

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Republique Algerienne Democratique Et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Géotechnique**

**Par : ABDELMALEK Ghazela**

### Thème

Effet de l'imposition et de la mesure de la succion sur le comportement  
des sols de la région de Boulhef Dyr-Tebessa

**Devant le jury :**

HOUAM Abdelkader

Professeur

Président

LAOUAR Mohamed Salah

Professeur

Encadreur

FERNANE Ali

MAA

Examineur

Promos 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **REMERCIEMENTS**

*JE TIENS À EXPRIMER MA PROFONDE GRATITUDE ET MES SINCÈRES REMERCIEMENTS À TOUS CEUX QUI ONT CONTRIBUÉ ET SOUTENU CETTE MÉMOIRE. JE NE PEUX PAS DÉCRIRE À QUEL POINT JE VOUS SUIS RECONNAISSANT, MAIS JE VAIS ESSAYER SIMPLEMENT:*

*UN GRAND MERCI À MA CHÈRE FAMILLE, VOUS ÊTES MON PILIER ET MA SOURCE CONSTANTE D'AMOUR ET DE SOUTIEN. GRÂCE À VOUS, J'AI PU RÉALISER MES RÊVES ET ATTEINDRE CETTE ÉTAPE DE MA VIE ACADÉMIQUE.*

*JE REMERCIE DU FOND DU CŒUR MES CHERS ENSEIGNANTS, EN PARTICULIER LE PROFESSEUR HONORABLE ET RESPECTÉ, LE PR. LAOUAR MOHAMED SALAH, QUI M'A FOURNI CONNAISSANCES, ORIENTATIONS ET SOUTIEN. J'AI BEAUCOUP BÉNÉFICIÉ DE VOTRE SAGESSE, DE VOTRE EXPERTISE ET DE VOTRE PRÉCIEUSE CONNAISSANCE, ET JE VOUS SERAI ÉTERNELLEMENT RECONNAISSANT POUR LE DON QUE VOUS M'AVEZ OFFERT. SANS OUBLIER MON CHER PROFESSEUR FERNANE ALI ET LA DIRECTRICE DU LABORATOIRE, MME. ACHI SOUÂD, JE VOUS REMERCIE SINCÈREMENT ET JE VOUS EXPRIME TOUTE MA GRATITUDE.*

*JE SOUHAITE EXPRIMER TOUTE MA GRATITUDE AU PROFESSEUR HOUAM ABDELKADER POUR AVOIR ACCEPTÉ D'ASSUMER LA PRÉSIDENTE DE MON JURY DE SOUTENANCE. CHER PROFESSEUR, JE VOUS REMERCIE SINCÈREMENT. JE TIENS ÉGALEMENT À REMERCIER LE DR. FERNANE ALI D'AVOIR ACCEPTÉ D'ÊTRE MEMBRE DU JURY ET DE CONSACRER LEUR TEMPS ET LEUR ATTENTION À L'EXAMEN DE CE TRAVAIL. VOS EFFORTS SONT TRÈS APPRÉCIÉS.*

*JE TIENS À EXPRIMER MA PROFONDE GRATITUDE ENVERS MES AMIS ET MES PROCHES, QUI ONT TOUJOURS ÉTÉ PRÉSENTS POUR ME SOUTENIR ET M'ENCOURAGER. JE NE SAURAI JAMAIS VOUS RENDRE JUSTICE AVEC DES MOTS, CAR VOUS AVEZ ENRICHIS MA VIE DE JOIE, DE BONHEUR ET D'UNE VÉRITABLE AMITIÉ.*

*ENFIN, MERCI À TOUS CEUX QUI M'ONT ENCOURAGÉ, SOUTENU ET AIDÉ DANS MON PARCOURS. LES MOTS DE REMERCIEMENT NE SUFFISENT PAS À EXPRIMER MA PROFONDE GRATITUDE ENVERS VOUS TOUS. EN FIN DE COMPTE, JE ME CONSIDÈRE CHANCEUX D'ÊTRE ENTOURÉ DE PERSONNES MERVEILLEUSES COMME VOUS, ET JE VOUS PROMETS DE CONTINUER À FAIRE DE MON MIEUX ET À ATTEINDRE LE SUCCÈS GRÂCE À VOTRE SOUTIEN CONSTANT.*

*Ghazela*

# **DÉDICACE**

*MERCI À VOUS TOUS DU FOND DE MON CŒUR  
AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE TRÈS MISÉRICORDIEUX.  
DITES : « AGISSEZ, ALLAH VERRA VOTRE ACTION, DE MÊME QUE SON MESSAGER  
ET LES CROYANTS »*

*Ô MON DIEU, LA NUIT N'EST DOUCE QU'EN TE REMERCIANT, ET LE JOUR N'EST DOUX  
QU'EN TE OBÉISSANT... LES MOMENTS NE SONT AGRÉABLES QU'EN TE  
MENTIONNANT... L'AU-DELÀ N'EST AGRÉABLE QU'EN OBTENANT TON PARDON... LE  
PARADIS N'EST AGRÉABLE QU'EN CONTEMPLANT TA GLOIRE, Ô ALLAH,  
.MAJESTUEUX ET GLORIEUX*

*À CELUI QUI A TRANSMIS LE MESSAGE ET REMPLI SON DEVOIR, QUI A CONSEILLÉ  
LA COMMUNAUTÉ... AU PROPHÈTE DE LA MISÉRICORDE ET DE LA LUMIÈRE DU  
MONDE, AU SCEAU DES PROPHÈTES ET DES MESSAGERS, À NOTRE MAÎTRE ET  
BIEN-AIMÉ, MUHAMMAD, QUE LA PAIX ET LES BÉNÉDICTIONS D'ALLAH SOIENT SUR  
LUI  
POUR MON PÈRE*

*MON CHER PAPA, TU ES MON MODÈLE ET MON PILIER SOLIDE. J'AI APPRIS DE  
TOI LES VALEURS DU COURAGE ET DE L'ENGAGEMENT. TU ES LE SYMBOLE DE LA  
SAGESSE ET DE LA PATIENCE. JE SUIS FIER D'ÊTRE TON FILS ET JE T'AIME DE  
TOUT MON CŒUR. MERCI POUR TOUT  
POUR MA MÈRE*

*MA CHÈRE MAMAN, TU ES LE SYMBOLE DE LA TENDRESSE ET DE L'ATTENTION.  
GRÂCE À TOI, JE CONNAIS LE SENS DE L'AMOUR INCONDITIONNEL ET DU  
SACRIFICE. TU ES LE PLUS PRÉCIEUX DE MA VIE. JE TE REMERCIE POUR TOUT ET  
JE T'AIME SANS LIMITES  
POUR MON PROFESSEUR*

*MERCI INFINIMENT, CHER PROFESSEUR. VOUS ÊTES LA SOURCE DE LA  
CONNAISSANCE ET DE L'INSPIRATION DONT JE PUISE. JE NE PEUX PAS EXPRIMER  
À QUEL POINT JE SUIS RECONNAISSANCE POUR TOUT CE QUE VOUS AVEZ FAIT  
POUR MOI. VOUS N'ÊTES PAS SEULEMENT UN PROFESSEUR, MAIS AUSSI UN LEADER  
ET UN EXEMPLE À SUIVRE. JE VOUS REMERCIE DU FOND DU CŒUR POUR TOUTES  
VOS ORIENTATIONS ET VOTRE DÉVOUEMENT ILLIMITÉ.*

*POUR MES CHERS FRÈRES, ET MES CHÈRES SŒURS  
MES CHERS FRÈRES, VOUS ÊTES LE SYMBOLE DE LA FAMILLE ET DE LA  
SOLIDARITÉ. GRÂCE À VOUS, JE COMPRENDS LE SENS DU SOUTIEN ET DE LA  
COOPÉRATION. VOUS ÊTES DES PERSONNES EXCEPTIONNELLES DANS MA VIE ET  
JE VOUS AIME DE TOUT MON CŒUR. MERCI À VOUS POUR TOUT.*

*Ghazala*

## Liste des notations et symboles

Symbole	Description
I	Indice d'aridité
P	Précipitations moyennes mensuelles (mm)
T	Température moyenne annuelle (°C)
s	La succion totale (kPa),
R	La constante des gaz parfaits ( $R= 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$ ),
T	La température absolue (°K),
M	La masse molaire de l'eau ( $M= 18,016 \text{ g/mol}$ ),
$\rho_w$	La masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ ),
h	L'humidité relative.
K <sub>sat eau</sub>	Coefficient de perméabilité à la saturation de l'eau
K <sub>sat air</sub>	Coefficient de perméabilité à la saturation de l'air
U <sub>a</sub>	Désigne la pression d'air ;
U <sub>w</sub>	La pression d'eau ;
$\psi_b$	Point d'entrée d'air
$\Psi$	Potentiel hydrique
R	La constante des gaz parfaits
M	La masse molaire de l'eau ( $M= 18,016 \text{ g/mol}$ ),
$\rho_w$	La masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ ),
P	Pression atmosphérique,
P <sub>0</sub>	Pression initial,
g	L'accélération de la pesanteur,
$\theta_s$	Teneur en eau saturée
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle
T	La tension superficielle de l'eau ( $\text{kN/m}$ ) ;
$\alpha^\circ$	L'angle de raccordement du ménisque et r le rayon du tube capillaire.
S	Succion(MPa)
C	Concentration de PEG exprimée en gramme de PEG par gramme d'eau.
D10	Diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant :
D30	Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant
D60	diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité
C <sub>c</sub>	Coefficient de Courbure
w	La teneur en eau correspond à N coups
N	Nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres
w <sub>0</sub>	La teneur en eau naturelle de sol
I <sub>p</sub>	Indices de plasticité
WL	Limite de liquidité
WP	Limite de plasticité
IL	Indice de liquidité
IC	Indice de consistance
AC	Activité des sols
$\gamma_s$	Densité spécifique des grains solides
$\gamma_d$	Poids volumique sec
N	Nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres
M <sub>0</sub>	Masse de l'eau
M <sub>1</sub>	Masse des grains solides
M <sub>2</sub>	Masse d'eau + grains solides
M <sub>3</sub>	(masse d'eau +grains solides)-masse des grains solides
mh <sub>1</sub>	La masse du sol en gramme
mh <sub>2</sub>	mh2 La masse de l'eau en gramme

mh <sub>3</sub>	La masse du bleu en gramme
mh <sub>4</sub>	La masse de sol + eau + bleu en gramme
mh <sub>5</sub>	La masse de sol + l'eau en gramme
V	Le volume de bleu utilisé en cm <sup>3</sup>
w	Teneur en eau de l'échantillon soumis à l'essai (0/5 mm)
m <sub>0</sub>	Masse sèche de la prise d'essai
B	Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l)
VBS	Valeur de bleu de méthylène
Sp	Surface spécifique
P	Pression en (KG/cm)
Spoincement	Surface de poincement
ICBR	Indice CBR
σ <sub>c</sub>	Pression de consolidation
C <sub>c</sub>	Coefficient de compression
C <sub>g</sub>	Coefficient de gonflement
E <sub>oed</sub>	Module œdométrique
t	Temps de tassement en seconde
hd	Hauteur de drainage de la couche de sol en mètre
TV	Facteur temps (un paramètre sans dimension)
e	Indice des vides
Δh	Variation de hauteur
h <sub>0</sub>	Hauteur initiale
hn	Hauteur de l'éprouvette à chaque intervalle de tassement
σ' <sub>p</sub>	Contrainte de pré consolidation
C <sub>c</sub>	Indice de compression
H	Hauteur de l'éprouvette au moment considéré.
H <sub>p</sub>	Hauteur des pleins.
W <sub>s</sub>	Poids du sol sec
S	Section droite de l'éprouvette
S	la section de l'éprouvette
<b>av</b>	Coefficient de compressibilité volumétrique (kN/m <sup>2</sup> )-1
σ' <sub>p</sub>	Contrainte de pré consolidation
E <sub>oed</sub>	Module œdométrique (kN/m <sup>2</sup> )
h <sub>vide</sub>	Hauteur des vides
h <sub>s</sub>	Hauteur des grains solides
h <sub>ep</sub>	Hauteur de l'éprouvette
Δh	Le tassement total
Δhi	Le tassement à chaque intervalle de contrainte
St	Succion totale
Sm	Succion matricielle
So	Succion osmotique
M	Masse de la dame
g	L'accélération de la pesanteur
H	Hauteur de chute de la dame
W <sub>f</sub>	Teneur en eau des papiers filtre

## Liste des tableaux

Chapitre 2. Synthèse bibliographique	
Désignation	Page
Tableau 2.1 Caractéristiques microscopiques des principales argiles	30
Tableau 2.2 L'évolution de la mécanique des sols à travers ses grandes théories.	33
Tableau 2.3 Techniques de mesure ou d'imposition de la succion.	47
Tableau 2.4 Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées	51
Tableau 2.5 Relation succion - humidité relative – masse du sel.	55
Tableau 2.6 Gamme de variation des différentes succions.	57

Chapitre 3. Essais de caractérisation	
Désignation	Page
Tableau 3.1 programme des essais de caractérisation	65
Tableau 3.2 Granulométries des sols	69
Tableau 3.3 classification de sol selon coefficient d'uniformité	70
Tableau 3.4 Récapitulatif des caractéristiques de l'analyse granulométrique du sol d'étude	71
Tableau 3.5 Résultats d'essais des limites de liquidité	74
Tableau 3.6 Résultats d'essais des limites de plasticité	75
Tableau 3.7 Classification de l'indice de consistance	78
Tableau 3.8 la classification de l'activité des sols	79
Tableau 3.9 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984)	79
Tableau 3.10 Résultat l'essai de Poids spécifique de sol	80
Tableau 3.11 Résultats de l'essai bleu méthylène.	82
Tableau 3.12 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène	83
Tableau 3.13 Classement des sols selon Valeur de VBS.	83
Tableau 3.14 Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants, Mitchell (1993)	84
Tableau 3.15 Classement des sols selon classification de Mitchell (1993).	84
Tableau 3.16 Teneur en carbonate de calcium	86
Tableau 3.17 Conditions des essais Proctor normal et modifié	88
Tableau 3.18 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 1	90
Tableau 3.19 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 2	95
Tableau 3.20 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 3	95
Tableau 3.21 Résultats de l'essai CBR immersion sol 3	96
Tableau 3.22 Récapitulatif des résultats CBR	98
Tableau 3.23 Pourcentage de CBR et sa classe de portance	99
Tableau 3.24 Qualité de sol avec l'indice CBR	99
Tableau 3.25 caractéristiques géotechniques de l'argile gonflant de Doukane	100
Tableau 3.26 Relation entre Ip et le potentiel de gonflement (d'après Snethen, 1980)	101
Tableau 3.27 Classification des sols gonflants basés sur l'IP selon Chen (1988)	102
Tableau 3.28 Classification des sols gonflants basés sur l'IP selon Chen (1988)	103
Tableau 3.29 Relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al, 1962)	103
Tableau 3.30 Classification des sols suivant leur activité Ac (Skempton, 1984)	104
Tableau 3.31 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984)	105
Tableau 3.32 Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement, Chassagneux et al. (1996)	105
Tableau 3.33 Récapitulatif des classifications des méthodes indirectes	106
Tableau 3.34 Classification des sols selon le pH	106

Chapitre 4 Essais de compressibilité à l'œdomètre	
Désignation	Page
Tableau 4.1 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 1	113
Tableau 4.2 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 2	114
Tableau 4.3 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 3	115

Tableau 4.4 Les résultats œdométrique d'état charge-décharge pour le sol 1	117
Tableau 4.5 Les résultats œdométrique d'état charge – décharge pour le sol 2	117
Tableau 4.6 Les résultats œdométrique d'état charge – décharge pour le sol 3	118
Tableau 4.7 Résultats des modules œdométrique dans pour les trois sols	122
Tableau 4.8 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique $E_{eod}$	123
Tableau 4.9 Exploitation des résultats suivant l'indice de gonflement $C_g$ et l'indice de compression $C_c$ .	125
Tableau 4.10 Programme essais principaux	127
Tableau 4.11 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage	130
Tableau 4.12 Relation humidité-succion-nature de sel (en solution aqueuse saturée) à 20°C	132
Tableaux 4.13 Résultats de calcul selon ASTM D 5298- 94	138
Tableaux 4.14 Résultats de calcul selon Amraoui1996	139
Tableau 4.15 Valeurs de la succion pour les différentes solutions salines	143



## Liste des figures

Chapitre 1. Introduction Générale	
Désignation	Page
Figure 1.1 Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth)	21
Figure 1.2 Carte du découpage administratif de la wilaya de Tébessa	21
Figure 1.3 Situation géographique de la plaine de Boulhaf Dyr	22
Figure 1.4 Situation géographique de la plaine de Boulhaf Dyr	23

Chapitre 2. Synthèse bibliographique	
Désignation	Page
Figure 2.1 Structure de la Kaolinite	27
Figure 2.2 Structure de la Montmorillonite	28
Figure 2.3 Structure de l'illite	29
Figure 2.4 Triangle de texture du sol	30
Figure 2.5 Carte climatique de l'Algérie, Agence national d'aménagement du territoire,	31
Figure 2.6 Carte mondiale des zones arides - BELNAP, 2005	31
Figure 2.7 Organisation de la mécanique des sols (Fredlund & Rehardgjo ; 1993)	33
Figure 2.8 Représentation schématique d'un sol non saturé (Delage & Cui, 2000).	34
Figure 2.9 Relation entre les coefficients de perméabilité à la saturation de l'eau et de l'air.	38
Figure 2.10 Schématisation des différents états hydriques d'un sol	38
Figure 2.11 Pert d'eau dans les sols argileux en fonction de la température.	39
Figure 2.12 Relation degré de saturation-perméabilité-succion avec différentes sols.	40
Figure 2.13 Remontée de l'eau dans un capillaire.	41
Figure 2.14 Aspect mouillabilité et capillarité dans les tubes	42
Figure 2.15 Les composantes de succion.	44
Figure 2.16a Relation succion humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin.	44
Figure 2.16b Variation des succions en fonction de la teneur en eau pour une argile compacté (Krahn et Fredlund, 1972).	45
Figure 2.17 Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000).	46
Figure 2.18 Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide	47
Plan Wf, S-Belhachemi 2005	48
Figure 2.19 psychromètre et courbes de résultats.	48
Figure 2.20 Principe de la mesure de la succion par tensiomètre (Delage & Cui, 2000).	49
Figure 2.21 Tensiomètre de Ridley et Burland (Delage & Cui, 2000).	50
Figure 2.22 Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).	51
Figure 2.23 Relation entre succion et concentration (Delage & Cui 2000)	52
Figure 2.24 Présentation de l'essai pour les deux PEG, selon Bendi ouis A, 2005.	54
Figure 2.25 Contrôle de succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004)	54
Figure 2.26 Principe de la plaque tensiométrique (Fleureau, 2005).	55
Figure 2.27 Cellule de Richards, contrôle de succion par translation d'axe	56
Figure 2.28 schémas des dispositifs de contrôle de succion.	56
Figure 2.29 Complémentarités entre les différentes techniques, cours unsat Oran2018	56
Figure 2.30 Courbe de rétention d'un sable argileux Delage et Cui 2001.	57
Figure 2.31 Courbe caractéristique pour différents types de sols, Hillel, 1988	59
Figure 2.32 Courbe de pF	60
Figure 2.33 Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M. D. Fredlund et al.1997).	61
Figure 2.34 Le phénomène d'hystérésis	62

Chapitre 3. Essais de caractérisation	
Désignation	Page
Figure 3.1 obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électriques de haute tension	65
Figure 3.2 Réalisation de l'essai de granulométrie par tamisage	67
Figure 3.3 Réalisation de l'essai de granulométrie par sédimentométrie	68
Figure 3.4 Courbes granulométriques des sols	69
Figure 3.5 : Etats de sol et limites d'Atterberg.	72
Figure 3.6 appareil de Casagrande et accessoires	73
Figure 3.7 Détermination de la limite de plasticité $W_p$	75
Figure 3.8 Nature du sol selon l'indice de plasticité	75
Figure 3.9 Positionnement des sols testés sur l'abaque de Casagrande	76
Figure 3.10 Abaque de plasticité de Casagrande (simplifiée).	76
Figure 3.11 Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.	77
Figure 3.12 Matériel utilisé dans l'essai de poids spécifique par pycnomètre	79
Figure 3. 13Tache référence d'essai bleu de méthylène.	81
Figure 3.14 Les étapes de l'essai bleu méthylène	82
Figure 3.15 Nature du sol selon VBS	83
Figure 3.16 Manipulation de l'essai calcimétrie	85
Figure 3.17 Matériel utilisé dans l'essai de pH	87
Figure 3.18 Manipulation de l'essai de pH	88
Figure 3.19 Essai Proctor normale	90
Figure 3.20 Essai Proctor modifié	90
Figure 3.21 Appareillage pour essais de Proctor	91
Figure 3.22 Courbes Proctor pour les différents sols	91
Figure 3.23 Réalisation de l'essai CBR	94
Figure 3.24 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 1	95
Figure 3.25 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 2	96
Figure 3.26 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 3	96
Figure 3.27 Manipulation d'essai CBR immersion	98
Figure 3.28 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immersion sol 3	99
Figure 3.29 Diagramme de classification du potentiel de gonflement. (Seed et al, 1962)	104

Chapitre 4 Essais de compressibilité à l'œdomètre	
Désignation	Page
Figure 4.1 Série d'œdomètres	107
Figure 4.2 Détail d'un œdomètre	108
Figure 4.3 Cellule d'œdomètre	108
Figure 4.4Emplacement du sol muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre	109
Figure 4.5 courbes de consolidation	110
Figure 4.6 Courbe de compressibilité œdométrique	110
Figure 4.7 Courbe de compressibilité pour les sols fins	111
Figure 4.8 Détermination de $\sigma'_p$	112
Figure 4.9 Les différents courbes œdométrique du type de sol. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité	113
Figure 4.10 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 1 en fonction de $\sigma_v$ (KPa)	114
Figure 4.11 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 2 en fonction de $\sigma_v$ (KPa)	114
Figure 4.12 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 3 en fonction de $\sigma_v$ (KPa)	115
Figure 4.13 Courbe de compressibilité dans le plan ( $e - \log \sigma$ ). Échantillon (1)	117
Figure 4.14 Courbe de compressibilité dans le plan ( $e - \log \sigma$ ). Échantillon (2)	118
Figure 4.15 Courbe de compressibilité dans le plan ( $e - \log \sigma$ ). Échantillon (3)	118

Figure 4.16 la valeur de $\sigma'_{p1}$ du la courbe de compressibilité pour le sol 1	119
Figure 4.17 la valeur de $\sigma'_{p2}$ du la courbe de compressibilité pour le sol 2	120
Figure 4.18 la valeur de $\sigma'_{p3}$ du la courbe de compressibilité pour le sol 3	120
Figure 4.19 Variation de $\Delta h$ en fonction du temps pour le sol 1	123
Figure 4.20 Variation de $\Delta h$ en fonction du temps pour le sol 2	124
Figure 4.21 Variation de $\Delta h$ en fonction du temps pour le sol 3	124
Figure 4.22 Procédure expérimentale.	129
Figure 4.23 Dame de compactage	130
Figure 4.24 Balance analytique pour la mesure des teneurs en eau du papier filtre	131
Figure 4.25 Les sels utilisés pour la préparation des solutions salines	133
Figure 4.26 Échantillons sur grille des dessiccateurs avec différentes solution saline.	134
Figure 4.27 Imposition de la succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée.	134
Figure 4.28 Dessiccateur bien fermé pour éviter tout échange avec l'extérieur.	134
Figure 4.29 Le papier filtre whatman42et la courbe d'étalonnage.	135
Figure 4.30 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 15 coups – ASTM	140
Figure 4.31 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 30 coups - ASTM.	140
Figure 4.32 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 15 coups	141
Figure 4.33 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 30 coups Amraoui	141
Figure 4.34 Influence de l'énergie de compactage sur la succion totale (ASTM)	142
Figure 4.35 Courbe des solutions salines.	143
Figure 4.36 Détermination graphique de la teneur en eau résiduelle	144

## Sommaire

Désignation	Page
Remerciement	2
Dédicace	3
Liste des notations et symboles	4
Liste des tableaux	6
Liste des figures	7
Résumé	13
ملخص	14
Abstract	15
Présentation de l'étude	16
<b>Chapitre 1. Introduction Générale</b>	
Aperçu sur la région d'étude	18
Situation géographique	18
Morphologie du site	19
Boulhef Dyr- Une expansion urbaine rapide	21
Le climat général	22
L'indice d'aridité	23
L'humidité atmosphérique	23
<b>Chapitre 2. Synthèse bibliographique</b>	
Notions sur les argiles	24
Les principaux types d'argiles	25
Conclusion	29
Particularité des régions arides	29
Le concept mécanique des sols non saturés	31
Histoire de l'évolution de la mécanique des sols non saturés	33
Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés	36
Cohabitation eau et air	36
Les différents domaines hydriques	38
Propriétés de rétention d'eau	39
La succion dans les sols	41
L'expérimentation et les sols non saturés	44
Techniques de mesure et de contrôle de la succion	44
Techniques de mesure de la succion	45
Techniques de contrôle de la succion	48
Méthode des solutions salines (contrôle par phase vapeur)	51
Technique de Contrôle par plaque tensiométrique	53
Contrôle par translation d'axes (L'appareil de Richards)	54
Récapitulatif des méthodes de contrôle des succions au laboratoire	55
Relation teneur en eau-succion - Courbe de rétention d'un sol	56
Le point de flétrissement	58
Courbe de rétention d'eau, Pf	58
Points caractéristiques de la courbe de rétention	59
Le phénomène d'hystérésis	60

<b>Chapitre 3. Essais de caractérisation</b>	
Introduction	62
Aspect géotechnique du site et matériaux d'étude	62
Topographie et réseau hydrographique du site	63
Protocole expérimental et essais de caractérisation	64
Procédure de réalisation de la granulométrie	64
Résultats de l'analyse granulométrique	66
Essais de consistance des sols	69
Limite de liquidité	70
Détermination de la limite de liquidité WL	70
Détermination de la limite de plasticité WP	72
Indices de plasticité	73
Détermination de l'indice de liquidité (IL)	75
Détermination de l'indice de consistance	75
Détermination de l'activité des sols	76
Densité spécifique des grains solides	77
Essai au bleu de méthylène (VBS)	78
Surface spécifique	82
Essai de carbonate de calcium CaCO <sub>3</sub>	82
Procédure de l'essai pH	85
Essai de Proctor	89
Résultats de l'essai Proctor normal	91
ESSAI C.B.R. (California Bearing Ratiotest) Norme NF P 94-078	92
Récapitulatif des résultats des essais de caractérisation	101
Prédiction du gonflement par des méthodes indirectes	101
Récapitulatif des résultats des méthodes indirectes	106
<b>Chapitre 4. Essais œdométrique et l'essai de succion</b>	
Introduction	107
L'œdomètre	107
Procédure et réalisation de l'essai œdométriques	108
La contrainte de préconsolidation $\sigma'_p$	110
L'indice de compression Cc	110
L'indice de gonflement Cg	111
Méthodologie de calcul	113
Interprétation des résultats	123
Conclusion	125
L'essai de la succion	127
Introduction	127
Programme des essais principaux	127
Mesure des succions	128
Méthode contrôle des succions (imposition des succions)	131
Présentation des résultats	135
Résultats succion et teneur en eau	140
Conclusion générale	145
Références	

## Résumé

L'objectif de ce mémoire de fin de cycle de Master est d'étudier et caractériser expérimentalement les sols de la région de Boulhef Dyr-nord de la ville de Tebessa. Après avoir décrit la zone d'étude, y compris sa topographie, son relief et sa climatologie, le plan de l'étude commence par une recherche bibliographique portant sur le comportement des argiles, des sols non saturés, de l'eau dans les sols non saturés, ainsi que la présentation des courbes de rétention des sols dans le contexte du drainage et de l'humidification. L'étude expérimentale débute par des essais de caractérisation géotechnique des sols, une étape nécessaire pour identifier le matériau d'étude. Ensuite, un protocole expérimental est mis en place, basé sur des essais de compressibilité et des essais de succion, en tenant compte de l'aspect de la non-saturation des sols dans la région d'étude. Les résultats obtenus, tels que les paramètres de caractérisation, de compressibilité et de succion, constituent une importante base de données pour la région d'étude.

**Mots clés :** sol non saturé, compressibilité, classification, succion, zone aride.

## Abstract

The objective of this Master's thesis is to study and experimentally characterize the soils in the Boulhef Dyr-nord region of the city of Tebessa. After describing the study area, including its topography, relief, and climatology, the study plan begins with a literature review focusing on the behavior of clays, unsaturated soils, water in unsaturated soils, as well as the presentation of soil retention curves in the context of drainage and wetting. The experimental study starts with geotechnical characterization tests of the soils, a necessary step to identify the study material. Subsequently, an experimental protocol is implemented, based on compressibility tests and suction tests, taking into account the aspect of soil non-saturation in the study region. The obtained results, including characterization, compressibility, and suction parameters, constitute an important database for the study region.

**Keywords:** unsaturated soil, compressibility, classification, suction, arid zone.

## ملخص

الهدف من هذه الأطروحة في نهاية دورة الماجستير، هو دراسة وتوصيف التربة تجريبياً في منطقة بولحاف الدير شمال مدينة تبسة. بعد وصف منطقة الدراسة، بما في ذلك تضاريسها ومناخها، تبدأ خطة الدراسة بالبحث في المراجع حول سلوك الطين والتربة غير المشبعة والمياه في التربة غير المشبعة، بالإضافة إلى تقديم منحنيات الاحتجاز للتربة في سياق الصرف والترطيب. تبدأ الدراسة التجريبية بإجراء اختبارات لتوصيف الهندسة الجيوتقنية للتربة، وهي خطوة ضرورية لتحديد المادة المدروسة. ثم يتم إعداد بروتوكول تجريبي يستند إلى اختبارات الانضغاطية واختبارات الشفط، مع مراعاة جانب عدم التشبع في التربة في منطقة الدراسة. تعتبر النتائج المحصل عليها، مثل معاملات التوصيف والانضغاطية. والشفط، قاعدة بيانات مهمة للمنطقة المدروسة.

**الكلمات المفتاحية:** تربة غير مشبعة، انضغاطية، تصنيف، شفط، منطقة جافة



## Présentation de l'étude

Dans les années soixante-dix, la wilaya de Tébessa était une zone caractérisée par la faiblesse des densités de peuplement, la modeste production agricole, l'absence d'activités industrielles, l'insuffisance des infrastructures routière, la faiblesse de l'urbanisation et par la rareté des agglomérations. L'élevage ovin et quelques exploitations minières étaient les principales richesses et activités.

En visant une répartition équilibrée de la population, des équipements et de l'emploi à travers le territoire national, les politiques d'aménagement du territoire avaient mis en place plusieurs options stratégiques d'aménagement et de développement, touchant notamment les régions internes du pays (hauts plateaux), les zones frontalières et enfin les zones steppiques. La wilaya de Tébessa, appartient aux hauts plateaux Est, frontalière avec la Tunisie et steppique sur plus de 90% de son territoire, elle se trouvait à la croisée de toutes ces options.

Aussitôt, la wilaya de Tébessa avait bénéficié de la création massive d'emplois dans l'administration et les services dans le secteur étatique qu'exigent les attributions territoriales issues du découpage administratif de 1974, de plusieurs projets industriels d'envergure, de divers équipements socioculturels et des moyens nécessaires pour l'amélioration et l'intensification de l'agropastoralisme qui demeure la principale activité de cette région.

L'objectif voulu à travers ce mémoire est de faire une étude de caractérisation et d'identification d'un sol non saturé prélevé de la région de Boulhaf Dyr -Tébessa- ; classé comme une région semi-aride susceptible aux aléas retrait gonflement. Un aspect théorique et pratique du concept mécanique des sols non saturés est pris en considération dans certaines étapes de cette étude.

Le mémoire est organisé dans un sens de succession logique et pratique d'idées. L'étude de la présente mémoire est structurée en quatre chapitres :

- L'étude commence par le premier chapitre avec une introduction générale décrivant les particularités de la région d'étude et les problèmes des sols constatés dans cette région.

- Le deuxième chapitre concerne une synthèse bibliographique des différentes approches pour la caractérisation des argiles, essentiellement les sols non saturés ; la notion de succion dans les sols et la distinction entre la mécanique des sols classiques ; l'aspect générale du comportement mécanique des sols non saturés et les différentes approches pour la modélisation de ce sol.
- L'étude expérimentale commence à partir du chapitre trois, qui présente les différents essais d'identification et de caractérisation physique et géotechnique du sol testé de la région de Boulhaf Dyr-Tébessa, avec les interprétations nécessaires.
- Le quatrième chapitre ; présente les essais principaux basés essentiellement sur les essais de compressibilité et les essais de succions du sol, par diverses approches et méthodologie.

Enfin ; l'étude s'achève par une conclusion regroupant les différents résultats, quelques perspectives pour les futures travaux et une liste de références bibliographique.

# Chapitre 1. Introduction Générale

## Aperçu sur la région d'étude

La wilaya de Tébessa est située à l'extrême Est des hauts plateaux à la frontière Algéro-Tunisienne. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Souk Ahras, au Sud par la wilaya d'El Oued, à l'Est par la Tunisie et à l'Ouest par la wilaya d'Oum El Bouaghi et la wilaya de Khenchela. Elle s'étend sur une superficie de 13878 km<sup>2</sup> et abrite 723393 habitants. (RGPH 2008). Elle comprend 28 communes et 12 daïras. Le tissu urbain de la wilaya de Tébessa connaît de nos jours un développement spectaculaire en raison d'une démographie sans cesse croissante d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorable que ceux déjà urbanisés. Parmi les directions d'extension, il y a le site de Boulhaf Dyr situés à environ de 10km du chef-lieu de la wilaya.

## Situation géographique

Actuellement Boulhaf Dyr est la plus grande ville aux alentours. Située à 824 mètres d'altitude, ses coordonnées géographiques sont : Latitude : 35° 29' 19" nord, Longitude : 8° 4' 18". Elle s'étend sur une superficie de 168 km<sup>2</sup> et compte 4741 habitants depuis le dernier recensement de la population. La densité de population est de 28,2 habitants par km<sup>2</sup>. La plaine de Boulhaf Dyr, couvrant une superficie ne dépassant pas 168 km<sup>2</sup>, et il a d'environ 4740 habitants, cette plaine est délimitée :

- Au nord, par Morsott, Mechtat Khechine ;
- Au sud, par Tébessa ;
- A l'est, El Kouif ;
- A l'ouest el Hammamet, et Bir Dhab, figure 1.1 et 1.2.



Figure 1.1 Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth)

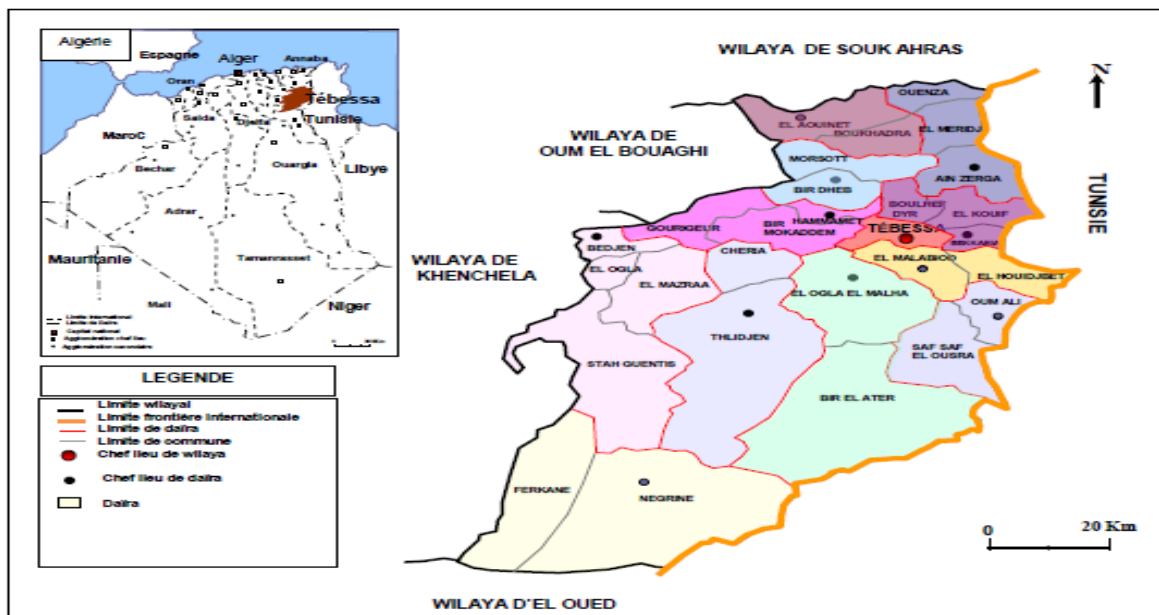


Figure 1.2 Carte du découpage administratif de la wilaya de Tébessa  
Source: P.D.A.U .wilaya de Tébessa, 2003

## Morphologie du site

Dans le cadre du développement de la ville de Tébessa et dans un contexte régional de d'extensions futures de son tissu trois pôles sont dégagés : à Doukane, à Hammamet, et à Boulhaf Dyr site objet de la présente étude. Ce dernier site constitue l'assiette d'un grand programme de logements et d'équipements publics, figure 1.2.

Du point de vue morphologie, le site de Boulhaf Dyr est un terrain plat à accidenté traversé par un réseau hydrographique important composé d'oueds et de rivières traversant de l'amont vers l'aval la route nationale n°16 et causes des grands dégâts

dans les zones basses, figure 1.3. La présence de ces oueds a décomposés le site en plusieurs entités morphologiques. L'emplacement de Boulhaf Dyr constitue un tissu complet qui regroupe des fonctions urbaines assurant un cadre de vie de qualité pour la population qui va y résider, d'une autre part le tissu à produire doit être intégré prochainement dans l'ensemble de la ville pour assurer sa continuité et sa fonctionnalité. La conception de l'aménagement vise à exploiter au maximum les capacités du lieu par des occupations rationnelles. Il est à signaler que l'aménagement dans cette zone doit toucher les oueds et talus, afin d'éviter les glissements des terrains et les effondrements de leurs berges, il est donc important de réfléchir à des méthodes adaptés et efficaces dont l'étude du comportement du sol vis-à-vis au retrait-gonflement.

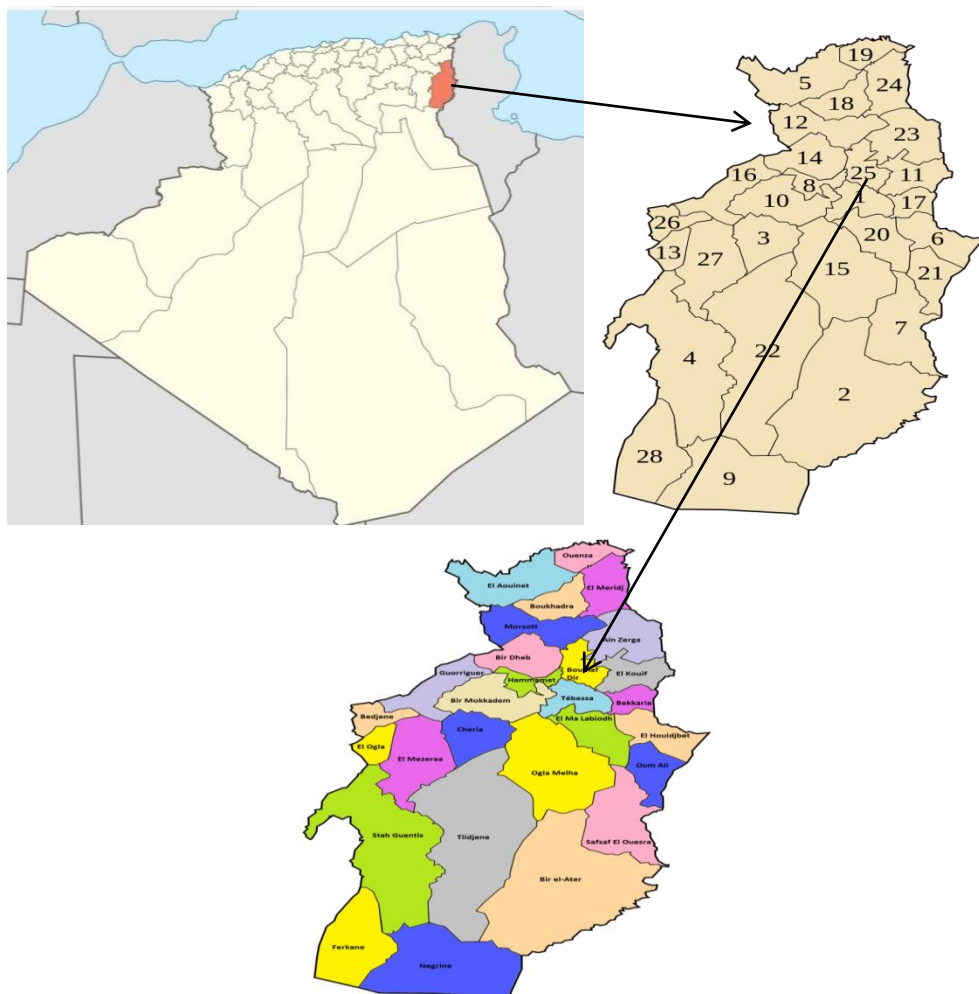


Figure 1.3 Situation géographique de la plaine de Boulhaf Dyr

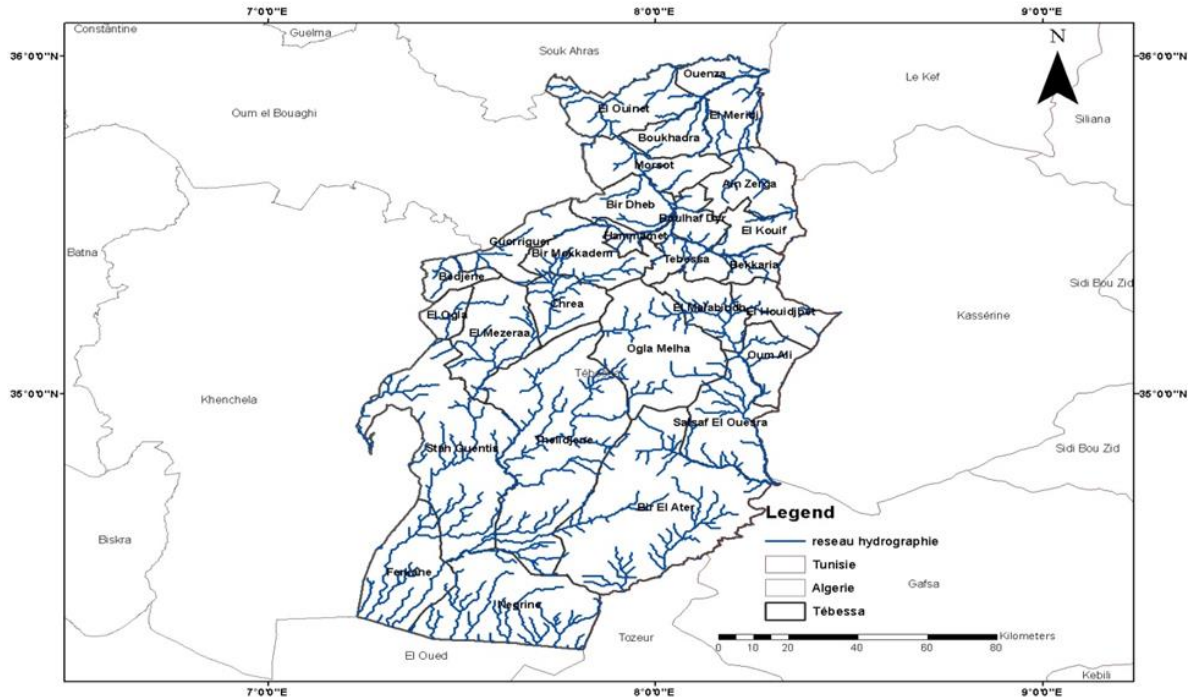


Figure 1.4 Situation géographique de la plaine de Boulhaf Dyr (réseau hydrographique)

## Boulhef Dyr- Une expansion urbaine rapide

La croissance exponentielle des populations urbaines et autres sont les caractéristiques majeures des villes. De l'indépendance jusqu'au milieu des années 80, Tébessa connaîtra une accélération de son urbanisation après sa promotion au rang de wilaya en 1974. L'expansion urbaine s'est faite dans tous les sens au nord la réalisation de l'aérodrome, zone industrielle et d'activité, à l'ouest localisation des programmes de l'habitat. A partir de 1985, le développement urbain de la ville était planifié et organisé, dans le cadre des plans d'urbanisme (PUD-PDAU), où apparaissaient les ZHUN (zone d'habitat urbain nouvelle). «L'expansion urbaine rapide n'a pas permis une maîtrise de la gestion et a donné lieu au dysfonctionnement et le déséquilibre spatial», Tébessa se singularise par la prédominance des logements individuels, la vétusté des réseaux d'assainissement et le mauvais état du réseau de voirie. Le plan local de l'habitat élaboré en 2004, qui prévoyait déjà une hausse de la population du chef-lieu. Ce capital humain incite les autorités locales à envisager les solutions appropriées. D'autant que la demande sociale a explosé, ce qui préconise la valorisation de l'habitat, le renforcement de la mixité urbaine, la maîtrise des déplacements (plan de circulation, mouvements de la population), sauvegarde du

patrimoine historique et sa mise en valeur, transformation du patrimoine et son adaptation à la modernité « La bonne manière est sans doute d'être contemporain, sans agressivité ».

Dans ce sens s'intègre la vision à long terme, à savoir de l'extension de la ville de Tebessa vers le nord, par la création d'un pôle urbain moderne « ville nouvelle » en dehors du territoire de la commune-mère de Tébessa, à proximité de la commune de Boulhef Dyr, pour le renouvellement et l'aération de l'ancien tissu urbain.

Le pôle urbain Boulhef Dyr regroupe : des ensembles de logements collectifs dotés de toutes les commodités, des établissements publics modernes, des campus universitaires avec toutes ces annexes. Ajouté à cela la réalisation du projet de transfert d'eau potable de Morsott vers les communes de Tébessa, Boulhef Dyr. le projet est financé par le fonds national de l'eau, permettra l'alimentation de 178 000 personnes en eau potable grâce à un débit de 100 litres/seconde, selon la précision du ministère lors de la pose du première pierre d'un château d'eau de 5 000 m<sup>3</sup> dans la commune de Boulhef Dyr destiné à approvisionner près de 77 000 habitants en eau potable.

Ces mesures préventives doivent s'accompagner d'études techniques pour déterminer les lits des cours d'eau et éviter leur obstruction, ainsi que la prise de mesures de contrôle coercitives nécessaires pour protéger les villes contre les risques d'inondation.

## **Le climat général**

Boulhaf Dyr fait partie du haut plateau tellien de l'étage bioclimatique semi-aride caractérisé par un hiver froid et un été très chaud. La température est un élément très important du climat et joue un rôle déterminant pour le bilan hydrique. Elle est liée à la radiation solaire et à l'altitude et aussi aux conditions locales du bassin. Les températures enregistrées de 2010 à 2020 montrent que le mois le plus froid de cette période est le mois de janvier avec une température moyenne mensuelle de 6.5 °C, et le mois le plus chaud est le mois de juillet avec une température moyenne mensuelle de 25.7 °C. Les précipitations enregistrées de 2000 à 2010, on constate que le mois le plus pluvieux est le mois de mars avec une moyenne de précipitation de 42.5 mm, par contre le mois de juillet est le plus sec avec une moyenne de précipitation de 11.4 mm.

## **L'indice d'aridité**

Cet indice dépend essentiellement des précipitations moyennes mensuelles en millimètre et de la température moyenne annuelle en degré Celsius. On peut calculer cet indice à partir de la formule de De matrone suivante :

$$I = 12 P / (T+10)$$

I = indice d'aridité

P = précipitations moyennes mensuelles (mm)

T = température moyenne annuelle (°C)

P = 38,15 mm, T = 15,34°C donc I = 18,06

Sur la base de diverses fourchettes de l'indice d'aridité fixé par De matrone, le type du climat de la région d'étude sur une série de 25 ans se caractérise ainsi :

Si  $I \leq 5$ , Climat aride,

Si  $5 < I < 7,5$ , Climat Désertique,

Si  $7,5 < I < 10$ , Climat Steppique,

Si  $10 < I < 20$ , Climat semi-aride,

Si  $20 < I < 30$ , Climat tempéré.

D'après la valeur de l'indice d'aridité, la région est caractérisée par un climat semi-aride.

## **L'humidité atmosphérique**

L'état de climat qui correspond à la quantité d'eau contenue dans l'air est défini par l'humidité atmosphérique. Pendant la période 2000-2010, le minimum de l'humidité relative de l'air de la région est enregistré au mois de juillet avec 41.4 %, alors qu'le maximum est enregistré pendant le mois de décembre avec 72.1 %. L'humidité relative moyenne annuelle est de 59,07 %. Elle atteint ses valeurs maximales durant les périodes d'hiver et printemps.



## Chapitre 2. Synthèse bibliographique

### Notions sur les argiles

L'argile est l'un des matériaux les plus utilisés par l'être humain récoltée à même la terre dans des carrières, qui ne trouve pas une mais des argiles. départs une structure spécifique ainsi que des propriétés multiples des argiles répondent à de glissante fixant et ainsi de nombreuses capacités parmi lesquelles le transport, la capture, la libération de substances liquides, gazeuses, mais également solides, vivantes et morts.

L'argile est une roche sédimentaire, composé pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général d'Aluminium plus en moins hydrates, qui présentent une structure feuilletés (phyllo silicates) qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption.

Les sols susceptibles de gonfler sont pour l'essentiel des argiles. Le terme argile est assez imprécis et il en existe plusieurs définitions. Il n'aura pas le même sens en mécanique des sols, mécanique des roches, ou en poterie ; il désigne, selon le cas, un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau. Les sols argileux sont connus comme des sols sensibles aux variations hydriques subies au cours des cycles saisonniers, pouvant engendrer des désordres importants sur les constructions. Le caractère et le degré d'interaction du sol argileux avec l'eau, comme la valeur du potentiel de gonflement, dépendent de la structure du réseau cristallin, de la structure des particules argileuses et de la capacité d'échange ionique des minéraux. Le gonflement des sols argileux est donc un problème très complexe. Il est le résultat

de plusieurs phénomènes associés ne pouvant pas être séparés. La reconnaissance du sol gonflant se fait progressivement tout en se basant sur des données existantes et d'autres recherches. La formation argileuse est connue pour sa sensibilité aux variations de la teneur en l'eau, c'est la raison pour laquelle le phénomène de gonflement se manifeste dans les régions à climat aride et semi-aride. L'importance de ce phénomène dépend essentiellement de la quantité des minéraux gonflants. Son étude se base sur plusieurs aspects à savoir : géologique, climatologique et géotechnique.

### **Les principaux types d'argiles**

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les kaolinites, les illites et les smectites. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles qu'elles soient naturelles ou commerciales.

### **Les kaolinites**

La kaolinite est un minéral argileux de formule chimique  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , à feuillets d'équidistance fixe de  $7 \text{ \AA}$ . Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O- présents sur la surface supérieure et les H+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Les particules de kaolinite sont des grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelques dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et sont en contact les uns avec les autres. Ainsi, la seule surface accessible à l'eau reste la surface externe à la particule. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles. La kaolinite est généralement blanche, avec parfois une impureté de couleur rouge due à l'oxyde de fer, ou bleu ou brun provenant d'autres minéraux.

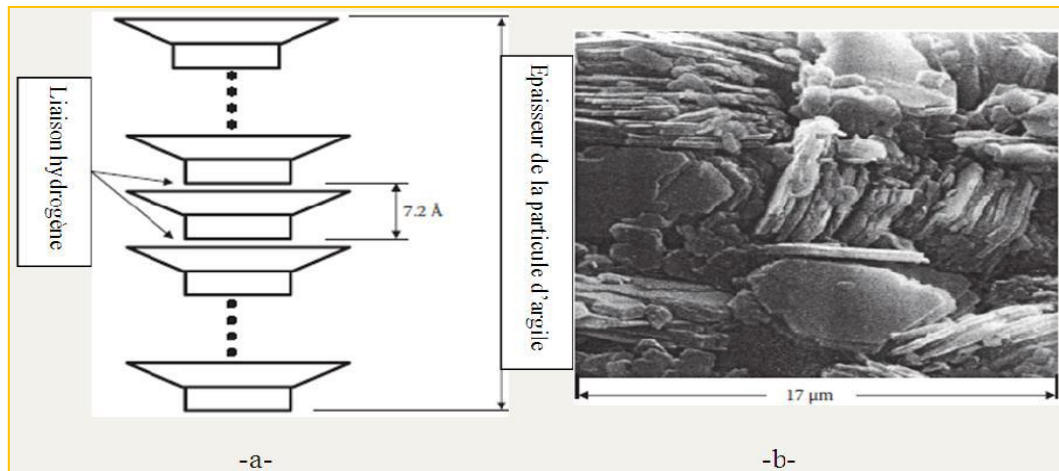


Figure 2.1 Structure de la Kaolinite

## Les smectites

Les smectites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te). L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 Å. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même.

Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996). Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstratifiés. Les particules de smectite comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités ou plus pour une montmorillonite sodique et entre 10 à 40 unités ou plus pour

une montmorillonite calcique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et 150  $\mu/100$  g.

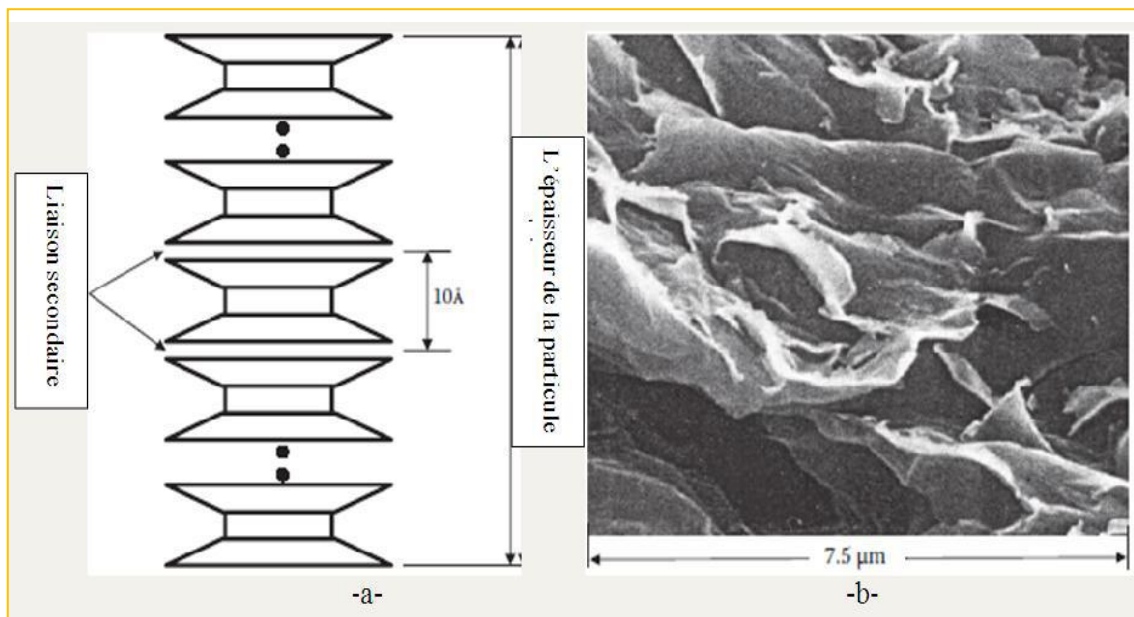


Figure 2.2 Structure de la Montmorillonite

## Les illites

Les illites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te), à feuillets d'équidistance fixe de 10 Å. Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre les feuillets est permise par la présence de cations potassium  $K^+$ . Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets (Bolt, 1956), avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres et une centaine de nanomètres pour l'extension latérale. Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40  $\mu/100$  g. Le tableau 2.1 résume les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus. Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les CEC sont très différentes. La différence provient du mode de formation des argiles. Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes.

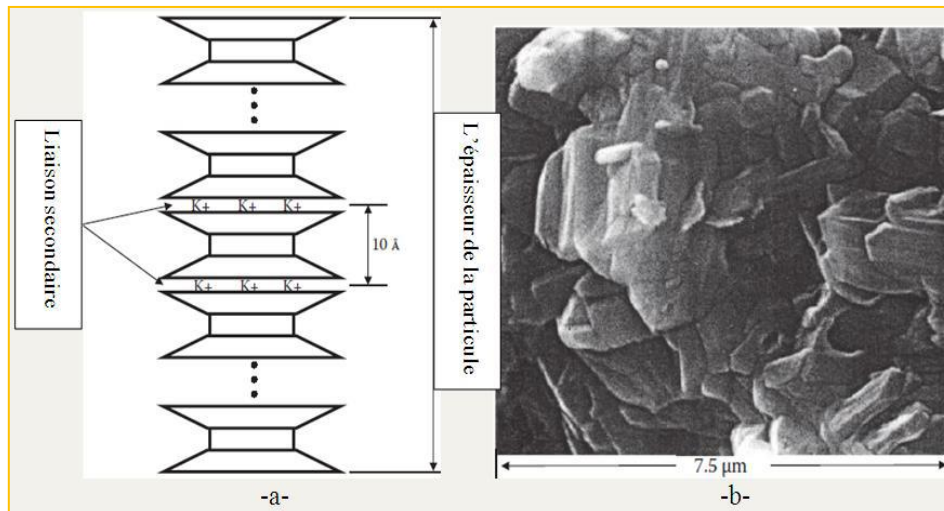


Figure 2.3 Structure de l'Illite

Tableau 2.1 Caractéristiques microscopiques des principales argiles

Argile	kaolinite	illites	smectite
Type de feuillet	1 : 1	2 : 1	2 : 1
Epaisseur de feuillet (Å)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par particule	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-14 (montmorillonite calcique)
CEC (meq/100g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	--	K <sup>+</sup>	H <sub>2</sub> O, Na <sup>+</sup> , Ca <sup>2+</sup> ,
Comportement dans l'eau	Non-gonflant	Peu-gonflant	Gonflant

Les argiles les plus fréquentes dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiées et les smectites de type montmorillonite. En revanche, les argiles d'utilisation industrielle sont en grande partie à base de montmorillonites de gisements. Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65 %, ces argiles sont appelées des bentonites caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

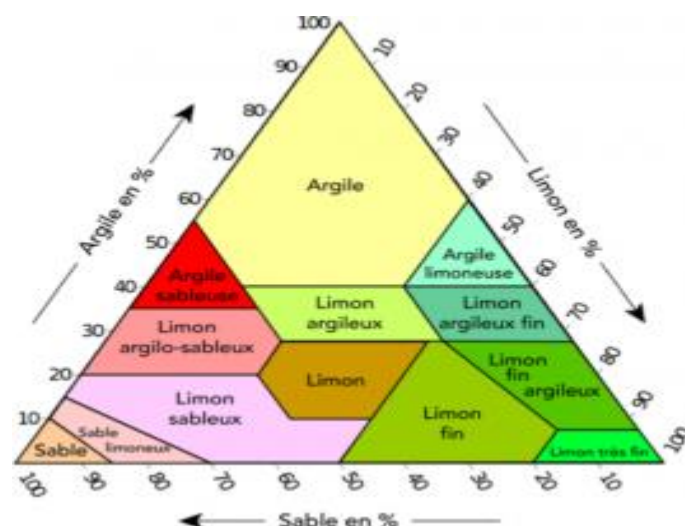


Figure 2.4 Triangle de texture du sol ; Wikimidia Commons, 2021.

## Conclusion

les argiles sont des matériaux qui diffèrent nettement des matériaux granulaires (sables) à cause des interactions entre les éléments qui les constituent à diverses échelles de comportement et en raison de la présence de la couche adsorbée dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont particulièrement différentes de celles d'une eau ordinaire.

## Particularité des régions arides

L'Algérie est classée comme étant une zone semi- aride à aride du fait de l'importance de l'évapotranspiration par rapport aux précipitations. Selon Halitim (2011), la zone aride couvre près de 95% du territoire national, dont 89,5% dont le domaine hyper aride saharien. Les principaux types de sols individualisés en fonction du niveau de sels dans les zones arides de l'Algérie, sont en nombre de cinq : les sols sans accumulations de sels, les sols calcaires, les sols gypseux, les sols calcairo-gypseux, les sols salés. La classification bioclimatique d'Emberger a été largement adoptée en régions méditerranéennes ; cinq classes climatiques méditerranéennes ont été définies pour l'Algérie : le Saharien, Aride, Semi-aride, Subhumide et Humide, les figures 2.5 et 2.6, montrent respectivement la carte climatique de l'Algérie, selon l'agence nationale d'aménagement du territoire, 2004 et la carte mondiale des zones arides d'après Belnap, 2005.

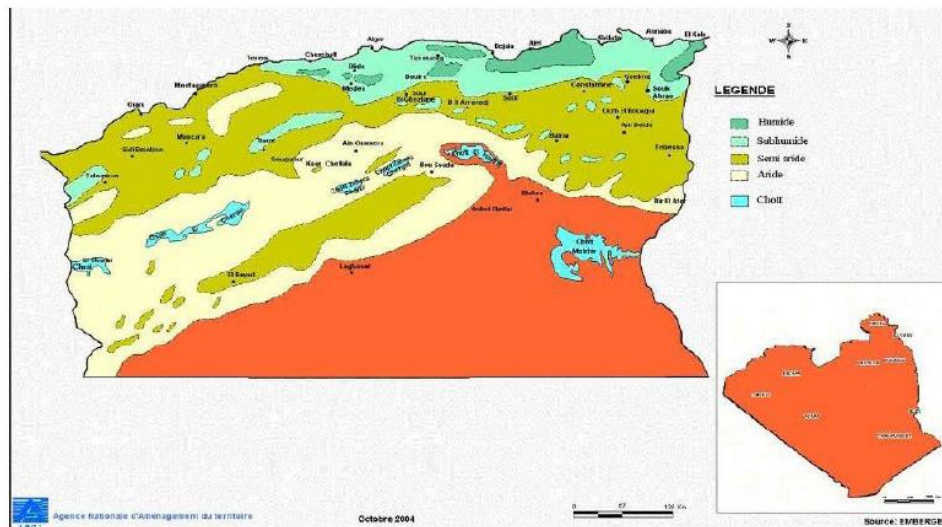


Figure 2.5 Carte climatique de l'Algérie, Agence national d'aménagement du territoire, 2004.

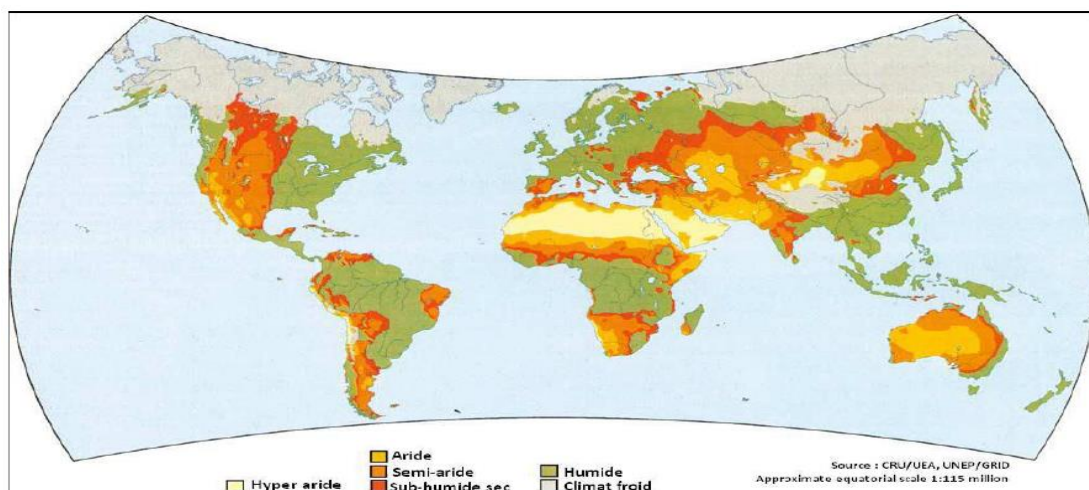


Figure 2.6 Carte mondiale des zones arides - BELNAP, 2005

Le sol est considéré d'une part comme un milieu complexe, biologiquement actif et siège de nombreux phénomènes transitoires et de l'autre comme une entité en interaction avec les autres éléments de l'écosystème dans lequel il évolue (Musy 1991). Il s'agit d'un milieu poreux hétérogène dont la nature physique est régie par l'association de trois phases: la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse (absente en milieu saturé).

Les ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément d'infrastructure permettant de transmettre la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol support suffisamment stable et résistante. De ce fait, la réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route,

tunnel, barrage poids, mur de soutènement, aérodrome, ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement tel que bâtiment, pont, etc.

La mécanique des sols est la science qui regroupe l'ensemble de connaissances et de techniques qui permettent :

- D'identifier les caractéristiques régissant le comportement mécanique du sol et d'analyser l'interaction sol-structure,
- De réaliser correctement des ouvrages enterrés.

Afin de réaliser les objectifs cités ci-dessus, plusieurs considérations d'étude seront indispensables à prendre en considération tels que :

- La géologie et le relief du terrain et la topographie du sol
- Les caractéristiques physico-chimiques
- L'étude hydraulique
- Les caractéristiques mécaniques
- L'étude technico-économique

Le tableau 2.2, présente quelques étapes important de l'évolution de la mécanique des sols, à travers son apparition autant qu'une science à part entière et le développement de ses grandes théories.

Tableau 2.2 L'évolution de la mécanique des sols à travers ses grandes théories.

Siècle	Auteur	Théorie
18ème	Coulomb	Résistance au cisaillement
19ème	Collin	Rupture dans les talus d'argile
	Darcy	Ecoulement de l'eau à l'intérieur du sable
	Rankine	Pression des terres sur les murs de soutènements
	Gregory	Drainage horizontal, remblai compacte avec contrefort pour stabiliser la pente des tranchées de voie ferrée
20ème	Atterberg	Limites de consistance de l'argile
	Terzaghi	Premier manuel moderne de mécanique des sols
	Casagrande	Essais sur limite de liquidité

## Le concept mécanique des sols non saturés

Jusqu'au début des années soixante ; la mécanique des sols totalement saturés ou bien entièrement secs. On ; en réalité ; la mécanique des sols se divise en deux branches distinctes, figure 2.7 :



- La première relative aux concepts bien définis, est la mécanique des sols saturés classiques,
- La seconde qui englobe la majorité des cas réels est la mécanique des sols non saturés.

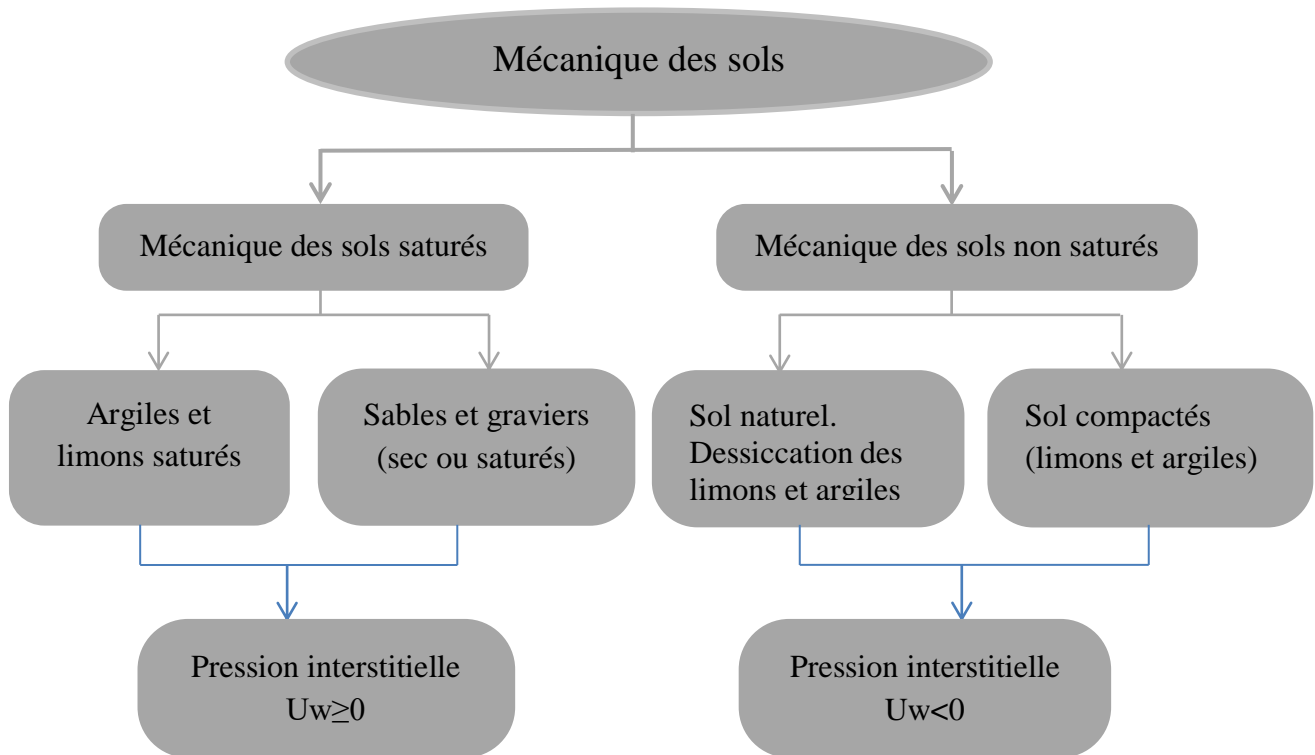


Figure 2.7 Organisation de la mécanique des sols (Fredlund & Rehardgjo ; 1993)

La mécanique des sols non saturés est une discipline récente. Elle a fait l'objet de plusieurs recherches depuis le début des années 1990. Ses applications en relation avec le non saturation du sol touchent pratiquement toutes les branches de la géotechnique : variations volumiques dus au retrait gonflement, la géotechnique environnementale, les remblais routiers et les ouvrages compactés tel que les barrages en terre, etc...

Les sols non saturés ont la particularité de contenir une phase solide, une phase liquide et une gazeuse, figure 2.8. Depuis une quarantaine d'années, la coexistence de ces trois phases rend le comportement des sols plus complexe et fait l'objet d'une attention croissante. Cet intérêt se traduit par un nombre important de recherches et de publications qui ont permis de cerner les principaux aspects du comportement des sols non saturés.

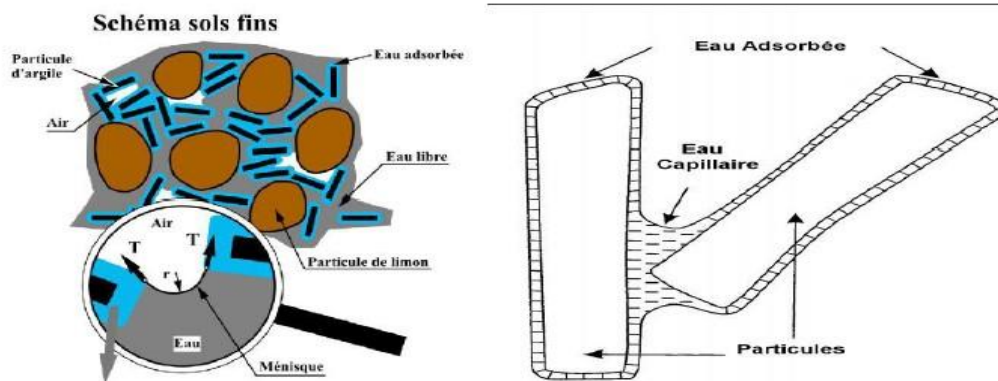
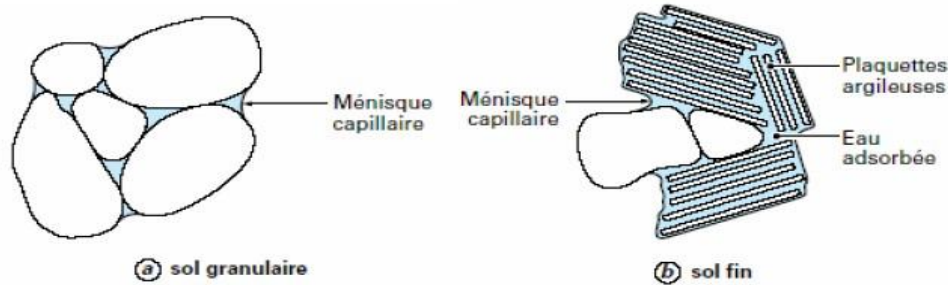


Figure 2.8 Représentation schématique d'un sol non saturé (Delage & Cui, 2000).

## Histoire de l'évolution de la mécanique des sols non saturés

Pendant longtemps, la mécanique des sols s'est limitée principalement à l'étude des sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Dans un tel contexte l'aspect polyphasique solide-liquide-gaz des sols n'était pris en compte que pour des applications spécifiques, comme les matériaux compactés des remblais et barrages et cela, seulement à travers des essais empiriques.

Une des principales difficultés expérimentales réside dans la mesure de la pression interstitielle  $U_w$  de l'eau liquide. Lorsque celle-ci devient inférieure à la pression de l'air  $U_a$  dans les sols non saturés, elle provoque de ce fait une désaturation des circuits hydrauliques. A partir des années 60, les travaux de l'école anglaise (Grande-Bretagne, Australie, Afrique du Sud..), ont permis une avancée significative à travers le développement de différentes méthodes de mesure de la succion ( $U_a - U_w$ ) et ont fourni un ensemble de résultats d'essais fiables.

A propos des comportements Des questions méritent d'être posées et nécessitent des réponses approfondies :

- Comment prendre en compte l'effet de la succion dans le comportement des ouvrages traditionnels de génie civil (barrages, routes...) ?

- Quelle réponse apporter aux changements climatiques affectant les sols argileux gonflants ou rétractables ?
- Comment assurer la sécurité des stockages souterrains, dont les barrières imperméables sont constituées de sols ou de roches argileux : stockage de déchets industriels ou radioactifs, stockages de CO<sub>2</sub>, etc. ?
- Quels sont les paramètres des transferts hydriques dans les milieux non saturés ?

Le concept de succion actuellement retenu et utilisé en mécanique des sols a été initialement proposé au cours du symposium "Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas" (Aitchison 1965). Cette définition établit que la succion totale est la somme d'une succion matricielle  $S_m$  et d'une succion osmotique  $S_o$  et que la pression de vapeur en équilibre avec l'eau liquide du sol permet de déterminer cette succion totale, à partir de la loi de Kelvin :

$$S_t = S_m + S_o = -\rho_w \cdot (RT/M) \ln(h), \quad (1)$$

Avec :  $s$  : la succion totale (kPa),

$R$  : la constante des gaz parfaits ( $R = 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$ ),

$T$  : la température absolue ( $^\circ\text{K}$ ),

$M$  : la masse molaire de l'eau ( $M = 18,016 \text{ g/mol}$ ),

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ ),

$h$  : l'humidité relative.

La succion peut être définie comme la dépression qu'il faut dans un système isotherme, appliqué à l'eau libre pour amener son potentiel à la même valeur que celui de l'eau contenue dans un échantillon de sol libérée de toutes contraintes extérieures (Ledercq et Verbrugge, 1985).

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

Dans le domaine de la mesure ou du contrôle de la succion, de nouveaux dispositifs sont apparus ou ont connu des améliorations importantes, comme : les tensiomètres pour les succions jusqu'à 2 MPa, les psychromètres à effet Peltier, à transistor ou à point de rosée, l'utilisation dans des œdomètres ou des triaxiaux de solutions osmotiques pour contrôler des succions jusqu'à 9 MPa ou de solutions

salines jusqu'à plusieurs centaines de MPa. On peut y ajouter les mesures de teneur en eau par sondes TDR améliorées, ou par des capteurs résistifs ou capacitifs.

Enfin, de grands progrès ont été faits pour mesurer les variations de volume des échantillons lors des essais triaxiaux par tout un ensemble de moyens allant jusqu'à l'utilisation de capteurs laser.

La restauration des sols contaminés pose un défi technologique considérable alors que les processus de transfert des contaminants dans les sols non saturés sont encore mal connus. La pollution des eaux souterraines résulte de l'infiltration de solutés qui traversent la zone non saturée en eau avant d'atteindre l'aquifère. La contamination des sols et des eaux de surface et souterraines par les molécules organiques est fréquente. La connaissance du régime d'écoulement est primordiale puisque l'hydrodynamisme d'un milieu poreux conditionne la rétention et la dégradation du contaminant.

La modélisation des sols non saturés a également beaucoup progressé depuis 20 ans. Le modèle d'Alonso de Barcelone a ainsi été étendu au cas des sols gonflants et à la prise en compte de l'effet de la température ou de réactions chimiques. Des modèles basés sur d'autres concepts originaux ont également été développés, comme le modèle de Modaressi et Aboubekr en 1994. Dans les dernières années, l'une des voies les plus prometteuses qui est apparue pour la compréhension, l'analyse, et la modélisation du comportement des sols non saturés est celle offerte par le passage micro-macro, c'est-à-dire par la prise en compte des lois régissant les interactions à l'échelle des grains et par la restitution de leur effet collectif à l'échelle d'un élément représentatif de matériau. Les travaux développés dans ce sens à l'université de Montpellier ou à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, notamment, laissent entrevoir les possibilités très riches de ces méthodes. Ces axes de recherches ont porté sur plusieurs thématiques tels que : les lois de comportement (Alonso et al, 1990; Modaressi & Aboubekr, 1994; Loret & Khalili, 2002), les chemins de drainage-humidification (Biarez, 1987 ; Fredlund & Xing, 1994; Fleureau, 2002, Aubertin, 2003) et l'analyse microstructurale (Delage et Cui, 2000 ; Cuisinier et Laloui, 2004 ; Ferber, 2005, Nowamooz, 2007). L'ensemble de ces travaux ont apportés de réels progrès qui ont

permis de mieux cerner le comportement des sols désaturés où la phase air est continue.

## **Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés**

Les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une troisième phase gazeuse qui se traduit par une pression interstitielle négative. La pression interstitielle négative confère aux sols non saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés et rendent ainsi insuffisante la théorie de la mécanique des sols classique qui se base sur l'hypothèse principale de la saturation du milieu. Selon la proportion des volumes de l'eau et de l'air et le niveau de saturation du sol, divers régimes et états de sol peuvent être constatés : régime lenticulaire, régime funiculaire et le cas où l'air est occlus dans des zones isolées. La figure 2.9, illustre les divers régimes. Le comportement des sols non saturés est affecté par la présence d'eau, et inversement la microstructure du squelette solide influence l'écoulement et la répartition de l'eau. On parle alors de couplages hydromécaniques.

## **Cohabitation eau et air**

La présence de l'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols non saturés. Sa présence avec l'air dans les pores prend des formes variées, figure 2.10 :

- L'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement : c'est le cas d'un sol presque saturé. L'eau constitue une phase continue et se déplace sous l'influence de la pesanteur. Par contre, l'air est discontinu.
- L'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée : c'est le cas des sols non saturés avec un faible degré de saturation. L'eau mouille la surface des particules en les entourant, elle ne se déplace que lentement. L'air constitue une phase continue, mais sans aucun déplacement.
- L'eau et l'air peuvent se déplacer librement : les deux phases sont continuées. Il s'établit un profil d'équilibre de la pression de l'air et de la teneur en eau.

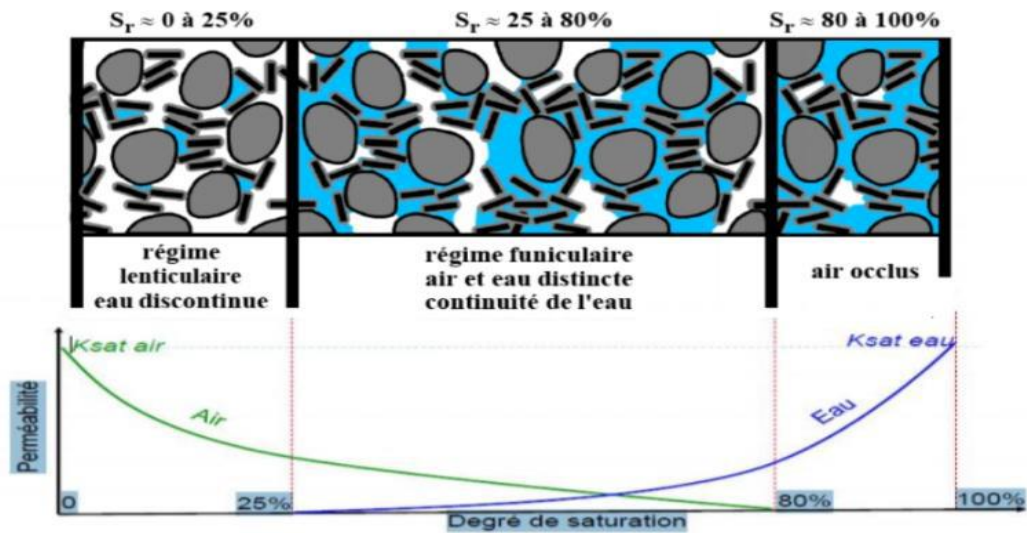


Figure 2.9 Relation entre les coefficients de perméabilité à la saturation de l'eau et de l'air.

$K_{sat\ eau}$  : Coefficient de perméabilité à la saturation de l'eau

$K_{sat\ air}$  : Coefficient de perméabilité à la saturation de l'air

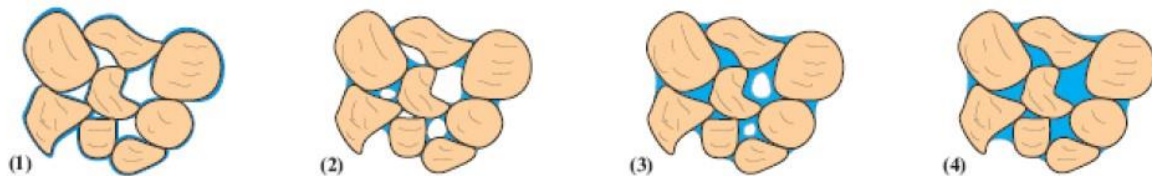


Figure 2.10 Schématisation des différents états hydriques d'un sol :  
1 état hygroscopique, 2 état pendulaire, 3 état funiculaire, 4 état saturation.

Vu l'influence de la température sur le comportement de consistance et de perméabilité des sols, on doit tenir compte surtout dans le cas de l'expérimentation des sols de l'effet d'évaporation de chaque type d'eau dans la structure du sol. La figure 2.11, montre la perte d'eau dans les sols argileux en fonction de la température.

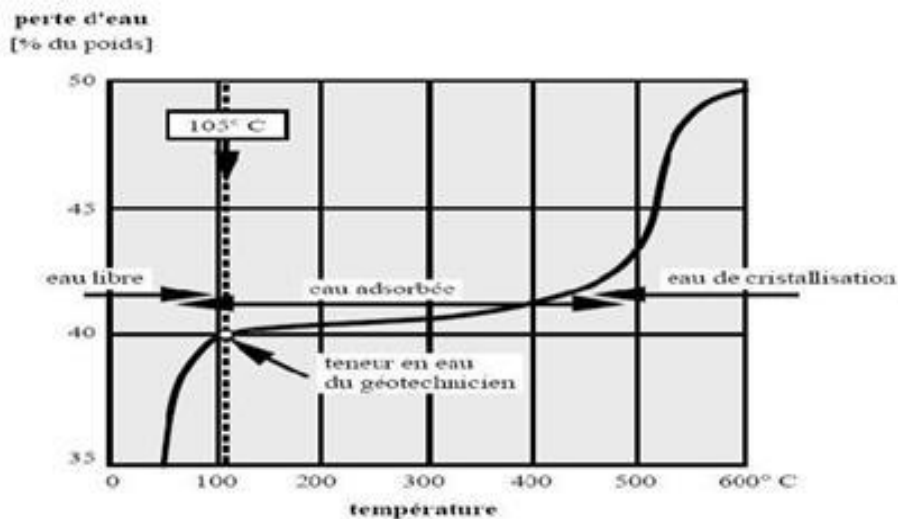


Figure 2.11 Pert d'eau dans les sols argileux en fonction de la température.

## Les différents domaines hydriques

Le long d'un chemin d'imbibition, l'état hydrique du sol varie. On peut définir trois domaines, plus ou moins distincts suivant la nature du sol, figure 2.12 d'après Ruiz (1998).

- Le domaine hygroscopique (1). L'eau se trouve sous forme adsorbée autour des grains. La phase liquide est discontinue alors que la phase gazeuse est continue. La pression de vapeur d'eau de la phase gazeuse n'est pas égale à la pression de vapeur saturante. Les échanges d'eau se font par changement de phase et par filtration de la vapeur.
- Le domaine pendulaire (2). La continuité des phases gazeuse et liquide n'est pas assurée. L'eau forme des ponts liquides entre les grains. La filtration en phase gazeuse reste possible pour les états les plus secs. Lorsque la teneur en eau augmente, la fraction continue de la phase gazeuse diminue ce qui réduit la part de la filtration gazeuse dans les transferts. La filtration de la phase gazeuse n'est plus possible lorsque cette phase n'existe que sous forme de poches occluses. On observe le phénomène inverse dans le cas de la filtration en phase liquide. La part de la filtration liquide dans les transferts est maximale pour les teneurs en eau les plus élevées et diminue avec la désaturation du milieu. La phase gazeuse est quasiment saturée en vapeur d'eau ; il y a donc peu de changement de phase. C'est

dans ce domaine que le phénomène d'hystérésis (différence entre les chemins de drainage et d'imbibition) est le plus marqué.

- Le domaine funiculaire (3). La phase liquide est continue et la phase gazeuse se trouve sous forme de bulles occluses. Les transferts d'eau se font par filtration liquide. La phase gazeuse est complètement saturée en vapeur d'eau ; il n'y a donc plus de changement de phase.
- Le schéma (4) est un cas particulier de ce domaine, il représente l'état saturé dans lequel la phase gazeuse a entièrement disparu. Une illustration des relations degré de saturation-perméabilité-succion avec différents types des sols est présentée à la figure 2.8.

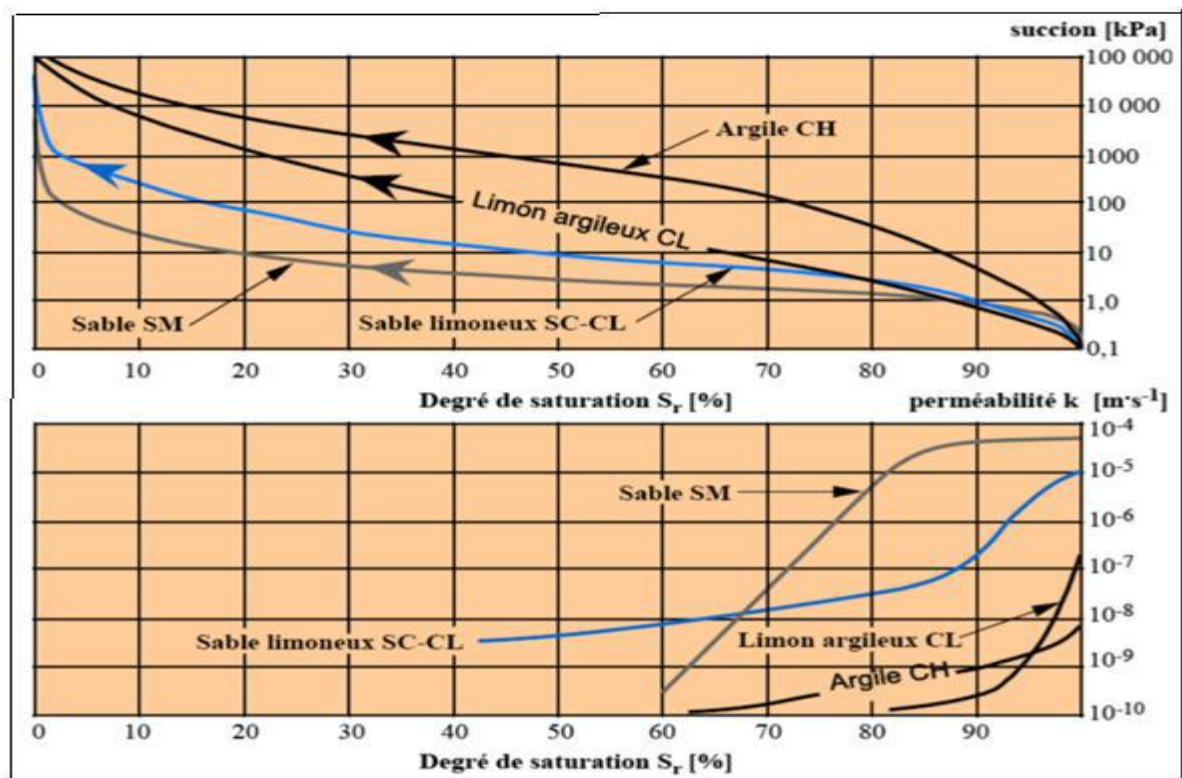


Figure 2.12 Relation degré de saturation-perméabilité-succion avec différents types des sols.

### Propriétés de rétention d'eau

Les propriétés de rétention d'eau d'un sol sont définies à partir de la relation : succion- teneur en eau ou succion - degré de saturation déterminée pour une microstructure rigide ou incompressible.



L'eau capillaire est associée à la pression capillaire ou suction, on admet que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires, figure 2.13. Les tensions superficielles dues aux ménisques engendrent une réaction sur les particules solides. Ces réactions engendrent des contraintes supplémentaires dans le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général. En physique, la loi de Jurin donne la hauteur d'ascension ou dépression d'un liquide dans un tube capillaire. Cette loi a été énoncée en 1717 par le médecin anglais James Jurin. La loi de Jurin-Laplace permet de relier le potentiel capillaire existant au niveau de l'interface air-eau des pores au rayon d'un pore équivalent. Son expression mathématique est :

$$U_a - U_w = \frac{2T\alpha^\circ}{r} \quad (2)$$

Où :  $U_a$  désigne la pression d'air ;  $U_w$  la pression d'eau ;

$T$  la tension superficielle de l'eau (kN/m) ;

$\alpha^\circ$  l'angle de raccordement du ménisque et  $r$  le rayon du tube capillaire.

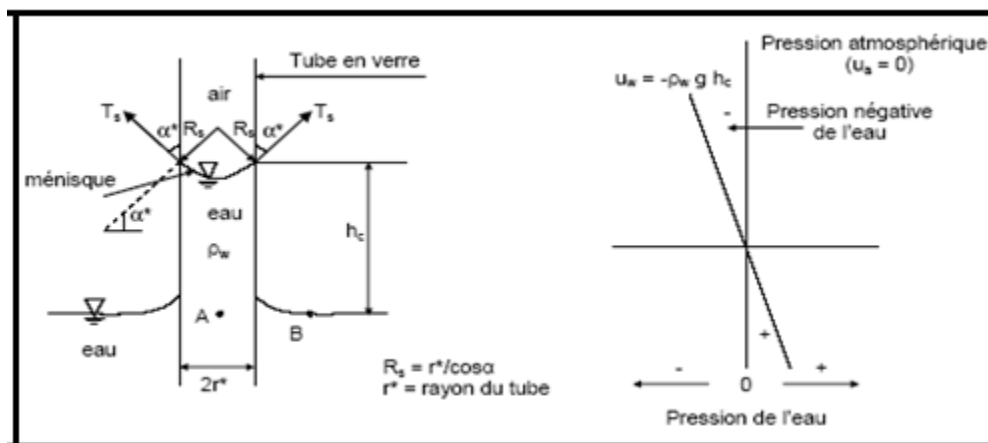


Figure 2.13 Remontée de l'eau dans un capillaire.

La remontée d'un liquide dans un capillaire dépend essentiellement de l'aptitude de mouillabilité du liquide, pour expliquer ce phénomène la figure 2.14, présente la différence entre la mouillabilité de l'eau et du mercure.



Figure 2.14 Aspect mouillabilité et capillarité dans les tubes

## La succion dans les sols

Dans les sous-paragraphe précédents, il est clairement mentionné qu'entre les sols saturés et les sols non saturés, il y'a la notion de succion qui est introduite. La définition de cette notion est complexe, on peut estimer que ce sont les forces de capillarité entre les grains et la tension superficielle du film d'eau autour des grains qui déterminent un potentiel de matrice et qui tend à retenir l'eau. La tension de succion du sol peut être exprimée en unités de pression ou en hauteur d'eau. Elle diminue quand la teneur en eau augmente, c'est à dire la saturation augmente, et s'annule quand le sol est totalement saturé..

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores (Silvai, 1966). D'après Bakkari A. (2007) la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel. La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés. La succion du sol peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à 106 kPa pour un sol séché à l'étuve. [Arsenie I-M., 2009]

**La succion totale du sol** est la somme de deux composantes principales: la succion matricielle et la succion osmotique.

## **La succion matricielle**

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale dans le cas des sols non plastique. En plus de l'affinité de l'eau avec le sol, c'est le rayon des pores qui est déterminant. C'est ce qui explique la différence de hauteurs des remontées capillaires dans les sols. Il est à tenir compte que de sa part, la succion matricielle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante d'adsorption (succion capillaire et succion adsorption).

## **La succion capillaire**

La succion capillaire est due à la différence entre la pression d'air et la pression d'eau qui se traduit à l'échelle d'un pore, par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau, elle est caractérisée par la loi de Jurin. Concernant la succion d'adsorption, dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico – chimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et donc, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

## **La succion osmotique**

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, ou dans le cas de sable qui ne contient généralement pas de sels cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle.

**Résumé :** la succion totale est bien la somme des deux composantes principales de succions: matricielle et osmotique. La succion matricielle est la somme de succion capillaire et succion d'adsorption, figure 2.15.

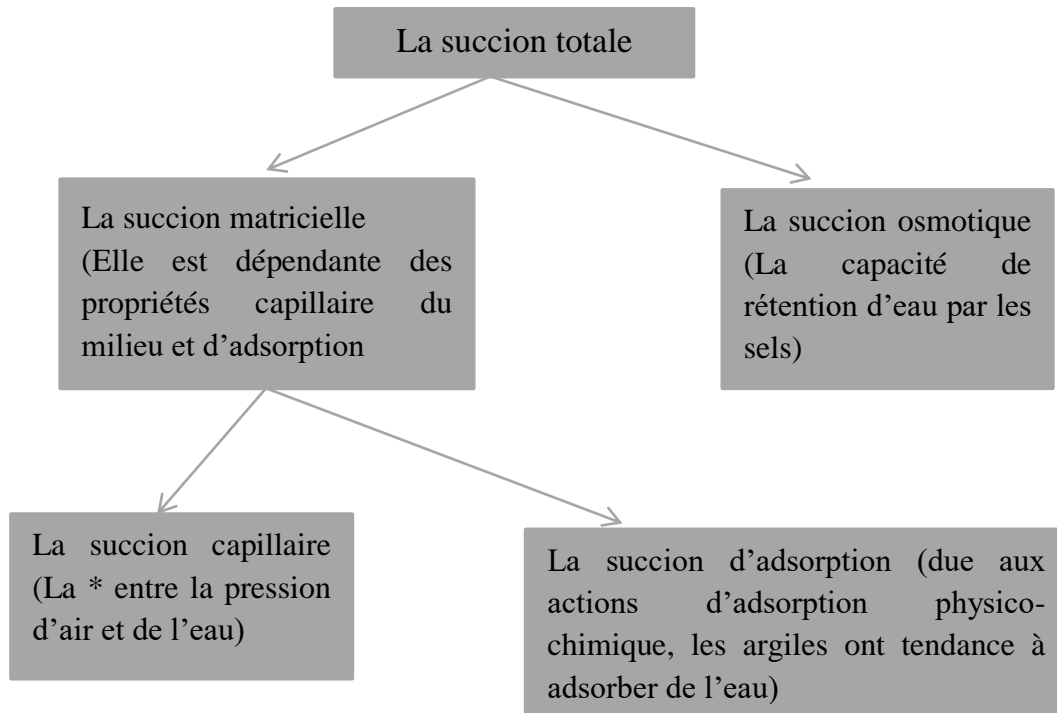


Figure 2.15 Les composantes de succion.

La succion représente l'énergie libre dans un sol sans contrainte extérieure, si l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion s'annule, figure 2.16. En pratique, pour une grande catégorie de sols fins, la succion maximale atteinte à 20 °C de température ne dépasse pas 1 GPa.

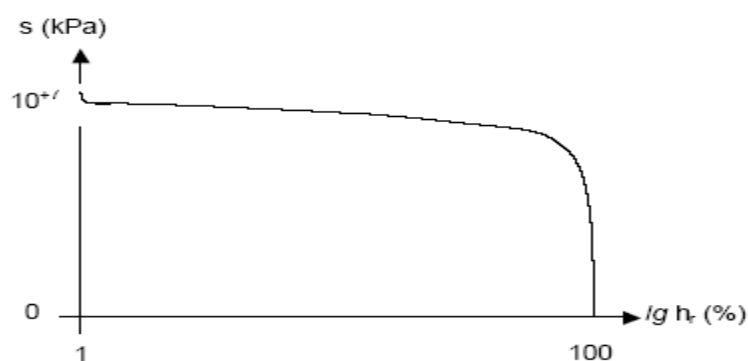


Figure 2.16 a Relation succion humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin.

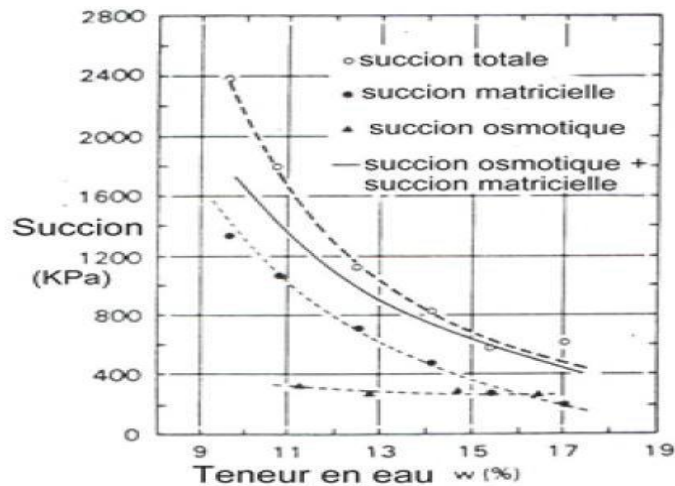


Figure 2.16b Variation des succions en fonction de la teneur en eau pour une argile compacté (Krahn et Fredlund, 1972).

## L'expérimentation et les sols non saturés

L'étude en laboratoire du comportement des sols non saturés a été permise avec le développement depuis les années 1960, d'appareils à suction contrôlée permettant l'étude des aspects volumiques du comportement, ainsi que ceux liés à la résistance au cisaillement. Ces travaux ont été réalisés à l'aide de cellules de compression œnométrique et isotrope, de boîtes de cisaillement et de cellule triaxiale. Le système de contrôle de suction le plus utilisé est basé sur la technique dite de « translation d'axes », mais certains appareils utilisent aussi la technique osmotique, ou la technique de contrôle par phase vapeur.

## Techniques de mesure et de contrôle de la suction

La suction est une grandeur physique difficile à mesurer, diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de méga Pascals. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés. Il existe nombreuses méthodes pour mesurer la suction et la pression capillaire, chacune est applicable que dans une gamme de valeurs données et sous certaines conditions. Ces méthodes sont regroupées en deux catégories selon qu'il s'agit d'une méthode de mesure proprement dite ou d'une méthode d'imposition et de maintien de la pression capillaire à une valeur

prédéterminée. Le tableau 2.3, montre la gamme accessible pour chaque technique de mesure et d'imposition de succion.

Tableau 2.3 Techniques de mesure ou d'imposition de la succion.

Technique	Référence	Gamme de succion appliquée (MPa)	Description
Papier filtre	Garden (1937) ; Fawcette & George (1967)	0-300	Mesure de succion totale et matricielle
Psychromètre	Spanner (1951)	0-8.5	Mesure de succion matricielle
Plaque tensiométrique	Richards & Gardner (1938)	0-0.1	Mesure et Imposition de succion matricielle
Surpression d'air	Richards (1935) & Escario & Saez (1973) ; Villar (1995)	0-14	Imposition de succion matricielle
Solution	Estéban (1990)	8.5-300	Imposition de succion totale

## Techniques de mesure de la succion

### a) Méthode du papier filtre

La méthode du papier-filtre (la norme ASTM D 5298 – 94), est une méthode de mesure de succion simple et pratique, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au 1/10000 de gramme, figure 2.17. Son principe repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau de l'échantillon de sol (ou succion matricielle) et le potentiel matriciel de l'eau du papier filtre sont les mêmes.

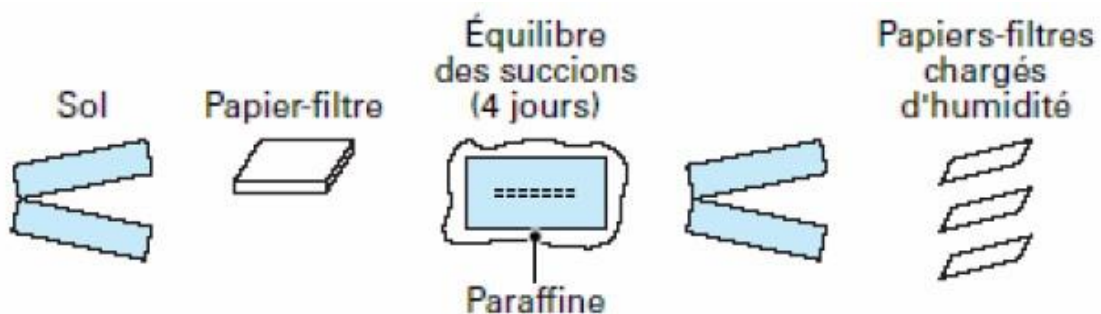


Figure 2.17 Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000).

Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (24 h à plusieurs jours selon la nature du sol) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation: on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un film

plastique, de préférence placer l'ensemble dans une enceinte close. On extrait ensuite les papiers filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10000e grammes. Dans le cas où le papier filtre est en contact avec le sol, on mesure la succion matricielle (énergie pour déplacer la molécule d'eau sous forme liquide), en revanche, s'il n'y a pas de contact, on détermine alors la succion totale du sol (énergie pour déplacer la molécule d'eau par évaporation). Cette méthode permet de balayer une large gamme de succion allant de 103Pa à 106Pa.

La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol. La figure 2.18, présente des courbes obtenues en chemin de séchage (humide) et de remouillage (sec) sur le papier Whatman n° 42, très fréquemment utilisé. On notera qu'il existe plusieurs courbes d'étalonnage suivant les différents auteurs.

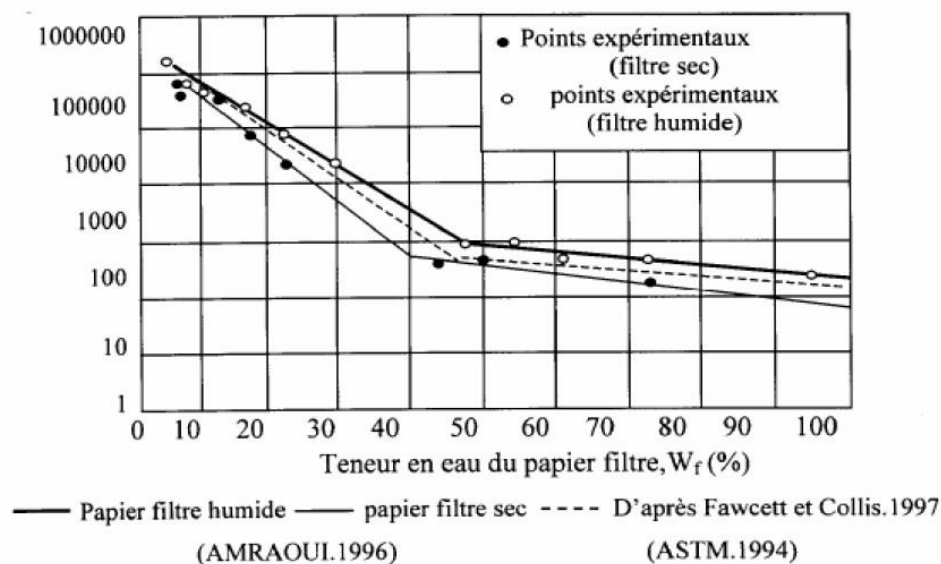


Figure 2.18 Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide  
 Plan Wf, S-Belhachemi 2005

## b) Mesure psychrométrique de la succion

Un psychromètre est un dispositif qui permet de mesurer l'humidité relative d'un sol, et par conséquent, sa succion totale par la loi de Kelvin. Le principe de l'appareil est de mesurer la température d'une goutte d'eau qui s'évapore, cette température étant inférieure à la température ambiante. La différence entre les deux températures est une fonction de l'humidité relative. Il existe deux types de capteurs utilisant chacun un

principe physique différent pour mesurer la température d'évaporation de la goutte d'eau. Il y a les psychromètres à transistors décrits par Richards (1958) cité par Yalçin (1992), et les psychromètres à thermocouple utilisant l'effet Peltier introduits par Spanner (1951), figure 2.19. Cette méthode de mesure est utilisable pour des succions comprises entre 0,1 et 80 MPa.

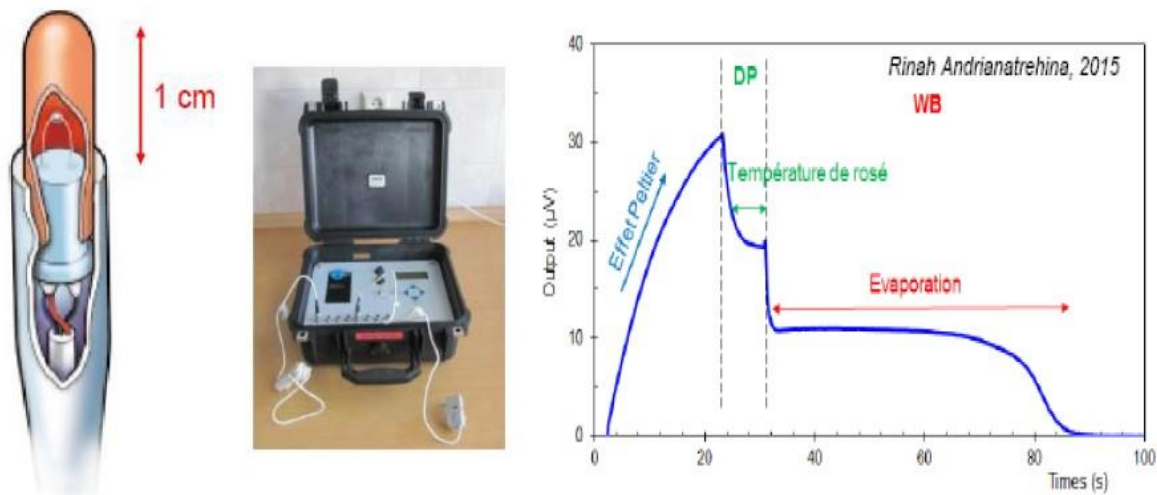


Figure 2.19 Psychromètre et courbes de résultats.

### c) **Mesure tensiométrique de la succion**

La technique la plus répandue et la plus simple est le tensiomètre, illustrée par le schéma de la figure 2.20. C'est une mesure de la pression négative de l'eau sous tension, analogue, dans son principe, à celle des pressions positives; il est cependant nécessaire d'utiliser une pierre poreuse céramique fine, qui doit rester saturée à tout niveau de succion, et qui assure la continuité de l'eau entre le sol non saturé et la chambre du capteur, qui doit rester pleine d'eau. La parfaite saturation de la pierre céramique par de l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre.



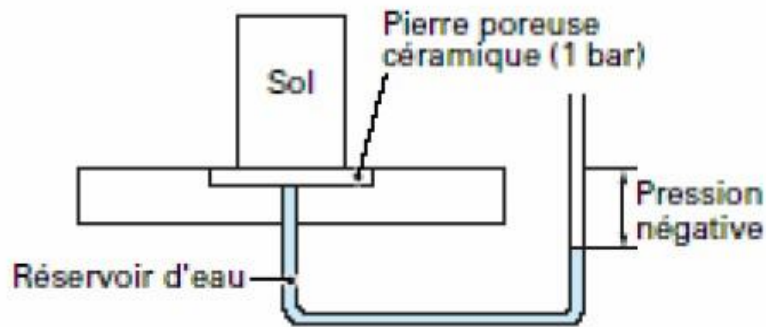


Figure 2.20 Principe de la mesure de la succion par tensiomètre (Delage & Cui, 2000).

La limite classique de 80 kPa, due à l'apparition de la cavitation, a pu être repoussée à une valeur étonnamment élevée de 1500 kPa dans le système tensiométrique mis au point (Ridley & Burland, 1993, cité par Delage & Cui, 2000), présenté sur la figure 2.21. Le principe de ce capteur est de réduire l'épaisseur de la chambre d'eau à une valeur proche du millimètre; il semble que cette petite épaisseur d'eau réduise la probabilité de trouver un noyau (impureté, sel...) permettant l'initiation de la cavitation. L'intérêt majeur de cette extension est de combler le vide qui existait entre le tensiomètre classique (0–80 kPa) et la psychrométrie (> 1 MPa).

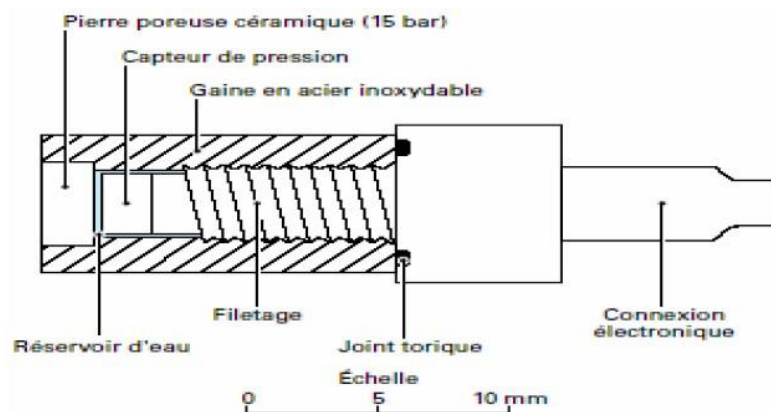


Figure 2.21 Tensiomètre de Ridley et Burland (Delage & Cui, 2000).

## Techniques de contrôle de la succion

### – Technique de contrôle osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. [Fleureau J.M. et Siba K-S].

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes 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 confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1 000 à 20 000g/mole, (Il s'agit de masses molaires en gramme, mais l'usage veut que l'on ne mette pas d'unité.)

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 mise en œuvre de la technique osmotique pour la détermination de la rétention d'eau se fait suivant le principe de la figure 2.22. Cette technique permet de balayer une gamme de succion variant de 50 KPa à 9MPa.

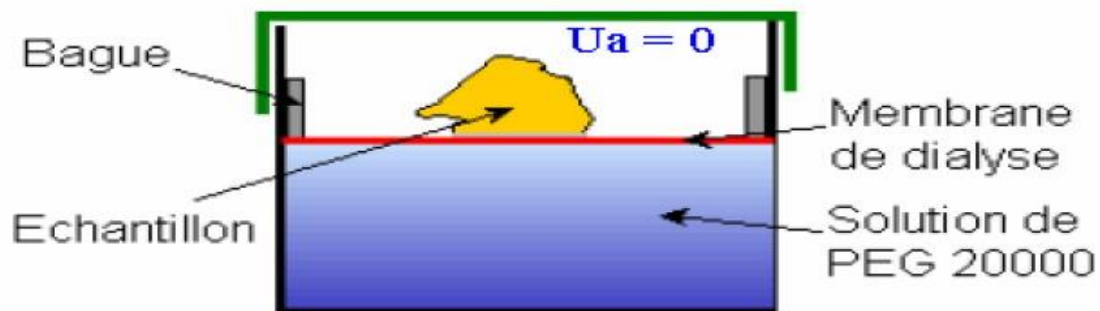


Figure 2.22 Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).

#### – Application de la méthode osmotique

Deux solutions de polyéthylène glycol, PEG6 000 et 20 000 sont utilisées pour couvrir une gamme de succion allant de 50 kPa jusqu'à 9 MPa.

Pour chaque solution de PEG, on utilise une membrane semi-perméable adéquate, les membranes semi-perméables sont définies par leur poids moléculaire obstacle MWCO : Molecular WeightCut-Off, tableau 2.4.

Tableau 2.4 Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées

PEG	Membrane correspondante	MWCO	Epaisseur moyenne	Succion max atteinte (MPa)
PEG 6000	SPECTRA / POR N°3	3500	47 $\mu\text{m}$	9
PEG 20000	SPECTRA / POR N°4	14000	40 $\mu\text{m}$	15

Pour les succions inférieures à 6,25 MPa, la relation est linéaire et prend la forme simple, déterminée à partir de la courbe d'étalonnage, figure 2.23.

Donc la relation linéaire est :  $S \text{ (MPa)} = 11C^2$ , pour des succions  $S < 6.25 \text{ MPa}$  (Delage & al, 1998).

Avec : S : Succion(MPa)

C : concentration de PEG exprimée en gramme de PEG par gramme d'eau.

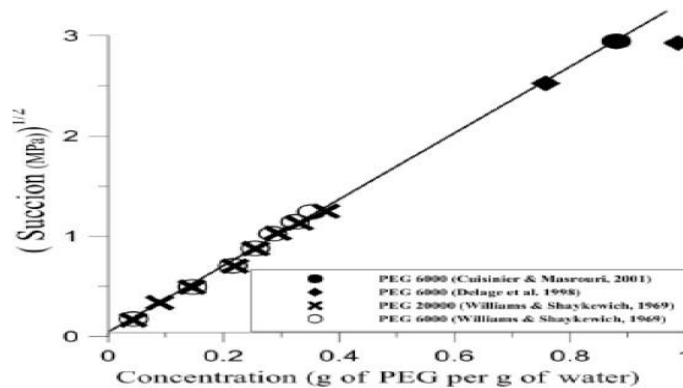


Figure 2.23 Relation entre succion et concentration (Delage & Cui 2000)

### – Mode opératoire de la méthode osmotique

Afin de bien réaliser l'essai d'imposition de la succion par la méthode osmotique, on doit suivre la procédure suivante :

- Préparer la concentration du PEG avec 500 g d'eau distillée. Cette quantité est suffisamment afin que les variations de volume de la solution lors du drainage humidification, n'influencent pas sur la valeur de la succion imposée.
- Mettre dans un agitateur mécanique jusqu'à disparition des cristaux de PEG.
- Ajouter quelques grammes d'acide benzoïque dans la solution afin d'éviter l'effet des bactéries présentes dans le sol (pouvant détériorer la membrane).
- Laisser reposer la solution pendant 48 h avant de commencer les essais; ce délai est indispensable pour la stabilisation de sa densité.

- Dans le cas du PEG 2000, fixer la membrane par une bague (en PVC) tout en assurant un contact parfait entre la solution et la membrane. Eviter toute présence de bulles d'air afin de garantir la continuité des échanges entre la solution et l'échantillon.
- Poser les échantillons sur la membrane correspondant au PEG 20000.
- Dans le cas du PEG 6000, la membrane correspondante est de forme tubulaire ce qui a nécessité l'introduction d'une forme spirale afin de ne pas écraser les échantillons.
- Introduire les échantillons et fermer les bouts de telle façon que la solution du PEG n'entre pas à l'intérieure de la membrane.
- Mettre les membranes à l'intérieur d'un béccher de forme rectangulaire tout en assurant un bon contact entre la solution du PEG 6000 et la membrane.
- Finalement, couvrir les bécchers par des films plastiques afin d'éviter toute évaporation dans les deux cas du PEG 20000 et 6000.
- La figure 2.24, présente le dispositif expérimental de l'essai avec chaque type de membrane et le PEG correspondant.



Figure 2.24 Présentation de l'essai pour les deux PEG, selon Bendi ouis A, 2005.

### Remarque

Cette méthode, est une application directe du principe de l'osmose, elle impose la succion matricielle. La macromolécule classiquement utilisée est le polyéthylène glycol (PEG). Le poids moléculaire du PEG le plus fréquemment utilisé est de 6 000 ou de 20 000 Da (1 Dalton (Da) =  $1,6605 \cdot 10^{-24}$ g).

Il est possible de trouver dans la bibliographie quelques résultats d'utilisation de PEG 1 500 ou 4 000. La succion maximale imposable est d'environ 1,5MPa avec du PEG 20 000. Delage et al. (1998) indiquent avoir atteint une succion maximale de 9 MPa avec du PEG 6000 et de 12, 6 MPa avec du PEG 1 500.

### **Méthode des solutions salines (contrôle par phase vapeur)**

La technique de contrôle de succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin, qui consiste à placer un échantillon de sol dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur.

$$\Psi = -\gamma_w \frac{RT}{Mg} \ln\left(\frac{P}{P_0}\right) \quad (3)$$

$\Psi$ : Potentiel hydrique,

R : La constante des gaz parfaits ( $R= 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$ ),

T : La température absolue ( $^\circ\text{K}$ ),

M : La masse molaire de l'eau ( $M= 18,016 \text{ g/mol}$ ),

$\rho_w$  : La masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ ),

P : Pression atmosphérique,

$P_0$  : Pression initial,

g: l'accélération de la pesanteur,

Les transferts d'eau s'effectuent sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est assez long. Elle dépend de la taille de l'échantillon et de la valeur de la succion imposée (trois semaines en moyenne pour des échantillons d'argile verte). On peut faire avancer les échanges en utilisant une pompe pneumatique qui fait circuler plus rapidement l'air dans l'atmosphère confinée. 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 2.25.

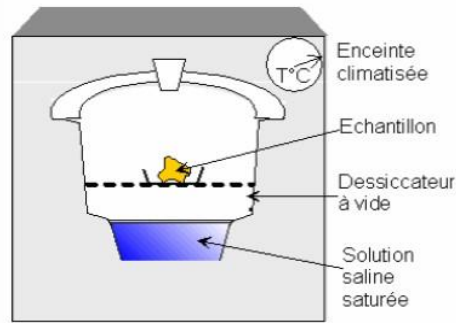


Figure 2.25 Contrôle de succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004)

Cette méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur, même avec l'aide d'une pompe pneumatique. Il faut éliminer la condensation de gouttes d'eau se formant sur les parois du dessiccateur car elles peuvent tomber sur les échantillons retardant de cette façon l'état d'équilibre. Il est préférable d'utiliser cette technique en conditions de température contrôlée à 20 °C. Pour cette raison on place souvent l'ensemble dessiccateur et la solution saline saturée dans un bain qui reste à une température de 20° C. Le tableau 2.5, présente les valeurs de succion en fonction des différents sels.

Tableau 2.5 Relation succion - humidité relative – masse du sel.

Solution saline saturée	Masse du sel/500 ml de solution (g)	Humidité relative mesurée (%)	Succion (MPa)
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	111	97	4.23
ZnSO <sub>4</sub> .7 H <sub>2</sub> O	-	91.3	12.6
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	375.66	81	29.9
NaCl	360	76	38.15
NaNO <sub>2</sub>	410.75	66	57.76
Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	82.8	55	82.8
K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	137.8	44	137.8
KCH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub>	182.1	20	182.1
KOH	331.9	9	331.9
CuSO <sub>4</sub>	200	95	7.13
Kcl	345	85	22.59
NH <sub>4</sub> , Cl	375	78	5.54
CH <sub>3</sub> COOH	Liquide	48	102.02
CaCl <sub>2</sub> , 6H <sub>2</sub> O	730	32,5	156.22

### Technique de Contrôle par plaque tensiométrique

La plaque tensiométrique figure 2.26, consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau,

connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau,  $S = \rho \cdot g \cdot h = \gamma_w \cdot h$ . Ce système permet d'avoir une excellente précision aux très faibles succions, entre 0 et 10 kPa (1 m d'eau). Dans des conditions normales, l'eau ne peut être mise sous tension que jusqu'à la limite imposée par la cavitation, qui est de l'ordre de 80 kPa pour une eau naturelle, ce qui définit la gamme tensiométrique (0-80 kPa).



Figure 2.26 Principe de la plaque tensiométrique (Fleureau, 2005).

### Contrôle par translation d'axes (L'appareil de Richards)

Il s'agit d'une cellule étanche à l'air dont la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique, figure 2.27. Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ( $U_w = 0$ ).

La pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, on impose artificiellement une valeur de succion positive :  $s = U_a - U_w$ .

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait

rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

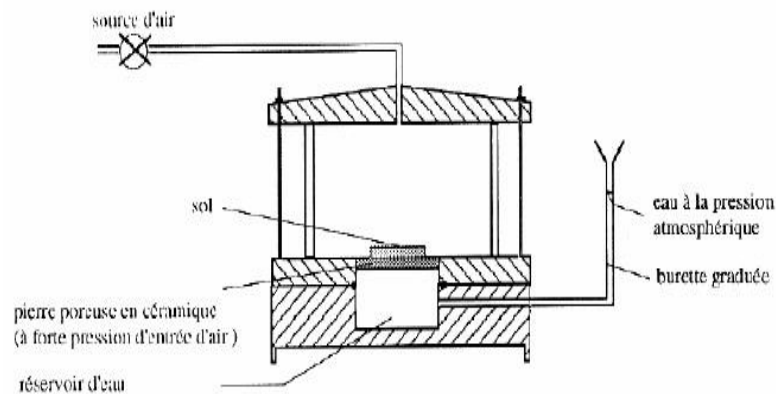


Figure 2.27 Cellule de Richards, contrôle de succion par translation d'axe (Alshihabi, 2002).

Le principe de translation d'axes a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (œdomètres, triaxiaux, boîtes de cisaillement). L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé.

### Récapitulatif des méthodes de contrôle des succions au laboratoire

Les figures ci-dessous 2.28 et 2.29 montrent les schémas des dispositifs de contrôle de succion et les complémentarités entre les différentes techniques, quant au tableau 2.5, il présente la gamme de variation des différentes succions.



## Méthodes de contrôle de la succion au laboratoire

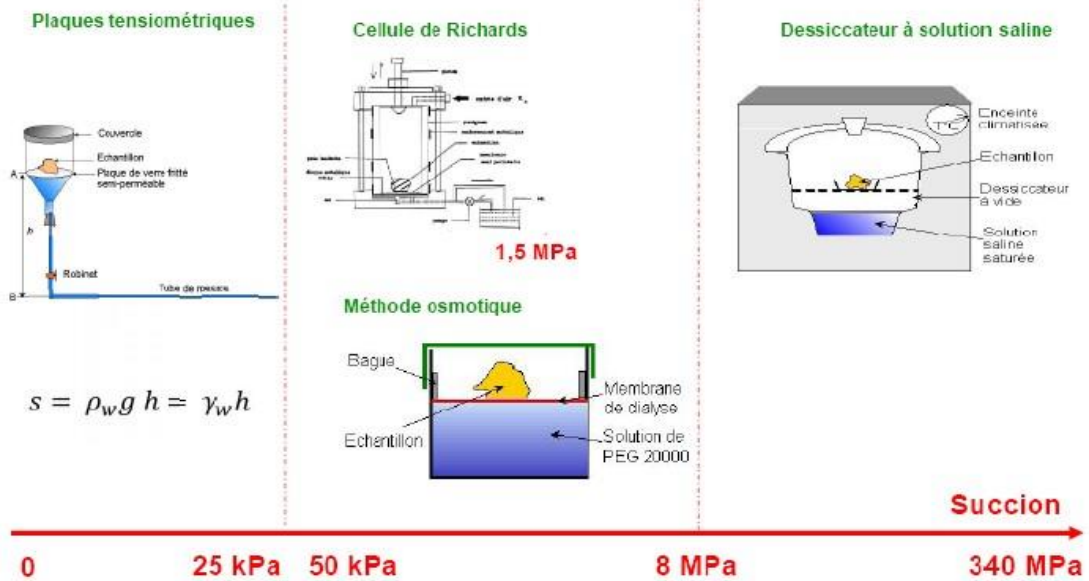


Figure 2.28 Schémas des dispositifs de contrôle de succion.

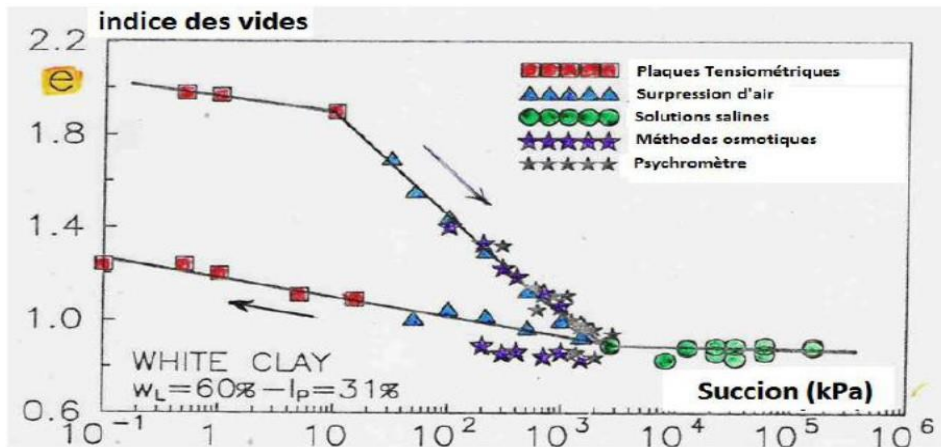


Figure 2.29 Complémentarités entre les différentes techniques, cours unsat Oran2018

Tableau 2.6 Gamme de variation des différentes succions.

Méthode	Composante de succion mesurée	Gamme de succion (kPa)
Tensiomètre à eau	-Pression négative de l'eau dans le sol -Succion matricielle (pression d'air dans le sol est atmosphérique)	0 → 90
Tensiomètre miniature	-Succion matricielle (en contact) -Succion totale (sans contact)	0 → 1500
Tensiomètre osmotique	-Succion matricielle	0 → 1500
Psychromètre	-Succion totale	300 → 7000
Papier filtre	-Succion matricielle (en contact) -Succion totale (sans contact)	1 → 10000
Translation d'axe	-Succion matricielle	0 → 1500
Capteur à dissipation de chaleur	-Succion matricielle	0 → 400

### Relation teneur en eau-succion - Courbe de rétention d'un sol

L'augmentation de la succion d'un sol c'est-à-dire sa dessiccation, provoque une diminution de sa teneur en eau, l'eau ne pouvant plus être retenue par les forces matricielle et osmotique. En revanche, la réduction de la succion provoque une humidification du sol. La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par la détermination des courbes de rétention d'eau, qui en constituent une caractéristique essentielle. Ces courbes sont déterminées en soumettant un échantillon à un cycle de séchage et de remouillage par application de paliers de succion croissante, puis décroissante. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme « logarithme de la succion/teneur en eau », figure 2.30.

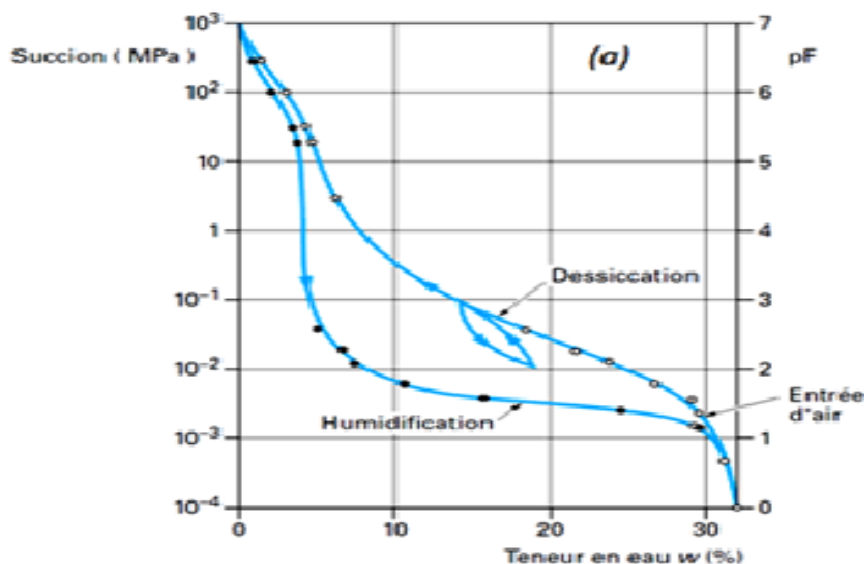


Figure 2.30 Courbe de rétention d'un sable argileux Delage et Cui 2001.

La courbe de rétention est une grandeur macroscopique fondamentale en physique du sol car elle exprime l'influence de la structure, de la porosité et de l'adsorption sur l'état de l'eau du sol. Cette courbe exprime la capacité du sol à attirer et/ou retenir l'eau en fonction de la succion exercée par application de paliers de succion croissante, puis décroissante, le plus souvent à l'aide de la cellule de Richards [Delage P. et al. 2000]. La courbe de rétention d'eau d'un milieu poreux est un outil conceptuel permettant d'appréhender son comportement hydrique sur toute l'étendue de la gamme de succions qui est généralement prise entre 0 kPa (état saturé) et 106 kPa (état supposé sec). Cette courbe caractérise la capacité de rétention de la phase solide sur la phase liquide pour une température  $T$  constante et un indice des vides  $e$  supposé constant. Elle exprime, soit la teneur en eau massique ou volumique, soit le degré de saturation, en fonction de la succion. L'échelle de l'axe des abscisses (succions) est généralement considérée en coordonnées logarithmiques de base 10.

On peut noter ici que si l'indice des vides est supposé constant, l'utilisation de la teneur en eau ou du degré de saturation est équivalente (ces deux variables sont proportionnelles). La courbe de rétention peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec. On parlera de courbe de désorption dans le premier cas et de courbe de sorption (courbe d'adsorption) dans le second (Fleureau et al, 2002). L'augmentation de la pression interstitielle négative est associée à une diminution de la teneur en eau et du volume de l'échantillon. La forme de la courbe de rétention est affectée par la structure du sol principalement pour les faibles valeurs de succion  $S$ . La figure 2.31 montre les allures classiques de courbes de rétention pour différents types de sol. Les argiles, que l'on trouve souvent dans un état lâche, ont donc une teneur en eau de saturation bien plus élevée que celle des sols plus grenus (limons, sables). La teneur en eau de saturation  $W_{sat}$  est inversement proportionnelle à la compacité.

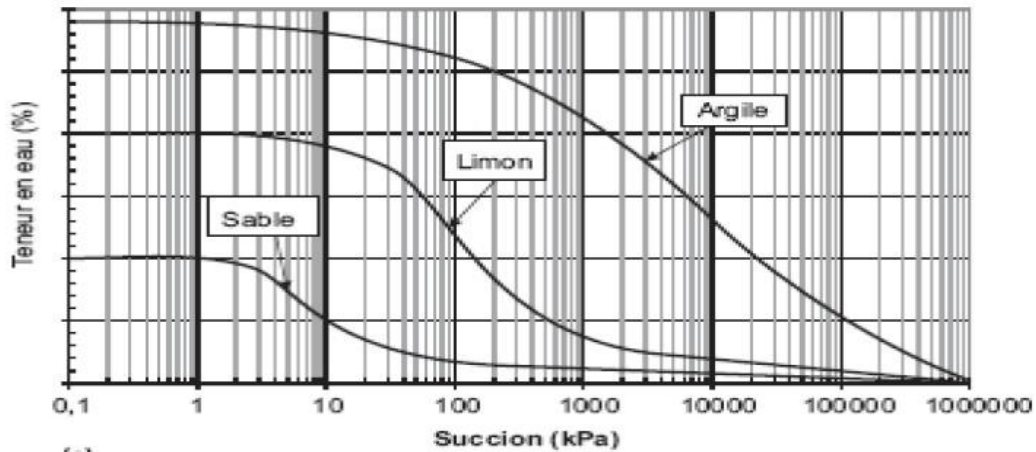


Figure 2.31 Courbe caractéristique pour différents types de sols, Hillel, 1988

### **Le point de flétrissement**

Le point de flétrissement est le point à partir duquel la plante sent le manque d'eau. Il intervient lorsque l'eau présente dans les microporosités du sol, les capillaire ne peut plus être absorbée par les poils absorbants des racines des végétaux : la force de succion des capillaire est supérieure à la pression osmotique résultant de l'évapotranspiration. Bien entendu, le point de flétrissement varie si l'on tient compte de la nature des végétaux.

### **Courbe de rétention d'eau, Pf**

Pour un sol donné, des variations du degré de saturation vont entrainer des variations des valeurs de succion. Qui seront différentes suivant le type de sol. Il est important, pour chaque sol, de connaître ces variations de la succion en fonction de la teneur en eau qui correspondent à la courbe de rétention d'eau, également appelée courbe de succion, ou de pF, figure 2.32.

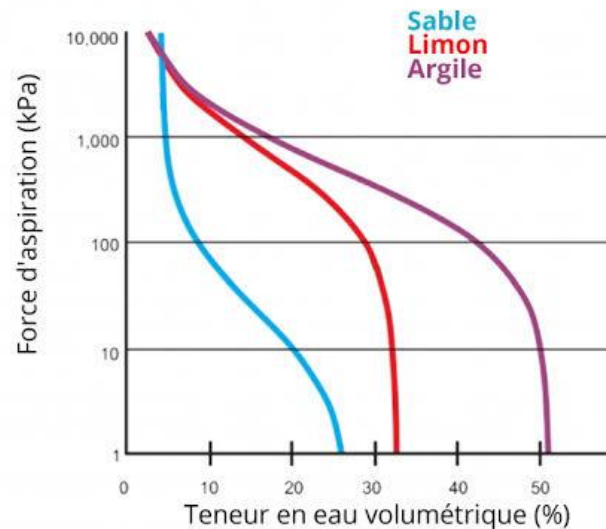


Figure 2.32 Courbe de pF

### Points caractéristiques de la courbe de rétention

Les paramètres qui permettent de caractériser à première vue la courbe de rétention d'un sol sont : le point d'entrée d'air  $\Psi^b$ , les teneurs en eau à saturation ( $\theta_s$ ) et teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ ).

**a) Le point d'entrée d'air ( $\Psi^b$ )** est la succion à partir de laquelle le sol n'est plus saturé et les pores les plus larges commencent à se vider [Weynants M., 2005 ; Fredlund D.G. et Xing A., 1994].

**b) La teneur en eau saturée ( $\theta_s$ )** la teneur en eau correspond au point d'entrée d'air.

**c) La teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ )** est la teneur en eau à partir de laquelle la phase liquide n'est plus connexe et l'eau ne circule plus : elle reste piégée dans les pores non connectés. Quelle que soit la valeur du gradient de charge, il est impossible de faire circuler l'eau, donc, la conductivité hydraulique est nulle.

Il est à constater sur la figure 2.33, l'influence de la plasticité sur la teneur en eau saturé et la valeur d'entrée d'air.

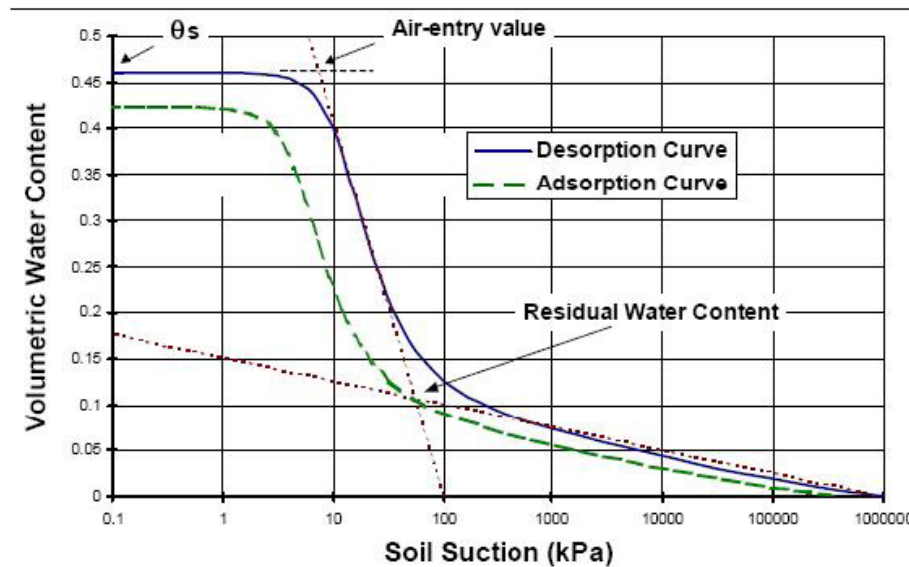


Figure 2.33 Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M. D. Fredlund et al.1997).

### Le phénomène d'hystérésis

Si on détermine expérimentalement les courbes de rétention d'un même matériau en désorption et en sorption, on met en évidence que les chemins de drainage et d'imbibition ne sont pas confondus, figure 2.34. Il n'existe donc pas, dans le cas général, de relation biunivoque entre la succion et sa variable conjuguée (la teneur en eau par exemple). Il est à noter que le chemin parcouru lors du séchage se situe au-dessus du chemin d'imbibition, ce qui met en évidence un phénomène d'hystérésis : elle n'est pas identique pour une imbibition et un drainage. La zone comprise entre les deux courbes d'imbibition et de drainage peut être atteinte en appliquant, par exemple, une diminution de succion, à partir d'un point de la courbe de séchage, ou une augmentation de succion à partir de la courbe de remouillage.

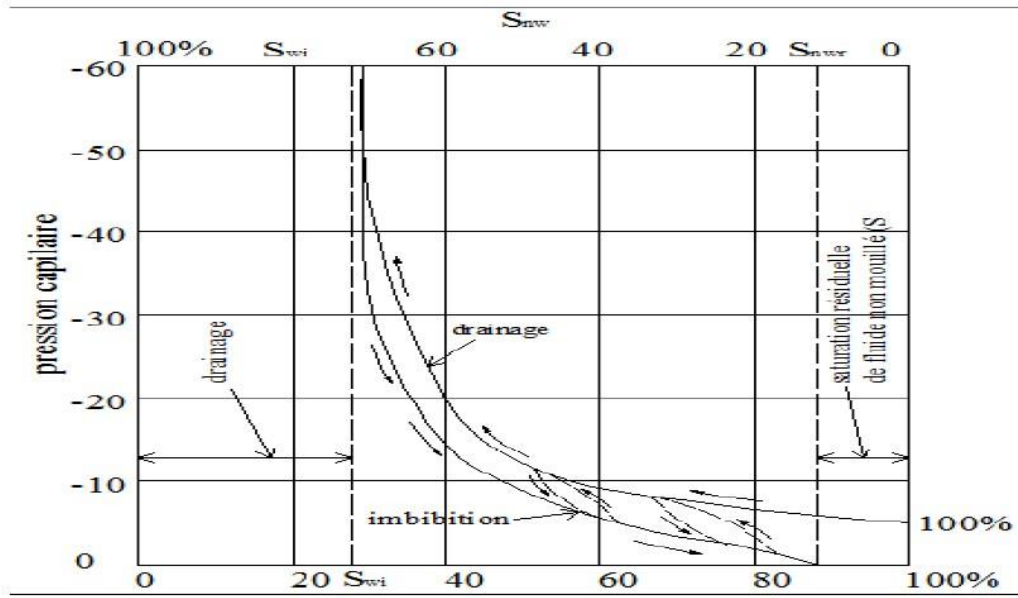


Figure 2.34 Le phénomène d'hystérésis

## Chapitre 3. Essais de caractérisation

### Introduction

Afin de bien comprendre la nature du sol de la région de Boulhef Dyr, une synthèse des caractéristiques géotechniques, de l'aspect du relief, de la topographie du site et des contraintes et risques du site d'étude sont présentés dans ce mémoire.

Concernant le volet expérimental, deux groupes d'essais seront accomplis dans ce mémoire, le premier concerne les essais de caractérisation, nécessaires à l'identification géotechnique des sols testés, Le second relatif aux essais de compressibilité à l'odomètre et aux essais de succions, dans l'objectif de déterminer la susceptibilité du gonflement du sol étudié. Une synthèse des résultats avec interprétation de chaque essai est présentée. La démarche suivie dans ce chapitre nous a permis d'avoir une base de données très utiles des sols de la région de Boulhef Dyr.

### Aspect géotechnique du site et matériaux d'étude

L'étude du plan d'occupation du sol, montre des différences liées aux formations géologiques, à la qualité géotechnique des sols, au relief et aux conditions hydrogéologiques (présence d'eau souterraine) et hydrologiques (ravin, Oueds, zone inondables) et des dégradations du sol dues à l'érosion. Ces constatations donnent une idée sur le choix des terrains à aménager.

Une campagne de reconnaissance du site d'étude, suivie d'une réalisation de six points de sondage, montre que le site présente des risques naturels liés essentiellement au réseau hydrographique conjugué à la nature du sol tendre et très peu résistant, ce qui provoque des glissements dans les zones sensibles et une érosion très active. Cette situation nécessite des aménagements spécifiques à fin de remédier à ce phénomène. Six sondages ont été réalisés par l'entreprise LNHC de Oum elbouaghi indiquent les formations suivantes :



- Sondage 1 : de 6 m de profondeur, Argile limoneuse sombre friable massif,
- Sondage 2 : de 6 m de profondeur, Argile avec alluvion sombre friable massif,
- Sondage 3 : de 3 m de profondeur, Argile graveleuse avec des galets,
- Sondage 4 : de 5 m de profondeur, Argile limoneuse jaunâtre à beigeâtre,
- Sondage 5 : de 6 m de profondeur, Argile limoneuse beigeâtre avec des galets,
- Sondage 6 : de 6 m de profondeur, Argile limoneuse jaunâtre plus inclusions blanchâtre.



Figure 3.1 Obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électriques de haute tension

## Topographie et réseau hydrographique du site

La connaissance au préalable de la topographie d'un site avant son urbanisation est primordiale, car la déclivité du terrain exprimée en pourcentage permet d'avoir une idée sur les volumes des terrassements et la nature des constructions à implanter. Ces éléments constituent des indices importants sur les coûts de réalisation et les aspects techniques de différentes constructions que peut recevoir le terrain (VRD et création des murs de soutènements, dressage, etc. ...). Dans un cadre général, la topographie du site en question est représentée par pentes allant de 0 % à supérieur à 3%.

La zone d'étude se caractérise par un réseau hydrographique dense composé essentiellement de ravins et ravineaux qui prennent leurs débuts dans les montagnes environnantes vers la grande dépression qui correspond à la plaine, plusieurs paramètres conditionnent la formation de ce réseau à savoir :

- La grande différence d'altitude (montagne-plaine).
- La nature des sols fragile et peu résistante au élément d'érosion.
- Couvert végétal très peu dense.

Les oueds importants dans le site se caractérisent par des largeurs variables ainsi que des profondeurs importantes, ce qui nécessite leurs aménagements.

## Protocole expérimental et essais de caractérisation

L'étude expérimentale de ce thème de recherche sur le comportement des sols de la région de Boulhef Dyr, nécessite l'utilisation de dispositifs bien instrumentés et des modes opératoires fiables. A cet effet, un programme expérimental spécial regroupant divers essais de caractérisation est proposé. Parmi les six sondages réalisés, des échantillons de sols de trois sondages sont choisis dans la présente étude. Les sondages choisis sont : S1, S3, et S5. Le tableau 3.1 ci-dessous récapitule le programme expérimental.

Tableau 3.1 Programme des essais de caractérisation

Numéro de l'essai	Nom de l'essai	Nature de l'essai	Nome utilisée
1	Granulométrie	Tamissage	NF P94-056
		Sédimentométrie	NF P94- 057
2	Essais de consistance	Limite de liquidité	NF P 94-052-1
		Limite de plasticité	NF P 94-051
		Indices de plasticité	NF P94-051
		Indices de liquidité	NF P 94-051
		Indices de consistance	NF P 94-051
3	Activités du sol		NF P 94-051
4	Densités spécifiques des grains solides		NFP 94-068
5	Essai au bleu de méthylène (VBS)		NF P94-054
6	Surface spécifique		
7	Essais de calcimétrie		NF P 94-048
8	Essais de PH		
9	Essais Proctor	Proctor normal	NF P94-093
10	Essais CBR	CBR immédiat	NF P 94 078
		CBR immersion	

## Procédure de réalisation de la granulométrie

L'analyse granulométrique est l'opération consistant à étudier la répartition de différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille, ...) Habituellement, elle fournit les proportions de grains de différents diamètres ; cette analyse se fait par tamisage et par sédimentation ; En fonction de la dimension et du

nombre des grains composant un granulat, on dénomme les granulats, fines, sables, gravillons ou caillou. La distribution des particules solides en fonction de leurs diamètres équivalents moyens est représentée par la courbe granulométrique en coordonnées semi-logarithmiques. Elle est notamment une des bases de la classification des sols.

Le matériau sera séché à l'étuve à une température maximale de 105 degré C. on emboite les tamis les uns sur les autres, dans un ordre tel que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Sous le tamis de 80 $\mu$ , on place un fond plein étanche qui permettra de récupérer les fillers pour une analyse complémentaire par sédimentométrie. Un couvercle sera disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage. Le matériau étudié est versé en haut de la colonne des tamis et sera procédé au tamisage à l'aide d'une tamiseuse électrique, figure 3.2. Le temps de tamisage dépend de la charge de matériau à tamiser.

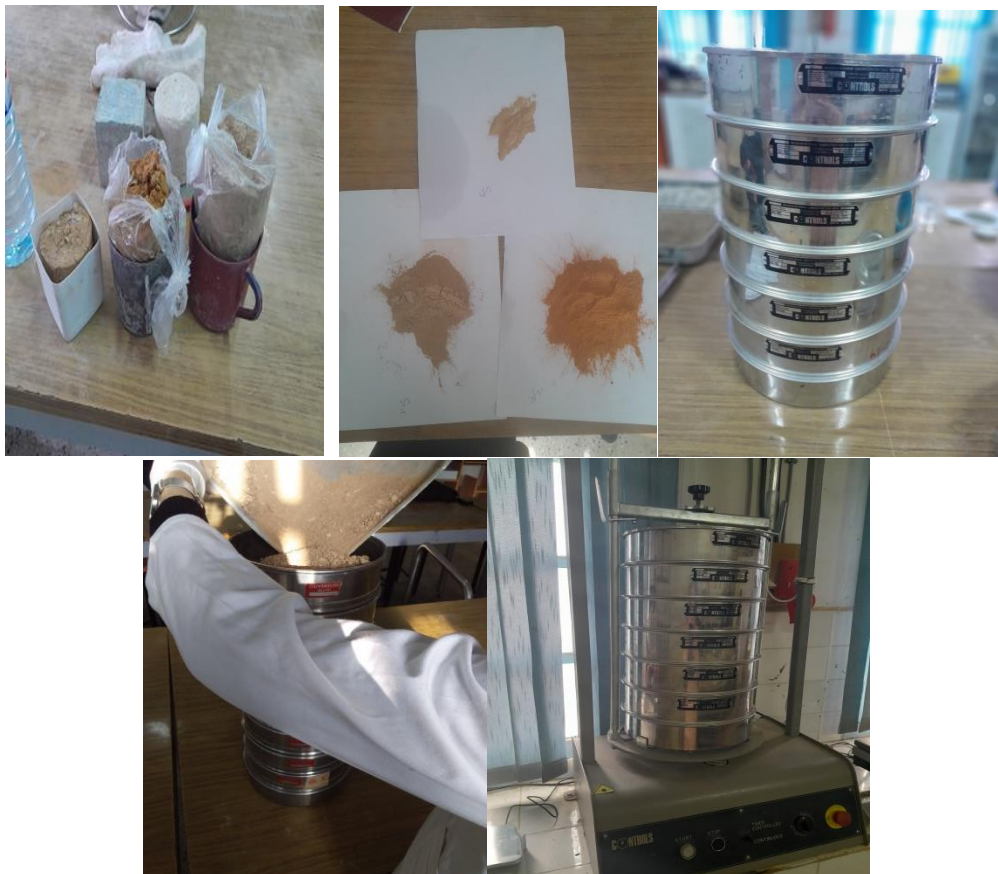


Figure 3.2 Réalisation de l'essai de granulométrie par tamisage

À propos de l'analyse granulométrique par sédimentométrie, Figure 3.3, elle complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ( $\phi \leq 80\mu\text{m}$ ) à l'aide de la loi de Stokes. On parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, En plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm<sup>3</sup> de forme torpille avec des graduations.
- Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifiée de 0 à 10000 tr/min, et un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.
- Un défloculant permet la séparation des grains (hexamétaphosphate de sodium).
- Un thermomètre gradué en 1/40 de degrés.
- Un chronomètre donnant la seconde.



Figure 3.3 Réalisation de l'essai de granulométrie par sédimentométrie

## Résultats de l'analyse granulométrique

Le tableau 3.2 et la figure 3.4 montrent des résultats de l'analyse granulométrique des sols testés :

Tableau 3.2 Granulométries des sols

	Diamètre (mm)	Tamisât		
		Sol 1	Sol 2	Sol 3
Tamisage	2,0	100	100	100
	1,25	98,26	93,94	94,48
	1,0	96,38	89,49	90,46
	0,8	86,05	77,82	81,0
	0,63	77,47	67,57	71,4
	0,5	52,77	57,82	63,92
	0,315	39,76	42,03	53,8
	0,2	29,53	33,39	42,62
	0,08	14,62	22,97	32,98
Sédimentométrie	0,075	14,44	22,78	32,57
	0,055	14,03	22,49	32,3
	0,038	13,74	22,01	31,76
	0,025	13,44	21,25	31,08
	0,017	12,27	20,58	29,89
	0,012	11,56	18,67	27,18
	0,0085	9,97	16,57	24,17
	0,006	8,26	14,76	20,16
	0,004	7,09	12,75	17,46
	0,003	6,14	10,65	15,26
0,002	4,91	7,03	9,84	

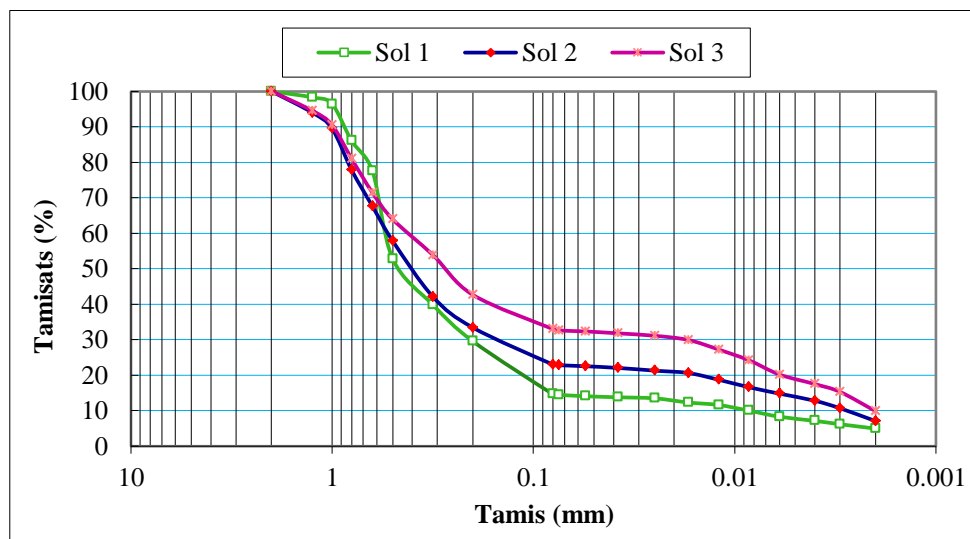


Figure 3.4 Courbes granulométriques des sols

À partir des courbes granulométriques des sols obtenues, on détermine :

**D10** = diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

**Sol 1** : = 0,0085.

**Sol 2** : = 0,003.

**Sol 3** : = 0,002.

**D30** = diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant

**Sol 1** : = 0,2.

**Sol 2** : = 0,15.

**Sol 3** : = 0,018.

**D60** = diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant

**Sol 1** : = 0,55.

**Sol 2** : = 0,52.

**Sol 3** : = 0,40.

### Détermination des coefficients d'Uniformité et le coefficient de Courbure

#### – Coefficient d'uniformité $C_u$

Ce coefficient dit de Hazan permet de caractériser de façon quantitative l'étalement de la courbe granulométrie, tableau 3.3 Ce coefficient est déterminé avec la formule

suisant :  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

Tableau3.3 classification de sol selon coefficient d'uniformité

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	granulométrie étalée.
$C_u \leq 200$	granulométrie très étalée.

$$\text{Sol 1 : } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,55}{0,0085} = 64,71$$

$20 < C_u \leq 200$   $\Rightarrow$  Le sol 1 est a granulométrie étalée.

$$\text{Sol 2 : } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,52}{0,003} = 173,33$$

20 < C<sub>u</sub> ≤ 200 ⇒ Le sol 2 est à granulométrie étalée.

$$\text{Sol 3 : } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,40}{0,002} = 200$$

C<sub>u</sub> ≤ 200 ⇒ Le sol 3 est à granulométrie très étalée.

Ce coefficient nous permet d'écrire la forme de la courbe granulométrie entre D<sub>10</sub> et D<sub>60</sub>, selon la formule suivante :

$$C_c = \frac{D(30)^2}{D_{10}.D_{60}}$$

$$\text{Sol 1 : } C_c = \frac{0,2^2}{0,0085 \cdot 0,55} = 8,51$$

$$\text{Sol 2 : } C_c = \frac{(0,15)^2}{0,003 \cdot 0,52} = 14,42$$

$$\text{Sol 3 : } C_c = \frac{(0,018)^2}{0,002 \cdot 0,40} = 0,405$$

C<sub>c</sub> > 3, les sols 1 et 2 sont mal gradués.

1 < C<sub>c</sub> < 3, le sol 3 est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée.

Sans prédominance d'une fraction particulière, tableau 3.4.

Tableau 3.4 Récapitulatif des caractéristiques de l'analyse granulométrique du sol d'étude

	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
Sol 1	0,0085	0,2	0,55	64,71	8,51
Sol 2	0,003	0,15	0,52	173,33	14,42
Sol 3	0,002	0,018	0,40	200	0,405

Les pourcentages de la fraction argileuse pour les sols testés seront comme suit:

**Sol 1:** % < 2μ = 4,91, **Sol 2:** % < 2μ = 7,03, **Sol 3:** % < 2μ = 9,84

## Essais de consistance des sols

Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol et les limites entre ces états, ces derniers appelés limites d'Atterberg ou de consistance (NF P94-051). En fonction des teneurs en eau, un sol intact ou remanié se présente suivant des consistances variables. Les limites d'Atterberg permettent de prévoir le

comportement des sols fins pendant les phases de terrassement et / ou lorsqu'ils sont sollicités mécaniquement. L'objectif des essais de consistance est de déterminer les teneurs en eau situées à la frontière entre l'état solide, l'état plastique et l'état liquide, figure 3.5.

Ces limites sont :

- limite de Liquidité :  $W_L$  (frontière entre état plastique et liquide)
- limite de Plasticité :  $W_P$  (frontière entre état solide et plastique).

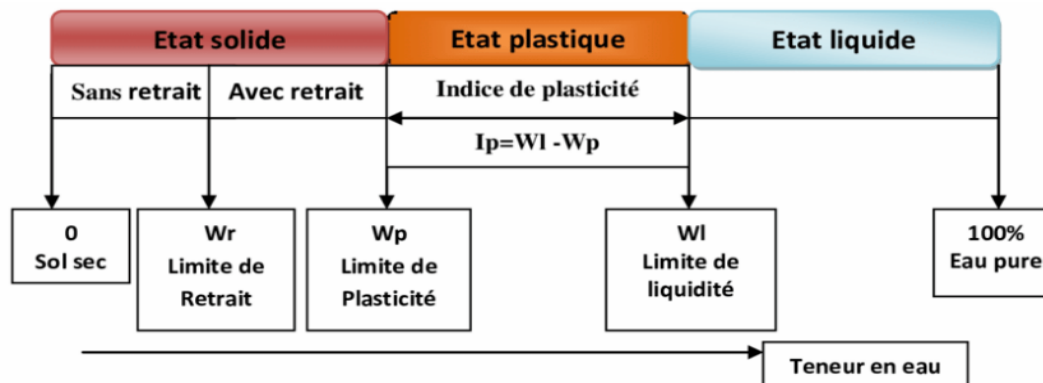


Figure 3.5 : Etats de sol et limites d'Atterberg.

## Limite de liquidité

Pour la limite de liquidité on utilise un appareil conforme aux spécifications qui porte le nom de Casagrande. Cette limite  $W_L$  est la teneur en eau  $W$  en (%) qui correspond à une fermeture des deux extrémités du sol dans la coupelle de Casagrande à 25 coups. A propos de la présente étude expérimentale la procédure est comme suit :

### Détermination de la limite de liquidité $W_L$

- Prélever trois échantillons d'environ 300 g chacun
- A l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène.
- Remplir la coupelle par une couche d'argile remanie.
- On trace une rainure (entaille) de 13 mm à l'aide d'un outil en forme de V
- On imprime à la coupelle des chocs semblables (hauteur de chute 10 mm sur une base de caoutchouc) en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 12 à 13 mm de longueur.



- Mesurant alors la teneur en eau de la pâte on prélevant une tranche de masse d'environ 10 g.
- Cette procédure sera répéter afin d'obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables, figure 3.6.



Figure 3.6 Appareil de Casagrande et accessoires

- On trace le nombre de coups en fonction de la teneur en eau, on constate respectivement de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques lorsque le nombre de coups compris entre 15 et 35. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à 25 coups sur le graphique, arrondir la valeur au nombre entier le plus près.  $WL = W (N/25)^{0.121}$

W: la teneur en eau correspond à N coups

N : nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres

Tableau3.5 Résultats d'essais des limites de liquidité

Essai N°	1	2	3
Nombre des coups	24	26	34
Poids Total humide(g)	44,94	46,47	46,95
Poids Total sec (g)	42,08	43,20	43,85
Poids de l'eau(g)	2,86	3,17	3,10
poids de la tare(g)	33,50	33,68	33,69
Poids sec(g)	8,58	9,52	10,16
Teneur en eau (%)	33,33	33,29	30,51
W <sub>L</sub> (%)	33,16	33,44	31,66
W <sub>L</sub> moy(%)	32,75		

### Détermination de la limite de plasticité W<sub>p</sub>

La limite de plasticité W<sub>p</sub> est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20 mm de longueur au moment où son diamètre atteint 3 mm.

La procédure expérimentale est la suivante :

- Prélever trois échantillons d'environ 30 g d'argile
- Assécher les échantillons jusqu'à ce qu'ils soient possible d'en façonner une boule qui ne colle pas au doigt.
- Rouler les échantillons sur la surface de roulement avec la paume de la main de manière à obtenir un rouleau d'environ 10 mm de diamètre
- Diviser les rouleaux en deux parties égales
- Rouler de nouveau cette partie entre la paume de la main et la surface de roulement avec une légère pression afin d'obtenir un rouleau d'environ 3 mm de diamètre uniforme sur toute sa longueur.
- Lorsque le rouleau de 3 mm de diamètre brise ou effrités en morceaux on les places dans un récipient afin de déterminé sa teneur en eau. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite, figure3.7.



Figure 3.7 Détermination de la limite de plasticité  $W_p$

Tableau 3.6 Résultats d'essais des limites de plasticité

Essai	1	2	3
Masse totale humide(g)	34,73	34,37	35,04
Masse totale sèche (g)	34,62	34,24	34,86
Masse de la tare(g)	33,68	33,48	33,88
Masse sèche(g)	0,94	0,56	0,98
Masse d'eau(g)	0,11	0,13	0,18
Teneur en eau ( $W_p$ ) %	11,70	23,21	18,36
$W_p$ %	17,76		

### Indices de plasticité

L'indice de plasticité est donné par la relation suivante :  $I_p = w_L - w_p$

**Sol 1** :  $I_p = 33,16 - 11,70 = 21,46\%$

**Sol 2** :  $I_p = 33,44 - 23,21 = 10,23\%$

**Sol 3** :  $I_p = 31,66 - 18,36 = 13,30\%$

Les valeurs de l'indice de plasticité classent les sols en question comme un sol **moyennement argileux**, et le sol 2 est un sol faible argileux figure 3.8.



Figure 3.8 Nature du sol selon l'indice de plasticité

On aura donc pour :

**Le sol 1** :  $w_L = 33,16\%$  et  $I_p = 21,46\%$  ;

**Le sol 2** :  $w_L = 33,44\%$  et  $I_p = 10,23\%$  ;

**Le sol 3** :  $w_L = 31,66\%$  et  $I_p = 13,30\%$  ;

Il est à noter que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de la fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux. D'après la classification proposée par l'abaque de Casagrande et les positions des trois sols sur l'abaque figures 3.9 à 3.11, on constate que les sols testés sont des **argiles peu à moyennement plastique, ce sont des montmorillonites**.

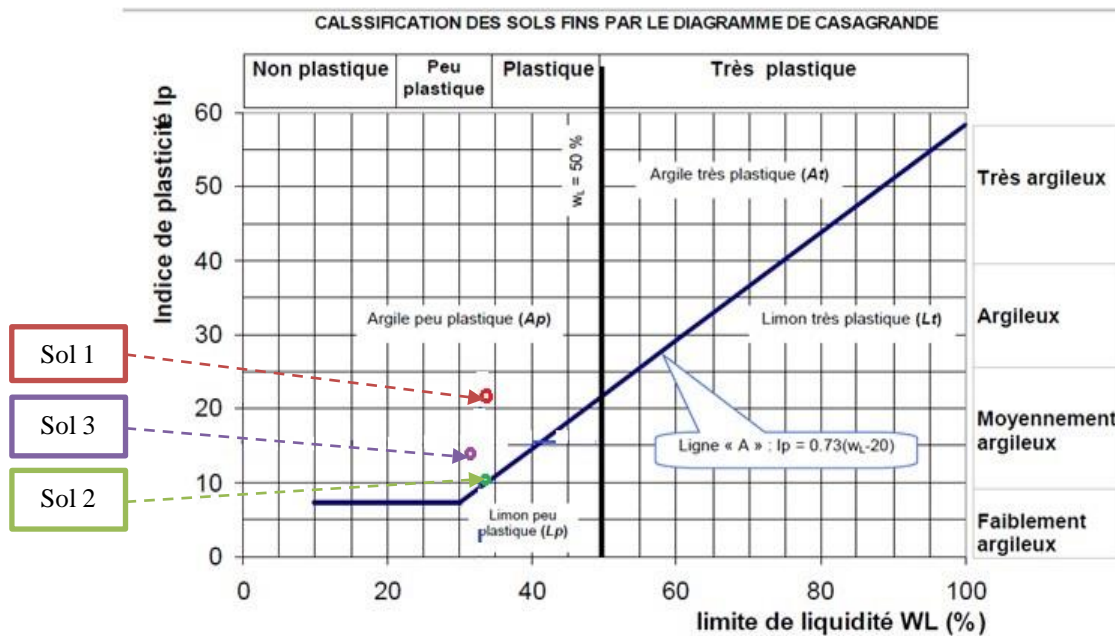


Figure 3.9 Positionnement des sols testés sur l'abaque de Casagrande

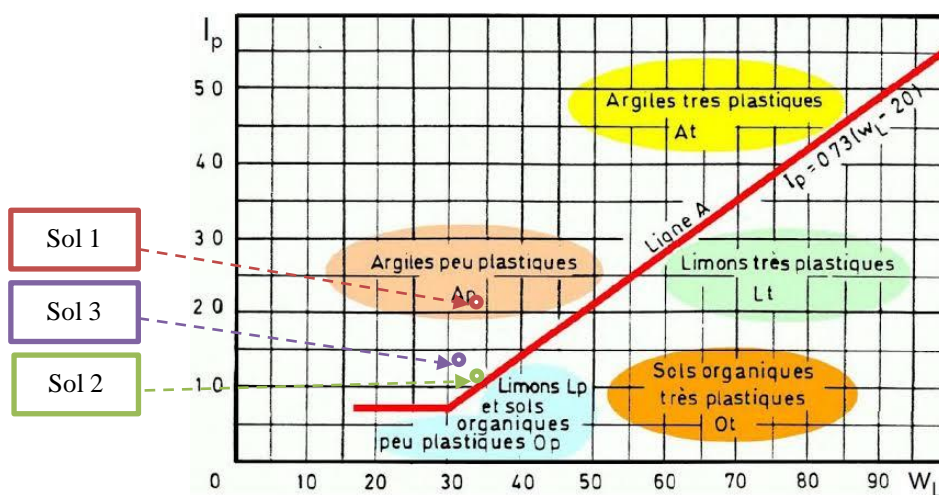


Figure 3.10 Abaque de plasticité de Casagrande (simplifiée).

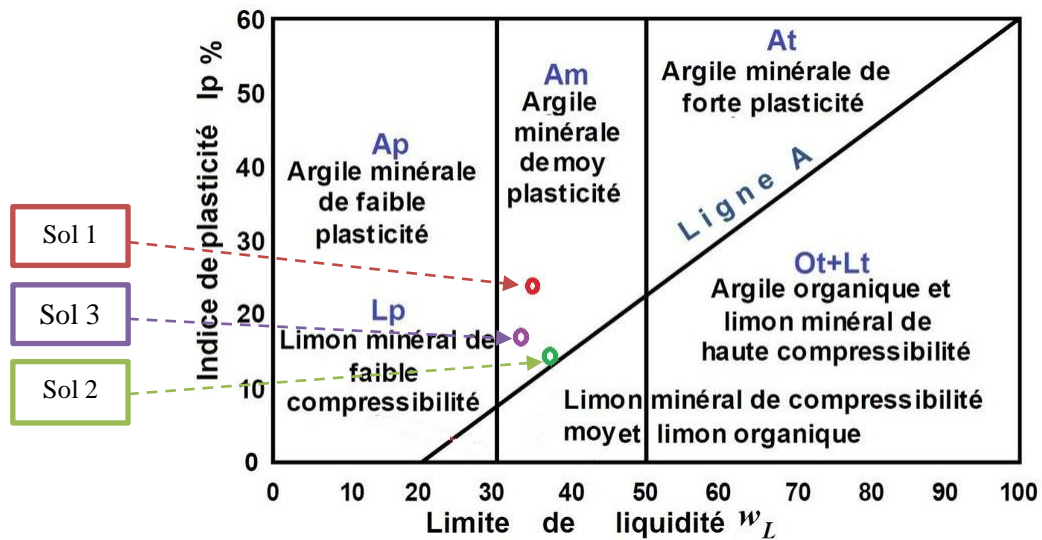


Figure 3.11 Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.

### Détermination de l'indice de liquidité ( $I_L$ )

Ce paramètre permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on compare la teneur en eau naturelle in situ d'un sol à ses limites de plasticité et de liquidité :

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (4)$$

Les teneurs en eau naturelle de sol  $W_0$ :

**Sol 1** : 14% ;

**Sol 2** : 17% ;

**Sol 3** : 15% ;

On aura donc pour:

$$\text{Sol 1} : I_L = \frac{14 - 11,70}{21,46} = 0,107$$

$$\text{Sol 2} : I_L = \frac{17 - 23,21}{10,23} = 0,607$$

$$\text{Sol 3} : I_L = \frac{15 - 18,36}{13,30} = 0,253$$

### Détermination de l'indice de consistance ( $I_C$ )

L'indice de consistance donne une idée sur la structure des sols testés, le tableau 3.7 illustre la variation de la consistance des sols en fonction de  $I_C$ .

$$I_C = \frac{WL - W_0}{I_p}$$

Tableau 3.7 Classification de l'indice de consistance

$I_C$	Consistance
$I_C < 0$	Liquide
$0 < I_C < 0.25$	Pâteuse ou très molle
$0.25 < I_C < 0.5$	Molle
$0.5 < I_C < 0.75$	Ferme
$0.75 < I_C < 1$	Tés Ferme
$I_C > 1$	Dure

**Sol 1** :  $I_C = \frac{33,16 - 14}{21,46} = 0,893$ , c'est une argile très ferme ;

**Sol 2** :  $I_C = \frac{33,44 - 17}{10,23} = 1,607$ , c'est une argile dure

**Sol 3** :  $I_C = \frac{31,66 - 15}{13,30} = 1,253$ , c'est une argile dure

### Détermination de l'activité des sols

Les propriétés de plasticité des argiles dépendent essentiellement de la fraction argileuse ( $\% < 2 \mu\text{m}$ ). Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. L'activité des argiles  $A_C$ , définie par Skempton(1948) comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses  $A_C = I_p / (\% < 2 \mu\text{m})$ . Ce paramètre dépend principalement de la nature minéralogique du sol.

$$A_C = I_p / \% < 2 \mu\text{m} \quad (5)$$

On aura pour :

**Sol 1** :  $AC = 21,46 / 4,91 = 4,38$ .

**Sol 2** :  $AC = 10,23 / 7,03 = 1,45$ .

**Sol 3** :  $AC = 13,30 / 9,84 = 1,35$ .

D'après la classification donnée par le tableau 3.8 et la classification du Skempton, (1984), tableau 3.9, il est clair que les 3 types des sols sont classés comme des Montmorillonites donc ce sont des argiles actives.

Tableau 3.8 La classification de l'activité des sols

Nature	Activité d'argile
Argile inactive	$Ac < 0.75$
Argile normale	$0.75 < Ac < 1.25$
Argile active	$Ac > 1.25$

Tableau 3.9 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984)

Selon l'activité d'argile	Classification du minéral
0,33 à 0,46	Kaolinite
0,90	Illite
1,50	Montmorillonite Ca 2+
7,20	Montmorillonite Na 2+

### Densité spécifique des grains solides

Le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol, représente le poids volumique des grains du sol.

$$\gamma_s = \frac{w_s}{V_s} \quad (6)$$

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balance de précision, figure 3.12. La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

$$\gamma_s = \frac{m_1 \cdot \rho_{eau}}{m_0 - m_3} \text{ (g/cm}^3\text{)} \quad (7)$$

Avec:

$M_0$  : Masse de l'eau

$M_1$  : Masse des grains solides

$M_2$  : Masse d'eau + grains solides

$M_3$  : (masse d'eau + grains solides) - masse des grains solides



Figure 3.12 Matériel utilisé dans l'essai de poids spécifique par pycnomètre

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées au tableau 3.10.

Tableau 3.10 Résultat l'essai de Poids spécifique de sol

Essais	1	2	3
Masse de pycnomètre(g)	158.18	158.38	158.38
Masse d'eau(g) ( $m_0$ )	498.82	498.66	498.62
Masse d'échantillon(g) ( $m_1$ )	23.66	19.17	18.54
Masse d'eau +échantillon(g) ( $m_2$ )	512.82	510.62	509.62
Masse ( $m_3$ )	489.16	491.45	491.08
Masse spécifique ( $g/cm^3$ )	2.44	2.65	2.45

On aura pour :

$$\text{Sol 1 : } \gamma_s = \frac{23,66 \cdot 1}{498,82 - 489,16} = 2,44 (g/cm^3)$$

$$\text{Sol 2 : } \gamma_s = \frac{19,17 \cdot 1}{498,66 - 491,45} = 2,65 (g/cm^3)$$

$$\text{Sol 3 : } \gamma_s = \frac{18,54 \cdot 1}{498,62 - 491,08} = 2,46 (g/cm^3)$$

### Essai au bleu de méthylène (VBS)

L'essai au bleu de méthylène est une méthode couramment utilisée en géotechnique pour évaluer la qualité des sols et leur potentiel de rétention d'eau. Cet essai permet de déterminer la teneur en argiles et en matériaux fins dans un échantillon de sol. L'essai caractérise l'activité des argiles contenues dans les sols. Il est utilisé également pour quantifier de manière sûre et simple la propreté des granulats. Appelé aussi l'essai au bleu, utilisé en géotechnique pour déterminer l'argilosité d'un sol. Elle est mesurée sur la fraction 0/5mm et exprime en grammes de bleu par cent grammes de la fraction 0/50mm du sol sec étudié, elle est notée valeur au bleu de méthylène du sol « VBS ».

### Objet de l'essai

L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que :

- la quantité d'argile qu'il contient est importante ;



- cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique élevée et qu'elle est abondamment chargée.

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

### **Manipulation**

- Tamiser l'échantillon de sol au tamis 5 mm et prélever une masse.
- Verser un échantillon d'environ 30 gr de sol sec dans le Bécher et ajouter 500g de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge.
- Agiter, sans arrêt, le mélange à l'aide de l'agitateur.
- Ajouter 5 cm<sup>3</sup> de bleu de méthylène dans le Bécher.
- Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre.
- Si la tache centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en bleu de Méthylène.
- On recommence l'essai cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.
- Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5 jusqu'à 3 cm ce que le teste soit positif, figure 3.13 et 3.14.



Figure 3.13 Tache référence d'essai bleu de méthylène.



Figure 3.14 Les étapes de l'essai bleu méthylène

## Présentation des résultats

Dans la présente étude, l'essai est réalisé sur les trois échantillons. Les résultats sont représentés sur le tableau 3.11.

Tableau 3.11 Résultats de l'essai bleu méthylène.

Désignation		U	SOL 1	SOL 2	SOL 3
La masse du sol	$m_{h1}$	g	30,9	31,1	31,3
La masse de l'eau	$m_{h2}$	g	1,85	1,65	2,05
La masse du bleu	$m_{h3}$	g	1,05	0,75	1,25
La masse de sol + eau + bleu	$m_{h4}$	g	32,75	32,75	33,35
La masse de sol + l'eau	$m_{h5}$	g	31,7	32	32,1
Le volume de bleu utilisé	V	cm <sup>3</sup>	105	75	125
$W = \frac{m_{h4} - m_{h1}}{m_{h1}}$		(%)	5,99	5,31	6,55
$m_0 = \frac{m_{h5}}{1+w}$		g	29,91	30,39	30,13
$B = V * 0,01$		g	1,05	0,75	1,25
$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$		(%)	24,37	20,31	4,15

Avec :

$m_{h1}$  = La masse du sol en gramme

$m_{h2}$  = La masse de l'eau en gramme

$m_{h3}$  = La masse du bleu en gramme

$m_{h4}$  = La masse de sol + eau + bleu en gramme

$m_{h5}$  = La masse de sol + l'eau en gramme

$V$  = Le volume de bleu utilisé en  $cm^3$

$w = \frac{m_{h4} - m_{h1}}{m_{h1}}$  — teneur en eau de l'échantillon soumis à l'essai (0/5 mm) ;

$m_0 = \frac{m_{h5}}{1+w}$  — masse sèche de la prise d'essai ;

$B = V * 0,01$  — masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) ;

$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$

Tableau 3.12 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène

Valeur de VBS	valeur de bleu de méthylène
$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau, sol sableux
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq V_{BS} < 2,5$	sol sable argileux, peu plastiques
$2,5 \leq V_{BS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq V_{BS} < 8$	sol argileux
$V_{BS} > 8$	sol très argileux



Figure 3.15 Nature du sol selon VBS

D'après le tableau 3.12, ci-dessus, les sols testés sont classés comme mentionnés au tableau 3.13.

Tableau 3.13 Classement des sols selon Valeur de VBS.

Echantillon	Valeur de VBS	Intervalle Valeur de VBS	Nature du sol selon Ic
Sol 1	24,37	$VBS > 8$	Sol très argileux
Sol 2	20,31	$VBS > 8$	Sol très argileux
Sol 3	4,15	$2,5 \leq VBS < 6$	Sol limoneux argileux de plasticité moyenne

## Constatation

L'indice de plasticité et la valeur de bleu d'un sol sont des paramètres qui mesurent l'argilosité. Il existe des corrélations entre les valeurs de bleu d'un sol et son indice de plasticité pour les sols cohérents. L'indice de plasticité est un paramètre plus sensible que la valeur de bleu pour des sols moyennement à très argileux. Enfin l'indice de plasticité est à la fois un paramètre d'identification et de comportement du sol qui définit l'intervalle de teneur en eau dans lequel le sol reste souple et déformable tout en conservant une certaine résistance au cisaillement.

## Surface spécifique

La surface spécifique est une des caractéristiques liées au type et à la quantité d'argile, à la teneur en eau, à la minéralogie, à la capacité d'échange cationique et à la limite de liquidité. Elle est aussi utilisée pour interpréter les potentiels de retrait - gonflement et la susceptibilité au gel. La surface spécifique est calculée par la relation :

$$Sp=20.93.VBS$$

D'après la classification de Mitchell (1993) Tableau 3.14, les sols S1, S2 ET S3, sont classés comme mentionnés au tableau 3.14.

Tableau 3.14 Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants, Mitchell (1993)

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Sp (m <sup>2</sup> /g)	10-20	80-100	400-800

Tableau 3.15 Classement des sols selon classification de Mitchell (1993).

Echantillon	Valeur de VBS	Sp (m <sup>2</sup> /g)	Nature du sol selon Ic
Sol 1	24,37	510	Entre Kaolinite et Illite
Sol 2	20,31	425	Entre Kaolinite et Illite
Sol 3	4,15	86,84	Illite

## Essai de carbonate de calcium CaCO<sub>3</sub>

Cet essai détermine le pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans un sol, une roche ou un matériau. L'essai détermine le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon préparé pour l'essai.

Une partie de l'échantillon de laboratoire sera traité sur un verre de montre avec environ 1 ml d'acide chlorhydrique, pour une détermination d'orientation. La teneur en carbonate est estimée à l'aide de l'ampleur et de la durée du bouillonnement. Ces estimations permettent de déterminer la quantité d'échantillon d'analyse à prendre en traitement. Après séchage de l'échantillon et broyage, l'échantillon passant à un tamis d'ouverture de maille inférieure ou égale à 400µm est récupéré, et est placé dans un flacon. Une burette graduée sera placée à la suite de ce flacon et servira de témoin de mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé lorsque l'échantillon sera en contact avec l'acide chlorhydrique. Le taux de calcaire total est déterminé par la méthode du calcimètre de Bernard. Le principe de dosage est fondé sur la réaction caractéristique suivante:  $\text{CaCO}_3 + 2\text{HCl} \rightarrow \text{CaCl}_2 + \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$

C'est la mesure de CO<sub>2</sub> dégagé suite à l'action d'un excès d'acide Chlorhydrique sur un point connu de l'échantillon. Le volume de CO<sub>2</sub> dégagé est proportionnel à la quantité de carbonate de calcium existante dans l'échantillon analysé, figure 3.16.



Figure 3.16 Manipulation de l'essai calcimétrie

Les taux de CaCO<sub>3</sub> pour les trois sols sont :

Pour le Sol 1 CaCO<sub>3</sub> = 65 %

Pour le Sol 2 CaCO<sub>3</sub> = 5 %

Pour le Sol 3  $\text{CaCO}_3 = 57 \%$

Ce qui donne selon le tableau 3.16 les natures suivantes :

Tableau 3.16 Teneur en carbonate de calcium

Teneur en $\text{CaCO}_3$ (%)	Désignation géotechnique	Nature du matériau
0-10	Argile	Sol
10-30	Argile marneuse	
30-70	Marne	
70-90	Calcaire marneux	Roche
90-100	Calcaire	

Sol 1 :  $w(\text{CaCO}_3) = 65 \%$  Marne

Sol 2 :  $w(\text{CaCO}_3) = 5 \%$  Argile

Sol 3 :  $w(\text{CaCO}_3) = 57 \%$  Marne

## Procédure de l'essai pH

L'essai pH est utilisé pour évaluer les propriétés chimiques du sol, qui peuvent avoir un impact sur sa stabilité et sa capacité portante. Pour mesurer le pH d'un sol en géotechnique, on utilise généralement un pH-mètre ou un indicateur de pH. On doit suivre les étapes suivantes :

1. Préparez un échantillon de sol : Prélevez un échantillon représentatif de votre sol argileux à l'endroit où vous souhaitez mesurer le pH. Assurez-vous de collecter le sol à une profondeur d'environ 10 à 15 centimètres.
2. Séchez l'échantillon : Étalez l'échantillon de sol sur une feuille de papier propre et laissez-le sécher complètement à l'air libre. Cela peut prendre quelques jours.
3. Préparez une solution de sol : Prenez une petite quantité de sol séché (environ une cuillère à soupe) et placez-la dans un verre propre. Ajoutez de l'eau distillée dans le verre et remuez bien pour obtenir une suspension homogène.
4. Laissez reposer : Laissez la suspension sol+eau reposer pendant environ 30 minutes pour permettre aux composants du sol de se dissoudre dans l'eau.

5. Mesurez le pH : Utilisez un pH-mètre ou des bandelettes de papier pH pour mesurer le pH de la solution. Plongez l'électrode du pH-mètre ou la bandelette de papier dans la suspension sol+eau et attendez que la lecture se stabilise. Si vous utilisez des bandelettes de papier, comparez la couleur obtenue avec l'échelle fournie pour déterminer le pH approximatif.
6. Notez la valeur du pH obtenue. Une lecture de pH inférieure à 7 indique que le sol est acide, tandis qu'une lecture supérieure à 7 indique qu'il est alcalin. Un pH de 7 est considéré comme neutre.

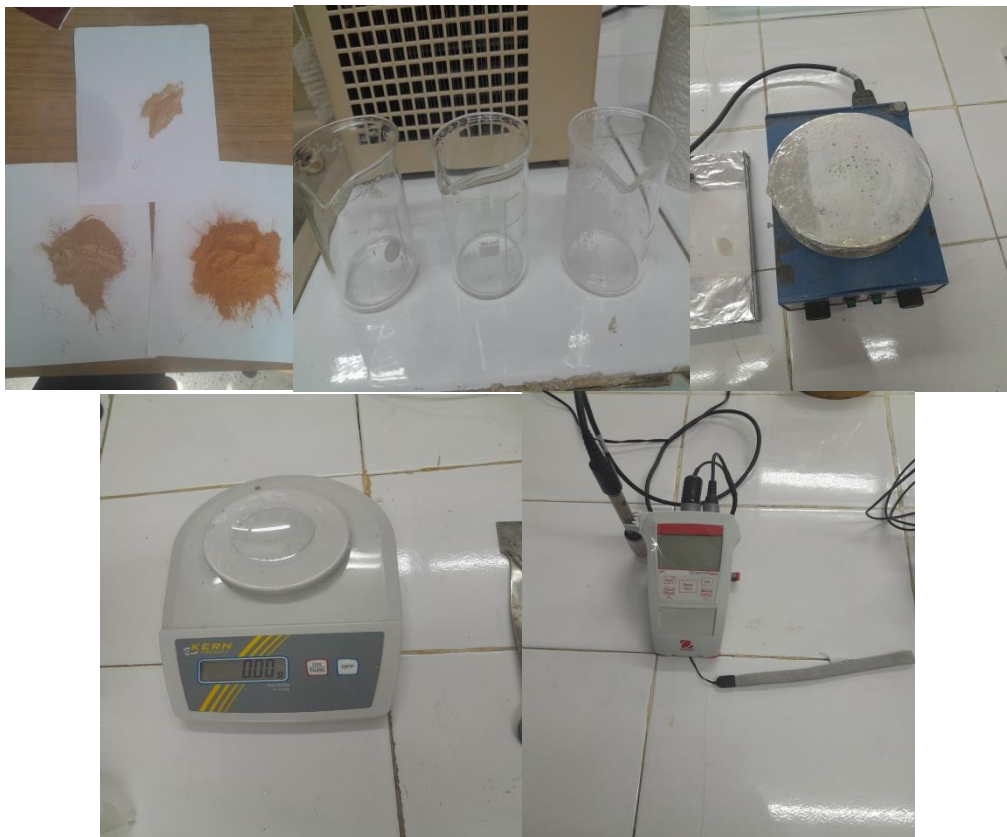


Figure 3.17 Matériel utilisé dans l'essai de pH

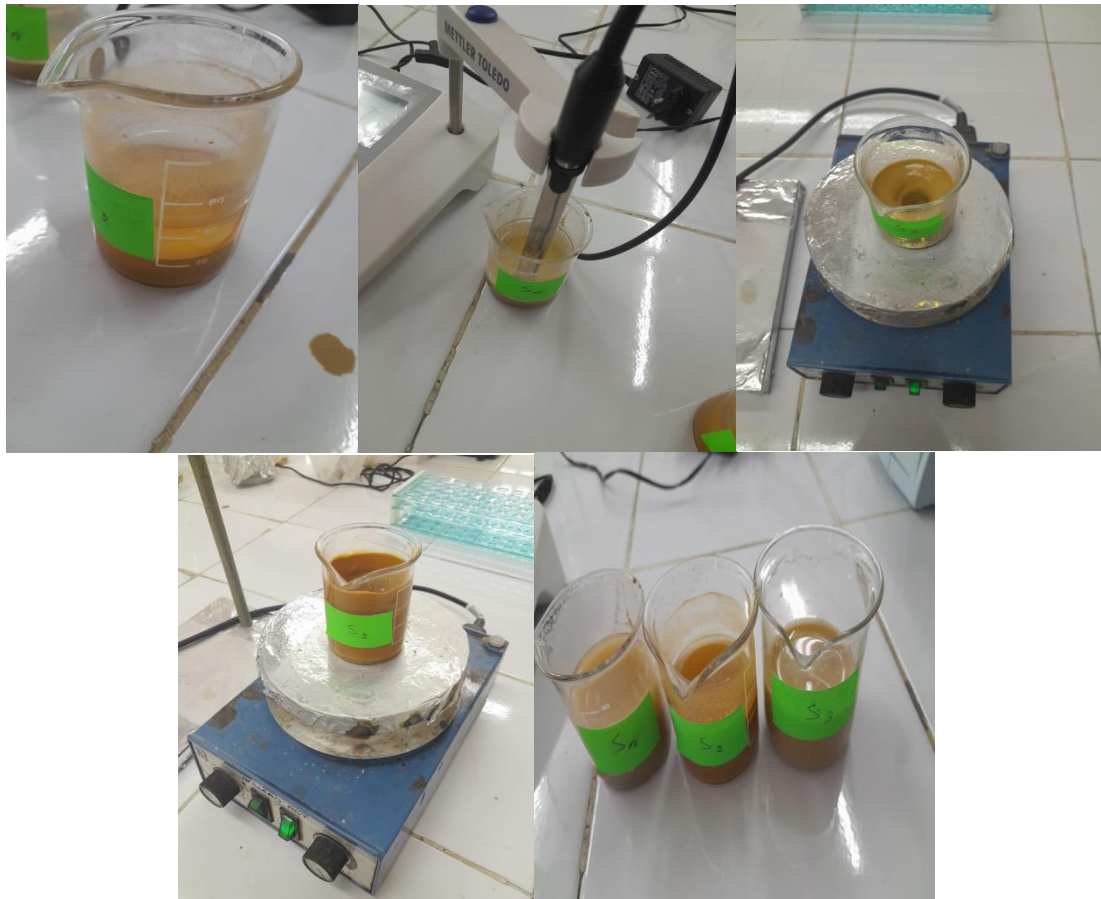


Figure 3.18 Manipulation de l'essai de pH

## Calcul de PH

On peut classer les sols selon le tableau suivant :

Tableau 3.17 Classification des sols selon le pH

Valeur de pH	Type des sols
$\text{pH} < 4,5$	Sols très acides
$4,5 < \text{pH} < 6$	Sols faiblement acides
$6 < \text{pH} < 7$	Sols équilibrés permettant une bonne alimentation minérale
$\text{pH} > 7$	Sols calcaires et /ou salés

Sol 1 : pH = 7,67

Sols calcaires et /ou salés

Sol 2 : pH = 7,40

Sols calcaires et /ou salés

Sol 3 : pH = 7,64

Sols calcaires et /ou salés



## Essai de Proctor

Au début des années 1930, Proctor trouve une solution pour déterminer la densité maximum des sols. Dans un environnement contrôlé (pour un volume contrôlé), le sol peut être compacté jusqu'à un point où il n'y a plus qu'un minimum d'air présent dans le sol, simulant les conditions d'un sol in situ. À partir de là, la densité sèche peut être déterminée en mesurant simplement le poids du sol avant et après compactage, calculant la teneur en eau et la densité sèche.

De nos jours, cet essai est fréquemment utilisé en France en ingénierie géotechnique pour catégoriser les sols selon la classification préconisée par le GTR (Guide des terrassements routiers - norme NF P11-3003) et ainsi déterminer la méthode la plus adaptée pour le compactage des matériaux dans le cas d'une construction de route. En effet, lors du terrassement, les matériaux mis en remblai doivent être les plus compacts possible, afin de s'assurer de leur stabilité une fois l'ouvrage en exploitation.

L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ( $w_{\text{optimum}}$ ) ».

### Principe de l'essai Proctor

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule standard, à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 14%, 16%), on détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor », et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé. Figure 3.17.
- Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière. figure 3.18.



Figure 3.19 Essai Proctor normale



Figure 3.20 Essai Proctor modifié

Tableau 3.18 Conditions des essais Proctor normal et modifié

Norme	Masse du marteau (Kg)	Hauteur de chute du marteau (cm)	Volume du moule (cm)	Nombre de coups/ couche	Nombre des couches	Energie de compactage (Kj/m <sup>3</sup> )
Normal (NF P94-093)	2.49	30.50	944	25(moule Proctor)	3	592
			2124	56(moule CBR)		589
Modifié (NF P94-093)	4.54	45.70	944	25(moule Proctor)	5	2695
			2124	56(moule CBR)		2683

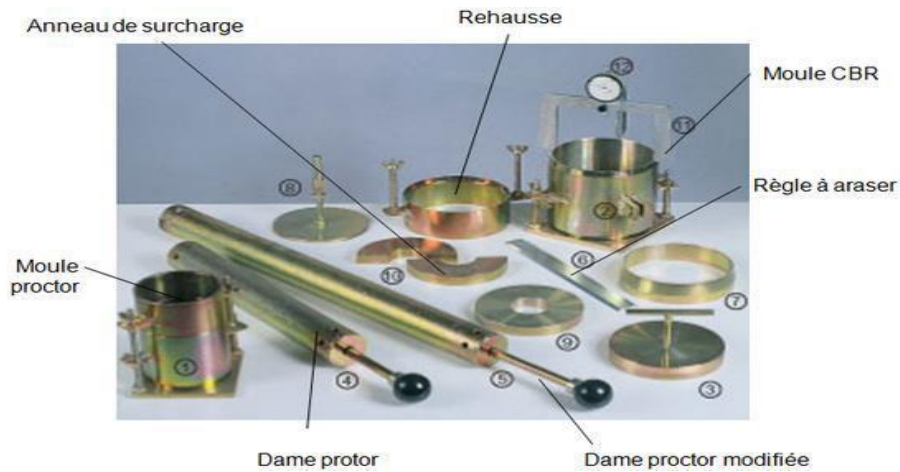


Figure 3.21 Appareillage pour essais de Proctor

### Résultats de l'essai Proctor normal

Sol 1		Sol 2		Sol 3	
$\gamma_d$	W	$\gamma_d$	W	$\gamma_d$	W
1,67	9,26	1,81	6,15	1,57	11,33
1,81	10,86	1,89	7,8	1,7	13,32
1,95	12,82	1,96	9,43	1,82	14,67
1,87	14,48	1,94	11,6	1,81	16,28
		1,92	12,71	1,77	17,6
		1,85	13,95		

	Sol 1	Sol 2	Sol 3
$\gamma_d$ optimum	1,95	1,96	1,85
$W$ optimum	13	10	16

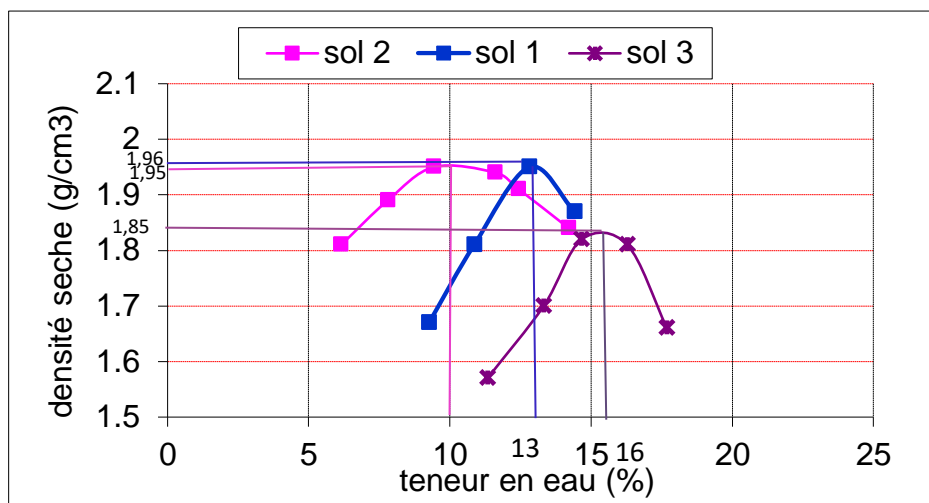


Figure 3.22 Courbes Proctor pour les différents sols

## **ESSAI C.B.R. (California Bearing Ratiotest) Norme NF P 94-078**

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. C'est un essai de poinçonnement à l'aide d'une presse standard (presse CBR) à vitesse constante (1,27 tr/mn) et le diamètre du piston 50mm.

### **Principe de d'essai**

La charge apportée par le pneu sur la chaussée poinçonne le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande. On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau. Il est important de d'effectué simultanément un essai Proctor avec votre essai CBR, on lui applique les conditions hydriques prévues pendant la vie de l'ouvrage immersion pendant 4 jours dans de l'eau et pas d'immersion (essai immédiat). L'essai CBR est applicable aux sols fins, ainsi qu'aux sols grenus dont la teneur en élément de diamètre  $>$  à 20 mm doit être  $<30$  %.

### **L'essai CBR immédiat (IPI)**

Caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux.

### **L'essai CBR après immersion**

Caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

### **Préparation du moule**

Avant l'introduction du matériau dans le moule

- a) Solidariser la plaque de base et le moule CBR.
- b) Placer une feuille de papier filtre au fond du moule.
- c) Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base».

- d) Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de sol une fois compactée.
- e) Fixer la rehausse.
- f) La quantité approximative de matériaux à introduire par couche dans le moule CBR est d'environ 1400g. Cette quantité est compactée selon les conditions de l'essai Proctor modifié.
- g) Retirer la rehausse puis araser soigneusement l'éprouvette (du centre vers la périphérie).
- h) Peser au gramme près, l'ensemble « moule, plaque de base et éprouvette de sol ».
- i) Désolidariser la plaque de base, retourner le moule puis fixer à nouveau la plaque de base. Enlever la feuille de papier filtre.
- j) L'éprouvette est alors prête pour l'essai de poinçonnement.

### **Mode Opérateur de l'essai CBR immédiat (IPI)**

- On prend un échantillon de 5,5 kg, qui doivent être compactés jusqu'à l'obtention des densités compactées variant entre 95% à 100%.
- Peser le moule vide.
- Ajouter de l'eau pour le premier échantillon (compacté en cinq couches en donnant 56 coups par couche).
- Après compactage, retirer le collier et niveler la surface.
- Prélevez un échantillon pour déterminer la teneur en eau.
- On mesure le poids de l'échantillon moule compactés.
- Ensuite, placez l'échantillon sous le piston de pénétration et placez la charge.
- Appliquer la charge et notez les valeurs de charge de pénétration.
- Tracer les courbes entre la pénétration ou enfoncement (en mm) et la charge de pénétration (en kN) et déterminer la valeur de CBR (Californian-Bearing-Ratio).



Figure 3.23 Réalisation de l'essai CBR.

### Détermination de l'indice portant immédiat (IPI)

- Placer l'ensemble « plaque de base, moule CBR, éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston et procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau (stopper dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement).
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.
- Exécuter le poinçonnement à vitesse constante.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0.625 - 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

### Présentation des résultats

$$p = \frac{\text{valeur}}{S_{\text{poinçonnement}}} \times 100(\text{kg/cm}^2) \quad (8)$$

$$S_{\text{poinçonnement}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 5^2}{4} = 1.963 \times 10^{-3}(\text{m}^2) = 19.63(\text{cm}^2)$$

$$p = \frac{\text{valeur}}{S_{\text{poinçonnement}}} \times 100(\text{kg/cm}^2)$$

Tableau 3.19 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 1

Enfoncement (mm)	Lecture	Charge (kN)	Pression $\sigma$ en (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,25	128	2,6666	0,1358
2	182	3,7916	0,1931
2,5	201	4,1878	0,2133
5	267	5,572	0,2838
7,5	298	6,2288	0,3173
10	307	6,4194	0,327

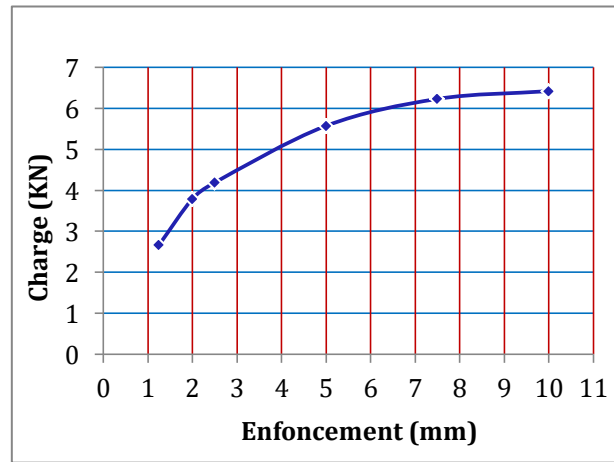


Figure 3.24 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 1

Tableau 3.20 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 2

Enfoncement (mm)	Lecture	Charge (kN)	Pression $\sigma$ en (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,25	104	2,1666	0,1103
2	191	3,7991	0,1935
2,5	248	5,1694	0,2633
5	400	8,3898	0,4274
7,5	471	9,894	0,504
10	543	11,4377	0,5827

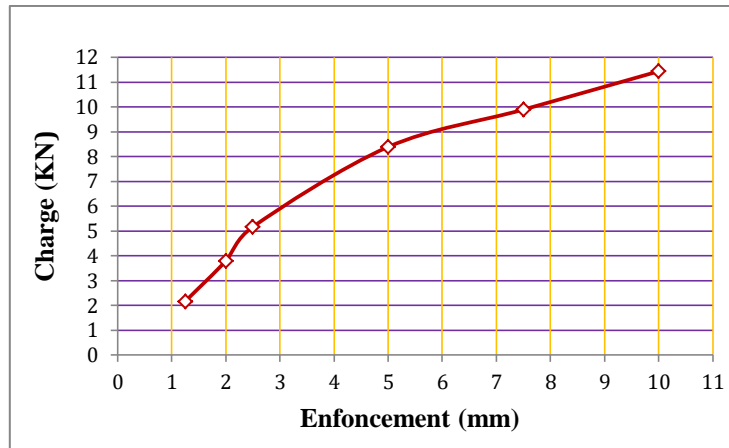


Figure 3.25 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 2

Tableau 3.21 Résultats de l'essai CBR immédiat sol 3

Enfoncement (mm)	Lecture	Charge (kN)	Pression $\sigma$ en (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,25	67	1,3958	0,0711
2	191	3,9791	2,2027
2,5	248	5,1694	0,2633
5	409	8,5805	0,4371
7,5	494	10,3862	0,529
10	552	11,6309	0,5925



Figure 3.26 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immédiat sol 3

### Calcul des valeurs de CBR

$$CBR1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (kN)}}{13.35} * 100 \quad (9)$$

$$CBR2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (kN)}}{19.93} * 100 \quad (10)$$



$$\text{CBR} = \max (\text{CBR1}; \text{CBR2}) \quad (11)$$

**Pour le Sol 1,**  $\text{CBR1} = \frac{4,1878}{13,35} * 100 = 31,37 \%$

$$\text{CBR2} = \frac{5,572}{19,93} * 100 = 27,96 \%$$

$$\text{CBR} = \max (\text{CBR1}; \text{CBR2}) = 31,37 \%$$

**Pour le Sol 2,**  $\text{CBR1} = \frac{5,1694}{13,35} * 100 = 38,72 \%$

$$\text{CBR2} = \frac{8,3898}{19,93} * 100 = 42,1 \%$$

$$\text{CBR} = \max (\text{CBR1}; \text{CBR2}) = 42,1 \%$$

**Pour le Sol 3,**  $\text{CBR1} = \frac{5,1694}{13,35} * 100 = 38,72 \%$

$$\text{CBR2} = \frac{8,5805}{19,93} * 100 = 43,05 \%$$

$$\text{CBR} = \max (\text{CBR1}; \text{CBR2}) = 43,05 \%$$

### **Mode Opérateur de l'essai CBR après immersion**

- On prend 3 échantillons chacun environ 7 kg doit être compacté jusqu'à ou on obtient la densité compactés varient entre 95% à 100% en général avec 10, 30 et 65 coups.
- Peser le moule vide.
- Ajouter de l'eau pour le premier échantillon (compacter en cinq couches en donnant coups par couche).
- Après compactage, retirer le collier et niveler la surface.
- Prélevez un échantillon pour déterminer la teneur en humidité.
- Mesurer le poids de l'échantillon compacté.
- Placer le moule dans la cuve de trempage pendant quatre jours
- Après quatre jours, mesurer la nouvelle lecture.
- Retirer le moule de la cuve et permettre à l'eau de vidange.
- Placez l'échantillon sous le piston de pénétration et placer la charge.

- Appliquer la charge et notez les valeurs de charge de pénétration.
- Tracer la pénétration en fonction de l'effort appliqué
- Calculer la valeur de CBR (Californian-Bearing-Ratio), figure 3.25 ;



Figure 3.27 Manipulation d'essai CBR immersion

### Détermination de l'indice portant immersion

Tableau 3.22 Résultats de l'essai CBR immersion sol 3

Enfoncement (mm)	lecture	Charge (KN)	Pression $\sigma$ en (Kg/cm <sup>2</sup> )
1.25	10.05	0.2083	0,011
2	14	0.2916	0,015
2.5	15	0.3124	0,016
5	23	0.4791	0,024
7.5	30	0.6249	0,032
10	36	0.7499	0,038

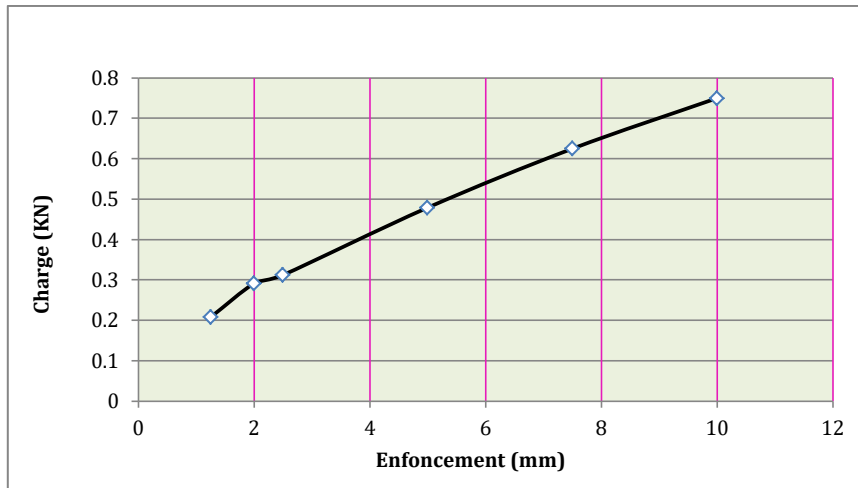


Figure 3.28 Variation des déplacements en fonction l'effort. CBR immersion sol 3

Pour le sol 3,  $CBR1 = \frac{0.3124}{13.35} * 100 = 2,34 \%$

$CBR2 = \frac{0.4791}{19.93} * 100 = 2,4 \%$

$CBR = \max (CBR1; CBR2) = 2,4 \%$

Tableau 3.23 Récapitulatif des résultats CBR

Désignation	Charge (KN)		
	CBR 1	CBR2	CBR = max (CBR1; CBR2)
Sol 1	31,37	27,96	31,37
Sol 2	38,72	42,1	42,1
Sol 3	38,72	43,05	43,05
Sol 3 immersion	2,34	2,4	2,4

### Classification de la portance du sol selon l'indice de CBR

Le tableau 3.24 donne la correspondance entre le pourcentage de CBR et sa classe de portance.

Tableau 3.24 Pourcentage de CBR et sa classe de portance

Classe de portance	Valeur de CBR
Portance très faible	$CBR < 3$
Portance faible	$3 < CBR < 6$
Portance moyenne	$6 < CBR < 12$
Portance élevé	$12 < CBR < 25$
Portance très élevé	$CBR > 25$

Donc

Sol 1 immédiat	CBR = 31,37 %	Portance très élevé
Sol 2 immédiat	CBR = 42,1 %	Portance très élevé
Sol 3 immédiat	CBR = 43,05 %	Portance très élevé
Sol 3 immersion	CBR = 2,4 %	Portance très faible

### Détermination de l'indice CBR IP

**Sol 1(immediate)**  $I_1 = p(2,5)/0,7$        $I_1 = 0,2133 / 0,7 = 0,3047$

$I_2 = p(5)/10,5$        $I_2 = 0,2838 / 10,5 = 0,027$

$I_{CBR} = \max(I_1, I_2) = 0,3047$

**Sol 2(immediate)**  $I1 = p(2,5)/0,7$        $I1 = 0,2633 / 0,7 = 0,3761$

$I2 = p(5)/10,5$        $I2 = 0,4274 / 10,5 = 0,041$

$ICBR = \max(I1, I2) = 0,3761$

**Sol 3(immediate)**  $I1=p(2,5)/0,7$        $I1 = 0,2633 / 0,7 = 0,3761$

$I2 = p(5)/10,5$        $I2 = 0,4371 / 10,5 = 0,042$

$ICBR = \max(I1, I2) = 0,3761$

**Sol 3(immersion)**  $I1=p(2,5)/0,7$        $I1 0,016 / 0,7 = 0,023$

$I2 = p(5)/10,5$        $I2 = 0,024 / 10,5 = 0,0023$

$ICBR = \max(I1, I2) = 0,023$

Le tableau 3.24 illustre la qualité de sol avec l'indice CBR :

Tableau 3.25 Qualité de sol avec l'indice CBR(5)

Indice CBR	Portance
$I_{CBR} < 5$	Mauvaise
$5 \leq I_{CBR} \leq 10$	Moyenne
$I_{CBR} > 10$	Bonne

Sol 1(immediate)	$I_{CBR} = 0,3047$	Mauvaise
Sol 2 (immediate)	$I_{CBR} = 0,3761$	Mauvaise
Sol 3 (immediate)	$I_{CBR} = 0,3761$	Mauvaise

## Récapitulatif des résultats des essais de caractérisation

Tableau 3.26 Caractéristiques géotechniques de l'argile gonflant de Doukane

Désignation	Valeur			Classification
	S1	S2	S3	
% éléments < 80 $\mu$ m	14.62	22.97	32.98	–
% éléments < 2 $\mu$ m	4.91	7.03	9.84	–
Cu	64.71	173.33	200	Granulométrie étalée (sol 1 et sol 3) Granulométrie très étalée
Cc	8.51	14.42	0.405	Mal gradués (sol 1 et sol 2) Bien gradué
W <sub>L</sub> (%)	33.16	33.44	31.66	–
W <sub>p</sub> (%)	11.70	23.21	18.36	–
I <sub>p</sub> (%)	21.46	10.23	13.30	Moyennement argileux
W <sub>L</sub> , I <sub>p</sub>	33.16 ; 21.46	33.44 ; 23.21	31.66 ; 18.36	Moyennement argileux
I <sub>I</sub>	0.107	0.607	0.253	--
I <sub>c</sub>	0.853	1.607	1.253	Argile très ferme Argiles dures (sol 2 et sol 3)
Ac	4.38	1.45	1.35	Argile active
Sp	510	425	86.84	Montmorillonite (sol 1 et sol 2) Illite
VBS	24.37	20.31	4.15	Sol très argileux (sol 1 et sol 2) Sol limoneux argileux de plasticité moyenne
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.44	2.65	2.46	–
% CaCO <sub>3</sub>	65	5	57	Marne Argile Marne
W <sub>opt</sub> (%) normal	12	9	14.5	–
CBR immédiat	31.37	42.10	43.05	Portance élevé
CBR après immersion	/	/	2.4	Portance très faible

## Prédiction du gonflement par des méthodes indirectes

Il existe plusieurs méthodes indirectes d'estimation des paramètres de gonflement, comme le montre une synthèse récente effectuée par et Adem et Vanapalli (2015). Ceci consiste à conduire des corrélations entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques. Ainsi, après la détermination de ces paramètres, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire d'estimer si ce potentiel est faible, moyen ou élevé, et si le phénomène est à prendre en compte ou

non. Compte tenu de la structure minéralogique des différents types d'argile, la caractérisation de la surface spécifique d'argile représente aussi un élément essentiel pour différencier le potentiel de gonflement d'un matériau. Quelques approches empiriques sont détaillées ci-après.

### Classification à base des limites d'Atterberg

Sur le plan microscopique, le gonflement est synthétisé par un mécanisme d'interactions physico-chimiques entre l'eau et le minéral argileux, qui est celui de la fixation des molécules d'eau pour l'hydratation des actions échangeables, et la compensation du déficit de charges électroniques du minéral. Sur le plan macroscopique, cette interaction eau-solide est régie par les limites d'Atterberg. En effet, l'indice de plasticité  $IP = w_L - w_p$ , peut s'interpréter comme la quantité relative d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état plastique à l'état liquide. Ce passage correspond à la saturation progressive de la capacité d'absorption. Plus le sol possède de minéraux actifs dans l'interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide. Dans le cas où une grande partie de cette eau sera absorbée par les particules, le matériau passe à un état pâteux, correspondant à la phase plastique.

### Classification de Snethen, 1980

L'estimation de caractère gonflant du sol à partir des seuils retenus par Snethen, 1980, au tableau 3.27

Tableau 3.27 Relation entre  $I_p$  et le potentiel de gonflement (d'après Snethen, 1980)

$I_p$ (%)	Potentielle de gonflement
<18	Faible
22-32	Moyen
25-48	élevé
>35	Très élevés

**Sol 1** :  $I_p = 21,64$  % ➡ Elevé

**Sol 2** :  $I_p = 10,23$  % ➡ Faible

**Sol 3** :  $I_p = 13,30$  % ➡ Faible

## Classification de Dakshanamurphy et Raman, 1973

Dakshanamurphy et Raman (1973), se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande (1948) pour fournir une classification du potentiel de gonflement.

D'après cette classification et suite à une série de tests réalisés sur des sols américains non remaniés. On obtient alors la classification suivante des sols gonflants tableau 3.28 ;

Tableau 3.27 Classification des sols gonflants basés sur l'IP selon Chen (1988)

limite de liquidité $wL$	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

**Sol 1** :  $WL = 33.16 \%$        $\longrightarrow$  Gonflement faible

**Sol 2** :  $WL = 33.44 \%$        $\longrightarrow$  Gonflement faible

**Sol 3** :  $WL = 31.66 \%$        $\longrightarrow$  Gonflement faible

## Classification de Chen

Chen (1975), a proposé d'utiliser la limite de liquidité  $wL$  pour quantifier le potentiel de gonflement des argiles. Cette méthode de classification des sols a été comparée avec la méthode de classification indienne Is 1498 dans le tableau 3.29 :

Tableau 3.29 Classification des sols gonflants basés sur l'IP selon Chen (1988)

$I_p$ (%)	Potentiel de gonflement
0-15	Faible
10-35	Moyen
20-55	Elevé
>35	Très élevés

**Sol 1** :  $I_p = 21,64 \%$        $\longrightarrow$  Moyen

**Sol 2** :  $I_p = 10,23 \%$        $\longrightarrow$  Faible

**Sol 3** :  $I_p = 13,30 \%$        $\longrightarrow$  Faible

## Classification de Seed et al, (1962)

Seed et al, (1962), ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement des sols compactés en se référant au pourcentage des particules argileuses et à l'activité du matériau Ac, Figure 3.27 :

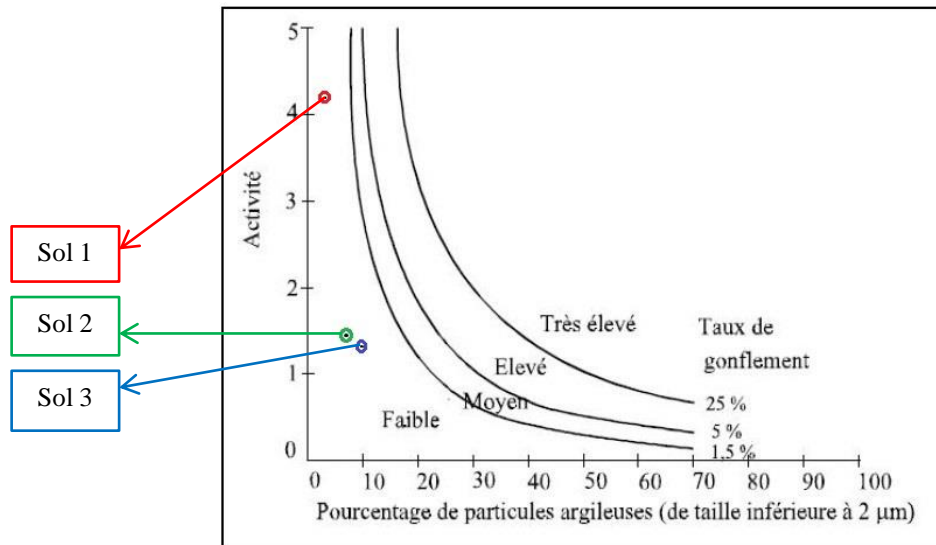


Figure 3.29 Diagramme de classification du potentiel de gonflement.(Seed et al., 1962)

Pour estimer le taux de gonflement, les auteurs ont réalisé des essais de gonflement sur des échantillons confinés latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa. Les éprouvettes étant au préalable compactées selon les normes de l'Association américaine des officiels de l'autoroute et du transport (AASHO) à une teneur en eau optimale et à une densité sèche maximale, ils ont réussi, par l'analyse statistique à corréler le taux de gonflement  $\varepsilon_g$ , avec l'indice de plasticité,  $I_p$ , du sol conformément à l'expression suivante :

$$\varepsilon = 2.16 \times 10^{-3} (I_p)^{2.44}$$

Cette relation s'applique seulement au sol contenant une teneur d'argile de 8% à 65%. La comparaison de cette formule avec les résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur d'environ 33% sur le taux de gonflement. Le tableau 3.30 donne la relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité.

Tableau 3.30 Relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al, 1962)

IP	$\varepsilon_g$ (%)	Taux de gonflement
0-10	0-1.5	Faible
10-20	1.5-5	Moyen
20-35	5-25	Élevé
>35	> 25	Très élevé



- Sol 1** :  $I_p = 21,64 \%$  → Élevé  
**Sol 2** :  $I_p = 10,23 \%$  → Moyen  
**Sol 3** :  $I_p = 13,30 \%$  → Moyen

### Classification de Skempton (1984)

Skempton (1984) explique quant à lui qu'il est possible de combiner les limites d'Atterberg et le pourcentage en particules fines argileuses avec un paramètre dit « activité des argiles  $A_c$  ». Cet indice  $A_c$  définit la notion d'activité de Skempton  $A_c = I_p / C_2$  qui rapporte l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses, notée  $C_2$  (en %) et qui correspond à la teneur en particules de dimensions inférieures à  $2 \mu\text{m}$  interagissant avec l'eau. Skempton suggère une classification des argiles selon leur activité, comme le montre le tableau 3.31 :

Tableau 3.31 Classification des sols suivant leur activité  $A_c$  (Skempton, 1984)

Activité $A_c$	Type sol
0,50 – 0,75	Sol inactif
0,75 – 1,25	Sol normal
1,25 – 2,00	Sol actif
>2	Sol très actif

Tableau 3.32 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984)

Selon l'activité d'argile	Classification du minéral
0,33 à 0,46	Kaolinite
0,90	Illite
1,50	Montmorillonite $\text{Ca } 2^+$
7,20	Montmorillonite $\text{Na } 2^+$

- Sol 1** :  $A_c = 4,38 \%$  → Sol très actif  
**Sol 2** :  $A_c = 1,45 \%$  → Sol actif  
**Sol 3** :  $A_c = 1,35 \%$  → Sol actif

### Par l'estimation de la surface spécifique des argiles

Après que les chercheurs ont découvert la valeur de bleu de méthylène analogues et une relation entre cette valeur et la surface spécifique total « S.S.T » et la

valeur de bleu de méthylène absorbée de la fraction argileuse VBS, mise en évidence par Gaillabaud et Cinot (1982) et cité par Bultel (2001) :  $S.S.T(m^2/g) = 20.93 \times VBS$   
 Avec 20,93 = surface correspondant théoriquement à 1 cm<sup>3</sup> de bleu de méthylène  
 Chassagneux et al. (1996) ont établi des seuils de sensibilité des sols argileux à partir de la valeur de bleu VBS (Tableau 3.33) :

Tableau 3.33 Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1996) ;

Valeur de bleu	VBS Sensibilité
< 2,5	Faible
2,5 – 6	Moyen
6 – 8	Forte
> 8	Très forte

**Sol 1** : VBS = 24,37 → Très forte

**Sol 2** : VBS = 20,31 → Très forte

**Sol 3** : VBS = 4,15 → Moyen

### Récapitulatif des résultats des méthodes indirectes

Tableau 3.34 Récapitulatif des classifications des méthodes indirectes

Classification	Echantillon			Valeur
	Sol 1	Sol 2	Sol 3	
Snethen	Elevé	Faible	Faible	Ip
Chen	Moyen	Faible	Faible	
Seed et al	Elevé	Moyen	Moyen	
Dakshanamurphy et Raman	Gonflement faible	Gonflement faible	Gonflement faible	WL
Skempton	Sol très actif	Sol actif	Sol actif	Ac
Chassagneux et al	Sol très actif	Sol actif	Sol actif	VBS

# Chapitre 4 Essais œdométrique et l'essai de succion

## Introduction

L'étude expérimentale du comportement des sols vis-à-vis au phénomène retrait gonflement nécessite l'utilisation des dispositifs bien instrumentés et des modes opératoires fiables. A cet effet et en vue de contribuer à la prédiction du comportement des sols de la région de Boulhef Dyr, un programme expérimental spécial utilisant l'essai œdométrique est proposé. Ce dernier, vient juste après les essais de caractérisation, l'appareillage comprend:

## L'œdomètre

Dispositif permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non des essais de compression uniaxiale, figure 4.1 et 4.2. Les éléments essentiels d'un œdomètre sont :

- Moule œdométrique de 50,4 mm de diamètre et 20 mm de hauteur, dans lequel on place entre deux pierres poreuses, assurant le drainage de l'échantillon de sol figure 4.3. à l'aide d'un piston relié au dispositif de chargement, on comprime verticalement l'échantillon en mesurant son affaissement à l'aide d'un comparateur.
- Bâti de consolidation d'un bras de levier de 1/10.
- Comparateur à cardon au 1/1000mm.
- Balance de précision 1/100g avec jeu de poids.



Figure 4.1 Série d'œdomètres

- 1) Vis de fixation du comparateur ,
- 2) Console coulissante sur (4),
- 3) Réglage de la hauteur du comparateur ,
- 4) Support rigide du comparateur ,
- 5) Vis de réglage du contrepois,
- 6) Contrepois,
- 7) Barre supportant le contrepois,
- 8) Articulation ,
- 9) Verin de support,
- 10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ,
- 11) Comparateur au 1/1000 mm
- 12) Traverse de mise en charge

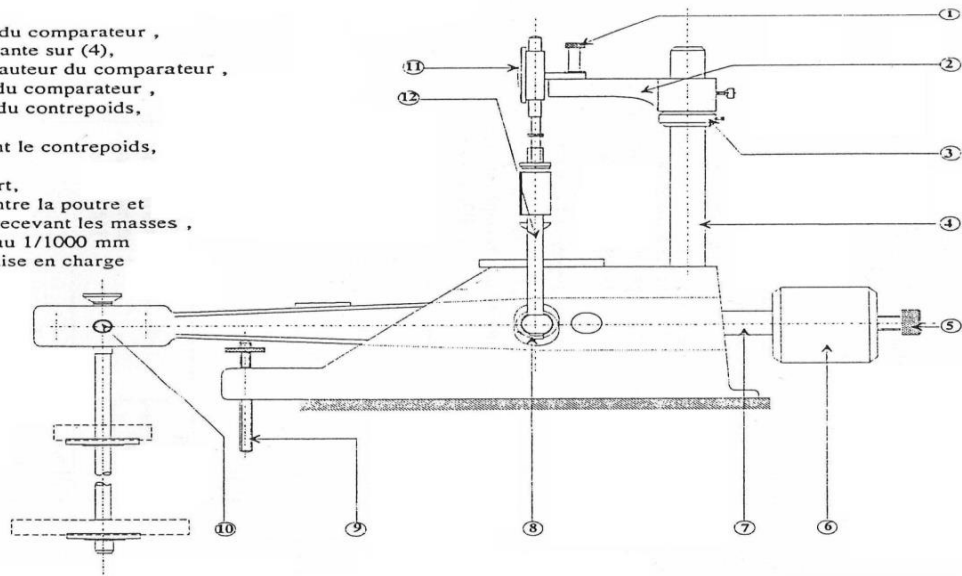


Figure 4.2 Détail d'un œdomètre

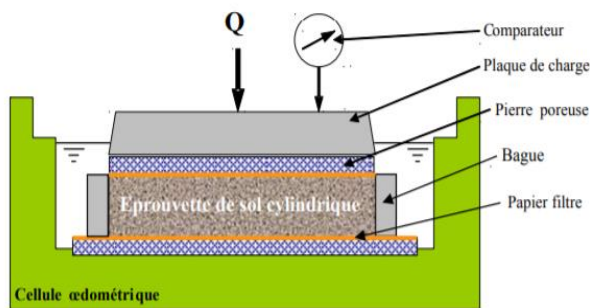


Figure 4.3 Cellule d'œdomètre

Les dimensions de l'anneau des cellules œdométrique utilisés sont les suivants :  
diamètre = 6 cm, épaisseur = 1,9 cm, section = 36 cm<sup>2</sup>, volume = 57,9 cm<sup>3</sup>

### Procédure et réalisation de l'essai œdométriques

- Préparation de 60 g de sol tamisé au tamis de 5 mm,
- Emplacement de l'échantillon à l'anneau de l'œdomètre,
- Emplacement de l'éprouvette du sol muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre, figure 4.4.
- L'œdomètre est de conception rigide, son bras de levier est équipé d'un système de vérin support à vis à 3 positions et de contrepois, le rapport de bras levier utilisé est de 1/10. Donc une masse placée de 1kg vaut réellement 10kg,

- Les charges appliquées successivement sont les suivants : 250g, 500g, 1kg, 2kg, 4kg, 8kg.



Figure 4.4 Emplacement du sol muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre

L'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. Le but de l'essai étant de déterminer :

- La pression de préconsolidation  $\sigma_p$
- Le coefficient de compression  $C_c$
- Le coefficient de gonflement  $C_g$
- Le module œdométrique  $E_{oed}$

L'essai œdométrique permet aussi de tracer deux types de courbes, figure 4.5:

**La courbe de consolidation sous la forme  $\Delta h = f(\log t)$  ou  $\Delta h = f(\sqrt{t})$** , pour un chargement donné en fonction du temps  $t$ .

A partir de ces courbes on peut calculer le coefficient de consolidation  $C_c$  et le temps de consolidation sous une charge quelconque en utilisant la relation:

$$t = \frac{t_v \times h_d^2}{c_v} \quad (12)$$

$t$  : est le temps de tassement en seconde,

$h_d$  : la hauteur de drainage de la couche de sol en mètre,

$T_v$  : le facteur temps (un paramètre sans dimension).

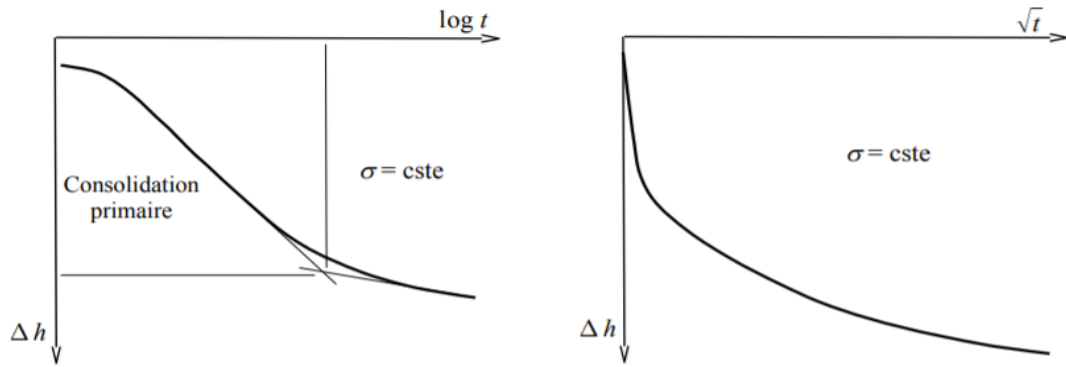


Figure 4.5 Courbes de consolidation

### Une courbe de compressibilité sous la forme $e = f(\log \sigma')$

$e$  : représente l'indice des vides correspondant aux tassements finaux mesurés à la fin de chaque palier de chargement sous une contrainte  $\sigma$ . Notons qu'en condition œdométrique l'évolution de l'indice des vides  $e$  est équivalent à l'évolution de la hauteur  $h$  de l'échantillon du sol, ceci est dû à l'existence d'une relation directe entre  $h$  et  $e$ ,  $\Delta h/h_0 = \Delta e / (1+e_0)$ . A partir de cette courbe on peut déterminer:

### La contrainte de préconsolidation $\sigma'_p$

Elle correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,

### L'indice de compression $C_c$

L'indice de compression  $C_c$  (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à  $\sigma'_p$ , c'est la pente de la partie linéaire CG, figure 4.6.

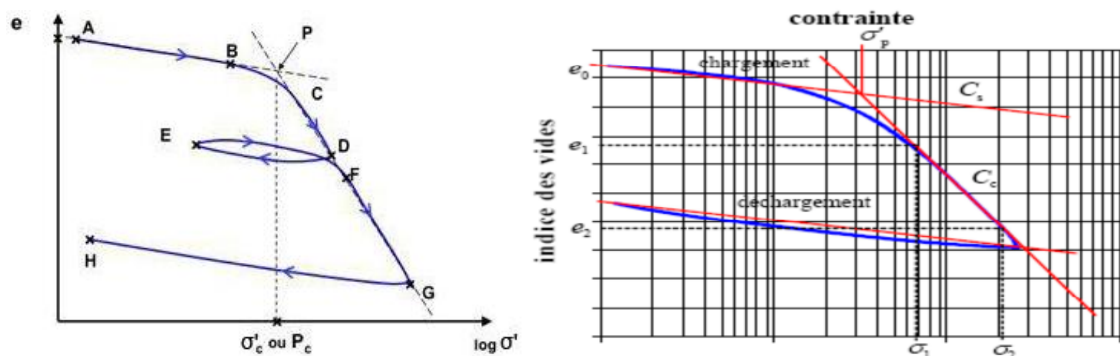


Figure 4.6 Courbe de compressibilité œdométrique

## L'indice de gonflement $C_g$

L'indice de gonflement  $C_g$  (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte inférieure à  $\sigma'_p$  ou sur des cycles de déchargement-rechargement. C'est la pente des parties AB ou GH, figure 4.7.  $C_s = \Delta e / (\log \sigma')$ .

La figure 4.7 présente la courbe de compressibilité d'un sol fin, on remarque que la courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente.

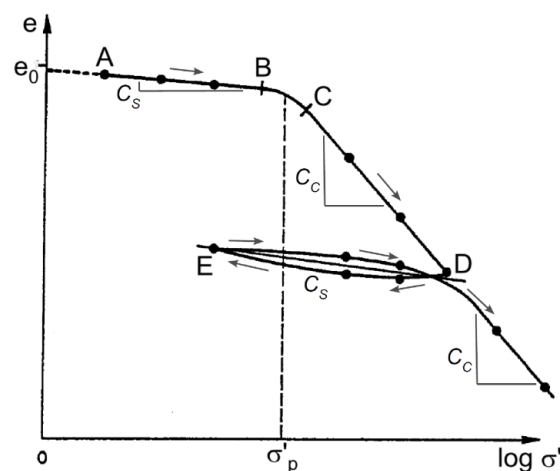


Figure 4.7 Courbe de compressibilité pour les sols fins

## Paramètres de la courbe de compressibilité

La courbe de compressibilité permet de déterminer trois caractéristiques du sol étudié :

- La pression de préconsolidation
- L'indice de compression
- L'indice de gonflement

La pente de la droite CD de la figure 4.7 est appelée " indice de compression " et notée

$$C_c = - \Delta e / (\log \sigma')$$

La pente de la droite DE de la figure 4.7 est appelée " indice de gonflement " et notée

$$C_g = \Delta e / (\log \sigma')$$

## La pression de préconsolidation

L'abscisse du point d'intersection P des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique (figure 4.8) est appelée la pression de préconsolidation. Il existe différentes méthodes pour évaluer la pression de préconsolidation en pratique (méthode de Casagrande). La contrainte de préconsolidation peut être estimée d'une façon approximative en reliant la pente à l'origine de la première partie de la courbe à la droite représentant la deuxième partie.

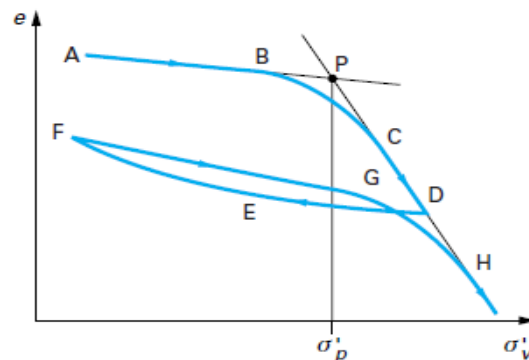


Figure 4.8 Détermination de  $\sigma'_p$

La figure 4.9 représente l'évolution du taux de gonflement en fonction de temps à l'échelle logarithmique pour les trois éprouvettes de sols. La courbe obtenue montre que le gonflement se produit suivant deux phases :

1. Phase de gonflement primaire : qui se traduit par un gonflement massif et progressif d'où une déformation volumique importante due à l'attraction des particules d'eau par les feuillets d'argile, ce qui génère un gonflement important.
2. Phase de gonflement secondaire : on remarque qu'il ya dans cette phase, un amortissement de gonflement, le sol est complètement saturé et les petites déformations sont liées en réarrangement des particules de sol.



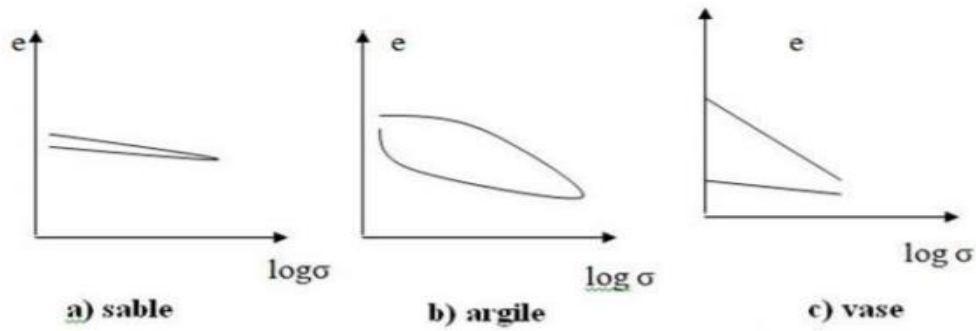


Figure 4.9 Les différents courbes œdométrique du type de sol  
Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

## Méthodologie de calcul

La détermination des paramètres de consolidation, nécessite de calculer ce qui suit :

- L'indice des vides du sol avant l'essai et sa variation au cours de la consolidation,

$$e = \frac{H - H_p}{H_p} \quad (13)$$

H : Hauteur de l'éprouvette au moment considéré.

H<sub>p</sub> : Hauteur des pleins.

$$H_p = \frac{w_s}{\gamma_s \times s} \quad (14)$$

W<sub>s</sub> : Poids du sol sec

S : Section droite de l'éprouvette

γ<sub>s</sub> : Poids volumique des grains. Généralement γ<sub>s</sub> = 26.5 kN/m<sup>3</sup>

Tableau 4.1 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 1

P(Kg)/	σ(Kpa)	Lecture (div)	Δh (mm)
0.25	8.842	12.5	0.125
0.5	17.684	27.5	0.275
1	35.368	55	0.55
2	70.736	82.5	0.825
4	141.471	120.5	1.205
6	212.207	178.5	1.785

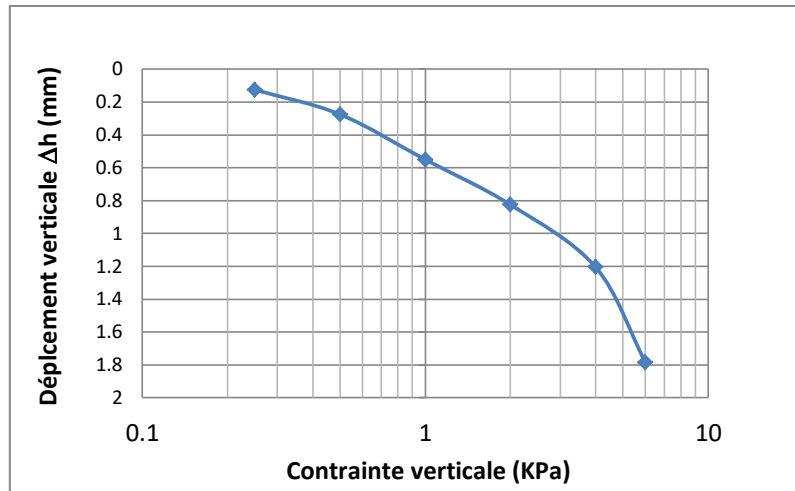


Figure 4.10 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 1 en fonction de  $\sigma_v$  (KPa)

Tableau 4.2 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 2

P(Kg)	$\sigma$ (MPa)	Lecture (div)	$\Delta h$ (mm)
0.25	8.842	7.8	0.078
0.5	17.684	42	0.42
1	35.368	64.5	0.645
2	70.736	105	1.05
4	141.471	143	1.43
8	212.207	212	2.12

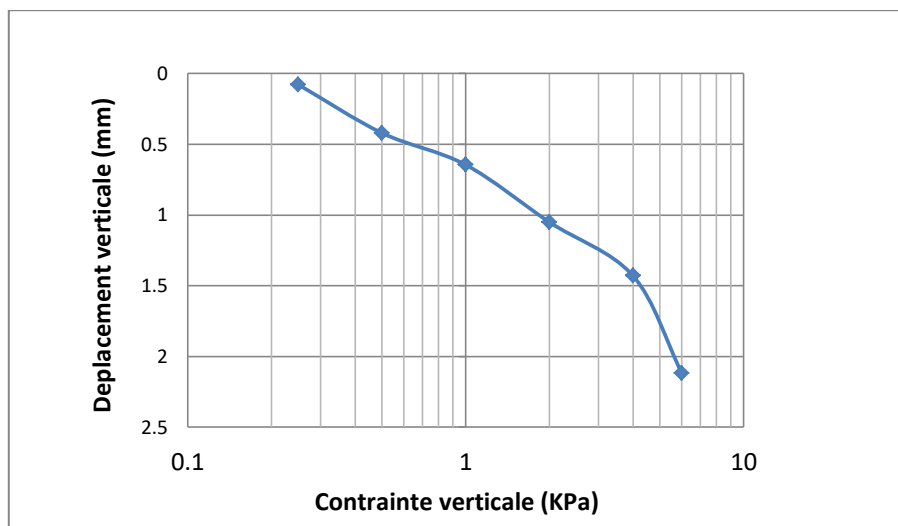


Figure 4.11 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 2 en fonction de  $\sigma_v$  (KPa)

Tableau 4.3 Les valeurs des charges et les contraintes après 24 heures de l'échantillon 3

P(Kg)	$\sigma$ (Kpa)	Lecture (div)	$\Delta h$ (mm)
0.25	8.842	27.6	0.276
0.5	1.768	39	0.39
1	3.537	63	0.63
2	7.074	95	0.95
4	14.147	125	1.25
8	21.221	186	1.86

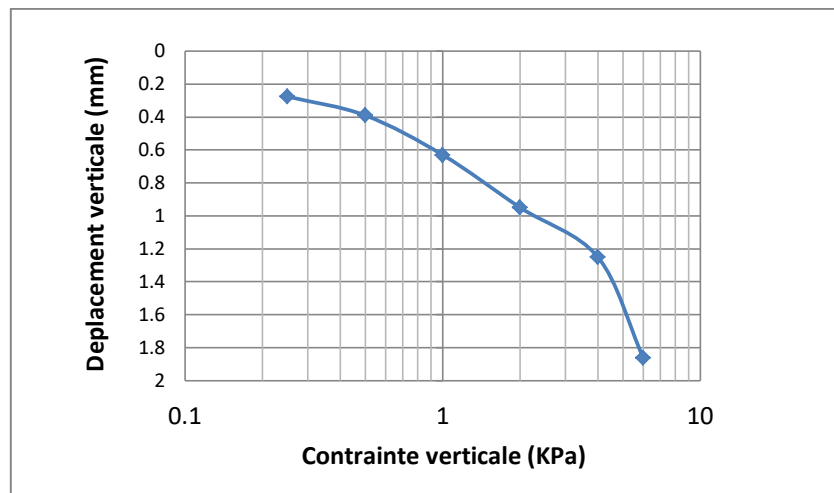


Figure 4.12 Courbe de variation de gonflement de l'échantillon 3 en fonction de  $\sigma_v$  (KPa)

### Calcul de l'indice des vides

$$h_n = h_0 - \Delta h \quad (15)$$

$$v_n = s \times h_n \quad (16)$$

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v - v_s}{v_s} \quad (17)$$

$$v_n = \frac{(3.14 \cdot d^2)}{4} \times h_n \quad (18)$$

**Sol 1 :** Densité des grains solides  $\gamma_s = 2,44 \text{ g/cm}^3$

$e$  : Indice des vides =  $h_{\text{vide}} / h_s$

$h_{\text{vide}}$  : hauteur des vides =  $h_{ep} - h_p$

$h_{ep}$  : hauteur de l'éprouvette =  $h_0 - \Delta h$

$h_{ep} = 19 - 0,115 = 18,885 \text{ mm} = 1,885 \text{ cm}$

$h_{p1} = \frac{gs}{s \cdot \gamma_s} = \frac{118,14}{36 \cdot 2,44} = 13,45 \text{ mm} = 1,345 \text{ cm}$

$$e_1 = 1,885 - 1,345 = 0,54 \text{ cm}$$

**Sol 2 :** Densité des grains solides  $\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$

$$h_{ep} = 19 - 0,071 = 18,929 \text{ mm} = 1,893 \text{ cm}$$

$$h_{p2} = g_s / (S \cdot \gamma_s) = 121,15 / (36 \cdot 2,65) = 12,69 \text{ mm} = 1,269 \text{ cm}$$

$$e_2 = 1,893 - 1,269 = 0,624 \text{ cm}$$

**Sol 3 :** Densité des grains solides  $\gamma_s = 2,45 \text{ g/cm}^3$

$$h_{ep} = 19 - 0,254 = 18,746 \text{ mm} = 1,874 \text{ cm}$$

$$h_{p3} = g_s / (S \cdot \gamma_s) = 120,25 / (36 \cdot 2,45) = 13,63 \text{ mm} = 1,363 \text{ cm}$$

$$e_3 = 1,874 - 1,363 = 0,511 \text{ cm}$$

$$V_s = ! \gamma_s = \frac{w_s}{v_s} \Rightarrow V_s = \frac{w_s}{\gamma_s} = \frac{M \cdot g}{\gamma_s}$$

$$V_{s1} = \frac{46 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,44 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} \Rightarrow V_{s1} = \frac{46 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,44 \times 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} = \frac{46 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,44 \times 10^3 \frac{\text{KG} \cdot \text{M}}{\text{S}^2 \cdot \text{M}^3}}$$

$$V_{s1} = 188,52 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{s2} = \frac{52,5 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,65 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} \Rightarrow V_{s2} = \frac{52,5 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,65 \times 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} = \frac{52,5 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,65 \times 10^3 \frac{\text{KG} \cdot \text{M}}{\text{S}^2 \cdot \text{M}^3}}$$

$$V_{s2} = 198,11 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{s3} = \frac{59 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,45 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} \Rightarrow V_{s3} = \frac{59 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,45 \times 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}} = \frac{59 \times 10^{-3} \text{ kg} \times 10 \frac{\text{M}}{\text{S}^2}}{2,45 \times 10^3 \frac{\text{KG} \cdot \text{M}}{\text{S}^2 \cdot \text{M}^3}}$$

$$V_{s3} = 240,82 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Avec :

$h_0$  : la hauteur initiale

$h_n$  : hauteur de l'éprouvette à chaque intervalle de tassement

$\Delta h$  : le tassement à chaque intervalle de contrainte

$S$  : la section de l'éprouvette

Tableau 4.4 Les résultats œdométrique d'état charge-décharge pour le sol 1

	P(Kg)	S (Kpa)	Lecture (div)	$\Delta h$ (mm)	$h_0$	$h_0-\Delta h$	e
Chargement	0.25	8.842	11.5	0.115	19	18.885	0.4135
	0.5	17.684	23.5	0.235	19	18.765	0.4046
	1	35.368	51	0.51	19	18.49	0.3840
	2	70.736	76	0.76	19	18.24	0.3653
	4	141.471	114.6	1.146	19	17.854	0.3364
	6	212.207	157.5	1.575	19	17.425	0.3043
Déchargement	4	141.471	150.5	1.505	19	17.495	0.3095
	2	70.736	143.5	1.435	19	17.565	0.3147
	1	35.368	138.5	1.385	19	17.615	0.3185
	0.5	17.684	129.5	1.295	19	17.705	0.3252
	0.25	8.842	123	1.23	19	17.77	0.3301

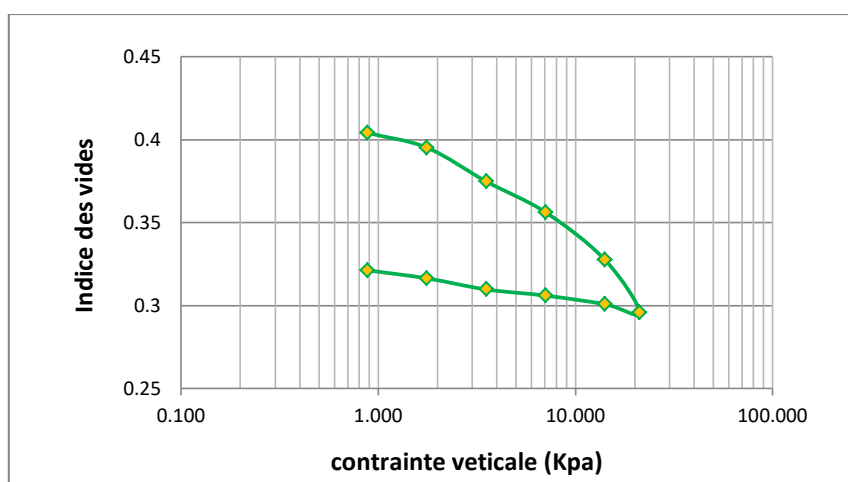


Figure 4.13 Courbe de compressibilité dans le plan ( $e - \log \sigma$ ). Échantillon (1)

Tableau 4.5 Les résultats œdométrique d'état charge-décharge pour le sol 2

	P(Kg)	S(Kpa)	Lecture (div)	$\Delta h$ (mm)	$h_0$	$h_0-\Delta h$	e
Chargement	0.25	8.842	7.1	0.071	19	18.929	0.4168
	0.5	17.684	38.95	0.3895	19	18.6105	0.3930
	1	35.368	62	0.62	19	18.38	0.3757
	2	70.736	92.5	0.925	19	18.075	0.3529
	4	141.471	139	1.39	19	17.61	0.3181
	6	212.207	189	1.89	19	17.11	0.2807
Déchargement	4	141.471	172	1.72	19	17.28	0.2934
	2	70.736	165	1.65	19	17.35	0.2987
	1	35.368	159.5	1.595	19	17.405	0.3028
	0.5	17.684	152	1.52	19	17.48	0.3084
	0.25	8.842	145	1.45	19	17.55	0.3136

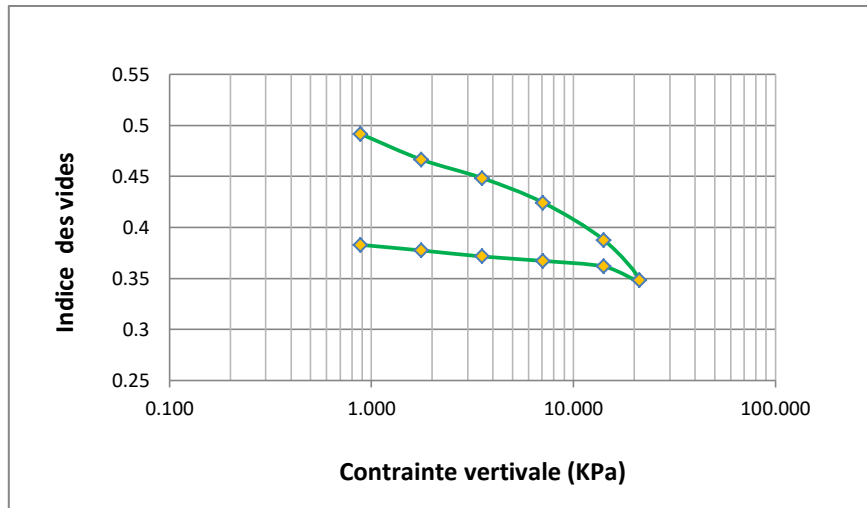


Figure 4.14 Courbe de compressibilité dans le plan  $(e - \log \sigma)$ . Échantillon (2)

Tableau 4.6 Les résultats œdométrique d'état charge-décharge pour le sol 3

	P(Kg)	S (Kpa)	Lecture (div)	$\Delta h$ (mm)	$h_0$	$h_0 - \Delta h$	e
Chargement	0.25	8.842	25.4	0.254	19	18.746	0.4031
	0.5	17.684	36	0.36	19	18.64	0.3952
	1	35.368	60	0.6	19	18.4	0.3772
	2	70.736	83	0.83	19	18.17	0.3600
	4	141.471	119	1.19	19	17.81	0.3331
	6	212.207	150	1.5	19	17.5	0.3099
Déchargement	4	141.471	142	1.42	19	17.58	0.3159
	2	70.736	136	1.36	19	17.64	0.3204
	1	35.368	131	1.31	19	17.69	0.3241
	0.5	17.684	125	1.25	19	17.75	0.3286
	0.25	8.842	119	1.19	19	17.81	0.3331

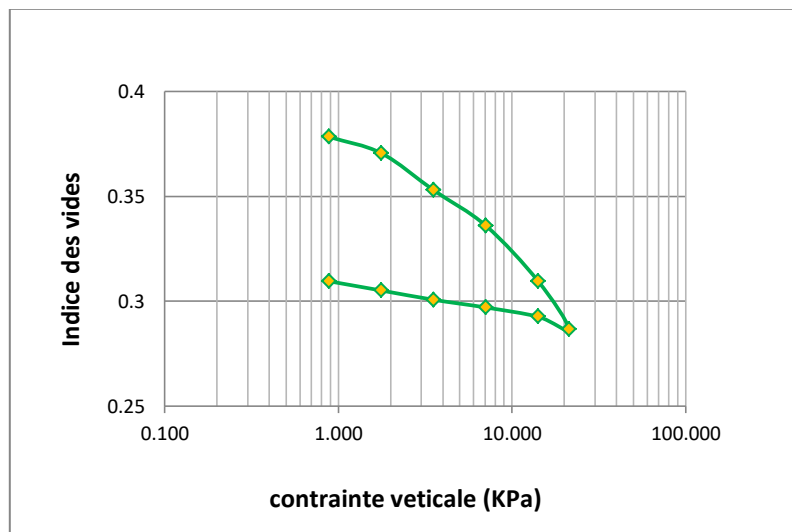


Figure 4.15 Courbe de compressibilité dans le plan  $(e - \log \sigma)$ . Échantillon (3)

### Calcul de coefficient de compressibilité $a_v$

$$a_v = \Delta e / \Delta \sigma$$

$$a_{v1} = \frac{0,4041 - 0,2955}{0,884 - 21,221} = 0,0053$$

$$a_{v2} = \frac{0,4916 - 0,3483}{0,884 - 21,221} = 0,0070$$

$$a_{v3} = \frac{0,3784 - 0,2868}{0,884 - 21,221} = 0,0045$$

### Calcul du coefficient de compressibilité volumétrique $m_v$ (kN/m<sup>2</sup>)<sup>-1</sup>

$$m_v = (\Delta \sigma / (1 + e)) / \Delta \sigma$$

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta \sigma} \text{ avec : } \varepsilon_v = \frac{\Delta v}{v_0} = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \times \frac{1}{1 + e_0} = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

$$m_{v1} = \frac{0,0053}{1 + 0,5435} = 0,0034 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}$$

$$m_{v2} = \frac{0,007}{1 + 0,629} = 0,0043 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}$$

$$m_{v3} = \frac{0,0045}{1 + 0,515} = 0,003 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}$$

### Calcul de la contrainte de préconsolidation $\sigma'_p$

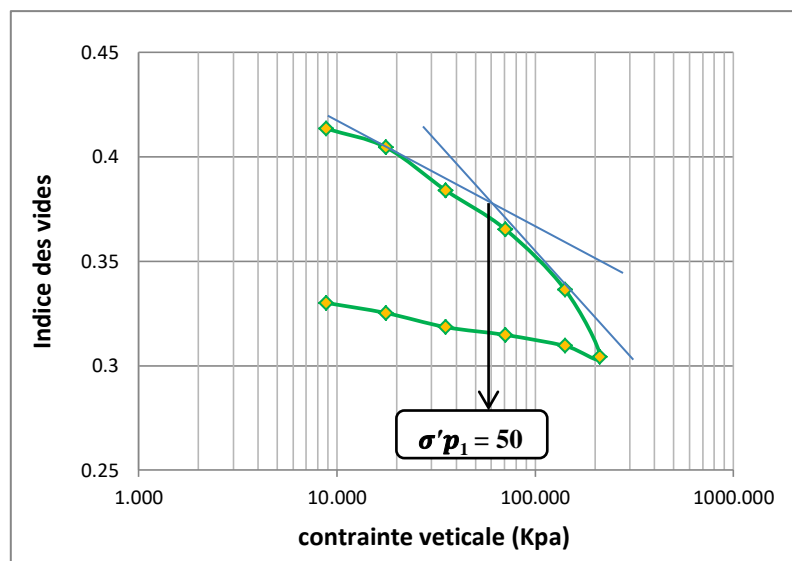


Figure 4.16 La valeur de  $\sigma'_p1$  du la courbe de compressibilité pour le sol 1

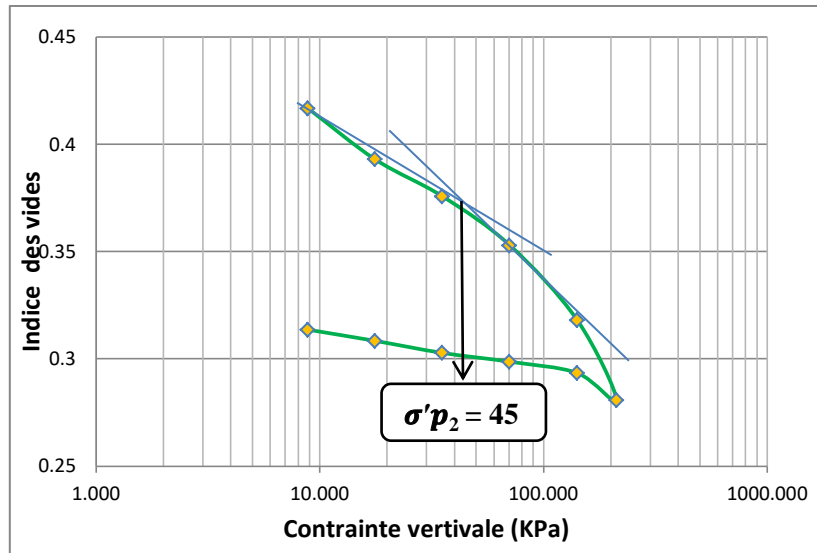


Figure 4.17 La valeur de  $\sigma'_{p2}$  du la courbe de compressibilité pour le sol 2

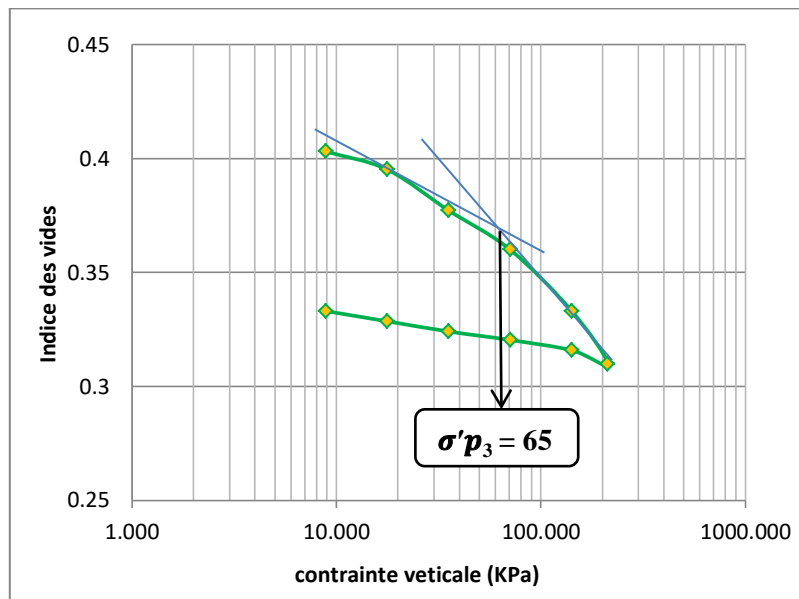


Figure 4.18 La valeur de  $\sigma'_{p3}$  du la courbe de compressibilité pour le sol 3

### Calcul de l'indice de compression $C_c$

Elle représente la pente de la phase de chargement.

$$c_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \right|$$

Sol 1

$$c_{c1} = \left| \frac{-(0,3043 - 0,3364)}{\log(212,47) - \log(141,471)} \right| = 0,011$$



Sol 2

$$c_{c2} = \left| \frac{-(0,318 - 0,329)}{\log(141,471) - \log(70,736)} \right| = 0,0504$$

Sol 3

$$c_{c3} = \left| \frac{-(0,3098 - 0,333)}{\log(212,47) - \log(141,471)} \right| = 0,11$$

### Calcul de l'indice de gonflement $C_g$

Il représente la pente de la phase de déchargement

$$c_g = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \right|$$

Sol 1

$$c_{g1} = \left| \frac{0,3042 - 0,333}{\log(212,47) - \log(8,841)} \right| = 0,018$$

Sol 2

$$c_{g2} = \left| \frac{0,2807 - 0,3136}{\log(212,47) - \log(8,841)} \right| = 0,023$$

Sol 3

$$c_{g3} = \left| \frac{0,3098 - 0,333}{\log(212,47) - \log(8,841)} \right| = 0,0168$$

### Calcul du module œdométrique $E_{\text{oed}}$ (kN/m<sup>2</sup>)

Le module œdométrique noté  $E'$  varie suivant les pressions de un à quelques milliers de « Bar ». C'est une analogie du module de Young  $E$ . Ces valeurs sont bien inférieures néanmoins à celles des modules de Young des aciers et des bétons.

$$\frac{\Delta \sigma}{E} = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e} = c_c \cdot e \cdot \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma}\right)$$

Donc on aura

$$E = \frac{\left(1 + \frac{e}{c_c}\right) \cdot \Delta \sigma}{\log\left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma}\right)}$$

Calcul de l'indice des vides  $e$

$$e = h_{vide}/h_s$$

$$h_{vide}: \text{Hauteur des vides} = h_{ep} - h_s$$

$$h_s : \text{Hauteur des grains solides} = w_s/\gamma_s \times s = 1,336 \text{ cm}$$

$$h_{ep} : \text{Hauteur de l'éprouvette} = h_0 - \Delta h$$

$$\Delta h : \text{Le tassement total} = \sum \Delta h$$

$$\Delta h_i : \text{Le tassement à chaque intervalle de contrainte}$$

$$e_1 = 0,5435$$

$$e_2 = 0,629$$

$$e_3 = 0,515$$

$$E' = \left[ \frac{1+e}{Cc} \right] * \Delta\sigma / \log(1 + \Delta\sigma/\sigma).$$

Sol 1

$$E' = \left[ \frac{(1+0,4135)}{0,011} \right] * 8,84 / \log \left( 1 + \frac{8,84}{17,684} \right) = 6450,85 \text{ Kpa}$$

Sol 2

$$E' = \left[ \frac{(1+0,4168)}{0,05} \right] * 8,84 / \log \left( 1 + \frac{8,84}{17,684} \right) = 1422,502 \text{ Kpa}$$

Sol 3

$$E' = \left[ \frac{(1+0,4031)}{0,11} \right] * 8,84 / \log \left( 1 + \frac{8,84}{17,684} \right) = 640,339 \text{ Kpa}$$

Tableau 4.7 Résultats des modules œdométrique dans pour les trois sols

Module œdométrique E' (KPa)		
Sol 1	Sol 2	Sol 3
6450,85	1422,502	640,339

Selon le (tableau 4.8), nous avons obtenu que

Pour le sol 1 :  $E' = 6450,85 \text{ KPa} = 64,5085 \text{ bar}$ .

Pour le sol 2 :  $E' = 1422,502 \text{ KPa} = 14,225 \text{ bar}$ .

Pour le sol 3 :  $E' = 640,339 \text{ KPa} = 6,40339 \text{ bar}$ .

Le sol 1 était limité parmi 15 et 100, alors le type du sol est **Argile raide**.

Le sol 3 était limité parmi 1 et 10, alors le type du sol est **Argile moyennes à molles**.

Tableau 4.8 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique  $E_{œd}$

Type de sol	Module œdométrique $E'$	
Sable	100-3000 bars	10000-300000 KPa
Argile raide	15-100 bars	1500-10000 KPa
Argile moyennes à molles	1-10 bar	100-1000 KPa
Graviers	inférieur à 0.1 bar	inférieur à 10 MPa

## Interprétation des résultats

Cette partie présente les résultats des essais œdométriques réalisés sur des échantillons reconstitués pour déterminer les paramètres de gonflement de sol étudiés. Trois paramètres sont déterminés pour qualifier le gonflement, le taux de gonflement libre  $\varepsilon_g = \frac{\Delta h}{h}$ , la pression de gonflement ( $\sigma_g$  ou  $P_g$ ), qui est la pression qu'il faut appliquer à l'échantillon pour empêcher son gonflement lors de l'humidification, et l'indice de gonflement ( $C_g$  ou  $C_s$ ) qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donnée.

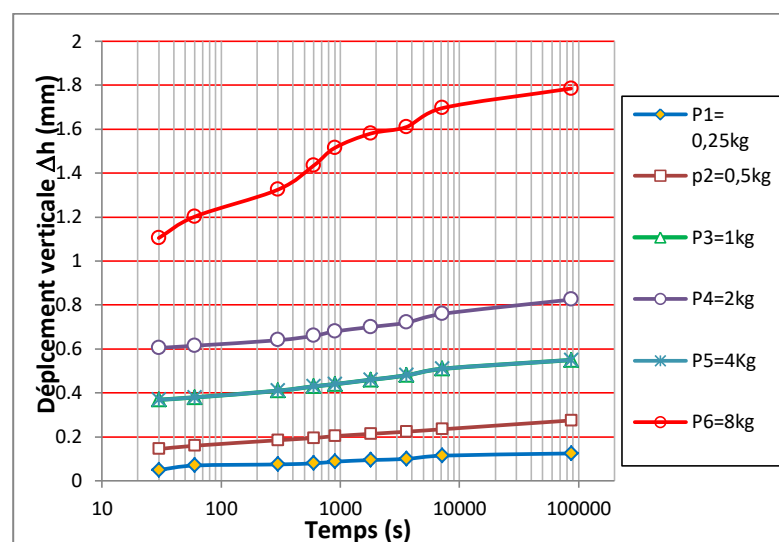


Figure 4.19 Variation de  $\Delta h$  en fonction du temps pour le sol 1

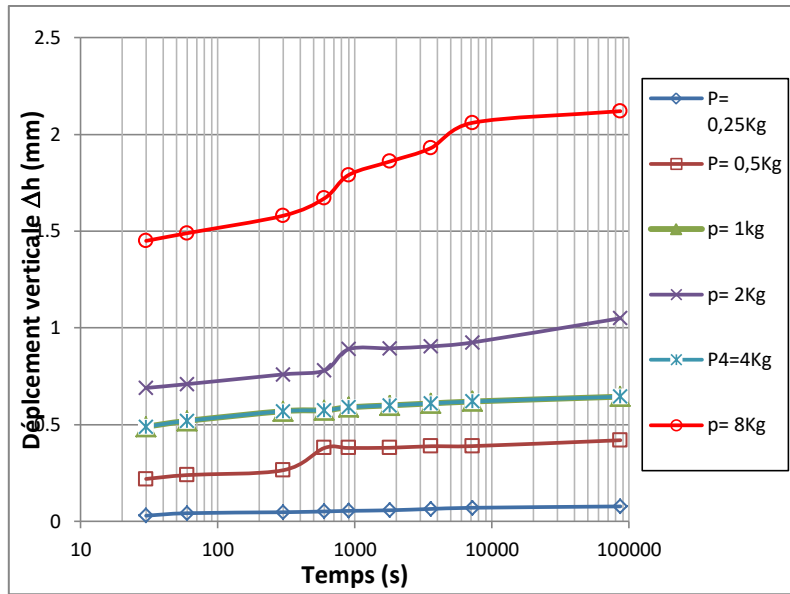


Figure 4.20 Variation de  $\Delta h$  en fonction du temps pour le sol 2

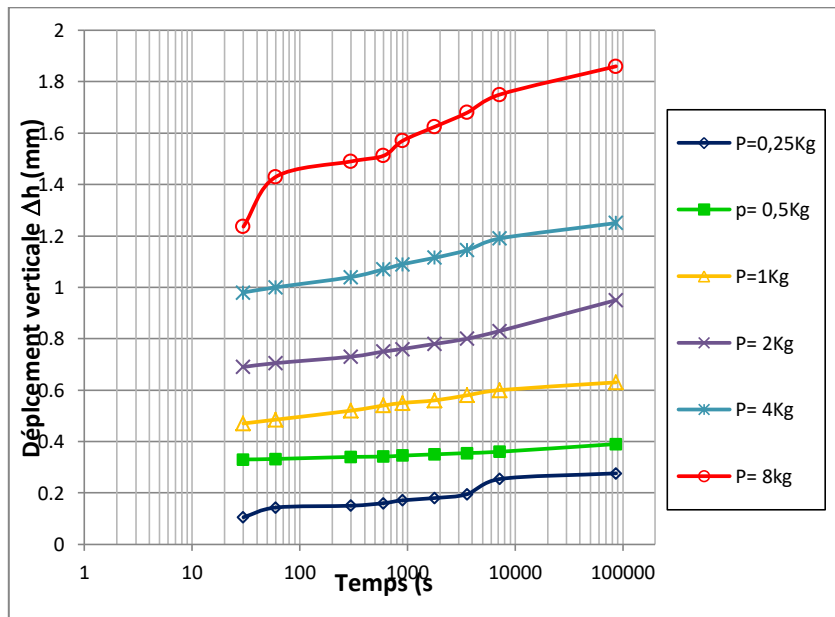


Figure 4.21 Variation de  $\Delta h$  en fonction du temps pour le sol 3

Tableau 4.9 Exploitation des résultats suivant l'indice de gonflement  $C_g$  et l'indice de compression  $C_c$ . Réalisation de l'essai œdométrique

Nature du sol	Les dégradés de la compressibilité	Indice de compressibilité $C_c$
Sables	Incompressible	$C_c < 0,02$
	très peu compressible	$0,02 < C_c < 0,05$
	peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$
Kaolinites	moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$
Illites	assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$
	très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$
Montmorillonites	extrêmement compressible	$0,50 < C_c$

$C_c > 0.05$	Sol gonflant
$C_c < 0.05$	Sol peu gonflant

Après calculer l'indice de compression  $C_c$ , nous avons obtenu que  $C_c = 0,011$  et  $C_c = 0,0504$ . Selon les valeurs  $C_c$  dans le tableau 4.9, il était limité intérieur à 0,02 alors la nature du sol utilisé est sable et le dégradé de la compressibilité est sol incompressible ;

$C_c = 0,11$ ; il était limité parmi 0.10 et 0.20 alors la nature du sol utilisé est Argile raide (Kaolinite) et le dégradé de la compressibilité est sol moyennement compressible.

## Conclusion

L'étude présentée dans ce chapitre a permis d'apporter quelques éléments de compréhension sur le comportement des sols de la région de Boulhef Dyr.

- L'essai œdométrique, également connu sous le nom d'essai de consolidation unidimensionnelle, est utilisé pour déterminer le comportement de consolidation des sols. Il est couramment utilisé pour évaluer le potentiel de gonflement des sols argileux.
- Les essais de compressibilité effectués sur des échantillons de Boulhef Dyr attestent que l'argile appartient aux sols très compressibles
- L'essai permet de déterminer si un sol argileux est susceptible de subir un gonflement important lorsqu'il est exposé à l'eau.

- L'essai de gonflement permet de classer les sols en fonction de leur potentiel de gonflement, il permet aussi de mieux comprendre le comportement des sols argileux en présence d'eau.
- l'essai peut contribuer à la prévention des dommages aux structures construites sur ces sols.
- Les résultats de l'essai de gonflement des sols peuvent être utilisés dans la conception géotechnique des structures.
- L'essai peut fournir des informations supplémentaires sur les propriétés physiques et mécaniques du sol.
- L'argile de Boulhef Dyr est classée comme une argile plastique, ayant une fraction fine  $< 2\mu\text{m}$  et une grande capacité de gonflement. De même que l'analyse minéralogique montre que l'argile est formée d'un mélange d'illite et de la montmorillonite.

# L'essai de la succion

## Introduction

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer, diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de méga Pascals. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés.

Il existe de nombreuses méthodes pour mesurer ou imposer la succion, ces méthodes sont regroupées en deux catégories selon qu'il s'agit d'une méthode de mesure proprement dite ou d'une méthode d'imposition et de maintien de la succion à une valeur prédéterminée. Le programme expérimental de la présente étude a pour objectif essentiel de présenter :

- les essais de mesure des succions en utilisant la méthode du papier filtre, et
- les essais d'imposition des succions en utilisant la méthode des solutions salines.

## Programme des essais principaux

Après la présentation des essais de caractérisation et la procédure de chaque essai (matériaux étudiés, matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats). Nous abordons ci-dessous le programme et les résultats des essais principaux, qui sont arrangés dans deux parties comme mentionné c'est illustré au tableau 4.10:

Tableau 4.10 Programme essais principaux.

Numéro de l'essai	Essais de succion	Paramètres retenus
MS	Mesure de la succion par la méthode papier filtre	Energie de compactage : 15 et 30 coups
CS	Contrôle de la succion par la méthode des solutions salines	6 solutions salines saturées

## **Mesure des succions**

### **Méthode du papier filtre**

#### **Méthode du papier filtre chemin d'humidification**

Dans cette méthode on place entre deux galettes de sol trois papiers filtre secs, celui du milieu donne la succion matricielle, les papiers pollués jouent le rôle de protection du papier central. Dans ce type d'essais, les papiers filtre utilisés sont bien séchés à l'étuve avant d'entamer l'essai, donc ils vont suivre un chemin d'humidification en absorbant l'humidité de l'échantillon.

#### **Procédure expérimentale**

Afin de déterminer la capacité de rétention de l'eau par le sol, des essais de mesure de succion par la méthode du papier filtre sont réalisés. Les éprouvettes de sol sont des galettes cylindriques de 6 cm de diamètre et de 2 cm d'épaisseur. Ces éprouvettes sont amenées à différents teneurs en eau initiales au voisinage sec et humide de l'optimum de Proctor les teneurs en eau initiaux sont : 5%, 10%, 15%, 20% et 25%. Dans cette méthode on place entre deux galettes de sol trois papiers filtre secs, celui du milieu donne la succion matricielle, les papiers pollués jouent le rôle de protection. Dans ce cas ils vont suivre un chemin d'humidification en absorbant l'humidité de l'échantillon. L'ensemble doit être bien enfermé hermétiquement par du paraffine ou et de film en plastique, figure 4.22. Dans ce cas ils vont suivre un chemin d'humidification en absorbant l'humidité de l'échantillon. Après une semaine d'équilibre hydrique entre le sol et le papier filtre, on détermine la teneur en eau  $w$  du papier filtre central seulement, qui permet de déterminer la succion matricielle. Pour la mesure de la succion totale, le papier est placé à l'extérieur de la galette sur un anneau en plastique.



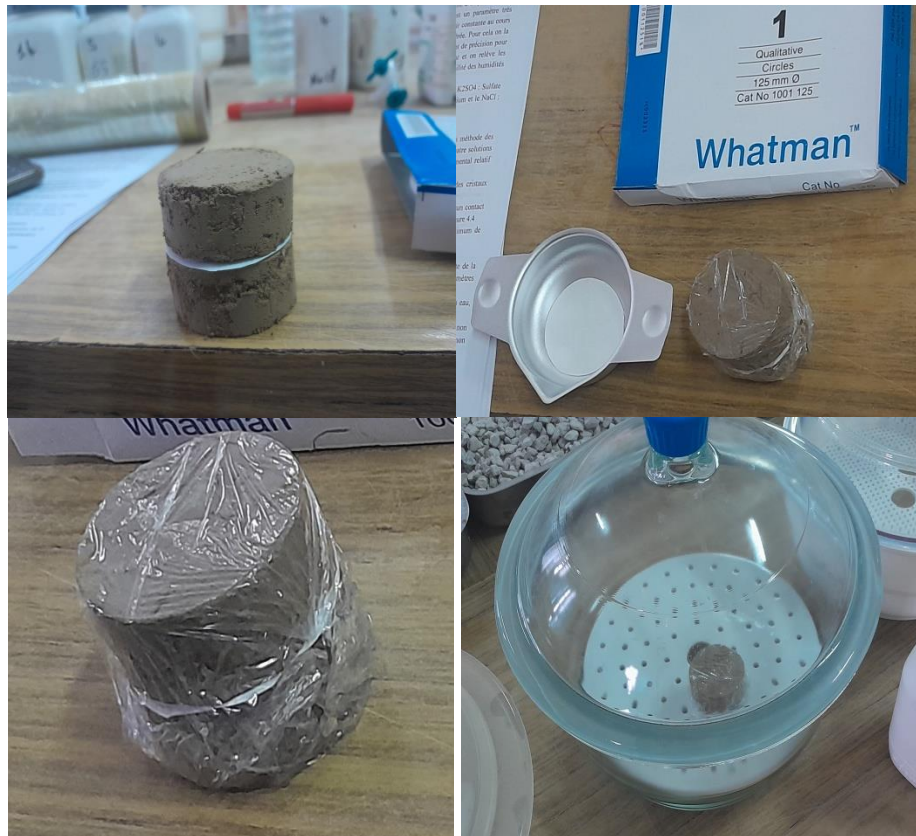


Figure 4.22 Procédure expérimentale.

### Effet de l'état de compacité

On a voulu aussi étudier l'effet du compactage (état de compacité) sur la succion et la rétention de l'eau par les particules, pour cela les échantillons de sols sont compactés à différentes énergies de compactage dans un anneau métallique de 6 cm de diamètre. N'ayant pu trouver un moyen pour compacter le sol dans l'anneau, nous avons opté à l'utilisation d'une dame de compactage, conçue spécialement au laboratoire, figure 4.23. L'énergie de compactage répercutée à l'éprouvette de sol est égale au travail de la masse  $M$  sur la hauteur  $H$  est donnée par l'expression:  $E=M.g.H$ , avec:

$M$ : masse de la dame,

$g$ : l'accélération de la pesanteur,

$H$ : hauteur de chute de la dame.

Le tableau 4.2 indique la correspondance entre le nombre de coups de la dame ( $N$ ) et l'énergie de compactage  $E$ .

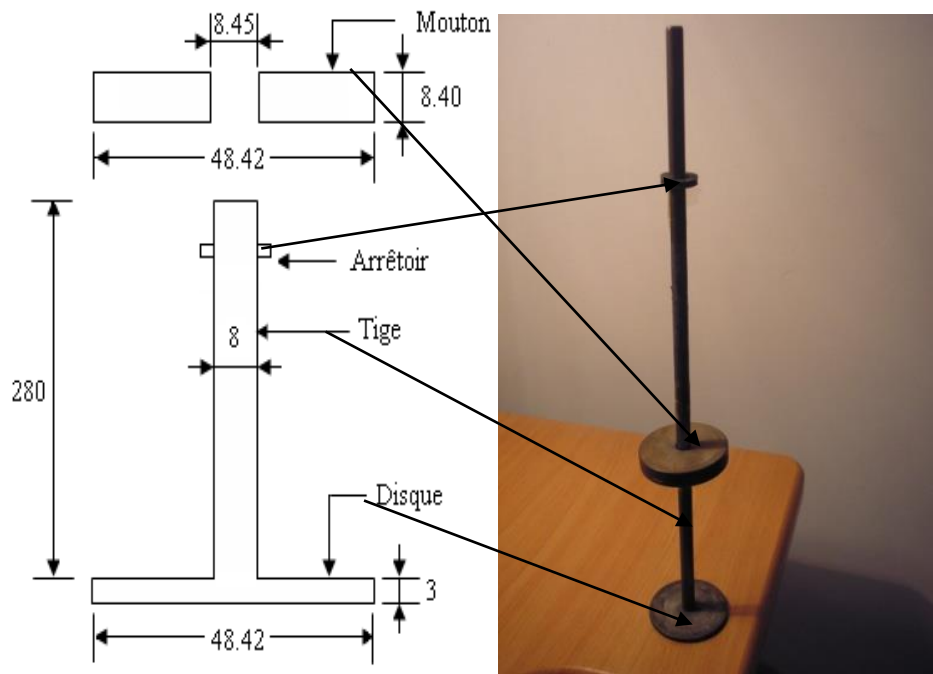


Figure 4.23 Dame de compactage.

Tableau 4.11 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage.

Nombre de coups	M (kg)	g (m/s <sup>2</sup> )	H (m)	E (joule)
15	0.121	9.81	0.15	2.67
30	0.121	9.81	0.15	5.34

Il est à noter qu'on peut aussi utiliser le compactage statique en plaçant le papier filtre à mi-hauteur environ du moule.

### Précision des résultats

L'exactitude des résultats de toute expérimentation dépend du soin apporté aux pesées et par là même à la qualité de la balance. Celle-ci est l'instrument de base de l'analyse quantitative ; elle devra être l'objet des précautions les plus minutieuses. La mesure des teneurs en eau des papiers filtre nécessite la disponibilité d'une balance fiable de haute précision.

La mesure des teneurs en eau des papiers filtre nécessite la disponibilité d'une balance fiable de haute précision figure 4.24, pour cela nous avons profité de la technologie de pointe des balances analytiques. On a utilisé une balance analytique de

précision 0,0001g. La détermination de la valeur des masses s'effectue toujours par double pesée. Une fois la pesée terminée, ne pas laisser la balance allumée inutilement et maintenir la cage de la balance fermée même lorsqu'elle n'est pas en service.



Figure 4.24 Balance analytique pour la mesure des teneurs en eau du papier filtre.

En utilisant la méthode du papier filtre, la littérature offre plusieurs possibilités et approches de calcul des succions, nous présentons dans ce qui suit les méthodes de American Society for Testing and Materials (ASTM -D-5298-94), d'Amraoui (1996) et l'utilisation de la courbe d'étalonnage. Il est à noter aussi l'existence de plusieurs formules empiriques donnant les valeurs de  $pF$  en fonction des teneurs en eau.

## **Méthode contrôle des succions (imposition des succions)**

### **Méthode des solutions salines**

Les méthodes d'imposition des succions consistent à imposer à l'échantillon de sol une suite de succion croissante jusqu'à séchage complet (drainage), puis à le ré humidifier en imposant une suite de succion décroissante (imbibition). Une solution saline a la capacité de maintenir l'humidité relative constante. Cette humidité dépend de la solution saline et de sa concentration en sel. La loi de Kelvin permet de relier l'humidité relative à la succion totale. À l'équilibre sous chaque succion, on mesure les caractéristiques d'état des échantillons par des pesées immergées dans une huile non

mouillante. Le tableau 4.12 (Delage et Cui, 2000) donne les succions obtenues avec des différents sels à une température contrôlée de 20°C. On voit qu'il n'y a pratiquement pas de limite supérieure en succion. L'inconvénient principal de cette méthode est la lenteur des échanges par vapeur.

Tableau 4.12 Relation humidité-succion-nature de sel (en solution aqueuse saturée) à 20°C.

Solution saline saturée	Masse du sel/500 ml de solution (g)	Humidité relative mesurée(%)	Succion (MPa)
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	111	97	4.23
ZnSO <sub>4</sub> .7 H <sub>2</sub> O	-	91.3	12.6
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	375.66	81	29.9
NaCl	360	76	38.15
NaNO <sub>2</sub>	410.75	66	57.76
Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	82.8	55	82.8
K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	137.8	44	137.8
KCH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub>	182.1	20	182.1
KOH	331.9	9	331.9
CuSO <sub>4</sub>	200	95	7.13
Kcl	345	85	22.59
NH <sub>4</sub> , Cl	375	78	5.54
CH <sub>3</sub> COOH	Liquide	48	102.02
CaCl <sub>2</sub> , 6H <sub>2</sub> O	730	32,5	156.22

La durée d'équilibre dépend de la taille de l'échantillon et de la valeur de succion imposée. Dans la pratique des solutions salines saturées permettant d'imposer de très fortes succions, plus de 300 MPa. Il est préférable d'utiliser cette technique en condition de température contrôlée. Cette méthode est plus simple d'emploi, mais les échanges par phase vapeur sont plus lents. La température est un paramètre très important dans cette méthode, il est donc essentiel de la maintenir constante au cours d'un essai à l'aide d'un bain thermostat ou d'une armoire réfrigérée. Pour cela on la mesure pour chaque solution en mettant un hygromètre (Instrument de précision pour mesurer le degré d'humidité de l'air) à l'intérieur du dessiccateur et on relève les valeurs de l'humidité en fonction du temps jusqu'à confirmer la stabilité des humidités des solutions salines saturées utilisées.

Dans la présente étude on a utilisé six solutions saline à savoir : K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> : Sulfate de potassium, Kcl : Chlorure de potassium, CaCl<sub>2</sub> : Chlorure de calcium,

NaCl : Chlorure de sodium : KOH :Hydroxyde de potassium, K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> : carbonate de potassium.

### **Principe et manipulation**

Nous avons opté dans cette série d'essai d'imposition de succions à la méthode des solutions salines. Dans l'objectif de fait varié les valeurs de succions, quatre solutions salines sont utilisées. Les étapes de la préparation du dispositif expérimental relatif cette méthode se résument comme suit:

- Préparer la solution saline dans 500 g d'eau distillée, la présence des cristaux indique que la solution est saturée,
- Mettre un ou des échantillons de sol sur la grille du dessiccateur, aucun contact n'est permis entre la solution et les échantillons (échange par vapeur), figure 4.25
- On peut utiliser des échantillons naturels, compactés à la densité maximum de Proctor ou autres état de compacité.
- Bien fermer et sceller les dessiccateurs afin que l'air ambiant n'y pénètre,
- Après une période suffisante d'équilibre hydrique, avec la vapeur saturante de la solution saline, sortir les échantillons du dessiccateur et déterminer les paramètres d'état des échantillons tels que :  $e$ ,  $w$ ,  $S_r$ ...
- Afin de tracer la courbe de variation des succions en fonction des teneurs en eau, on a déterminé dans la présente étude que les teneurs en eau,
- Il est à noter que les pesées sont faite par la procédure d'une pesée directe et non pas par pesée hydrostatique, à cause de la non disponibilité de l'huile non mouillante comme l'huile de Kardane.



Figure 4.25 Les sels utilisés pour la préparation des solutions salines.



Figure 4.26 Échantillons sur grille des dessiccateurs avec différentes solution saline.



Figure 4.27 Imposition de la succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée.



Figure 4.28 Dessiccateur bien fermé pour éviter tout échange avec l'extérieur.

## Présentation des résultats

### Méthode papier filtre

Pour la fiabilité des résultats de calcul des succions, le papier filtre recommandé est celui de whatman42, figure 4.29. Il doit toujours être bien conservé dans son emballage à l'abri de l'humidité, de la poussière et de la chaleur. La figure montre sa courbe d'étalonnage.

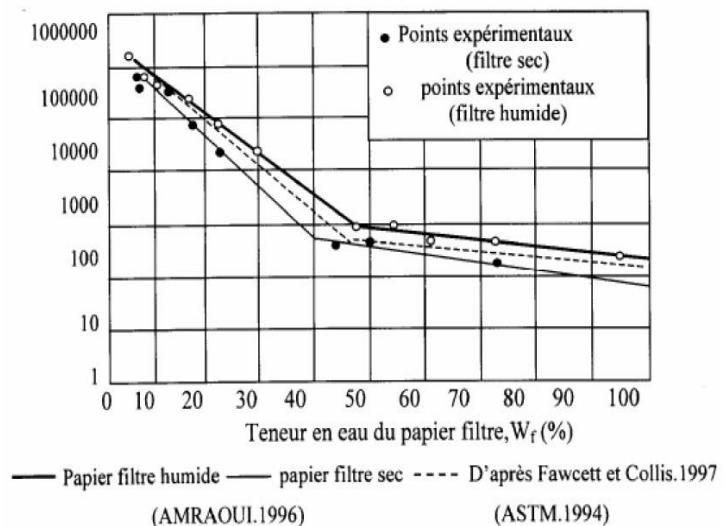


Figure 4.29 Le papier filtre whatman42 et la courbe d'étalonnage.

### *Cas de l'énergie de compactage =15 coups*

#### **Calcul de la succion totale**

La méthode de calcul de la succion totale suggère que le papier filtre ne soit pas en contact directe avec le sol, donc il est placé sur un anneau isolant en plastique.

#### **- Détermination des teneurs en eau des papiers filtre**

$$W_{F1} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1497 - 0.1376}{0.1376} = 8.79 (\%)$$

$$W_{F2} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.20385 - 0.16542}{0.16542} = 23.23 (\%)$$

$$W_{F3} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.28520 - 0.18565}{0.18565} = 53.62 (\%)$$

$$W_{F4} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.30905 - 0.16625}{0.16625} = 85.89 (\%)$$

$$W_{F5} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.2516 - 0.1283}{0.1283} = 96.10 (\%)$$

#### **Calcul de la succion matricielle**

#### **- Détermination des teneurs en eau des papiers filtre**

$$W_{F1} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1626 - 0.1323}{0.1323} = 22.90 (\%)$$

$$W_{F2} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.2898 - 0.1818}{0.1818} = 59.41 (\%)$$

$$W_{F3} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.2474 - 0.1321}{0.1321} = 87.28 (\%)$$

$$W_{F4} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.2590 - 0.1304}{0.1304} = 98.62 (\%)$$

$$W_{F5} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.3023 - 0.1359}{0.1359} = 122.44 (\%)$$

### *Cas de l'énergie de compactage =30 coups*

#### **Calcul de la succion totale**

#### **- Détermination des teneurs en eau des papiers filtre**

$$W_{F1} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1896 - 0.1785}{0.1785} = 6.22 (\%)$$

$$W_{F2} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1748 - 0.15815}{0.15815} = 10.53 (\%)$$



$$W_{F3} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.19315 - 0.16065}{0.16065} = 20.23 (\%)$$

$$W_{F4} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1878 - 0.1355}{0.1355} = 38.60 (\%)$$

$$W_{F5} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.2196 - 0.1457}{0.1457} = 50.73 (\%)$$

## Calcul de la succion matricielle

### - Détermination des teneurs en eau des papiers filtre

$$W_{F1} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1496 - 0.1323}{0.1323} = 7.79 (\%)$$

$$W_{F2} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.1675 - 0.1377}{0.1377} = 21.64 (\%)$$

$$W_{F3} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.21725 - 0.1624}{0.1624} = 33.77 (\%)$$

$$W_{F4} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.27345 - 0.16210}{0.16210} = 68.69 (\%)$$

$$W_{F5} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{0.30905 - 0.16625}{0.16625} = 85.89 (\%)$$

Comme déjà mentionné, les méthodes de calcul utilisées dans la présente étude sont :

- d'après ASTM D-5298-94 (état sec) :

Log s = 5,327 - 0,0779.  $w_f$ , pour:  $w_f < 45,3 \%$

Log s = 2,412 - 0,0135.  $w_f$ , pour:  $w_f > 45,3 \%$

- d'après Amraoui (1996) Pour le même papier filtre (état sec), cette corrélation s'exprime par :

Log s = 5,3344 - 0,0882.  $w_f$ , pour:  $w_f < 39,8 \%$

Log s = 2,4778 - 0,0165.  $w_f$ , pour:  $w_f > 39,8 \%$

- d'après la courbe d'étalonnage

Les tableaux 4.4, présente un récapitulatif de calcul selon la méthode envisagé, la nature de succion, l'état de compacité, la teneur en du sol et la teneur en eau du papier filtre.

Tableaux 4.13 Résultats de calcul selon ASTM D 5298- 94.

Code de l'essai	Nature de succion	Energie de compactage	W sol (%)	Wf(%)	S (KPa)	Méthode
Sm15-5	succion matricielle	15coups	5	22,90	3492,12676	ASTM
Sm15-10	succion matricielle	15coups	10	59,41	40,7347448	ASTM
Sm15-15	succion matricielle	15coups	15	87,28	17,1658376	ASTM
Sm15-20	succion matricielle	15coups	20	98,62	12,0400974	ASTM
Sm15-25	succion matricielle	15coups	25	122,44	5,74195785	ASTM
St15-5	succion totale	15coups	5	8,79	43879,2302	ASTM
St15-10	succion totale	15coups	10	23,23	3879,2302	ASTM
St15-15	succion totale	15coups	15	53,62	48,7674447	ASTM
St15-20	succion totale	15coups	20	85,89	17,8848376	ASTM
S15-25	succion totale	15coups	25	96,1	13,0211697	ASTM
Sm30-5	succion matricielle	30coups	5	7,79	52499,9633	ASTM
Sm30-10	succion matricielle	30coups	10	21,64	4377,67988	ASTM
Sm30-15	succion matricielle	30coups	15	33,77	496,954926	ASTM
Sm30-20	succion matricielle	30coups	20	68,69	30,5270614	ASTM
Sm30-25	succion matricielle	30coups	25	85,89	17,8848376	ASTM
St30-5	succion totale	30coups	5	6,22	69576,4074	ASTM
St30-10	succion totale	30coups	10	10,53	32115,3752	ASTM
St30-15	succion totale	30coups	15	20,23	5637,45385	ASTM
St30-20	succion totale	30coups	20	38,60	208,95848	ASTM
St30-25	succion totale	30coups	25	50,73	53,3512992	ASTM

Tableaux 4.14 Résultats de calcul selon Amraoui1996.

Code de l'essai	Nature de succion	Energie de compactage	W sol (%)	Wf(%)	S (KPa)	Méthode
Sm15-5	succion matricielle	15coups	5	22,9	2063,5738	Amraoui
Sm15-10	succion matricielle	15coups	10	59,41	31,443798	Amraoui
Sm15-15	succion matricielle	15coups	15	87,28	10,906364	Amraoui
Sm15-20	succion matricielle	15coups	20	98,62	7,0887555	Amraoui
Sm15-25	succion matricielle	15coups	25	22,44	2265,6457	Amraoui
St15-5	succion totale	15coups	5	8,79	36234,477	Amraoui
St15-10	succion totale	15coups	10	23,23	1929,8075	Amraoui
St15-15	succion totale	15coups	15	53,62	39,180502	Amraoui
St15-20	succion totale	15coups	20	85,89	11,497807	Amraoui
S15-25	succion totale	15coups	25	96,1	7,800995	Amraoui
Sm30-5	succion matricielle	30coups	5	7,79	44393,767	Amraoui
Sm30-10	succion matricielle	30coups	10	21,64	2665,3362	Amraoui
Sm30-15	succion matricielle	30coups	15	33,77	226,92691	Amraoui
Sm30-20	succion matricielle	30coups	20	68,69	22,101157	Amraoui
Sm30-25	succion matricielle	30coups	25	85,89	11,497807	Amraoui
St30-5	succion totale	30coups	5	6,22	61065,512	Amraoui
St30-10	succion totale	30coups	10	10,53	25448,02	Amraoui
St30-15	succion totale	30coups	15	20,23	3549,0654	Amraoui
St30-20	succion totale	30coups	20	38,6	85,090289	Amraoui
St30-25	succion totale	30coups	25	50,73	43,727535	Amraoui

## Relation succion teneur en eau

### Méthode papier filtre

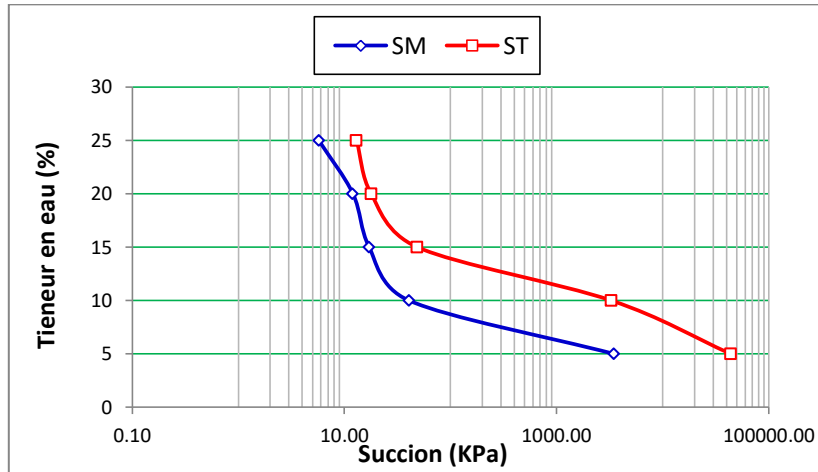


Figure 4.30 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 15 coups – ASTM

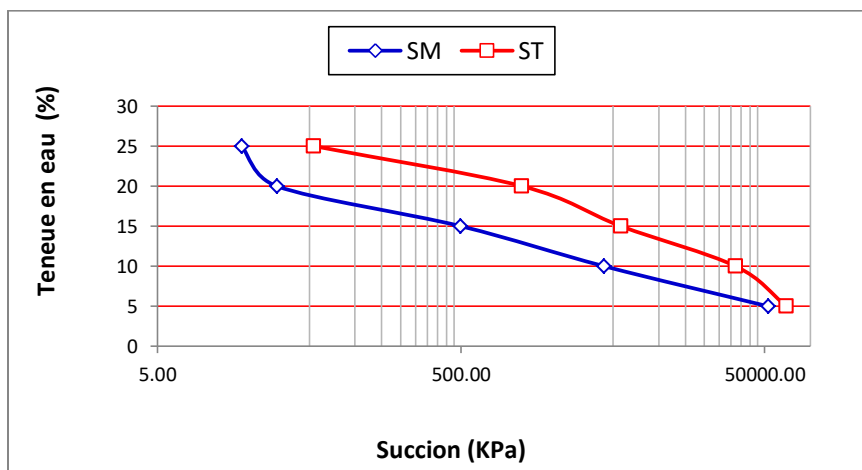


Figure 4.31 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 30 coups - ASTM.

## Discussion des résultats

Il est à constater que pour la méthode : American Society for Testing and Materials (ASTM), quelle que soit la valeur du nombre de coups, les succions totales présentent des valeurs plus grandes que les valeurs des succions matricielles. Aussi une proportionnalité inverse est visualisée entre les valeurs des succions et les valeurs des teneurs en eau. Une autre constatation, est que pour un nombre de coups égal à 15 coups, les valeurs des succions se rapprochent pour les teneurs en eau entre 15% et

25%. De même pour un nombre de coups égal à 30 coups, les valeurs des succions totales et matricielles se rapprochent pour les teneurs en eau entre 5% et 15%.

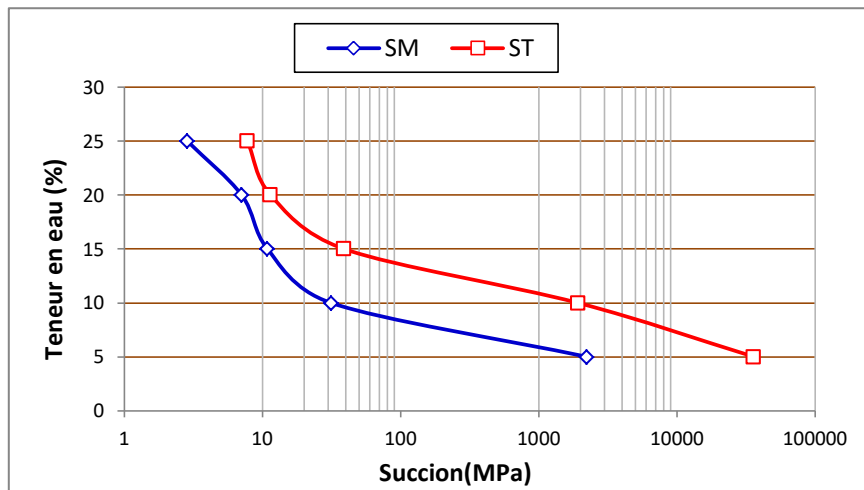


Figure 4.32 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 15 coups Amraoui

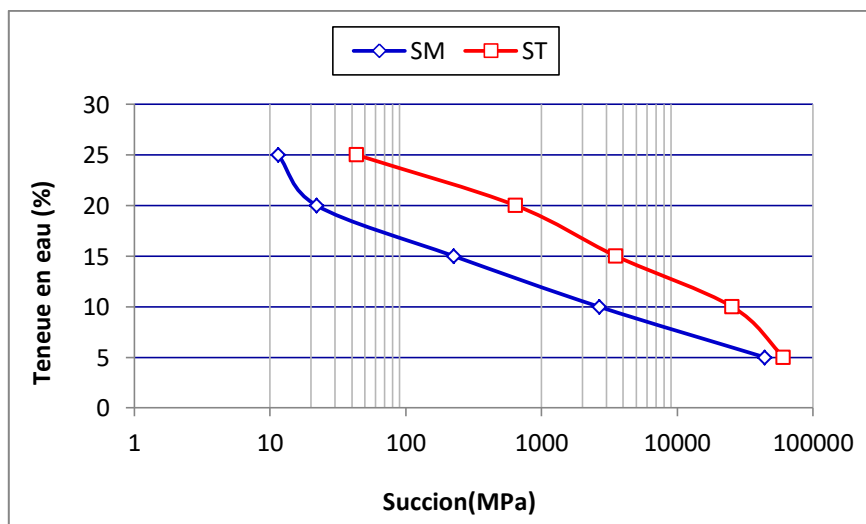


Figure 4.33 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau 30 coups Amraoui

## Discussion des résultats

Pour les résultats obtenus en utilisant la courbe d'étalonnage, les constatations précédentes des méthodes d'ASTM et d'Amraoui restent valables, q avec la proportionnalité inverse entre les teneurs en eau et les succions. Il important de noter que les courbes de retentions obtenus lors de cette étude sont toutes conformes avec les résultats des autres travaux de recherche. Aussi les succions totales présentent des résultats plus grands que celles des succions matricielles.

## Influence de l'état de compacité sur les valeurs des succions

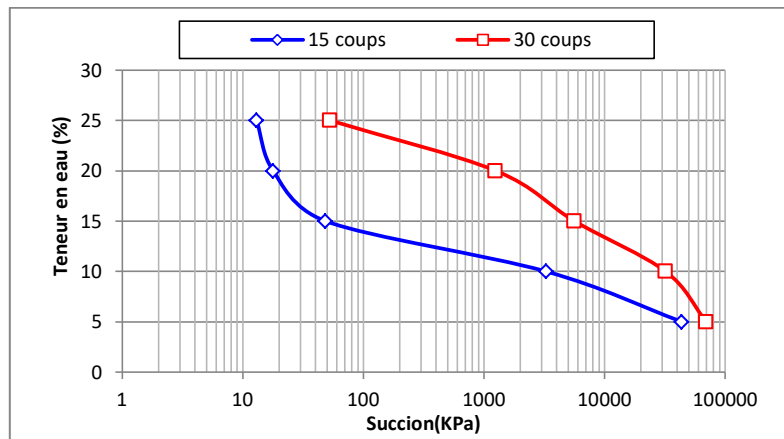


Figure 4.34 Influence de l'énergie de compactage sur la succion totale (ASTM)

### Discussions des résultats

Les figures 4.34, montre l'effet de l'état de compacité sur la variation des succions, ceci pour l'application, ASTM. Cette énergie de compactage est utilisée. Les résultats indiquent une augmentation des succions avec l'augmentation des énergies de compactage. On note à partir des courbes obtenues que les succions sont inversement proportionnelles aux teneurs en eau initiales. Comme la succion est un phénomène relié aux dimensions de pores dans une masse de sol, et vu que le compactage conduit à une diminution de la taille des pores, par conséquent le compactage entraîne une augmentation de la succion. La succion est inversement proportionnelle aux volumes des vides.

### Méthode des solutions salines

#### – Calcul des teneurs en eau

$$- W_1 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{32,62 - 21,83}{21,83} = 49,43 \text{ (\%)}$$

$$- W_2 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{33,71 - 28,98}{28,98} = 16,32 \text{ (\%)}$$

$$- W_3 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{35,33 - 33,69}{34,69} = 4,73 \text{ (\%)}$$

$$- W_4 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{33,50 - 32,90}{32,90} = 1,82 \text{ (\%)}$$

$$- W_5 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{28,80 - 28,65}{28,65} = 0,52 \text{ (\%)}$$

$$- W_6 = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_h - W_s}{W_s} = \frac{30,20 - 30,32}{30,32} = 0,39 \text{ (\%)}$$

Tableau 4.15 Valeurs de la succion pour les différentes solutions salines.

Solution salines Saturées	Masse du sel/500 ml de solution (g)	Humidité relative (%)	Pf	Poids du sol sec (g)	Poids du sol humide (g)	Teneur en eau (%)	Succion (MPa)
KOH	137.8	9	5.23	30.32	30.20	0.39	331.9
CaCl <sub>2</sub> , 6H <sub>2</sub> O	730	32,5	5.19	28.65	28.80	0,52	156.22
K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	331.9	44	4.82	32.9	33.5	1.82	137.8
NaCl	360	76	4.58	34.69	35.33	4.73	38.15
Kcl	345	85	4.35	28.98	29.71	16, 32	22.59
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	111	97	3.63	21.83	22.62	49.43	4.23

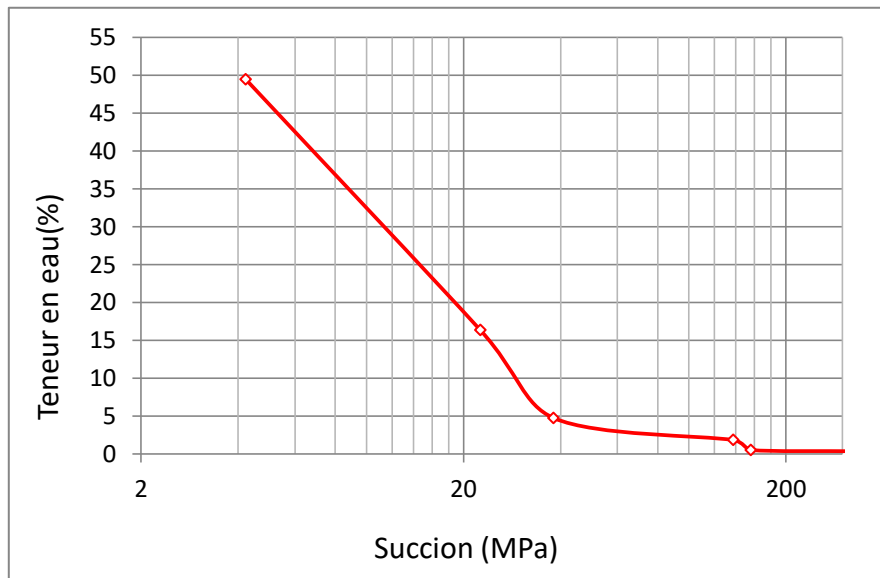


Figure 4.35 Courbe des solutions salines.

### Discussion des résultats

Le nombre de solutions salines utilisé dans la présente étude est insuffisant pour déterminer d'une façon précise la courbe complète de rétention du sol testé. Pour cela, que la teneur en eau résiduelle  $\theta_r$ , qui peut être déterminé. Donc la teneur en eau résiduelle  $\theta_r = 4\%$ . Les autres paramètres tels que : le point d'entrée d'air  $\psi_b$  et la teneur en eau saturée  $\theta_s$  ne sont pas déterminés.

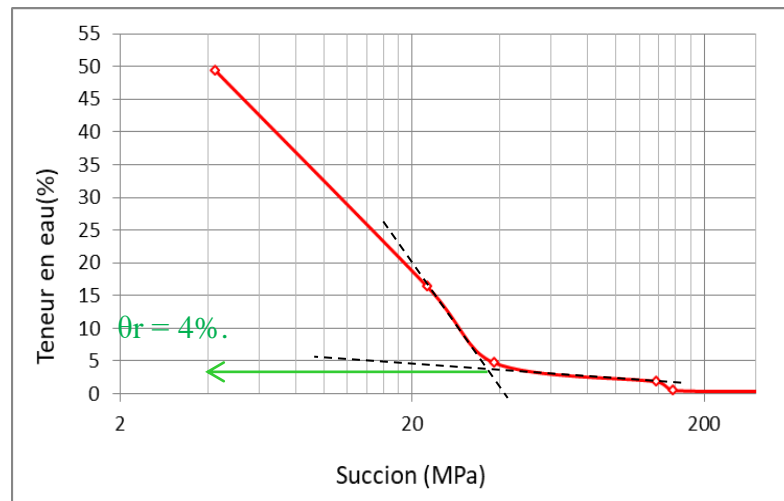


Figure 4.36 Détermination graphique de la teneur en eau résiduelle.

## Conclusion

- Les sols non saturés sont constitués de trois phases par conséquent leurs comportement devient plus complexe.
- La succion est une propriété fondamentale des sols non saturés.
- Pour chaque technique de mesure ou d'imposition, il existe plusieurs méthodes complémentaires afin de balayer un grand intervalle de pression allant de 0.1 kPa à plus de 400 MPa.
- Les essais de succion nous ont permis d'utiliser deux techniques : la méthode de papier filtre de mesure de succions et la méthode par phase vapeur des solutions salines d'imposition de succions.
- Les essais de mesure de succion nous ont permis d'atteindre des valeurs de succion très élevée de l'ordre de 69576,41 kPa.
- L'imposition (le contrôle) de succion par des solutions salines nous a permis d'atteindre une valeur de succion très élevée de l'ordre de 331.9 MPa.
- La gamme de pressions balayées par les essais nous ont permis de tracer les courbes de retentions des succions matricielles et des succions totales.



## **Conclusion générale**

Ce mémoire de master a abordé trois aspects essentiels de la caractérisation géotechnique des sols : les essais de caractérisation géotechnique, les essais œdométriques et les essais de succion.

- Les essais de caractérisation géotechnique, les essais œdométriques et les essais de succion jouent tous un rôle crucial dans l'étude des propriétés géotechniques des sols. Ces essais fournissent des informations essentielles pour évaluer le comportement mécanique des sols, leur compressibilité et leur résistance.
- Les essais de caractérisation géotechnique, permettent d'obtenir des données de base sur la composition et les caractéristiques physiques des sols. Ces données sont indispensables pour déterminer les paramètres géotechniques nécessaires à la conception des ouvrages.
- Les essais œdométriques, sont utilisés pour évaluer le comportement de consolidation des sols. Ils permettent de déterminer les caractéristiques de compression et de déformation des sols sous des charges appliquées. Les résultats de ces essais sont essentiels pour prédire le tassement des sols et pour concevoir des fondations adaptées aux charges prévues.
- Les essais de succion sont devenus de plus en plus importants dans les études géotechniques, en particulier pour les sols non saturés. Ces essais mesurent la capacité du sol à retenir l'eau sous différentes conditions de succion. Ils fournissent des informations déterminantes sur la capacité de drainage des sols, leur potentiel de gonflement et leur comportement hydromécanique.
- En combinant les résultats des essais de caractérisation géotechnique, des essais œdométriques et des essais de succion, les géotechniciens peuvent obtenir une compréhension approfondie des propriétés et du comportement des sols.

## Références bibliographiques

---

- AFNOR NF P94-057. (1992). « Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation ».
- AFNOR NF P94-068. (1998). « Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche ».
- Al Hassan, M. (2008). « Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash ». *Assumption University Journal of Technology*, Vol. 12, pp. 115-120.
- Al Hassan, M. et MUSTAPHA, A.M. (2007). « Effect of Rice Husk Ash on Cement Stabilized Laterite ». *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies* ISSN 1583-1078, pp.47-58.
- ASTM D-559. (2003). *Standard test method for wetting and drying of compacted soil cement mixtures. Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08. Easton, PA: American Society for Testing and Materials.*
- ASTM D-698. (2000). *Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort. Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08. Easton, PA: American Society for Testing and Materials.*
- ASTM D-854. (2002). *Standard test method for specific gravity of soil solids by water pycnometer. Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08. Easton, PA: American Society for Testing and Materials.*
- ASTM, D1883-14, *Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory 327 Compacted Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.*
- ASTM-D2166. (1998). *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive Soil.*
- Bellezza, I., & Fratolocchi, E. (2006). « Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures ». *Ground Improvement* 10, 77-90.

- Bensalem, A. (2010). *Caractérisation et exploitation de l'argile de benazzouz dans la construction routière. Mémoire de Magister en Génie civil. Université Badji Mokhtar ANNABA.*
- Bourabah M. A. (2012). « *Comportement mécanique des sols fins application à la valorisation des sédiments de barrages en technique routière* ». these doctorat, *University Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algeria.*
- Bourokba, S. A. (2011). « *Étude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajouts de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kébir* ». these doctorat, *University of Science and Technology Med Boudiaf, Oran, Algeria.*
- Cai, Y., Shi, B., Ng, C. W. & sheng Tang, C. (2006). « *Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil* ». *Engineering Geology* 87(3-4), 230-240.
- Caillere S., Henin S. (1959). « *La classification des argiles* ». *XXème congrès Géol. Internat., Mexico, pp. 1-8.*
- Cui Y.J. (1993). « *Etude du comportement d'un limon compacte non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique* ». *Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES), Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.*
- Fleureau J.M., kheirbek- Saoud S. (2004). « *Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification* ». *Cours. Ecole Centrale de Paris.*
- Fleureau J.-M., Kheirbek-Saoud., Soemitro R., Taibi, S. (1993). « *Behavior of Clayey Soils on Drying -Wetting Paths* ». *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 287-296.*
- Mellal F., Lamri B. (2010). « *Etude du Comportement d'un Remblai Routier Traité à la Chaux* ». "*SICZS\_2010*" *Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26-27 octobre 2010.*
- Philipponnat G., Huber B. (1997). « *Fondations et ouvrages en terre* ». *Edition Eyrolles.*
- Sayad, G.C. (2003). « *Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés* ». *Thèse doctorat. Université le Havre, France.*

- *Schaeffner M., Philippe A. (1970). « Abaissement de la teneur en eau d'un sol par addition de chaux vive ». Bulletin des liaisons des Laboratoires des Ponts et Chaussées 49, Nov.-Dec.*
- *Zerhouni M.I. (1991). « Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols-Applications aux routes ». Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, Châtenay- Malabry, France. 280 pages.*