon J. F., Rouquerl J. (1981). *Comportement microdynamique et thermodynamique de l'eau dans les suspensions argileuses*. Colloque Int. C.N.R.S. sur l'adsorption aux interfaces gaz-solide et liquide-solide. Aix, 21-23 sept.

Gaboriau H. (1991). *Interstratifiés smectite-kaolinite de L'Eure. Relation entre la structure, la texture et les propriétés en fonderie*. Thèse de doctorat, Université d'Orléans, Orléans, France.

Glaser R (1953). *Complexes organo-argileux et rôle des cations échangeables*. Thèse de doctorat d'état. Univ Paris VI.

Glaser R. et Mering J. (1968). *Domaine d'hydratation homogène des smectites*. Compte Rendue d'Académie des Sciences. Paris. 267 Série D, pp. 463-466.

Gens A., Alonso E. E. (1992). *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Can. Geotech. J. 29, pp 1013-1032.

Gillott J. E. (1970). *Fabric of Leda Clay investigated by optical, electron optical, and x-ray diffraction methods*. Engineering Geology, 4, pp 133-153.

Gouy G. (1910). *Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte*. Journal de physique théorique et appliqué, vol. 9, pp. 457-468

Graber E. R., Mingelgrin U. (1994). *Clay swelling and regular solution theory*. Env. Sci. Tech., 28, pp. 2360-2365.

Graham, D.C. (1947). *The electric double layer and the theory of electrocapilarity*. Chemical Reviews, 41: 441-501.

Gray M. N., Cheung S. C. H., Dixon D. A. (1984). *The influence of sand content on swelling pressures and structure developed in statically compacted Na-bentonite*. Atomic energy of Canada Limited, Report 7825, pp. 1-24.

Griffiths F., Joshi R. C. (1990). *Clay fabric response to consolidation*. Applied Clay Science, 5 37-66, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam.

Gromko G. J. (1974). *Review of Expansive Soils*. J. Geotech. Eng.. Div., vol. 100, GTG, pp. 667-687.

Grunberger D. (1995). *Etude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction*. Thèse de Doctorat Université de Montpellier II.

Guillot X. (2002). *Couplage entre propriétés microscopique et comportement mécanique d'un matériau argileux*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

Guiras-Skandaji H. (1996). *Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation*. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 315 p.

Habib S. A., Karube D. (1993). *Swelling pressure behavior under controlled suction*. Geotech. Test. J., Vol. 16, n° 2, pp. 271-275.

Hachichi A. & Fleureau J.M. (1999). *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*. Revue Française de Géotechnique, n° 86, pp. 37-51.

Hagiwara M. and Takenaka H. (1985). *Shrinkage and structure of allophane soil*. Soils and Foundations 25 : 1-13

Heimenz, P.(1986). *Principles of Colloid and Surface Chemistry*. Marcel Dekker Inc., New York, N.Y.

Hendriks R.F.A., Oostindie K., Hamminga P. (1999) *Simulation of bromide tracer and nitrogen transport in a cracked clay soil with the FLORC/ANIMO model combination*. Journal of Hydrology, n° 215, pp. 94-115.

Holtz W.G. (1983). *The influence of vegetation on the swelling and shrinkage of clays in the United States of America*. Geotechnique, 33, pp.159-163.

Israelachvili, J.N.(1995). *Intermolecular and Surface Forces* Academic Press, London, 1992.

Iltis M. (1983). *Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage*. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. 110 p.

Johnson L.D. & Sneath D.R. (1978). *Prediction of potential heave of swelling soils*. Geotechnical Testing Journal, vol.1, pp. 117-124.

Jouffrey B., Laribi S. (2004). *On nanometric anisotropy and macroscopic aspects: methods of observation and application to clays*. Materials engineering, 3, p. 218.

Kanno T., Wakamatsu H. (1992). *Water uptake and swelling properties of unsaturated bentonite buffer materials*. Canadian Geotechnical Journal, 29, pp. 1102-1107.

Karalis T.K. (1977). *Constitutive equations of a non-saturated expansive clay*. Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 97-103.

- Kassiff B., Ben Shalom A. (1971). *Experimental relationship between swell pressure and suction*. Géotechnique, vol. 21, N°3, pp. 245-255.
- Katti D. R., Shanmugasundaram V. (2001). *Influence of swelling on the microstructure of expansive clays*. Can.Geotech.J., 38, pp 175-182.
- Khattab S.A.A., Al-Mukhtar M., Fleureau J.M. (2006). *Long-term characteristics of a lime treated plastic soil*. Journal of Materials in Civil Engineering – American Society of Civil Engineers.
- Komine H., Ogata N. (1992). *Swelling characteristics of compacted bentonite*. Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Expansive soils. Vol. 1, pp. 216- 221.
- Komine H., Ogata N. (1994). *Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite*. Can. Geotech. J., 31, pp. 478-490.
- Komine H., Ogata N. (1996). *Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite*. Can. Geotech. J. 33(1), pp. 11 – 22.
- Komine H., Ogata N. (2003). *New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials*. Can. Geotech. J. 40, pp. 460-475.
- Komine H., Ogata N. (2004). *Predicting swelling characteristics of bentonites*. J. Geotech. and Geoenv. Eng., ASCE, vol. 130(8), pp. 818-829.
- Komornik A., David D. (1969). *Prediction of swelling pressure of clays*. Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. & Found. Div., vol. 95, n° SM1, pp. 209-225.
- Ladd C. C. (1960). *Mechanisms of swelling by compacted clay*. High Res. Board, bull. 245, pp. 10-26.
- Laribi S. (2003). *Etude des propriétés physico-chimiques, rhéologiques et de filtration de deux argyles bentonitiques*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, France, 156 p.
- Laribi S., Jouffrey B., Fleureau J.-M. (2005). *On observation of freeze-dried smectite plane views of nano-layers*. Applied Physics Letters. 86-1.
- Laribi S., Fleureau J.-M., Grossiord J.-L., Ariguid N. (2006). *a) Effect of pH on the rheological behavior of pure and interstratified smectite clays*. Clays and clays minerals, 54-1 pp. 30-38.
- Laribi S., Jouffrey B., Fleureau J.-M. (2006). *b) Experimental electron energy loss spectroscopy of clays*, Zeitschrift fur Metallkunde.
- 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, 53, no.1, pp. 27-40.

- Low P.F. (1980). *The swelling of clay. II: Montmorillonites*. J. Soil Sci. Soc. Am. 44, n° 4, pp. 667-676.
- Mackenzi R. C (1975). *The classification of soil silicates and oxides*. In: Soil components vol. 2, Inorganic components. Gieseeking J.E. eds. Springer-Verlag, New York, Heidelberg, Berlin., pp.1-25.
- Madsen F. T, Muller-Vonmoos M. (1989). *The swelling behaviour of clays*, Applied Clay Science, 143-156.
- Marcial D. (2003). *Comportement hydromécanique et microstructural des matériaux de barrière ouvragée*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Mamy J (1968). *Recherche sur l'hydratation de la montmorillonite: propriétés diélectriques et structure du film d'eau*. Thèse doctorat d'Etat Univ Paris.
- Mantho A.T. (2005). *Echanges sol-atmosphère. Application à la sécheresse*. Thèse de doctorat en Géotechnique, ENPC, 250 p.
- McConnachie I. (1974). *Fabric changes in consolidated kaolin*. Géotechnique 24, n° 2, pp 207-222.
- McKeen, R. G. (1992). *A model for predicting expansive soil behavior*. Proc. 7th Int. Conf. on expansive soils, vol. 1, Dallas, pp. 1-6.
- Mering J (1946). *On the hydration of montmorillonite*. Trans. Farad. Soc., 2B, pp.205-219.
- M'Ewan M. B., Pratt M. I. (1957). *The gelation of montmorillonite*. Trans. Faraday Society, 53: 535-547.
- Millot G. (1964). *Géologie des argiles*. Masson & Cie, 499 p.
- Mitchell J.K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*. 1ère ed., John Wiley and Sons, New York., 437p.
- Mitchell J.K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour*. 2ème ed., John Wiley and Sons, New York., 437p.
- Mouroux P., Margon P., Pinte J.-C. (1989). *La construction économique sur les sols gonflants*. Manuels et Méthodes, 14, BRGM, France.
- Montes-Hernandez G. (2002). *Etude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et l'analyse digitale d'images*. Thèse doctorat, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- Nagaraj T.S. & Srinivasa M.B.R. (1983). *An approach for prediction of swelling soil behaviour*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 52-55.

- Norrish K. (1954). *The Swelling of Montmorillonite*. Faraday Soc. Disc, 18, pp. 120-134.
- Norrish K. and Rausell Colom, J. A. (1963). *Low angle X- ray diffraction studies of the swelling of montmorillonite and vermiculite*. Clays and Clay Minerals 10, 123-149.
- O'Neill M. W. & Ghazzaly O. I. (1977). *Swell Potential Related to Building Performance* Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 103, pp 1363-1379.
- Osipov V. I., Sokolov V.N.(1978). *Relation between the microfabric of clay soils and their origin and degree of compaction*. Bull. Inter. Assoc. Eng. Geology, n° 17, pp. 73-81
- Osipov V. I., Bik N. N., Rumjantseva N. A. (1987). *Cyclic swelling of clays*. Applied clay science 2 (7), pp. 363-374.
- Parcevaux P. (1980). *Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux*. Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris.
- Pauling L. (1949). *Nature de la liaison chimique*. PUF, Paris, 112 p.
- Philipponnat G. (1991). *Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie*. Rev. Franç.Géotech. n° 57, pp. 5-22.
- 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 Dr. Sc. Université. Orléans.
- Pons C. H., Rousseau F., Tchoubar D. (1981). *Utilisation de rayonnement synchrotron en diffusion aux petits angles pour l'étude du gonflement des smectites. Etude du système eau-montmorillonite-Na en fonction de la température*. Clay Minerals., 16-1, pp. 23-42.
- Popescu M. (1980). *Behavior of expansive soils with a crumb structure*. 4<sup>th</sup> Inter. Conf. Expansive Soils, 1, Denver Co., pp. 158-171.
- Prian J.P., Donsimoni M., Vincent M. avec la collaboration de Denis L., Gallas J.-C., Marty F., Motteau M. (2000). *Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de l'Essonne*. Rapport BRGM n° RP-50376-FR, 269 p., 32 fig., 11 tabl., 6 ann., 3 cartes hors-texte.
- Prost R. (1975). *Etude de l'hydratation des argiles : Interaction eau-minéral et mécanisme de la rétention de l'eau*. Thèse doctorat d'Etat Univ. Paris VI.
- 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
- Push, R. (1982). *Mineral – water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na bentonite*. Can. Geotech. J., 19, pp381-387.

Qi Yun (1996). *Comportement hydromécanique des argiles : Couplage des propriétés micro-macroscopiques de la laponite et de l'hectorite*. Thèse doctorat, Université d'Orléans.

Ranganatham et Satyanarayana (1965). *A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays*. Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, pp. 92-96.

Rausell-Colom J.A., Fernandez M., Serratosa J. M, Alcover J. F., Gatineau L. (1980). *Organisation de l'espace interlamellaire dans les vermiculites monocouches et anhydres*. Clay Miner. 15, 37-58.

Ridley A. M., Wray W. K. (1995). *Suction measurement: a review of current theory and practices*. Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Vol. 3, pp. 1293-1322.

Robinet J. C., Rahbaoui A., Plas F. Lebon P. (1996). *A constitutive thermomechanical model for saturated clays*. Engineering Geology, 41, pp. 145-149.

Romero E. (2001). *Suction controlled techniques*. In NSAT'2001, 4<sup>o</sup> Simposio Brasileiro sobre Solos Nao Saturados.

Saiyouri N. (1996) *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 228p.

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.

Schofield R. K. (1935). *The pF of water in soil*. Trans. Of the 3rd International Congress on Soil Science, 2, pp. 37-78.

Seed H. B., Woodward R. J. Jr., Lundgren R. (1962). *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Jour. of Soil Mech. & Found. Div., ASCE, vol. 88, pp. 53-87.

Sergeyev Y. M., Osipov V. I., Sokolov V. N., Grabowska-Olszewska (1978). *Types of microstructure of clayey soils*. Proc. 3rd Inter. Cong. Inter. Assoc. of Engineer. Geology, 1, section II, pp. 319-327, Madrid.

Serratrice J. F., Soyez B. (1996). *Les essais de gonflement* . Bull. Labo. P. et C. n°204. pp. 65-85.

Sharma R. Y.(1998). *Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays*. Ph.D thesis, University of Oxford, Keble college, Oxford

Shuai F. Fredlund D. G. (1998). *Model for the simulation of swelling-pressure measurements on expansive soils*. Can. Geotech. J., 35, pp. 96-114.

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

Sridharan A., Choudhury D. (2002). *Swelling pressure of Sodium montmorillonites*, Géotechnique 52, n° 6, pp. 459-462

Sridharan A., Rao A. S., Sivapullaiah P. V. (1986). *Swelling pressure of clays*. Geotech. Testing J., vol. 9 (1), pp. 24-33.

Sridharan A., Javadeva M. S. (1982). *Double layer theory and compressibility of clays*. Géotechnique 32, n° 2, 133-144.

Sridharan, A. Venkatappa Rao G.(1973). *Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of effective stress concept*. Géotechnique, 23, pp 359-382

Stucki, J. W., Lee K., Zhang, L., Larson, R. (2002). *Effects of iron oxidation states on the surface and structural properties of smectites*. Pure Applied Chemistry, 74, n° 11, 2145

Subba Rao K. S., Satyadas G. G. (1987). *Swelling potential with cycles of swelling and partial shrinkage*. 6<sup>th</sup> Inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, pp. 137-142

Sultan N., Cui Y. J., Delage P. (1998). *Swelling properties of Boom clay*. Proceeding of the International Symposium on Problematic Soils, Sendai/Japan, Yanagisawa, Moroto & Mitachi (eds), pp. 253-256.

Sultan N., Delage P., Cui Y. J. (2002). *Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay*. Engineering Geology, 64, pp. 135-145

Suquet H. (1978). *Propriétés de gonflement et structure de la saponite. Comparaison avec la vermiculite*. Thèse Doctorat, Université Pierre et Marie Curie.

Tanaka H., Locat J. (1999). *A microstructural investigation of Osaka bay clay: the impact of microfossiles on its mechanical behaviour*. Can.Geotch., 36, pp 493-508

Tarantino A. (2003). *Panel report: direct measurement of soil water tension*. Proc. 3<sup>rd</sup> Inter. Conf. Unsaturated Soils, vol.3.

Tessier D. (1975). *Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles*. Thèse, CNAM.

Tessier D. (1984). *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux : Hydratations, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Thèse de l'université Paris VII, 362p.

Tessier D. (1990). *Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique*. In DECARREAU A. (ed.), Matériaux argileux, structure, propriétés et applications.

Paris : Société Française de minéralogie et de cristallographie, 1990. pp. 387-445. ISBN : 2-903589-06-02.

Tessier D., Durdaine M., Beaumont A., Jaunet A. (1998). *Swelling pressure and microstructure of an activated swelling clay with temperature*. Clay minerals, vol. 33, pp. 255-267

Tessier D. (1991). *Behaviour and microstructure of Clay minerals*. Dans M. De Boodt, M. Hayes et A. Herbillon (dir.), Soil Collides and their association in aggregates, Plenum, pp. 387-448.

Tessier D., Blaise F., Coquet Y., Courbet C., Priem J., Lemaire Y., Trillaud S. (2006). *Analyse comparative de politiques de prévention du risque de "sécheresse géotechnique". Modélisation et visualisation du phénomène*. Rapport INRA réalisé pour le compte du MEDD. 287p.

Touret O. (1988). *Structure des argiles hydratées. Thermodynamique de la déshydratation et de la compaction des smectites*. Thèse Univ. Louis Pasteur Strasbourg.

Touret O., Pons C. H., Tessier D., Tardy Y. (1990). *Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées  $Mg^{+2}$  aux fortes teneurs en eau*. Clay. Min., 25, pp. 217-233.

Tran Ngoc-Lan (1987). *Gonflement et retrait des argiles. L'eau dans les matériaux*. Journées de Physique LCPC, Les Arcs, vol. 1, pp. 23-28.

Tripathy S., Sridharan A., Schanz T. (2004). *Swelling pressures of compacted bentonites from diffuse double layer theory*. Can. Geotech. J., 41, pp 437-450.

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.

Troalen J. P., Aboushook M., Tisot J.P, (1984). *Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux*. R. Fr. Géotech., n° 29, pp. 75-84.

Turki F. (1987). *Hydratation des minéraux argileux gonflants*. Thèse Univ. Louis Pasteur, Strasbourg.

Vali H, Bachmann L. (1988). *Ultrastructure and flow behavior of colloidal smectite dispersion*. J. of Colloid and Interface Science, 126, pp. 278-291.

Van Damme H. (2002): *L'eau et sa représentation*. Dans O. Coussy et J. M. Fleureau (dir.), Mécanique des sols non saturés, Lavoisier, Paris, p. 23-68.

Van Damme H., Laroche C., Gatineau L. (1987). *Radial fining in viscoelastic media. An experimental study*. Revue Physique Appliquée, 22 pp. 241-252.

- Van Olphen H. (1964). *Internal mutual flocculation in clay suspensions*. J. Colloid Sci., 19, pp.313-322.
- Van Olphen H. (1977). *Introduction to clay colloid chemistry*. Wiley and Sons, New York, 2nd edition.
- Vasseur G., Djeran-Maigre I., Grunberger D., Rousset G., Tessier D., Velde B. (1998). *Evolution of structural and physical parameters of clays during experimental compaction*. Marine and Petroleum Geology. 12:8 (1998) 941-954.
- Vayssade B. (1978). *Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire des sols argileux*. Thèse doctorat ENSMP, Paris, 125 p.
- Vijayvergiya V.N. & Ghazzaly O.I. (1973). *Prediction of swelling potential for natural clays*. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236.
- Villar M. V (1999). *Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests*. Engineering Geology, Vol. 54, Issues 1-2, pp. 67-73
- Vincent M., Bouchut J., Fleureau J.M. (LMSSMat), Masrouri F. (LAEGO), Oppenheim E. (CEBTP-Solen), Heck J.-V. (CSTB), Ruaux N. (CSTB), Le Roy S., Dubus I., Surdyk N., (2006). *Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti*. Rapport final, BRGM/RP-54862-FR, 378 p., 308 ill.
- Wan, A.W.L. (1996). *The use of thermocouple psychrometers to measure in situ suctions and water contents in compacted clays*. A thesis submitted to the faculty of graduate studies in partial fulfilment. Department of Civil and Geological Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, Canada.
- Wilding L. P., Tessier D. (1988). *Genesis of Vertisols: Shrink – Swell Phenomena*. In L.P. Wilding & R. Puentes (ed.) Vertisols: their distribution, properties, classification and management. Tech. Monogr. no.18. Soil Manage. Support. Serv. Texas A&M Univ. Printing Center, College station, TX.
- Xu Y.F., Matsuoka H. & Sun D.A. (2003). *Swelling characteristics of fractal-textured bentonite and its mixtures*. Applied Clay Science, vol. 22, pp. 197-209.
- Yahia-Aissa M. (1999). *Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée*. Thèse doctorat ENPC.
- Yevnin A., Zaslavsky D. (1970). *Some factors affecting compacted clay swelling*. Can. Geotech. J., 7, pp. 79-91.

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. (1999a). *Soil suction and soil-water potentials in swelling clays in engineered clay barriers*. Engineering Geology, 54, pp 3-13.

Yong R. N. (1999b). *Overview of modeling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance*. Engineering Geology, 54, pp 83-91.

Yong R. N. Mohammed A. D. O. (1992). *A study of particle interaction energies in wetting of unsaturated expansive clays*. Can. Geotech. J., 29: pp.1060-1070.

Yong R. N., Warkentin B. P. (1975). *Soil properties and behaviour*. Elsevier.

Yong R. N. (1999). *Overview of modeling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance*. Engineering Geology 54, pp. 83-91.

Zerhouni M.I. (1991). *Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols - Application aux routes*. Thèse de Doctorat, École Centrale Paris, soutenue le 8 Janvier 1991.