



Republique Algerienne Democratique Et  
Populaire



وزارة التعليم  
العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

جامعة  
العربي التبسي -  
تبيسة

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**

En : Génie Civil.

Spécialité : Géotechnique.

Par : SAOUDI Noura et CHEBOUT Raouane

## Thème

**COMPORTEMENT DES ARGILES DE LA REGION  
DE DOUKANE- TEBESSA**

Laouar Mohammed Salah  
Bouchoucha Abdallah  
Malaoui Rachida

Rapporteur  
Président  
Examineur

Promotion : 2019/2020

# Remerciement

*Le plus grand remerciement à ALLAH Subhanaho wa Tâala, créateur de l'univers de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur*

*Ce travail a été revu, rectifié et approuvé par notre promoteur Mr LAOUAR Mohammed Saleh, nous remercions d'abord pour nous avoir fait confiance, pour nous avoir encadré et dirigé, ensuite pour ses conseils précieux, ces orientations judicieuses et ces directives efficaces. Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude et respect.*

*A Mr le président et Mlle l'examinatrice, Qui nous ont fait l'honneur d'accepter la présidence et la critique de notre mémoire. Hommages respectueux.*

*J'adresse mes sincères remerciements à toutes les personnes du département Génie Civil et le laboratoire de la mécanique des sols.*

*Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# Dédicace

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes chers frères et sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,*

*A tous mes amis, pour leur appui et leur encouragement,*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

***Raouane***



# Dédicace

*A mon père, que dieu pitié de lui, et je vivrai dans son paradis*

*A ma mère, pour tout son sacrifice, son amour, son tendresse, son soutien et son prière tout  
au long de mes études,*

*A mes chers frères et sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,*

*A mon fiancé, pour son soutien, sa patience et sa fierté en moi*

*A tous mes amies, pour leur appui et leur encouragement,*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien  
infaillible,*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

## *Noura*



## *Résumé*

La zone de Doukane, situé au sud-ouest de la ville de Tébessa est en pleine extension urbanistique. Dans ce travail, nous mettons en exergue le phénomène gonflement des sols de cette région de la ville de Tébessa et les conséquences qui peuvent se produire. Le comportement des sols argileux est lié essentiellement à certains paramètres environnementaux telles que : la non saturation du sol, la géologie, la lithologie du site et le climat.

Une synthèse bibliographique décrivant les divers types d'argiles et les paramètres favorisant le gonflement des sols est nécessaire pour la suite de ce travail. Puisque les sols gonflants sont généralement des sols non saturés, pour cela une étude décrivant le phénomène de la non saturation des sols et l'explication des méthodes de détermination des succions est proposé. Pour une idéale classification du sol de la région d'étude, la stratégie d'investigation est basée sur une caractérisation au laboratoire des échantillons prélevés, ensuite un programme expérimental basé sur des essais de compressibilité est proposé. Les résultats obtenus montrent clairement la susceptibilité des échantillons testés au gonflement.

***Mots clés :*** argile gonflante, teneur en eau, caractérisation, non saturation, essais de compressibilité.

## الملخص

منطقة دكان الواقعة جنوب غرب مدينة تبسة في تطور حضري كامل. في هذا العمل نسلط الضوء على ظاهرة انتفاخ التربة في هذه المنطقة من مدينة تبسة والعواقب التي يمكن أن تحدث. يرتبط سلوك التربة الطينية بشكل أساسي ببعض المعايير البيئية مثل : عدم تشبع التربة، والجيولوجيا، وصخور الموقع والمناخ . يعد الملخص الببليوغرافي الذي يصف الأنواع المختلفة من الطين والمعايير التي تساهم في انتفاخ التربة ضرورياً لبقية هذا العمل. نظراً لأن التربة المنتفخة هي عموماً تربة غير مشبعة، فقد تم اقتراح دراسة تصف ظاهرة عدم تشبع التربة وشرح طرق تحديد الشفط. للحصول على تصنيف مثالي للتربة في منطقة الدراسة، تعتمد إستراتيجية التحقيق على التوصيف المختبري للعينات المأخوذة، ثم يتم اقتراح برنامج تجريبي يعتمد على اختبارات الانضغاط. النتائج التي تم الحصول عليها تظهر بوضوح قابلية العينات المختبرة للانتفاخ.

**الكلمات المفتاحية:** انتفاخ الطين، محتوى الماء، التوصيف، عدم التشبع، اختبارات الانضغاط.

## ***Abstract***

The Doukane area, located southwest of the city of Tébessa, is in full urban development. In this work, we highlight the soil-swelling phenomenon in this region of the city of Tébessa and the consequences that can occur. The behavior of clay soils is essentially linked to certain environmental parameters such as the unsaturation of the soil, the geology, the lithology of the site and the climate.

A bibliographic summary describing the various types of clays and the parameters favoring soil swelling is necessary for the rest of this work. Since swelling soils are generally unsaturated soils, a study describing the phenomenon of soil unsaturation and an explanation of the methods for determining suction is proposed. For an ideal classification of the soil in the study region, the investigation strategy is based on a laboratory characterization of the samples taken, and then an experimental program based on compressibility tests is proposed. The results obtained clearly show the susceptibility of the samples tested to swelling.

***Key words:*** *swelling clay, moisture content, characterization, unsaturated, compressibility tests.*

**Liste des notations et symboles :**

- W : Teneur en eau.
- $U_w$  : Pression Interstitielle.
- $U_a$  : Pression de l'air.
- $U_w$  : Pression de l'eau.
- S : Succion.
- $S_t$  : Succion totale.
- $S_m$  : Succion matricielle.
- $S_o$  : Succion osmotique.
- R : Constante des gaz parfaits.
- T : Température absolue.
- M : Masse molaire de l'eau.
- $K_{sat}$  : Coefficient de perméabilité à la saturation.
- Ksat eau : Coefficient de permeabilité à la saturation de l'eau
- Ksat air : Coefficient de permeabilité à la saturation de l'air
- $S_r$  : Degré de saturation.
- K : perméabilité.
- T : Tension superficielle de l'eau.
- R : Rayon du tube capillaire.
- $W_f$  : Teneur en eau de papier filtre.
- g : Accélération de la pesanteur.
- C : Concentration de PEG.
- e : Indice des vides.
- Pf : Point de flétrissement.
- $W_{sat}$  : Teneur en eau de saturation.
- $C^\circ$  : Température.
- M : Correction.
- D : Diamètre effectif.
- Cu : Coefficient d'uniformité.
- Cc : Coefficient de courbure.



- $W_L$ : Limite de liquidité.  
 $W_p$ : Limite de plasticité.  
 $W_{opt}$ : Teneur en eau optimale  
 $I_p$ : Indice de plasticité.  
 $I_L$ : Indice de liquidité.  
 $I_C$ : Indice de consistance.  
 $A_C$ : Activité du sol.  
 $N$ : Nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres.  
 $m_0$ : Masse sèche de l'essai.  
 $m_{h1}$ : Masse du sol.  
 $m_{h2}$ : Masse de l'eau.  
 $m_{h3}$ : Masse du bleu.  
 $m_{h4}$ : Masse de sol + eau + bleu.  
 $m_{h5}$ : Masse de sol + l'eau.  
 $V$ : Volume de bleu méthylène.  
 $B$ : Masse de bleu introduite.  
 $S_p$ : Surface spécifique.  
 $C_2$ : teneur en éléments de dimensions  
 $V_s$ : Volume des grains du sol.  
 $W_s$ : Poids du matériau sec.  
 $M_0$ : Masse d'eau.  
 $M_1$ : Masse des grains solides.  
 $M_2$ : Masse des grains solides + eau.  
 $M_3$ : Masse (d'eau + grains solides)-masses des grains solides.  
 $\varnothing$ : Diamètre des grains.  
 $\gamma_s$ : Poids spécifique des grains du sol.  
 $\gamma_d$ : Densité sèche.  
 $P_h$ : Poids totale humide.  
 $P_{ts}$ : Poids totale sec.  
 $P_t$ : Poids de la tare.

- $P_s$ : Poids sec.
- $P_w$ : Poids de l'eau.
- $W_{moy}$ : Teneur en eau moyenne.
- CBR : California bearing ratio.
- IPI : Indice portance immédiat.
- $\sigma_c$  : La pression de consolidation
- $\square g$  : Le potentiel (ou taux) de gonflement.
- $\square g$  : La pression de gonflement.
- $E_{oed}$  : Le module oedométrique.
- $\Delta V$  : La variation de volume.
- Cg : Coefficient de gonflement.
- Cc : Coefficient de compression.
- t : Le temps de tassement.
- $h_d$ : La hauteur de drainage de la couche.
- $T_v$ : Le facteur temps.
- $\Delta H$  : La variation de la hauteur.
- $a_v$ : Coefficient de compressibilité.
- $m_v$ : Coefficient de compressibilité volumétrique.

*Liste des figures*

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>page</b>
Figure 1.1	Localisation de la ville de Tébessa	2
Figure 1.2	Accessibilité à la zone de Doukane	3
Figure 1.3	Localisation du lieu du projet de Doukane	3
Figure 1.4	Relief et aspect du site Doukane	4
Figure 2.1	Feuillet en tétraèdre	8
Figure 2.2	Feuillet en octaèdre	8
Figure 2.3	Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande	9
Figure 2.4	Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile	10
Figure 2.5	Couches tétraédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)	11
Figure 2.6	Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)	11
Figure 2.7	Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)	13
Figure 2.8	Des argiles au microscope électronique à balayage Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006)	15
Figure 2.9	Structure de kaolinite	16
Figure 2.10	Structure de famille de l'illite	17
Figure 2.11	Structure de famille de la montmorillonite	18
Figure 2.12	Trois états d'un même sol (sec, initial, saturé d'eau)	21
Figure 2.13	Retrait et gonflement sont complémentaires et dépendent de l'état initial	22
Figure 2.14	Mécanismes des causes de gonflement (Gens et Alonso, 1992)	24
Figure 2.15	Mesure de la CEC. Eslinger et Peaver, (1988)	28
Figure 2.16	Abaque pour l'identification d'évaluation des sols gonflants d'après Williams et Donaldson	31
Figure 2.17	Abaque potentiel de gonflement seed et al (1962)	31
Figure 2.18	Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le modèle de Gouy et Stem	32
Figure 2.19	Différents états de l'eau dans les sols	33
Figure 2.20	Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initial, (Alonso et Al, 1987)	33
Figure 2.21	Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale, Hachichi, (2006)	34
Figure 2.22	Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche, Sridharan et al. (1986)	35
Figure 2.23	Variation de gonflement en fonction de la densité sèche initiale, Hachichi, 2006	36
Figure 2.24	Evaluation de gonflement libre en fonction du temps,	37

	Gueddouda et al, (2007)	
Figure 2.25	Evaluation de la pression de gonflement en fonction du temps, Gueddouda et al, (2007)	37
Figure 2.26	Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons, Hachichi, (2006)	38
Figure 2.27	Relation entre les taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial Komine et Ogata(1994)	39
Figure 2.28	Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement Komine et Ogata(1994)	40
Figure 2.29	Influence de la hauteur initiale sur le gonflement Mehmit(1982)	40
Figure 2.30	Le potentiel du gonflement en fonction du comportement cyclique (gonflement/retrait) selon les différents chercheurs, cité par Hamoud.AL et al ;(1985)	41
Figure 2.31	Tassement différentiel terrain sous les fondations	42
Figure 2.32	Dégradation dues au gonflement (hôpital Moulay Ismail, (Meknès)).	43
Figure 2.33	Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel	43
Figure 2.34	Méthode de classification à partir des essais d'identification	46
Figure 2.35	Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson(1980)d'après les proportions statistiques simulées	46
Figure 2.36	Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de gonflement	47
Figure 2.37	Exemple des courbes des normes ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5 5,0/5,50 m	48
Figure2.38	Les résultats d'essais de gonflement sur les argiles de Médéa	49
Figure 2.39	Carte de répartition du coefficient d'extensibilité linéaire (COLE) situation des argiles	51
Figure 2.40	Diagramme de la répartition minéralogique de casagrande (1948) et Holtz et Kovac(1981)	51
Figure 3.1	Les températures d'évaporation d'eau	59
Figure 3.2	Relation coefficient de perméabilité à la saturation de l'eau et de l'air	60
Figure 3.3	Remontée de l'eau dans un capillaire	61
Figure 3.4	Méthode de papier filtre (Delage et Cui, 2000)	64
Figure 3.5	Mesure de la succion par la méthode du papier filtre	65
Figure 3.6	Courbe d'étalonnage de la succion du papier filtre Whatman n 42 sec et humide Plan wf, S-Belhachemi 2005	66
Figure 3.7	Psychromètre et courbe de résultats	67
Figure 3.8	Principe de la mesure de la succion par tensiomètre	67

	(Delage et Cui, 2000)	
Figure 3.9	Tensiomètre de Ridley et Burland (Delage et Cui, 2000)	68
Figure 3.10	Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 2004)	69
Figure 3.11	Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique	70
Figure 3.12	Relation entre succion et concentration (Delage et Cui, 2000)	71
Figure 3.13	Dispositif expérimental de la méthode osmotique	72
Figure 3.14	Mise en place du dispositif (a) : PEG 20000 ;(b) : PEG 6000	72
Figure 3.15	Contrôle de succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solutions saline saturée (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 2004)	73
Figure 3.16	Principe de la plaque tensiométrique (Fleureau, 2005)	75
Figure 3.17	Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (Alshihabi, 2002)	76
Figure 3.18	Schémas des dispositifs de contrôle de succion	77
Figure 3.19	Complémentarité entre les différentes techniques	77
Figure 3.20	Courbes de succion	79
Figure 3.21	Courbes de rétention pour différents types de sol, Hillel, 1988	79
Figure 3.22	Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M.D. Fredlund, 1976)	80
Figure 3.23	Différentes phases de la courbe de succion (Vanapali S.K, et al.2002)	81
Figure 3.24	Effet de la température sur les courbes caractéristiques du sable limoneux argileux pour trois valeurs d'indice des vides (Salager, 2007)	83
Figure 3.25	Evolution du volume d'air occlus en fonction du chargement hydrique pour 15 et 30 c. cas d'une marne sableuse, (Hopmans et Dane, 1986)	84
Figure 3.26	Influence de l'indice des vides initial sur la succion d'entrée d'air dans le cas d'une argile sableuse (Kawai et al, 2000)	85
Figure 3.27	Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux(Croney)	86
Figure 3.28	Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau	87
Figure4.1	Obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électrique de haute tension	91
Figure 4.2	Manipulation d'essai granulométrique par tamisage	96
Figure 4.3	Manipulation d'essai granulométrique par sédimentométrie	97

Figure 4.4	Courbe granulométrique de sol d'étude	98
Figure 4.5	Etats de sol et limites d'Atterberg	100
Figure 4.6	Appareil de Casagrande	101
Figure 4.7	Détermination de la limite de plasticité $w_p$	102
Figure 4.8	Nature de sol selon $I_p$	103
Figure 4.9	L'abaque de Casagrande	103
Figure 4.10	Abaque de plasticité de Casagrande (simplifiée)	103
Figure 4.11	Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fin	104
Figure 4.12	Abaque de classification de sol selon $W_L$ et $I_p$	104
Figure 4.13	Abaque d'identification et classification de sol	105
Figure 4.14	Méthode de classification à partir des essais d'identification, Williams et Donaldson(1980)	105
Figure 4.15	Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson(1980) d'après les proportions statistiques simulées	106
Figure 4.16	Les étapes d'essai bleu méthylène	109
Figure 4.17	Nature de sol selon VBS	110
Figure 4.18	Matériel utilisé dans l'essai de poids spécifique par pycnomètre	112
Figure 4.19	Manipulation de l'essai calcimétrie	113
Figure 4.20	Essai Proctor normal	115
Figure 4.21	Essai Proctor modifié	115
Figure 4.22	Appareillage pour essai Proctor	116
Figure 4.23	Résultats des essais Proctor normal et modifié	117
Figure 4.24	Essai CBR immédiat	120
Figure 4.25	Essai CBR immersion	121
Figure 4.26	Variation des déplacements en fonction l'effort.CBR immédiat et après immersion	122
Figure 5.1	Série d'œdomètres	125
Figure 5.2	Détail d'un œdomètre	125
Figure 5.3	Cellule d'œdomètre	125
Figure 5.4	Dame de compactage	127
Figure 5.5	Emplacement du sol muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre	128
Figure 5.6	Courbes de consolidation	129
Figure 5.7	Courbes de compressibilité œdométriques	130
Figure 5.8	Variation de $\Delta h/h_0$ en fonction du temps	131
Figure 5.9	Variation de $\Delta h$ en fonction du temps	132
Figure 5.10	Courbe de compressibilité pour E=20coups	135
Figure 5.11	Courbe de compressibilité pour E=40coups	135

Figure 5.12	Courbe de compressibilité pour E=60coups	136
Figure 5.13	La valeur de $\sigma'_{c1}$ du la courbe de compressibilité	137
Figure 5.14	La valeur de $\sigma'_{c2}$ du la courbe de compressibilité	138
Figure 5.15	La valeur de $\sigma'_{c3}$ du la courbe de compressibilité	138

*Liste des tableaux*

tableau	Titre	page
Tableau 2.1	Relation entre type de cations et gonflement Gupta et al(1967) cité par Gueddouda, (2005)	29
Tableau 2.2	Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courant. Grim(1959)	29
Tableau 2.3	Le coefficient d'activité de différents types de minéral argileux. Holtz(1991) ; Mitchell(1976)	30
Tableau 2.4	Taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types du sol à différentes énergies de compactage A. Sridaharan, Gurtug(2004)	38
Tableau 2.5	Potentiel de gonflement des sols examinés les différentes classifications	45
Tableau 2.6	La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE	52
Tableau 2.7	Potentiel de gonflement d'après, Dakshanamurphy et Raman(1973)	52
Tableau 3.1	Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées	70
Tableau 3.2	Relation humidité relative-succion (Delage et Cui 2000, Sayed 2003)	74
Tableau 3.3	Gamme de variation des différentes succions	78
Tableau 3.4	Modèles empiriques de la courbe de rétention	88
Tableau 4.1	Programme des essais de caractérisation	95
Tableau 4.2	Granulométrie du sol par tamisage	96
Tableau 4.3	Résultats d'essai sédimentométrie	98
Tableau 4.4	Classification de sol selon coefficient d'uniformité	99
Tableau 4.5	Caractéristiques granulométrique de sol d'étude	99
Tableau 4.6	Résultats d'essai limites d'Atterberg	101
Tableau 4.7	Résultats d'essai limite de plasticité	102
Tableau 4.8	Relation entre $I_p$ et le potentiel de gonflement (d'après Snethen, 1980)	106
Tableau 4.9	Classification des sols gonflants basée sur l' $I_p$ selon Chen(1988)	106
Tableau 4.10	Classification de l'indice de consistance	107
Tableau 4.11	La classification de l'activité des sols	108
Tableau 4.12	Activité des principales familles d'argile (Skempton, 1984)	108
Tableau 4.13	Résultats d'essai VBS	110
Tableau 4.14	Classification de sol par valeur de bleu de méthylène	110
Tableau 4.15	Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants	111



Tableau 4.16	Activité au bleu des argiles d'après Lautrin(1989)	111
Tableau 4.17	Résultats d'essai de poids spécifique de sol	112
Tableau 4.18	Teneur en carbonate de calcium	114
Tableau 4.19	Conditions des essais Proctor normal et modifié	116
Tableau 4.20	Calculs et résultats des essais Proctor normal	117
Tableau 4.21	Résultats des essais Proctor normal et modifié	120
Tableau 4.22	Résultats de l'essai CBR immédiat	120
Tableau 4.23	Pourcentage de CBR et sa classe de portance : MOKHTARI	121
Tableau 4.24	Qualité de sol avec l'indice CBR	121
Tableau 4.25	Résultats de l'essai CBR après immersion	122
Tableau 4.26	Classification de sol étudié.	122
Tableau 4.27	Caractéristiques géotechniques de l'argile gonflant de Doukane	123
Tableau 5.1	Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage	126
Tableau 5.2	charges appliquées sur les éprouvettes en kg et en KN/m <sup>2</sup>	131
Tableau 5.3	Relation charge-déplacement pour différente énergies de compactage	131
Tableau 5.4	contrainte et l'indice des vides (chargement)	134
Tableau 5.5	contrainte et l'indice des vides (déchargement)	135
Tableau 5.6	Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de compressibilité	139
Tableau 5.7	Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement	140
Tableau 5.8	valeur des modules œdométrique des 3 éprouvettes	147
Tableau 5.9	La détermination du type de sol par rapport module oedométrique $E_{eod}$	143

## Sommaire

Titre	page
Remerciement	
Dédicace	
Résumé	I-III
Liste des symboles	IV-VI
Liste des figures	VII-XI
Liste des tableaux	XII-XIII
<b>Chapitre 1 : introduction et présentation de la zone d'étude</b>	1-4
1 : introduction	1
2 : morphologie de site	3
3 : vocation et programme à implanter dans le site	4
<b>Chapitre 2 : Notions Générales sur les Argiles et le phénomène de gonflement</b>	6-55
1 : introduction	6
2 : les argiles et le phénomène de gonflement	6
2.1 : Minéraux argileux	7
2.2: Les caractéristiques minéralogiques des argiles	8
2.3 : Structure minéralogique des argiles	9
2.3.1 : Le feuillet	10
2.3.2 : La particule	12
2.3.3 : L'agrégat	12
2.4: Classification des minéraux argileux	13
2.4.1 : Minéraux de type (T-O)	13
2.4.2 : Minéraux de type (T-O-T)	14
2.4.3 : Minéraux de type (T-O-T-O)	14
2.4.5 : Minéraux inter stratifiés	14
2.5 : La nature et les différents types des sols argileux	15
2.5.1 : Kaolinite	15
2.5.2: L'illite	16
2.5.3: Montmorillonite	17
2.6: Propriétés des argiles	18
2.6.1 : Les argiles d'altération	19
2.6.2 : Les argiles fluviales	19
2.6.3 : Les argiles lacustres	19
2.6.4 : majeur des fleuves, lors les argiles marines	19
2.7: Phénomène du retrait- gonflement	19
2.8: Revue du phénomène de gonflement	20
2.9 : Comportement des sols argileux gonflants	21
2.10 : Définition des paramètres du gonflement	22
2.11: Mécanismes de gonflement	23
2.11.1 : Le Gonflement au sens physico-chimique	23
2.11.2 : Gonflements au sens mécanique	25

2.11.2.1 : Contrainte dans un sol	25
2.11.2.2 : Gonflement dû à une modification de l'état de contraintes	27
2.12 : Relation entre la texture du matériau et le gonflement	27
2.13 : Les Principaux Facteurs Qui Influencent Le Gonflement Du Sol	27
2.13.1: Facteur Intrinsèques	28
2.13.1.1 : Composition Minéralogique	28
2.13.1.2 : Capacité d'échange cationique (CEC)	28
2.13.1.3: Surface spécifique d'une particule argileuse	19
2.13.1.4: Activité des argiles	29
2.13.2 : Théorie de la double couche	31
2.13.2: Facteurs externes	32
2.13.2.1: Teneur en eau initiale	32
2.13.2.2: Densité sèche	35
2.13.2.3: Mode et l'énergie de compactage	36
2.13.2.4: Effet de l'échelle	38
2.13.2.5: Influence du poids volumique sec initial	39
2.13.2.6: Influence du frottement latéral	40
2.13.2.7 : Influence de la température	40
2.13.2.8: Influence des cycles retrait-gonflement	41
2.13.2.9 : Influence de la durée des essais	41
2.14 : Impact du gonflement sur les ouvrages	42
2.14.1: Ouvrages superficiels	42
2.14.2 : Ouvrages souterrains	42
2.14.3: Tunnels	42
2.15 : Rappel des méthodes d'estimation du gonflement	44
2.15.1 : Potentiel de gonflement	44
2.15.1.1 : Méthode Indirecte	44
2.15.1.2 : Méthode directe	47
2.15.2 : Présentation de la méthode de covar- Lytton	49
2.16: Méthodes d'améliorations des sols gonflants	51
2.16.1: Introduction	51
2.16.2: Les Différentes méthodes de traitement des sols	52
2.16.2.1 : Méthodes mécaniques	52
a. Le compactage	52
b. Le pré chargement	52
c. Le drainage	52
d. Substitution	53
e. colonnes ballastées	53
f. Le rabattement	53
2.16.2.2 : Méthodes thermiques	53
a. Déshydratation	53
b. Le congélation	53
2.16.2.3 : Méthodes chimiques	54
a. Hydrophobants	54
b. Liants	54

c. Les sables	55
2.16.3 : Conclusion	55
<b>Chapitre 3 : Le concept sols non saturés</b>	<b>56-87</b>
1: Introduction à la mécanique des sols non saturé	56
2 : Comportement des sols non saturés	58
2.1 : L'eau et l'air	59
2.2: propriétés de rétention d'eau	60
3: La succion dans les sols	61
4: Les différents types de la succion	62
4.1: Succion matricielle	62
4.2 : Succion capillaire	62
4.3 : Succion osmotique (ou pression osmotique)	63
4.4 : Succion d'adsorption	63
5 : Techniques de mesure de la succion	63
5.1 : Méthode du papier filtre	63
5.2 : Mesure psychrométrique de la succion	66
5.3 : Mesure tensiométrique de la succion	67
6 : Techniques de contrôle de la succion	68
6.1 : Technique de contrôle osmotique	68
6.2 : Technique de contrôle par phase vapeur	72
6.3 : technique de contrôle par plaque tensiométrique	74
6.4 : Contrôle par translation d'axes (l'appareil de richards)	75
6.5 : Récapitulatif des méthodes de contrôle des succions au laboratoire	76
7 : Courbe se succion ou rétention d'eau	78
7.1 : Points caractéristiques de la courbe de rétention	79
7.2 : différentes phases de la courbe de succion	80
7.3 : Facteurs influent sur la courbe de rétention	81
7.3.1 : Texture de sol	81
7.3.2 : La température	82
7.3.3 : Indice des bulles d'air occluses	83
7.3.4 : Indices des ponts liquides isolés	84
7.3.5 : Etat de densité initiale	84
7.4 : Phénomène d'hystérisais	85
7.5 : Modèle empiriques de la courbe de rétention	87
<b>Chapitre 04 : site d'étude et essais de caractérisation</b>	<b>89-123</b>
1 Introduction	89
2 Caractéristiques géologiques du site d'étude	89
3 Aspect géotechnique de site d'étude	90
4 Contraintes et risques du site	90
4.1 Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions	91
4.2 Les zones moyennement favorables à l'urbanisation	92
4.3 Les zones faiblement favorables à l'urbanisation	92
4.4 Les zones défavorables à l'urbanisation	92
5 Relief et topographie de site	92
5.1 Pentes inférieur à 8%	93

5.2 Pentes de 8 à 16%	93
5.3 Pentes de 16 à 25	93
5.4 Pentes supérieur à 25%	93
6 Réseau Hydrographique	94
7 Protocole expérimental et essais de caractérisation	94
7.1 granulométrie de sol	95
7.2 Essai de consistance	99
7.3 Essai au bleu de méthylène(VBS)	108
7.4 Densité spécifique des grains solides	111
7.5 Essai de carbonate de calcium CaCO <sub>3</sub>	112
7.6 Essai de Proctor	114
7.7 Essai California Bearing Ratio(CBR)	118
7.7.1 essai CBR immédiat	120
7.7.2 essai CBR immersion	121
8 Récapitulatif des résultats des essais de caractérisation	123
<b>Chapitre 05 : Essais de compressibilité à l'œdomètre</b>	124-141
1 Introduction	124
1.1 L'œdomètre	124
la dame de compactage	127
2 procédure et réalisation de l'essai	129
2.1 la contrainte de préconsolidation	129
2.2 L'indice de compression	129
2.3 L'indice de gonflement	129
3 Démarrage de l'essai	130
3.1 Réalisation de l'essai	130
3.2 Calcul de l'indice de vide pour chaque palier de chargement	136
3.3 Explication des courbes	137
4. Détermination des paramètres de consolidation	137
4.1 Calcul du coefficient de compressibilité $av$	137
4.2 Calcul du coefficient de compressibilité volumétrique	137
4.3 Calcul de la contrainte de préconsolidation	137
4.4 Calcul de l'indice de compression	138
4.5 Calcul de l'indice de gonflement	139
4.6 Calcul du module œdométrique	140
4.6.1 méthodologie de calcul	140
4.6.2 Calcul de l'indice des vides	141
Conclusion	
Références bibliographique	

# Chapitre1.

## Introduction et présentation de la zone d'étude

### 1. Introduction

Le comportement des argiles gonflantes reste un des sujets important de la mécanique des sols, qui présente encore de nombreux aspects inconnus et incompris. Le gonflement des sols naturels est spécifique à certain sol argileux et principalement liée à la variation de volume qui est produit par la variation de la teneur en eau, c'est à dire le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible, un sol gonflant subit un retrait, une diminution de volume, quand sa teneur en eau diminue. Le nord est de l'Algérie, en particulier la région de Doukane willaya de Tébessa, est considéré comme une région possédant des sols susceptibles au gonflement, à travers laquelle plusieurs problèmes se développent, tels que la fissuration des bâtiments, la dégradation des routes, etc.

La ville de Tebessa revête une importance particulière d'où sa situation stratégique sur une jonction de routes nationale et en même temps sa situation sur l'axe frontalier vers la république tunisienne à l'est ; ces facteurs ont fait de la ville un passage obligatoire et un centre très dynamique dans la région, figure 1.1, 1.2 et 1.3.

Elle à connue durant les deux dernières décennies une dynamique et une poussée urbanistique remarquable, traduite par la réalisation d'important

programmes de logements et d'équipements. Parmi ces projets, la nouvelle zone d'habitation et d'urbanisme de Doukane. Elle est situé au sud de la ville de Tébessa, est en continuité avec le tissu existant du coté d'el Djorf. Elle s'étale sur une surface totale de 265.84 ha. Le terrain du Doukane est limitrophe au tissu existant, en conséquence il bénéficie d'une accessibilité très facile et variée à partir du réseau de voirie existant. Mais principalement le premier point d'accès est le chemin wilaya n° 08 du coté nord. La réalisation de cette étude doit être faite dans une vision globale de l'extension de la ville de Tébessa en même temps ce site est considéré comme une entité urbaine qui doit être structuré a son propre échelle en matière de fonctions urbaine et leurs répartition équilibrée a travers le site à fin d'aboutir à un espace dynamique, viable et intégrer dans le reste de la ville.



Figure 1.1 Localisation de la ville de tebessa

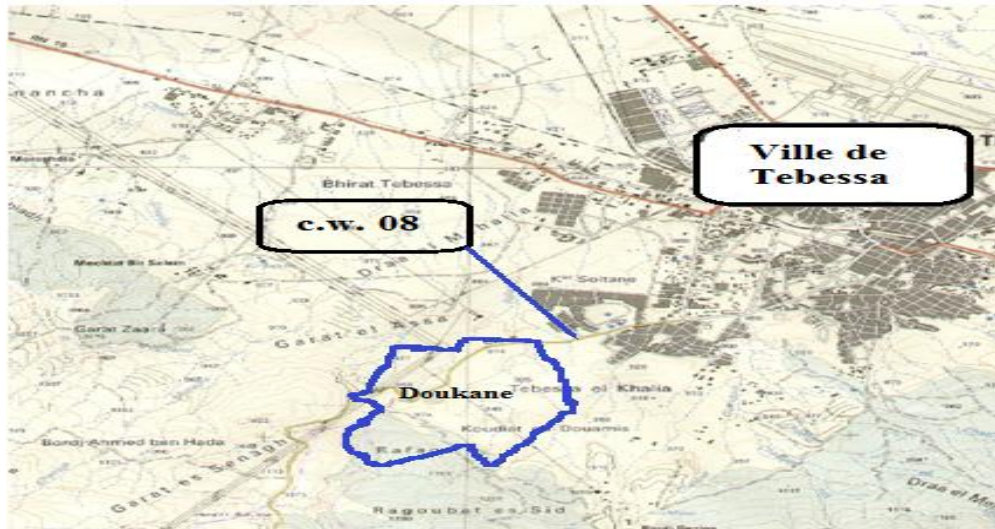


Figure 1.2 Accessibilité à la zone de doukane



Figure 1.3 Localisation du lieu du projet de Doukane

## 2. Morphologie du site

Le patrimoine urbain de Tebessa est donc à valoriser et ses aptitudes doivent être optimisés et mises en valeur pour renforcer cette position. Dans le cadre du développement de la ville de Tebessa dans un contexte régional de par les extensions futures de son tissu trois pôles sont dégagés : à Hammamet, à Boulhaf dyr et à Doukane, site objet de la présente étude. Ce dernier site constitue l'assiette d'un grand programme de logements et d'équipements publics, figure 1.4.

Du point de vue morphologie, le site de Doukane est un terrain accidenté traversé par un réseau hydrographique important composé de grands oueds qui traversent la ville et causes des dégâts considérables dans les zones basses au



nord. La présence de ces oueds a décomposé le site en plusieurs entités morphologiques sous formes de collines, ce qui rend difficile la liaison de ces entités.



Figure 1.4 Relief et aspect du site Doukane

### 3. Vocation et programme à implanter dans le site

La ZHUN de Doukane constitue un tissu complet qui regroupe toutes les 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 dans l'ensemble de la ville pour assurer sa continuité et sa fonctionnalité. La conception de l'aménagement doit prendre en considération la morphologie complexe du site à fin d'aboutir à un tissu adapté et intégrer au site, la conception aussi 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 gonflement. Il est à noter que le site contient diverses autres contraintes qui doivent être prises en considération à savoir :

- Site accidentée avec des structures tendres et érosives,
- Présence d'un réseau hydrographique dense et important notamment quand il s'agit des profondeurs de quelques oueds qui dépasse parfois les 07 à 08m,

- Présence de lignes de transport de l'énergie électrique de haute tension a l'ouest du site.

L'étude de la présente mémoire est structurée en cinq chapitres :

Le premier chapitre, présente une introduction et une description de la zone d'étude et de la morphologie du site.

Le deuxième chapitre décrit l'aspect général des argiles et du phénomène gonflant.

Puisque les argiles gonflantes sont de nature non saturé, le troisième chapitre présente le concept sol non saturé, introduction à la mécanique des sols non saturé, comportement de sols non saturé, techniques de mesure et imposition de succion.

Le chapitre quatre fait une description technique du site d'étude comme matériau, le protocole expérimental et les essais de caractérisation.

Quant au cinquième chapitre, il présente le détail des essais de compressibilité à l'œdomètre avec interprétation.

Le mémoire s'achève par une conclusion générales, des recommandations et une liste des références.

## Chapitre 2.

# Notions générales sur les argiles gonflantes

### 1. Introduction

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. Mrad M, (2005)

### 2. Les Argiles et le phénomène de gonflement

Le terme d'argile désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieure à deux micromètres ( $<2\mu\text{m}$ ).

En tant que matière première brute, l'argile est donc un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse.

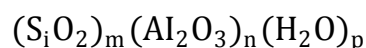
L'intérêt accordé ces dernière années a l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surface spécifique qu'elles développent, la présence des charges électrique sur cette surface et surtout l'échangeable des cations interfoliaire.

L'argile c'est une roche sédimentaire, Contient beaucoup des minéraux, silicates d'aluminium plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée. Il a une propriété d'absorption. Les minéraux le plus commun dans les suivant : Kaolinite, Illite, Montmorillonite et Chlorite

Les phénomènes introduisent par les minéraux argileux sont :(le gonflement, le retrait, le tassement)

## 2.1 Minéraux argileux

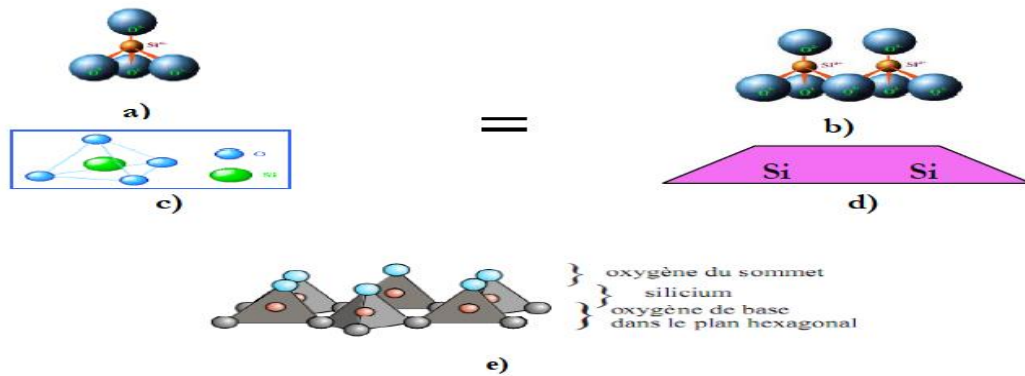
Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leurs origines de l'altération chimique de certains minéraux composant les matériaux parents. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des Phyllosilicates. Sur le plan chimique, ce sont des aluminosilicates hydreaux ajoutés à d'autres ions métalliques. Ils sont Composés des particules de formes aplaties et de dimensions très petites qu'on ne peut voir qu'au Microscope électronique, les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes. Leur formule Chimique est de la forme suivante. El habib K, Hamraoui O, (2018).



## 2.2 Les caractéristiques minéralogiques des argiles

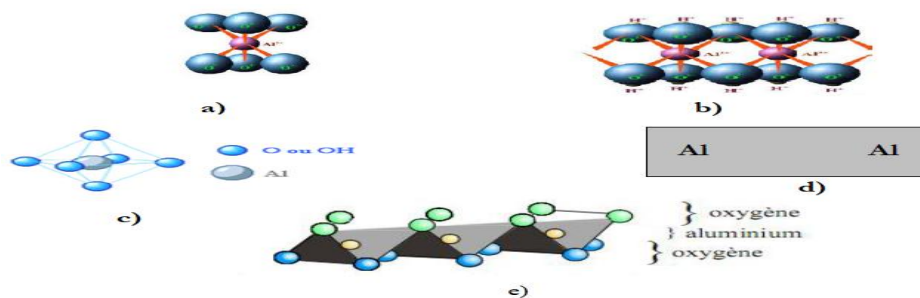
Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une importance primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de gonflement. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllosilicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydreaux ajoutés à d'autres ions métalliques. Les figures 2.1 et 2.2 illustrent le bloc

moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre ( $\text{SiO}_4$ ) et de feuillets d'alumine octaèdre ( $\text{Al}(\text{OH})_6$ ).



- a) et c) Tétraèdre de silice d'après Grim (1959).  
 b) Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre d'après Grim (1959).  
 d) Schéma du feuillet de silice d'après Lambe (1953).  
 e) Structure du tétraèdre  $\text{SiO}_4$  d'après cabane (2004)

Figure 2.1 Feuillet en tétraèdre



- a et c) Octaèdre d'aluminium d'après Grim (1959).  
 b- Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre d'après Grim (1959).  
 d- Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (d'après Lamb (1953).

Figure 2.2 Feuillet en octaèdre

Alors que la méthode la plus précise pour classer les minéraux argileux est celle de la Diffraction par rayons-X. Il existe deux autres méthodes simples d'approximation, la Première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) et la deuxième méthode proposée par Casagrande suggère d'utiliser les limites d'Atterberg comme méthodes indirectes. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande figure 2.3 peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différentiation thermique Holtz, (1991). Connaissant la limite de liquidité WL et l'indice de plasticité  $I_p$ , le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 2.3. Benaissia M, (2011).

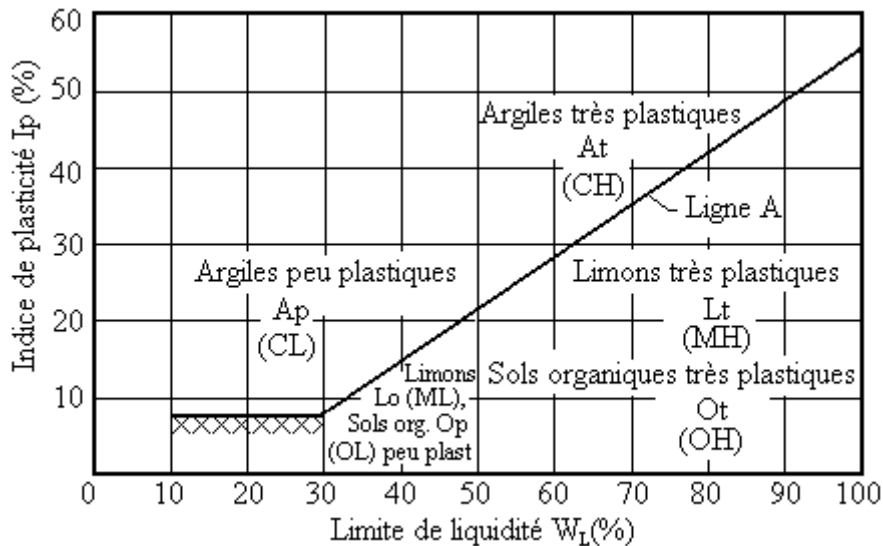


Figure 2.3 Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande

### 2.3 Structure minéralogique des argiles

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires. Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structurel, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendante de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse, figure 2.4.

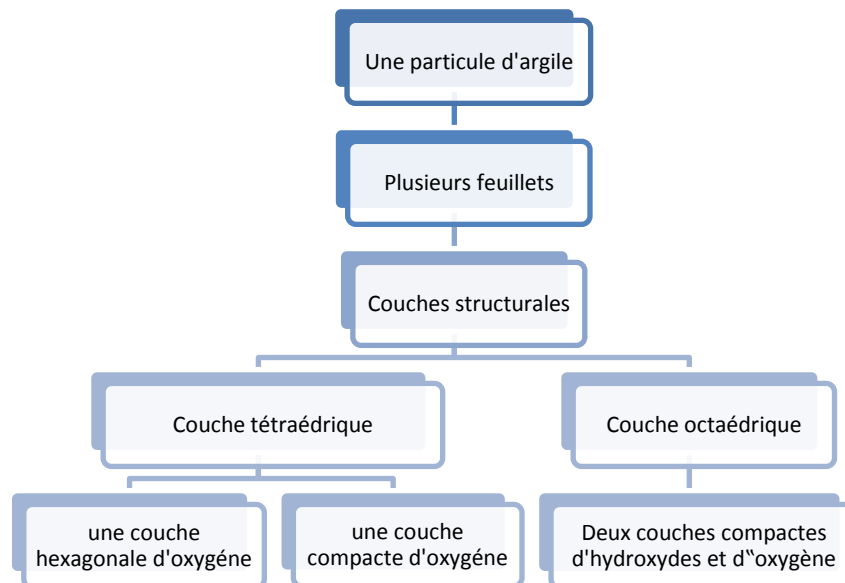


Figure 2.4 Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés, il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium, dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des Phyllosilicates. Ils sont issus de la dégradation lente de minéraux préexistants. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles, Jackson & Sherman 1953, cités par Gaombalet, 2004). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière :

**2.3.1 Le feuillet :** est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches figure 2.5: les couches tétraédriques figure 2.5a, de formule générale  $\text{SiO}_4$  et dont l'épaisseur est de  $3 \text{ \AA}$  : l'oxygène occupe les sommets du tétraèdre et le centre est occupé par un atome de silicium et les couches octaédriques figure 2.5b, de formule générale  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$  ou  $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$  et dont l'épaisseur est de  $4 \text{ \AA}$  : les octaèdres ont leurs sommets occupés par des hydroxyles OH dont le centre est occupé par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium. Il représente l'élément de base constitutif d'une argile et joue par conséquent un rôle très important dans la connaissance des caractéristiques de celle-ci et de son comportement hydromécanique.

Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 ou Te-Oc feuillet de kaolinite par exemple, figure 2.5 a, l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de 7,2 Å. Tandis que le feuillet formé par l'intercalage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1 ou Te-Oc-Te, feuillet de montmorillonite par exemple, figure 2.5b, l'épaisseur du feuillet dans ce cas est de l'ordre de 9,6 Å environ Mitchell, (1993).

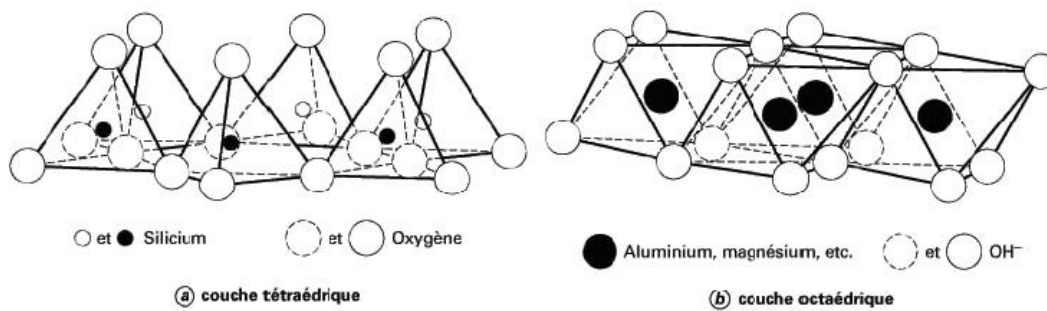


Figure 2.5 Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles Mitchell, (1993)

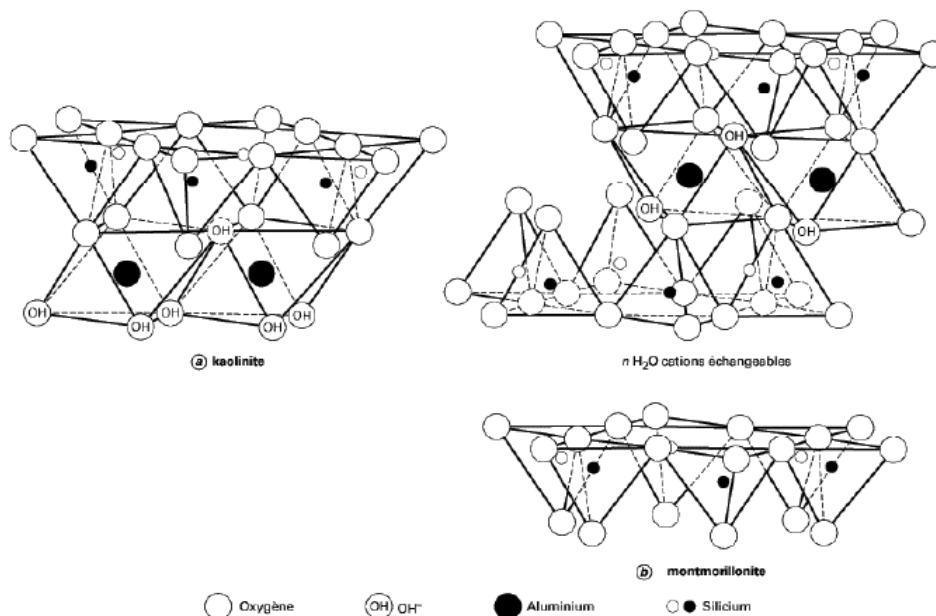


Figure 2.6 Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite Mitchell, (1993)

**2.3.2 La particule :** appelée aussi cristallite ou tactoïde est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2 µm. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile



considéré et sont également fonctions de son état hydrique, Ben Rhaeim et al, (1986) ; Saiyouri, (1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité inter lamellaire ou interfoliaire, ou intra particulaire définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire ou lenticulaire définie entre deux surfaces externes de deux particules.

**2.3.3 L'agrégat :** appelé aussi grain est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée sur la figure 2.7. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux: le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure.

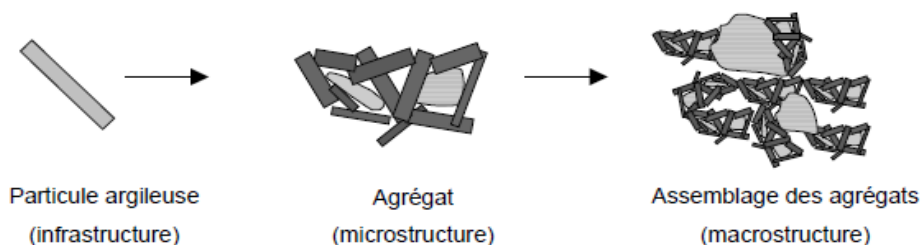


Figure 2.7 Différents niveaux structuraux des sols gonflants Gens et Alonso, (1992)

## 2.4 Classification des minéraux argileux

La classification des argiles et leur nomenclature dépendent de leur composition chimique et de l'ordre structural. La classification adoptée par le comité de

nomenclature de l'Association Internationale pour l'Etude des Argiles (AIPEA) varie avec les données structurales. Suivant le mode d'agencement des tétraèdres et des octaèdres on distingue 2 grandes familles de minéraux :

-Les minéraux fibreux qui sont des espèces à pseudo feuillets, par exemples les palygorskites (attapulgite) et les sépiolites.

-Les minéraux phylliteux à structures lamellaires. Ces derniers sont les plus répandus et les plus étudiés. Leur classification est basée sur le mode d'association des couches structurales et le degré d'occupation des sites de la couche octaédrique (di ou tri octaédrique). Selon la séquence d'empilement des couches tétraédriques et octaédriques on distingue des minéraux de type (T-O), (T-O-T), (T-O-T-O) et Inter stratifiés.

#### 2.4.1 Minéraux de type (T-O)

A une couche d'octaèdres et une couche de tétraèdres, l'épaisseur du feuillet élémentaire est de 7 Å. Ces feuillets élémentaires adhérents assez fortement entre eux par leurs faces basales, des liaisons hydrogènes existant entre les oxhydroyles de la base d'un feuillet et les oxygènes du haut du feuillet en dessous. Il constitue ainsi une particule primaire, qui comprend de 70 à 100 feuillets accolés. L'halloysite résulte de l'adjonction des couches d'eau entre les feuillets, l'équidistance entre les feuillets hydratés est donc variable dans ce cas. La formule générale d'un feuillet de Kaolinite est donnée par la formule suivante :  $n [Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4]$ . Boudchicha M, (2010).

#### 2.4.2 Minéraux de type (T-O-T)

Ce type de minéraux résulte de la combinaison d'une couche octaédrique placée entre deux couches tétraédrique. Les minéraux présentant cette structure sont très nombreux, car les substitutions sont fréquentes aussi bien dans la couche tétraédrique que dans la couche octaédrique, ce qui entraîne la présence de différents cations nécessaires à la neutralisation électrique. La nature de ces cations et leur liaison plus ou moins intime avec le feuillet qu'ils relient, multiplient les espèces chimiques et modifient les propriétés physicochimiques des minéraux. Boudchicha M, (2010).

L'équidistance caractéristique varie de 9.4 à 15Å° selon le contenu de l'inter feuillet. A ce type correspond les groupes du talc, des smectites, des vermiculites et des micas.

### 2.4.3 Minéraux de type (T-O-T-O)

A une couche d'octaèdre encadrée par deux couches tétraédriques et un inter feuillet constitué par une couche d'octaèdre ; les feuilles épaisses de 14 Å sont assez fortement liées entre elles pour les chlorites vraies. Les pseudos chlorites peuvent présenter des phénomènes de gonflement notables. Harrat M, (2007).

### 2.4.4 Minéraux inter stratifiés

Les similitudes dimensionnelles, à micro échelle, des différentes argiles, permettent l'inter stratification de plusieurs types de feuillets. Parmi les inters stratifiés les plus fréquents, citons :

Illite smictite, entre argiles T-O-T, mais aussi inter stratifiés entre argiles T-O-T et argiles, tel que smectite-kaolinite T-O. Ces inters stratifiés peuvent présenter tous les degrés d'ordre, entre distribution parfaitement régulière et distribution totalement aléatoire des différents types de feuillets.

Un inter stratifié est considéré comme irrégulier si l'empilement des différents types de feuillets est aléatoire, c'est-à-dire si aucune séquence répétitive ne se dessine. El habib K, (2018)

### 2.5 La nature et les différents types des sols argileux

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes.

Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes.

Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, ... etc.

Les types d'argiles les plus fréquents sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite, figure 2.8. Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau.

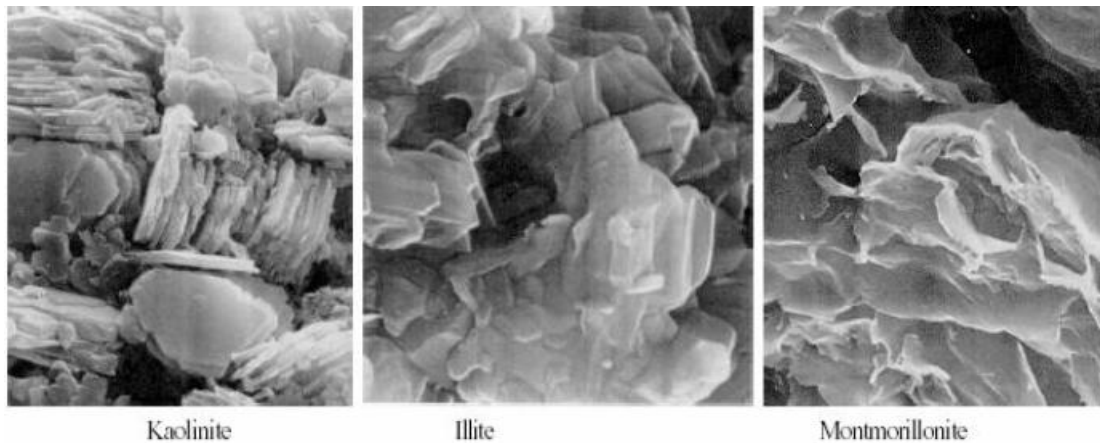


Figure 2.8 des argiles au Microscope Electronique à Balayage Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).

**2.5.1 Kaolinite :** Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique  $\text{SiO}_4$  avec un feuillet octaédrique  $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$  Figure 2.9. Les argiles de cette famille sont dites argiles **T-O**

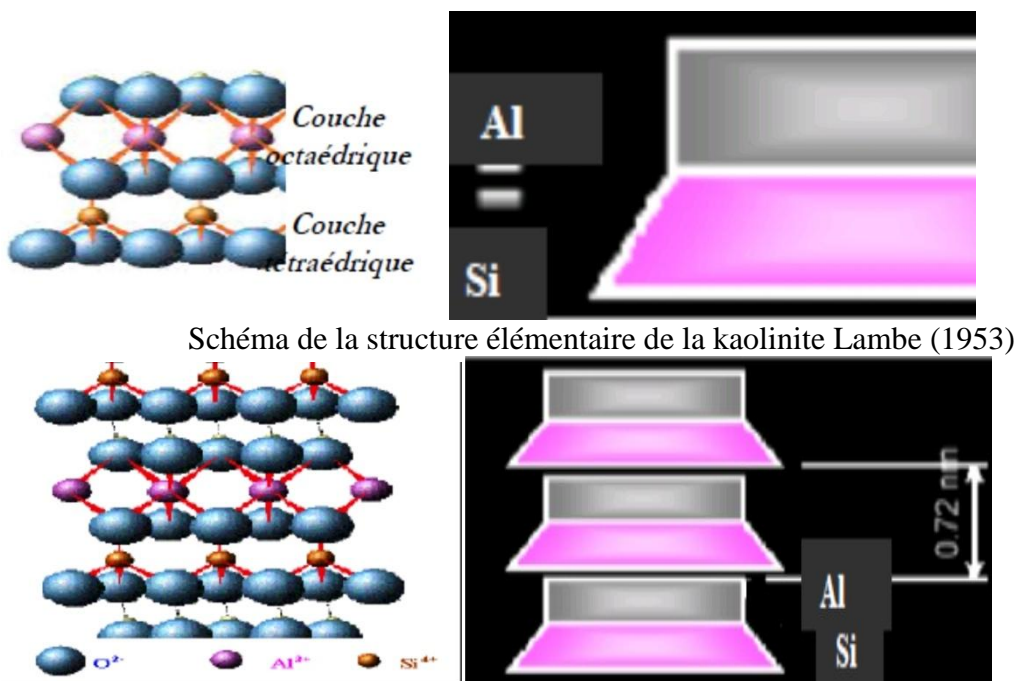


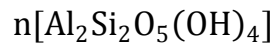
Schéma de la structure élémentaire de la kaolinite Lambe (1953)

Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite  
Figure 2.9 : Structure de kaolinite.

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre. Ces liaisons considérées comme très forte, empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et

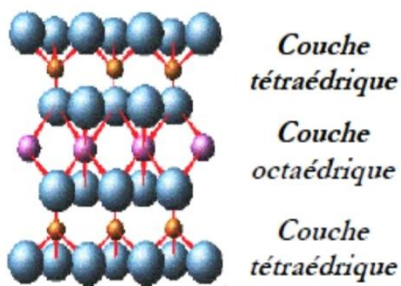
la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de 7.2 Å.

La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et ne peut être détruite que par chauffage à 450°C. La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, citée par Hafsi, (1993).

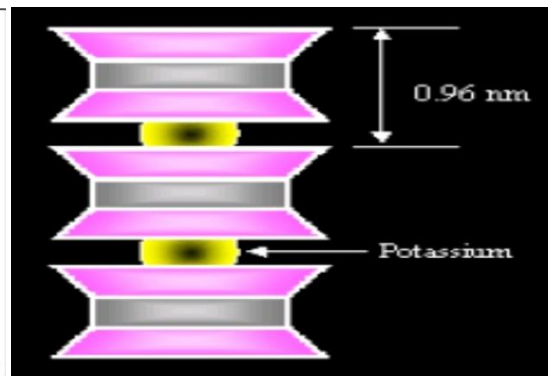
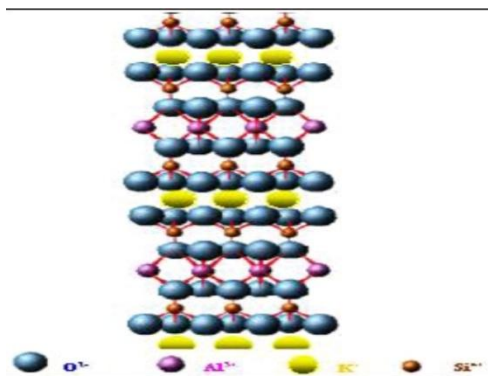


**2.5.2 L'illite :** Ces argiles sont donc aussi appelées argiles **T-O-T**. La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium  $\text{K}^+$  dans la structure figure 2.10 rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.

L'illite a un comportement intermédiaire (les latérites font partie de cette famille d'argile).



a-Schéma de la structure élémentaire de l'illite Lambe (1953)

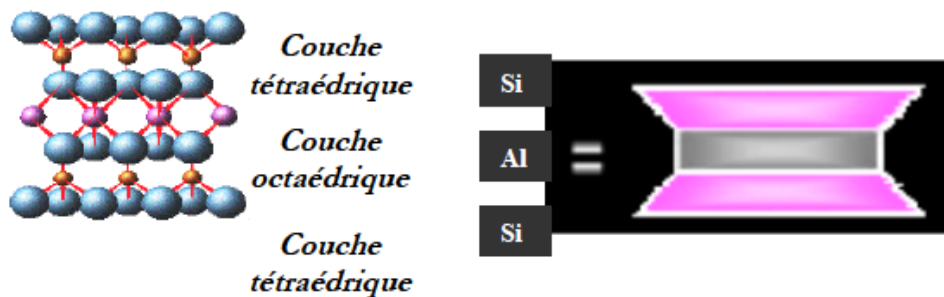


b-Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite.  
Figure 2.10 Structure de famille de l'illite.

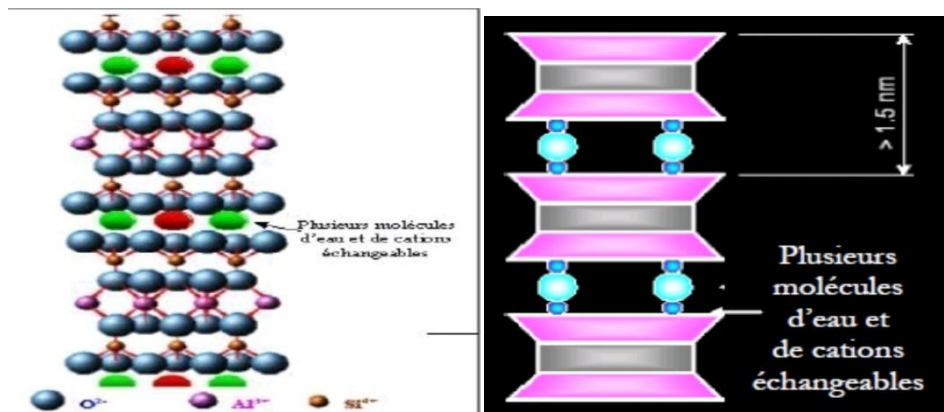
**2.5.3 Montmorillonite :** Ces minéraux sont également formés de feuillets à trois couches et sont des argiles **T-O-T**. L'épaisseur d'un feuillet est de  $10\text{\AA}$ , il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type  $\text{TO}_4(\text{OH})_2$ .

T pouvant être  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{K}^+$ ,... figure 2.11. La formule générale de la montmorillonite citée par Hafsi, (1993) est la suivante :  $n[(\text{Al}_{0.67}\text{Mg}_{0.33})\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2]$

Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement. L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est considérée comme une argile de nature gonflante.



a-Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite Lambe (1953)



b-Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite. Grim, (1959)

Figure 2.11 Structure de Famille de la montmorillonite.

## 2.6 Propriétés des argiles

Les propriétés bien particulières des minéraux argileux sont dues à la petite taille, la structure en feuillets et la charge négative des particules. Elles forment avec l'eau des solutions colloïdales qui flocculent lorsque les charges de surface des particules sont

neutralisées par des ions. Ce phénomène est réversible: les particules retrouvent l'état dispersé lorsque les ions sont éliminés par rinçage. Les argiles fixent l'eau par adsorption à leur surface et augmentent de volume par gonflement. Elles constituent ainsi une réserve d'eau.

L'argile sèche développe une tension de succion importante pour l'eau qui peut s'opposer à celle des racines des plantes. Avec adjonction croissante d'eau, la tension de succion diminue, l'ensemble eau-argile devient plastique, puis visqueux et finalement les particules d'argile se dispersent dans l'eau en formant une solution colloïdale. L'argile imprégnée d'eau qui se dessèche se rétracte et se casse par des fentes de retrait.

Les argiles confèrent au sol sa structure et ses propriétés mécaniques. Elles sont associées aux autres composants et constituent les complexes argilo-humiques, leur teneur peut atteindre 50%. Elles sont généralement à l'état floculé, généralement par l'action des ions  $\text{Ca}^{2+}$  et  $\text{H}^+$ , ce qui donne au sol ses qualités agronomiques: bonne aération entre les agrégats, retrait modéré à la dessiccation, bonne perméabilité à l'air et l'eau. En revanche, les sols dont les argiles sont dispersées, et non floculées, présentent des caractères défavorables à la culture: mauvais état structural, mauvaise circulation de l'air et de l'eau, retrait important à la dessiccation, forte adhérence aux outils travaillant le sol.

Les couches argileuses imbibées d'eau sont imperméables : elles font obstacle à l'infiltration de l'eau et permettent la formation de nappes phréatiques ; elles peuvent également interrompre la remontée du pétrole vers la surface et favoriser sa concentration dans des « pièges ». Enfin, la structure en feuillets et la plasticité des argiles peuvent, dans certaines conditions, être la cause de glissements de terrain on distingue suivant leur origine.

**2.6.1 Les argiles d'altération :** formées principalement par l'altération des calcaires en climat tempérés des latérites en climat chauds et humide.

**2.6.2 Les argiles fluviales :** elles se déposent surtout dans le lit des décrues.

**2.6.3 Les argiles lacustres :** déposées dans les lacs et étangs.

**2.6.4 Majeur des fleuves, lors Les argiles marines :** ce sont des argiles d'origine continentale déposées en milieu marin, et généralement modifiées par la diagénèse. Boutata.K, (2013).

## **2.7 Phénomène du retrait- gonflement**

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux (Montmorillonites, saponites et autres nontronites) ou tourbeux qui sont capables de f

Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) ; la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite ou les schistes carton.

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste. El habib K, Hamraoui O, (2018).

## **2.8 Revue du phénomène de gonflement**

Lorsqu'on étudie les problèmes de gonflement rencontrés sur des ouvrages, on s'aperçoit que le gonflement du terrain est étroitement lié aux apports d'eau du milieu extérieur ou environnant et que ce phénomène dépend fortement du type de terrain rencontré c'est pourquoi une description microscopique du phénomène est indispensable out bien comprendre quel terrain est susceptible de gonfler et quels sont les processus de développement du gonflement eu niveau microscopique.



Dans un premier temps, comme les matériaux « gonflants » les plus fréquemment rencontrés sont les argiles, un rappel sur la minéralogie des argiles est d'abord effectué afin de mettre en évidence quelle est la composition des différentes familles d'argiles, leur stabilité et leur affinité avec l'eau qui est à l'origine du gonflement.

Ensuite, on s'attachera à développer les différents mécanismes de gonflements qui peuvent se développer au niveau microscopique et à mettre en évidence les facteurs influant sur le gonflement. On évoquera aussi une autre forme de gonflement d'origine uniquement chimique pour l'anhydrite.

Après avoir décrit le phénomène de gonflement au niveau microscopique, on s'intéressera aux méthodes d'estimation et de caractérisation du potentiel de gonflement d'un terrain. La dernière partie détaillera les différentes manières de caractériser le gonflement au niveau macroscopique : méthodes indirectes, essais en laboratoire ou essais in situ. Les méthodes indirectes basées sur l'évaluation des paramètres géotechniques classiques (teneur en eau, densité sèche, limites d'Atterberg, valeur de bleu) permettent d'estimer la sensibilité du matériau vis-à-vis du gonflement. Les essais en laboratoire permettent de décrire un comportement de gonflement rencontré autour de l'ouvrage, les essais in situ permettent d'identifier les sols gonflants en place et de quantifier leur potentiel de gonflement. Graidia R, (2016).

## **2.9 Comportement des sols argileux gonflants**

Le gonflement des sols (augmentation de volume) doit être associé à leur retrait (diminution de volume), si l'on veut comprendre l'évolution du terrain lors des cycles d'humidification et de séchage.

Ces variations de volume, provoquées par l'interaction des molécules d'eau avec les particules d'argile, dépendent de l'état initial du sol entre les états extrêmes que sont l'état sec caractérisé par les particules d'argile, Dépendent de l'état initial du sol entre les états extrêmes que sont l'état sec caractérisé, figure 2.12.

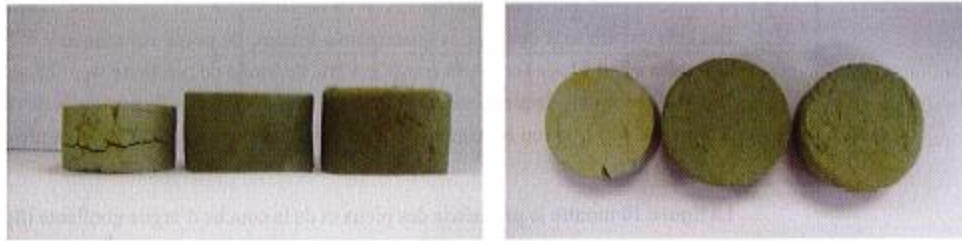


Figure 2.12 trois états d'un même sol (sec, initial, saturé d'eau).

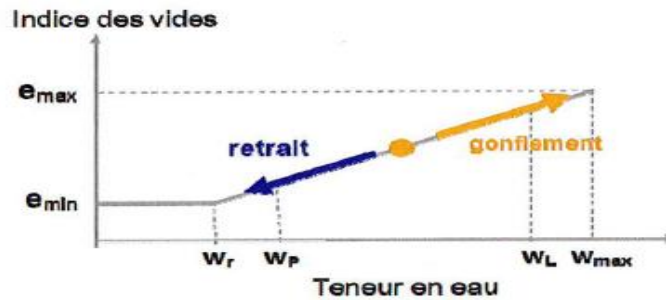


Figure 2.13 retrait et gonflement sont complémentaires et dépendent de l'état initial.

## 2.10 Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement.

Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

– La pression de gonflement ( $\sigma_g$ ) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.

- Le potentiel de gonflement ( $\varepsilon_g$ ) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ( $\Delta h/h$ ) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.
- L'indice de gonflement ( $C_g$ ) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou oedométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

## 2.11 Mécanismes de gonflement

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite. Le processus de gonflement interparticulaires met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles, comme l'en montrera dans la suite.

On présentera aussi le cas de l'anhydrite dont la transformation en gypses, en présence d'eau, provoque un gonflement notable.

### 2.11.1 Le Gonflement au sens physico-chimique

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Le gonflement d'un sol peut résulter de la diminution des contraintes en place à la suite d'un déchargement, après une excavation, ou par imbibition du sol.

Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le matériau peut se déformer ou non, Serrtrice et Soyez, (1996). Il est à noter que l'augmentation de teneur en eau lors d'une imbibition ne provoque pas toujours une augmentation de volume suivant la nature du

matériau. En effet, un sol sec essentiellement sableux ou silteux peut s'humidifier par remplacement de l'air contenu dans les vides, sans augmentation conséquente de volume. Par contre, dans le cas de sols argileux, le gonflement résulte de forces de répulsion qui s'exercent entre les particules argileuses, entraînant une augmentation de volume à mesure que la teneur en eau augmente. Le gonflement des particules argileuses, à l'échelle microscopique, est Directement lié à leurs propriétés minéralogiques, électrochimiques et à leurs surfaces Spécifiques qui varient d'une famille d'argiles à l'autre.

D'après Morel, (1996) et Mouroux et al, (1988), le phénomène de gonflement paraît Relever de deux causes :

- L'hydratation des espaces inter-foliaires, entraînant une augmentation de la porosité interfoliaire, gonflement interfoliaire ou gonflement cristallin,
- la répulsion entre les particules, soit l'augmentation de la porosité Interfoliaire et interparticulaire pouvant affecter toutes les argiles (gonflement interarticulaire ou gonflement osmotique), figure 2.14.

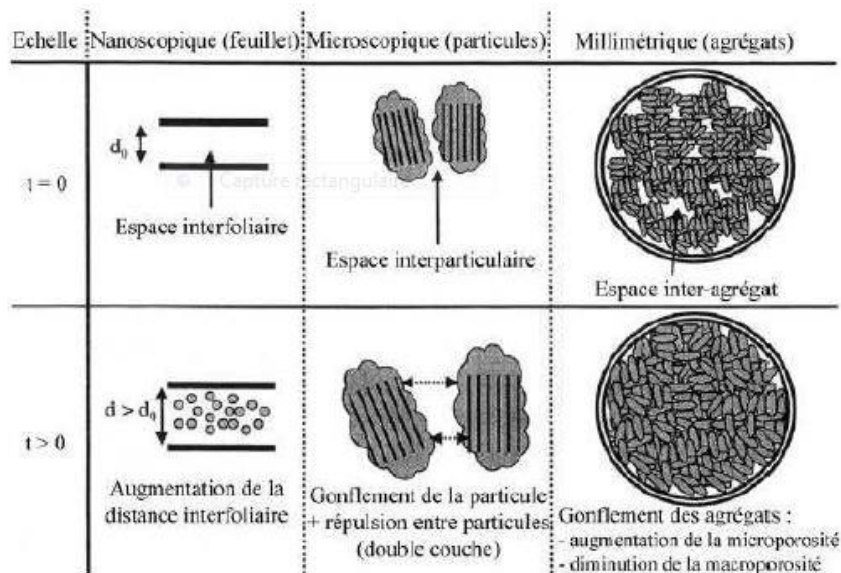


Figure2.14 Mécanismes des causes de gonflement, Gens et Alonso, (1992).

Le gonflement des particules argileuses est une conséquence de leurs propriétés électrochimiques et varie donc énormément d'une famille à l'autre, les argiles les plus gonflantes étant les smectites ; puis viennent les illites et enfin la kaolinite qui gonfle

très peu. Deux phénomènes sont généralement avancés pour expliquer le gonflement d'une smectites : le gonflement cristallin au-dessus d'une succion de 10 MPA environ et le gonflement osmotique au-dessous de cette valeur Yong, (1999).

Ce gonflement est essentiellement interparticulaire, c'est-à-dire qu'il prend place au sein des espaces inter-foliaires. Le gonflement cristallin n'est possible que lorsque les liaisons inter-foliaires sont suffisamment faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. Cela n'est réalisable que dans le cas de la montmorillonite sodique où ces liaisons sont très faibles, et dans une moindre mesure pour la montmorillonite calcique Tessier, (1984) ; Rhaeim et al, (1986).

### 2.11.2 Gonflements au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Il est donc important de rappeler les bases de la mécanique des sols appliquées à l'état de contraintes dans un sol.

#### 2.11.2.1 Contraintes dans un sol

Un sol est un système constitué de 3 phases : une phase solide (les particules solides). Une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air ou film d'air continu).

Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides interparticulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale :  $\sigma = \sigma' - u$  (Théorie de Terzaghi)

U : désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et  $\sigma$  : la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide. Si le sol est sec, la pression interstitielle u est nulle et on a  $\sigma = \sigma'$

Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote z. la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente soit :

$$u = \gamma_w z$$

Si par contre, il se situe au-dessus de la nappe phréatique : il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le toit de la nappe.

L'attraction entre les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) lui permet de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pressions atmosphérique. La hauteur de fluide dans le capillaire est donnée par la loi de Jurin :

$$H_{\text{cap}} = \frac{2\sigma_{\text{cap}} \cos\theta_{\text{cap}}}{\gamma_{\text{fl}} r_{\text{cap}}}$$

Où  $\sigma_{\text{cap}}$  est la tension de surface,  $r_{\text{cap}}$  le rayon capillaire,  $\theta_{\text{cap}}$  l'angle de contact liquide/fluide et  $\gamma_{\text{fl}}$  le poids volumique de fluide, c'est ce phénomène qui permet à un sol de tenir de l'eau au-dessus du toit de la nappe par intermédiaire de son réseau poreux.

Barden ,(1965) a ainsi identifié, au-dessus de la nappe, une zone considérée comme saturée où le degré de saturation est proche de l'unité : la faible d'air contenue dans le sol est occluse entre les particules et ne perturbe pas l'écoulement d'eau, il considère alors que, dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le solide peuvent être définies par le principe de Terzaghi, la pression interstitielle étant inférieure à la pression atmosphérique, on la définit comme négative et elle est égale à  $(-\gamma_w z)$ . Elle représente la succion capillaire du terrain qui dans le cas simple d'un tube capillaire est donnée par la loi de Jurin et caractérise la capacité du terrain à retenir de l'eau au-dessus de la nappe.

Si au contraire, l'élément de terrain n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de la pression d'eau  $U_w$  et de la pression d'air  $U_a$  dans le sol. Bishop (1959) a proposé une pression interstitielle équivalente  $U^*$  définie par :

$$U^* = U_a + X(U_w - U_a)$$

Où  $X$  est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol :  $X$  varie entre 0 et 1 ; et est égal à 1 pour un sol non saturé.

### 2.11.2.2 Gonflement dû à une modification de l'état de contraintes

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre, si une contrainte extérieure  $\sigma_e$  est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte  $\sigma_e$  est immédiatement reprise par la phase et au temps initial  $t=0$  on a :

$$u = -\sigma_e \sigma' = 0$$

Si l'on permet alors au sol de drainer, un phénomène de consolidation va se développer correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraire est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial.

$$u = 0 \sigma' = \sigma_e$$

Si la contrainte  $\sigma_e$  est alors supprimée, le phénomène se produit en sens inverse e immédiatement.

$$u = \sigma_e, \quad \sigma' = \sigma_e$$

La pression inertielle devient négative (dans le domaine des succions) et opposée à la variation totale : dans les conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, expriment l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide jusqu'à l'état final :

$$u = 0, \quad \sigma' = 0$$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation le gonflement exprime quant à lui diminution de la succion (-u) jusqu'à son annulation.

## 2.12 Relation entre la texture du matériau et le gonflement

Après avoir présenté les résultats théoriques obtenus pour expliquer le gonflement des minéraux argileux, on s'est intéressé au développement du phénomène de gonflement au niveau microscopique. Le gonflement dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique, et consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituent la texture du terrain, pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'est attaché à définir la notion de texture d'un terrain et à décrire l'évolution de sa texture au cours du gonflement.

## 2.13 Les principaux facteurs qui influencent le gonflement du sol

### 2.13.1 Facteurs intrinsèques

**2.13.1.1 Composition minéralogique :** Ce facteur est très important pour estimer le gonflement d'un sol. Les propriétés gonflantes du matériau seront d'autant plus marquées que le pourcentage d'éléments argileux est grand (<2 μm).

–Suratman (1985) étudié le gonflement libre de trois types d'argile : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Il constate des différences dans le taux et la cinétique du gonflement entre les trois argiles utilisées avec une supériorité remarquée pour la montmorillonite.

**2.13.1.2 Capacité d'échange cationique (CEC) :** C'est la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et représente la charge (sous forme de cations attirés à la surface de la particule) nécessaire pour l'électroneutralité. Cette aptitude des argiles à libérer leurs cations dépend de la valence et la masse atomique du cation présent dans la solution figure 2.15.

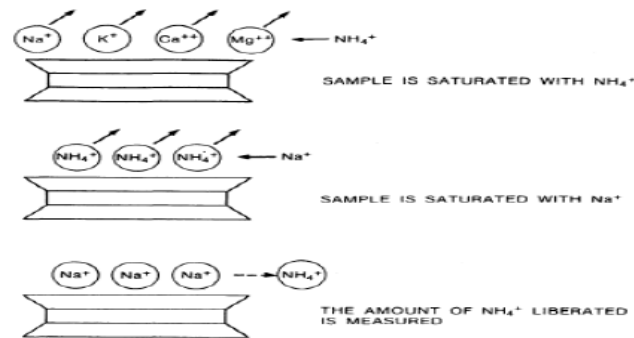


Figure 2.15 Mesure de la CEC. Eslinger et Peaver,( 1988).

Cations	ordre de gonflement
Monovalents	Na <sup>+</sup> >K <sup>+</sup> >NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> >H <sup>+</sup>
Bivalents	Ca <sup>2+</sup> >Mg <sup>2+</sup> >Sr <sup>2+</sup> >Ba <sup>2+</sup>
Trivalent	AL <sup>3+</sup> >Cr <sup>3+</sup> >Fe <sup>3+</sup>

Tableau 2.1 Relation entre type de cations et gonflement Gupta et al (1967)cité par Gueddouda, (2005)

**2.13.1.3 Surface spécifique d'une particule argileuse :**Elle est comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus



important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé. Le tableau 2.2 représente les principales caractéristiques des quatre types d'argiles

Minéraux argileux	Type de structure	Taille De la particule	S.S.T (m2/g)	C.E.C (meq/100g)	Espace interfoliaire (Å)
Kaolinite	T-O	Grande (> 1µm)	10-20	5-15	7,1-7,2
Montmorillonite (Smectite)	T-O-T	Petite (<1µm)	600-800	80-100	14,0-15,0
Illite	T-O-T	Moyenne (<1µm)	90-130	20-40	9,9-10,1
Chlorite	T-O-T	Petite (<1µm)	100-175	10-30	13,6-14,7

Tableau. 2.2 Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants. Grim (1959).

### 2.13.1.4 Activité des argiles

Pour classifer les minéraux argileux En utilisant la formule Suivante, Holtz (1991):

$$A = \frac{I_p}{\%Argile}$$

Où : A = Coefficient d'activité

I<sub>p</sub> = Indice de plasticité

Le tableau 2.3 illustre la corrélation entre le coefficient d'activité et le type de minéral argileux.

type de minéral	le coefficient d'activité
Montmorillonite	1.0-7
Illite	0.5-1.3
Kaolinite	0.3-0.5
Chlorite	Non défini

Tableau 2.3 activité des minéraux argileux. Holtz (1991) ; Mitchell (1976)

Les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et ceci représente la quantité d'argile présente dans le sol. Skempton (1953) a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I<sub>p</sub>) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns (C<2µm).

$$A_1 = \frac{I_p}{c}$$

Skempton a classifié les argiles selon leurs activités comme suit :

1. Argile inactives : pour ceux qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de kaolinite, ou qui contiennent peu de minéraux argileux.
2. Argile normale : qui a une activité comprise entre 0,75 et 1,25.
3. Argile active : dont l'activité est comprise entre 1,25 et 2.
4. Argile très active : ceux qui ont une activité supérieure à 2.

Seed et al.(1962) ont modifiés cette formulation de *Skempton* pour les argiles compactées.

$$A_2 = - \frac{I_p}{c - n}$$

n = 5 cas des sols naturels, n =10 cas des sols reconstitués

D'après l'abaque donné par Williams et Donaldson l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns.

Seed et al (1962), Williams et Donaldson ont proposés un abaque permettant d'évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'activité et du pourcentage de particules fines ( $C_2 < 2\mu\text{m}$ ), figure 2.16 et 2.17.

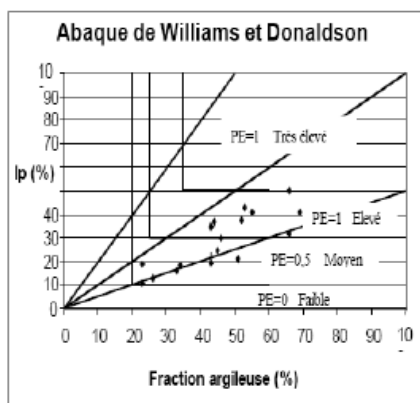


Figure 2.16 abaque pour l'identification Des sols gonflants d'après Williams et Donaldson

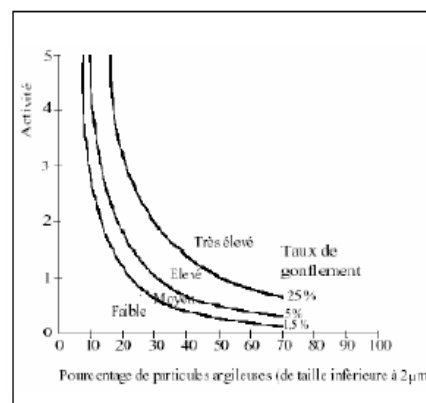


Figure 2.17 abaque d'évaluation du potentiel de gonflement d'après Seed et al (1962)

**2.13.1.5 Théorie de la double couche :** La figure 2.18. (a) présente le modèle de Gouy-Chapman avec des smectites qui sont mises en solution. Si la concentration en

smectite est faible, on remarque qu'ils vont se disperser, l'eau va se troubler et il y aura peu de sédimentation.

On obtient dans ce cas une solution colloïdale. Sans eau, les couches T-O-T sont liées par des forces électrostatiques mais en présence d'eau les couches T-O-T sont isolées. Vu la surface négative des argiles, les cations de la solution vont être attirés par la surface des particules argileuses pour atteindre un nouvel équilibre. La concentration en cation sera plus grande à proximité de la surface des argiles. Un gradient va s'établir et les cations vont avoir tendance à diffuser vers la solution.

On atteint une situation d'équilibre dans laquelle il existe une zone limitée, mais la diffusion de la concentration en cation diminue avec la distance jusqu'à ce que la concentration égale celle de la solution. Deux couches s'individualisent :

- (1) une couche négative à la surface des argiles ;
- (2) une couche positive juste à côté (d'où la notion de double couche). Il existe une variation du modèle précédent connu sous le nom, modèle de Stern. Ce modèle considère que les cations ont des dimensions finies. La charge négative des argiles est compensée par les cations adsorbés dans la couche de Stern et dans la couche diffuse, figure 2.18 (b).

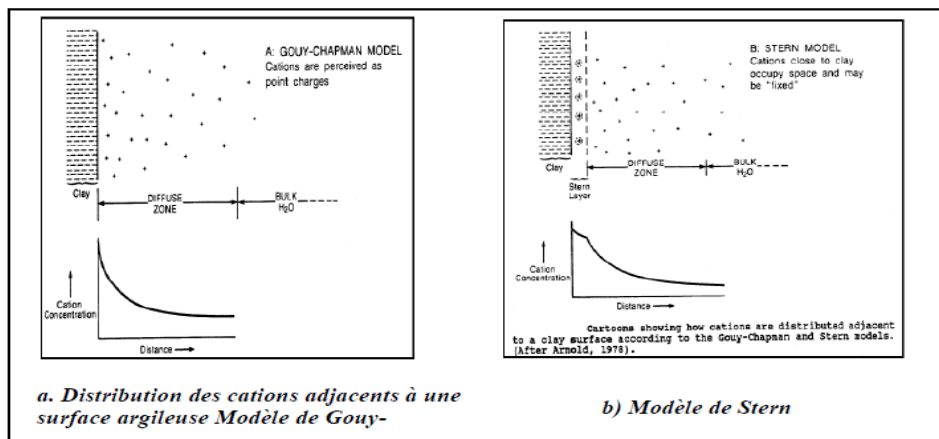


Figure 2.18 Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le Modèle de Gouy et Stern.

**2.13.2 Facteurs externes** Ces facteurs sont définis à l'échelle macroscopique contrairement aux facteurs précédents qui interviennent à l'échelle microscopique.

**2.13.2.1 Teneur en eau initiale** C'est le poids d'eau contenu dans le volume rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu. Le caractère dipolaire de la

molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse. Trois types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués figure 2.19 :

**-L'eau libre:** remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.

**-L'eau liée :** occupant les espaces interfeuilletés par des interactions chimiques et électriques : elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée. Sa densité et surtout sa viscosité sont plus élevées que celles de l'eau libre. Sa quantité totale dépend de la surface spécifique, de la densité de charge et de la capacité d'échange cationique des minéraux argileux.

**-L'eau cristalline :** se situe au niveau des feuilletés argileux et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée. Wakim (2005).

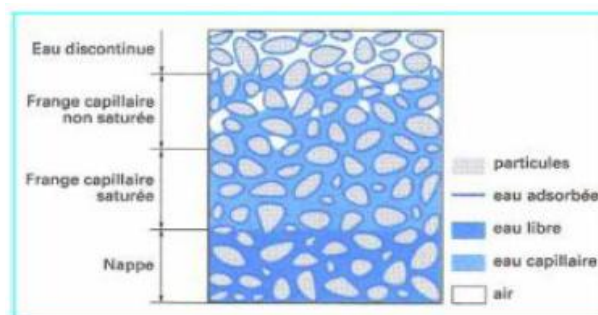


Figure 2.19 Différents états de l'eau dans les sols

Le changement de la teneur en eau liée et cristalline peut être le seul facteur de changement de la structure interne du matériau argileux, Santos et al. Cité par Wakim (2005). Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et par le chimisme de la solution d'hydratation. De nombreux travaux ont montré que la teneur pouvait influencer sur le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux.

–Alonso et al (1987) cité par Bengraa (2004) montrent que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire figure 2.20. La nature de cette

relation autorise la définition d'une teneur en eau critique (égale à 22%) qui donnerait lieu à un gonflement apparent nul.

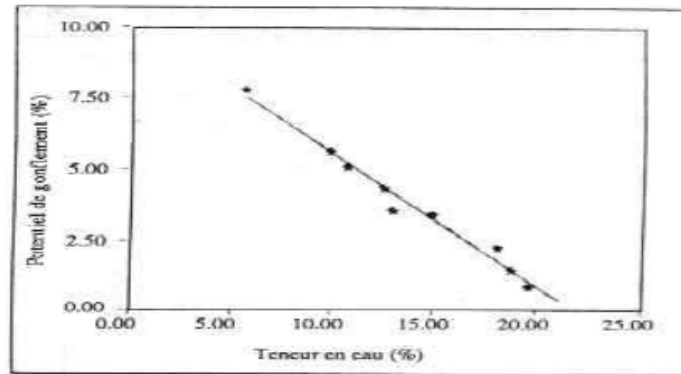


Figure 2.20 Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale. (Alonso et al. 1987).

–Hachichi et Fleureau (1999) montrent qu’il y’a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente. Ils confirment que l’augmentation de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu’au-dessus de la limite de retrait ; pour les teneurs en eau inférieurs à cette limite, le gonflement ne change pas.

–Hachichi (2006) a étudié l'influence de la teneur en eau sur le gonflement. Pour cela il a réalisé cinq essais pour deux argiles à différentes teneurs en eau : 0, 5, 10, 15 et 20%, Selon la figure 2.21, la relation entre le gonflement et la teneur en eau initiale est presque linéaire, et l'augmentation du gonflement est inversement proportionnelle à la teneur en eau initiale, ce qui confirme les résultats d’Alonso et al, (1987).

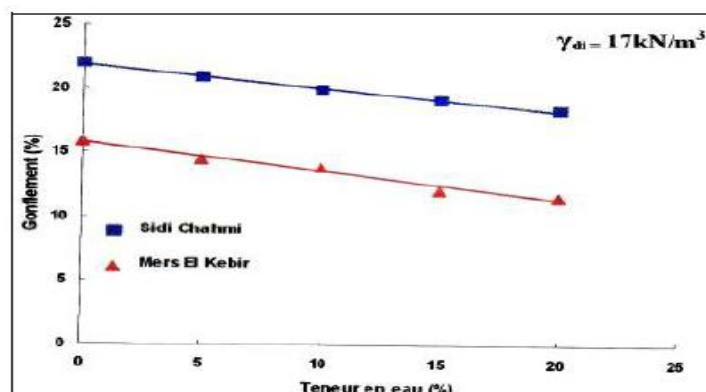


Figure 2.21 Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale, Hachichi, (2006).

–Edil et Alanazy (1992) trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche à une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement, le gonflement latéral et vertical augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue.

–Les essais réalisés par Al-Mukhtar et al. (1999); sur l’argile (Laponite) à différentes humidités initiales montrent que la pression de gonflement est invariable avec le degré d’humidité initial tandis que le gonflement augmente avec la diminution de ce degré.

**2.13.2.2 Densité sèche :** C’est le rapport poids volumique d’un sol sec et poids volumique du l’eau. La densité sèche initiale influence considérablement sur le gonflement et la pression de gonflement.

–Sridaharan et al. (1986) ont menés 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiale.

Ou il a constaté que la pression de gonflement varie proportionnellement à la densité et inversement proportionnelle à la teneur en eau Figure 2.22.

–Komine et Ogata (1994) ont effectués des essais de gonflement sur quatre bentonites sodiques « Na » compactées à différentes densités sèches initiales. Ils ont remarqué que le taux de gonflement croît linéairement avec la densité sèche initiale.

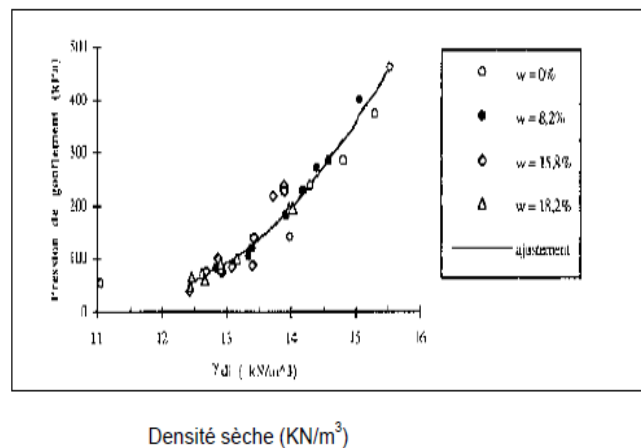


Figure 2.22 Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité Sèche. Sridaharan et al. (1986)

–Hachichi (2006) a étudié l’influence de la densité sèche sur le gonflement. Pour cela il a effectué des essais sur des échantillons reconstitués de deux argiles, en variant la densité sèche entre 13 jusqu’à 17 KN/m3 à une teneur en eau initiale de 20%. Il a

constaté que le gonflement libre maximal croît linéairement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. Figure 2.23.

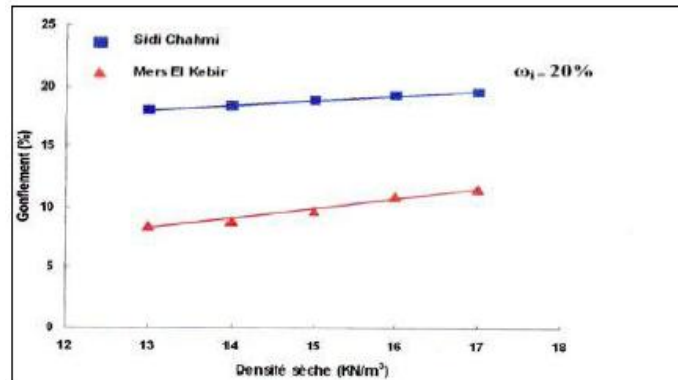


Figure 2.23 Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale, Hachichi, 2006

### 2.13.2.3 Mode et l'énergie de compactage

- Certains auteurs ont abordé les modes de compactages (statique ou dynamique)
- Seed et al (1962), constatent qu'un échantillon compacté statiquement aboutit à un gonflement plus fort.
  - Hachichi et Fleureau (1999) ont observé un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts.
  - Perches et Lu (1965) affirment que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et aboutit donc à un gonflement plus important.
  - Edil et Alanazy (1992) constatent qu'il n'y a pas un consensus sur le type de structure obtenue par les différentes méthodes de compactage.
  - Gueddouda (2005) a réalisé des essais de gonflement libre sur deux types des sols en utilisant deux modes de compactages (compactage statique et compactage dynamique), les résultats obtenus montrent que le compactage statique conduit à un taux et pression de gonflement élevé à celui du compactage dynamique figure 2.24 et figure 2.25. Benaïssia M, (2011)

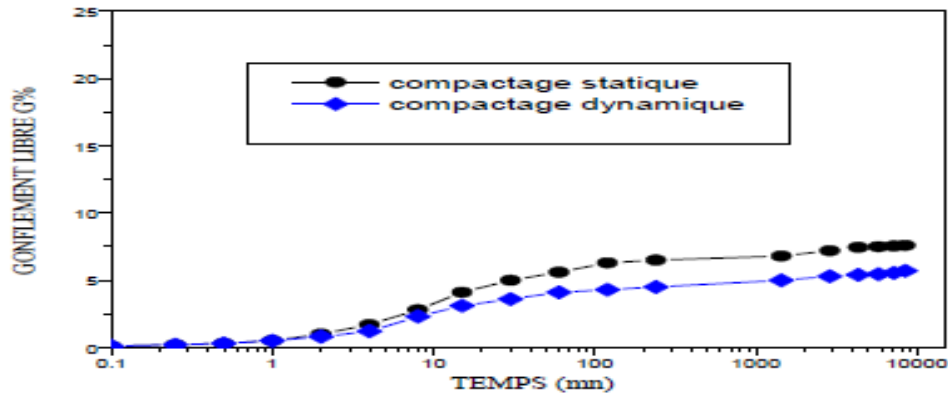


Figure 2.24 Évolution de gonflement libre en fonction du temps, Gueddouda et al, (2007)

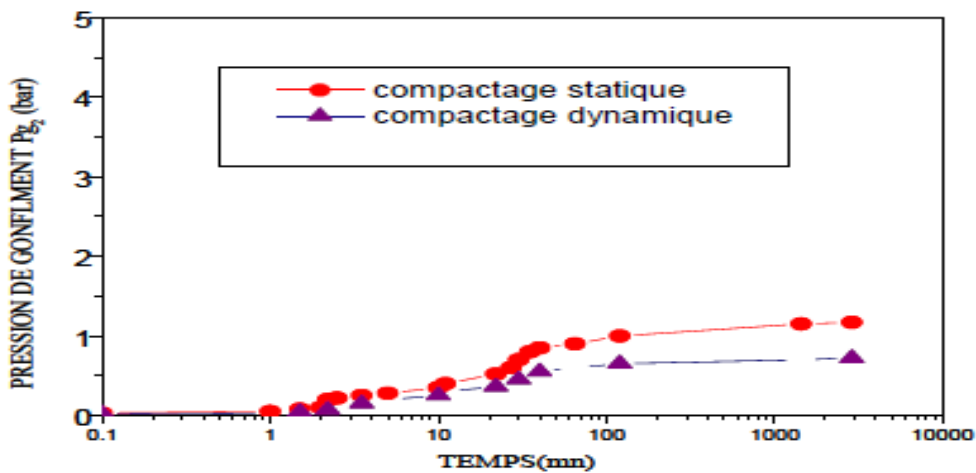


Figure 2.25 Évolution de la pression de gonflement en fonction du temps. Gueddouda et al. (2007).

–Sridaharan, Gurtug, (2004) ont étudié l’influencé par l’énergie de compactage, ils ont fait avec de la Kaolinite et l’argile de montmorillonite fortement en plastique. Ils ont trouvé l’effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement. Le tableau suivant 2.4 récapitule les résultats les essais effectués pour voir l’effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement.



Sol	Énergie compactage					
	Standard Proctor		Proctor modifié réduit		Proctor modifié	
	SP		RMP		MP	
	Gonflement (%)	Pression de gonflement (KPa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (KPa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (KPa)
Kaolinite	0,26	8,50	2,96	135,70	4,19	126,70
Degirmenlk	0,84	115,00	4,18	175,00	9,34	430,00
Akadimiz	3,61	184,20	10,48	466,70	15,26	866,70
Tuzla	5,63	150,00	14,27	650,00	24,32	1900,00
Montmorillonite	10,73	466,70	19,86	1000,00	27,49	5000,00

Tableau 2.4 taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types de sol à différentes énergies de compactage. A. Sridaharan, Gurtug (2004).

**2.13.2.4 Effet de l'échelle :** C'est l'influence de la hauteur ou du diamètre de l'échantillon sur le gonflement libre ou sur la pression de gonflement.

–Khaddaj cité par Azouz(2006) a réalisé des essais sur l'argile de Flandre, cette étude montre qu'il a une diminution du potentiel de gonflement de 20% quand l'épaisseur de l'échantillon passe au double de 12 à 24 mm

–Hachichi (2006) a réalisé des essais sur des échantillons de trois argiles, argile de Sidi Chahmi (SC), argile de Mers el Kébir (MK) et argile du bassin Parisien avec des hauteurs 10, 12 et 20 mm, et de 40, 70 et 50 mm de diamètre respectivement et il a déduit qu'il y'a une diminution du gonflement mesuré lorsque la hauteur de l'échantillon augmente, dû au frottement sur la paroi du moule figure 2.26.

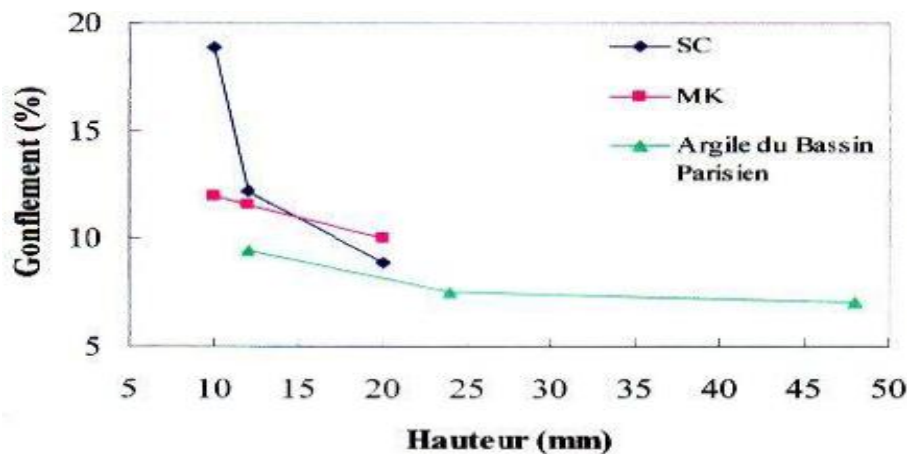


Figure 2.26 Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons, Hachichi (2006)

**2.13.2.5 Influence du poids volumique sec initial:** Le poids volumique sec initial est reconnu comme le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel et la pression de gonflement. Tous les auteurs indiquent que les valeurs du potentiel et de la pression

de gonflement augmentent lorsque, toutes valeurs égales par ailleurs, le poids volumique sec augmente. En effet, la pression de gonflement est d'autant plus grande que la distance entre les particules est petite. Comme le gonflement est expliqué par la répulsion entre les particules de charges de même signe, celles-ci vont se repousser davantage si la distance qui les sépare est petite, donc si la densité de l'échantillon est grande. Komine et Ogata (1994) ont effectué des essais oedométrique d'hydratation à succion nulle sous différentes charges sur une argile gonflante fortement compactée (bentonite Na) à différents poids volumiques secs initiaux. Les résultats sont représentés sur la figure 2.27.

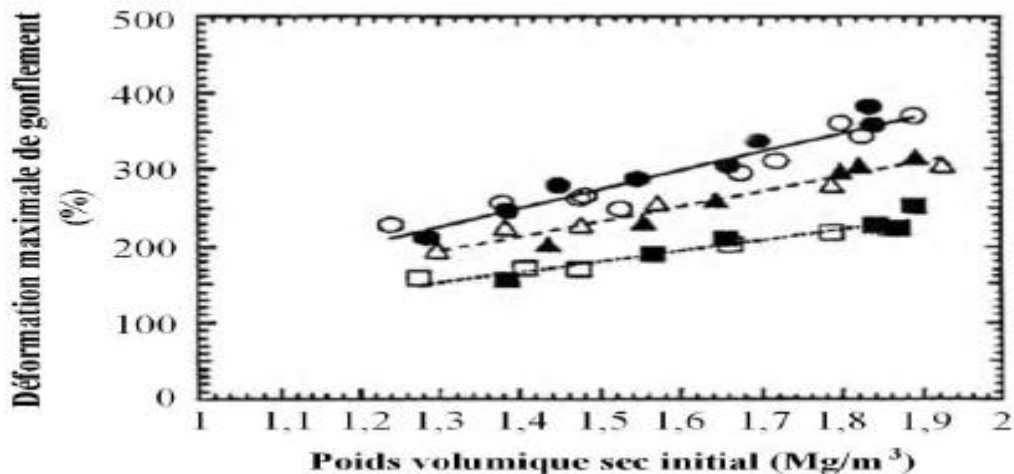


Figure 2.27 Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids Volumique sec initial Komine et Ogata (1994).

Komine et Ogata (1994) ont également montré que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec le poids volumique sec initial figure 2.28.

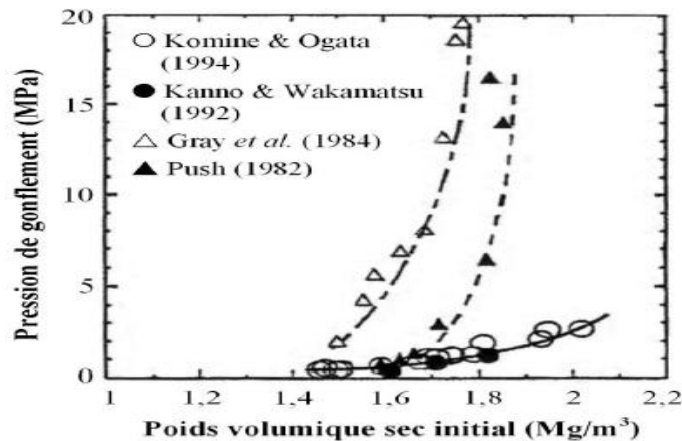


Figure 2.28 Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement Komine et Ogata (1994).

### 2.13.2.6 Influence du frottement latéral

-Surastman (1985), Hachichi et Fleureau (1999) ont remarqué que le gonflement diminue lorsque la hauteur de l'échantillon augmente et ceci est dû au frottement latéral entre l'anneau volumétrique et l'échantillon la figure 2.29 représente les résultats de Chen (1965) effectués sur la région de Denver.

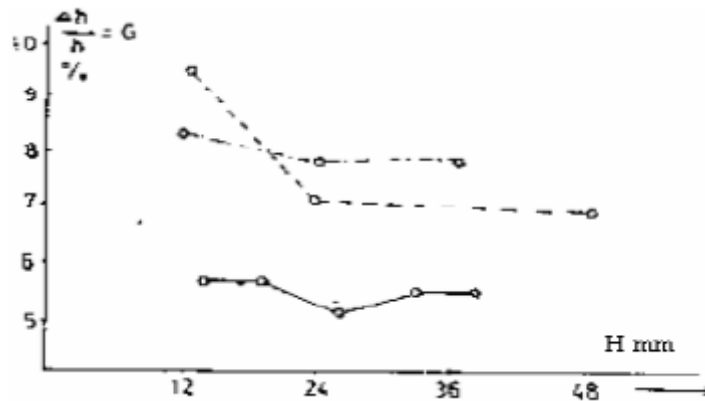


Figure 2.29 Influence de la hauteur initiale sur le gonflement Mehmit (1982).

### 2.13.2.7 Influence de la température

-Mouroux (1969), Mehmit et Ishibashi (1982), cité par Bengraa (2004) ont trouvé que la température affecte le taux de gonflement, et les expériences menées ont montré une réduction de 17% à 28% quand la température diminue de 66°C jusqu'à 24 °C.

### 2.13.2.8 Influence des cycles retrait-gonflement

-Chen (1965), Chen Et Mou (1973), Chen et al. (1985), Chen et Ma (1987), Subba Rao et Satydas (1987), Dif et Bluemel (1991) cité par bengeneb(2009), ont conclu qu'après chaque cycle d'humidification et de la dessiccation, la teneur initiale des échantillons en eau à diminution de potentiel de gonflement des argiles.

-Popesco (1980), Osipov et al (1987) et Day (1994), disent que la teneur initiale en eau augmente qu'après chaque cycle de (humidification- dessiccation) répétitif ce qui induit à l'augmentation de potentiel de gonflement. Figure 2.30.

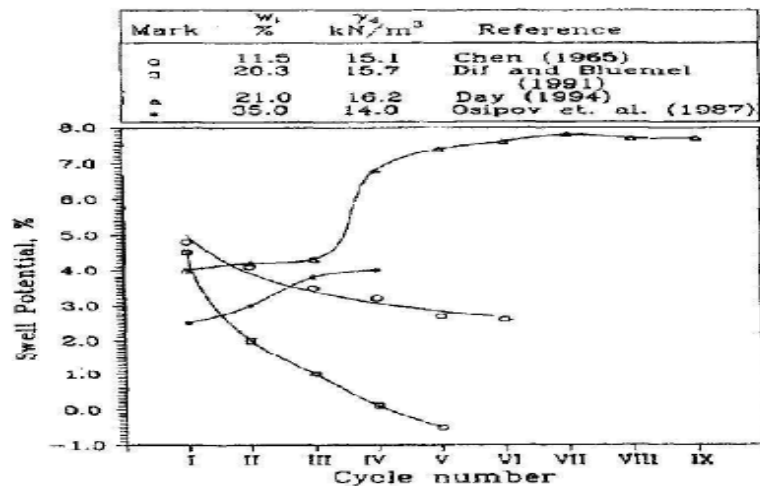


Figure 2.30 le potentiel du gonflement en fonction du comportement cyclique (gonflement/retrait) selon des différents chercheurs. Cité par Homoud et al, (1985)

### 2.13.2.9 Influence de la durée des essais

La durée d'essai est aussi un facteur influant sur l'estimation du gonflement. Il a été constaté que le gonflement est rapide durant les premiers jours d'essais, puis devient de plus en plus lent, et après une semaine le phénomène se stabilise. Cette constatation n'est pas toujours vraie par ce que nous avons trouvé des essais qui ont duré 15 jours ou plus pour atteindre la stabilisation. Suivant la nature des sols étudiés, la stabilisation du gonflement peut être obtenue après plusieurs jours. Theriault (2000).

## 2.14 Impact du gonflement sur les ouvrages

### 2.14.1 Ouvrages superficiels

Les ouvrages superficiels sujets au gonflement sont principalement les fondations et les murs de soutènement des bâtiments. Parmi ces derniers, les maisons individuelles construites sans mesures de précaution sur des sols gonflants présentent des dégradations et des fissures au niveau des murs porteurs, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle ou filante et les pieux). Figures 2.31 et 2.32. Benaïssia M (2011)



Figure 2.31 Tassement différentiel  
Du terrain sous les fondations  
Ismail, (Meknès))



Figure 2.32 dégradation dues au  
Gonflement (hôpital Moulay  
Ismail, (Meknès))

### 2.14.2 Ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sujets au gonflement les plus communément répandus sont

- les tunnels
- les puits pétroliers
- les cavités de stockage des déchets radioactifs,
- les monuments historiques.

### 2.14.3Tunnels

Les tunnels en milieu gonflant posent de très importantes difficultés aussi bien lors de leur construction qu'après leur mise en service. Le creusement du tunnel entraîne une modification des contraintes autour de l'ouvrage. Cette modification engendre souvent l'apparition de fissures facilitant la circulation de l'eau et l'hydratation des minéraux argileux. Cette dernière entraîne le gonflement qui se manifeste par un déplacement de la paroi du tunnel avant la mise en place du revêtement en béton ou par une pression de gonflement après cette mise en place.

Pour mieux décrire le comportement des tunnels excavés, Einstein et Bisho ont identifié différents types de déformations :

- L’adsorption de l’eau provoque une augmentation de volume en fonction du temps. Ce gonflement est causé par la différence de concentration chimique, de liaisons types non saturées ou partiellement saturées.
- Les modifications de contraintes entraînent l’absorption de l’eau, autrement dit une augmentation supplémentaire de volume.
- L’adsorption de l’eau peut aussi être responsable de la modification des contraintes s’accompagnant d’une augmentation supplémentaire de volume. Les désordres caractéristiques qui actent le plus souvent les tunnels localises dans un milieu gonflant sont les suivants certains chercheurs.
- Soulèvement puis dislocation du radier figure2.33. Benaissia M, (2011)
- Bombement et convergence des piédroits.
- Pincement de la voute en clé.



Figure2.33 Soulèvement puis dislocation du radier d’un tunnel.

## 2.15 Rappel des méthodes d’estimation du gonflement

### 2.15.1 Potentiel de gonflement

Il existe plusieurs méthodes de prédiction du gonflement qualitatif et quantitatif d’un sol. Parmi elles, les méthodes empiriques, qui, à partir des paramètres géotechniques de granulométrie et de plasticité du sol, prédisent le gonflement que celui-ci pourrait exhiber. Parmi les méthodes d’appréciation du potentiel de gonflement qui méritent d’être reprises dans ce travail, celles testées par plusieurs auteurs et sur plusieurs sites algériens, Derriche et al, (2005); Bekkoucke, (2001);

Hachichi et Fleureau, (1999) ; Bahar et Kenai, (2000); Mobarek, (2004), dont les résultats convergent généralement sur la qualité de gonflement. L'estimation du gonflement quantitatif est objet de plusieurs méthodes aussi, Vijayevergiya et Ghazzaly, (1979) ; Seed et al. 1980 ; Chen, (1980).

L'application de ces méthodes revient dans plusieurs études des argiles gonflantes de In-Amenas Kebaili et Derriche, (1998); Derriche et al. ,(1999). La synthèse de l'application de ces méthodes rend compte qu'elles confirment de manière générale la prédiction qualitative du gonflement mais elles ne remplacent pas les essais de mesure à l'heure actuelle. Mobarek H, (2011)

### 2.15.1.1 Méthode indirecte

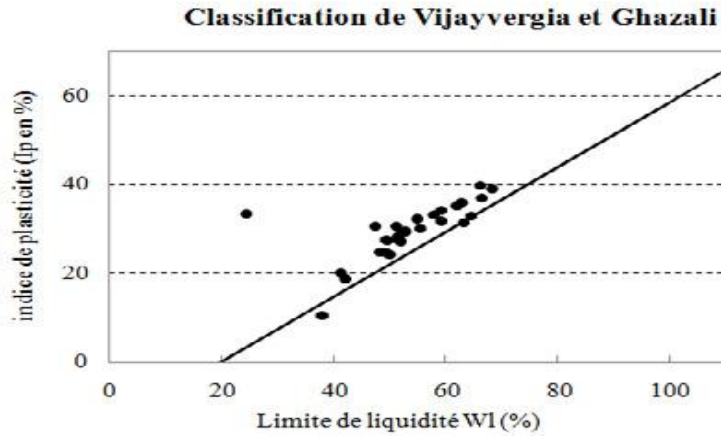
De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie.

Pour les argiles présentées dans cette étude, le potentiel de gonflement est analysé à l'aide des méthodes de BRE, Royaume uni (1980), Chen (1988), Komornik & David (1969), Seed & al. (1962), Snethen (1984), Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) et Williams & Donaldson (1980). Les résultats de la classification sont cités dans le tableau 2.5.

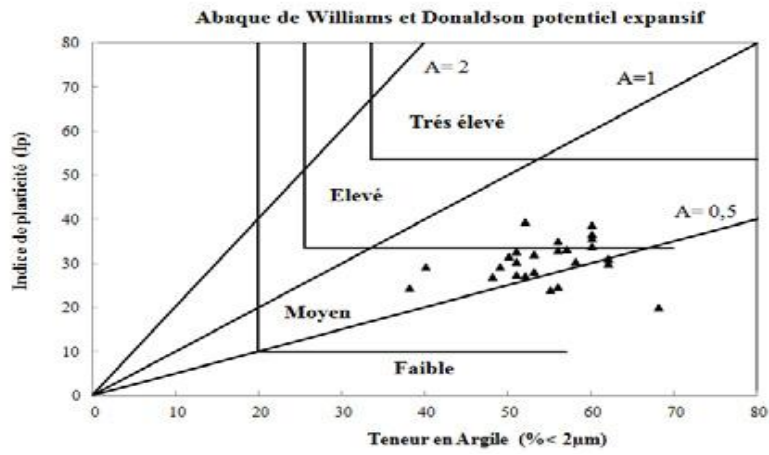
Méthode d'estimation du potentiel de gonflement	Paramètres de classification	Potentiel de gonflement
Seed et al.2, 1962	AC, % <2 µm	Élevé
D'après Snethen (1984)	Ip	Élevé
D'après Chen(1988)	WL (%), %<74 µm	Élevé

Tableau 2.5. Potentiel de gonflement des sols examinés selon les différentes classifications.

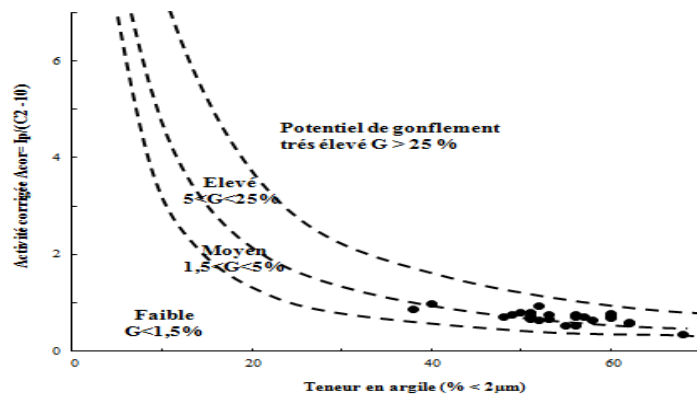
De ces résultats, on peut conclure que le caractère gonflant des sols examinés apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications citées, les classifications basées sur la fraction argileuse ainsi que les limites d'Atterberg estiment gonflant le sol étudié et la classification basée sur la valeur de bleu de méthylène l'estime moyennement gonflant. Josue Bahati Chishugi, (2017)



(a) Vijayvergiya et Ghazali (1973)



(b) Williams et Donaldson (1980)



(c) Seed et al. 1962



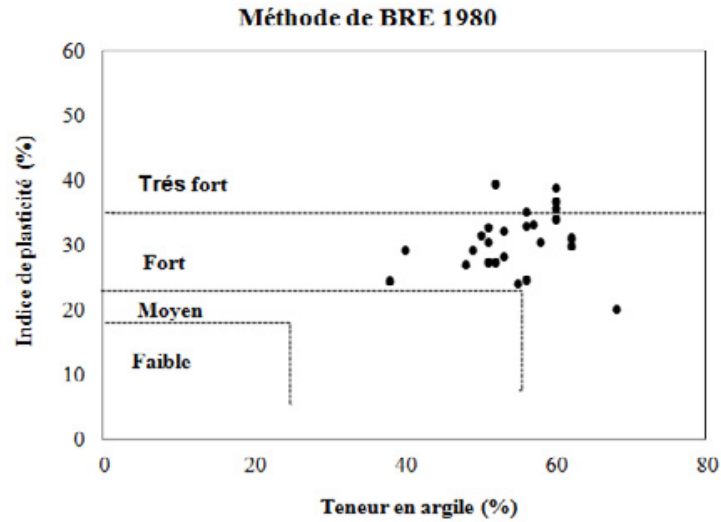


Figure 2.34 Méthode de classification à partir des essais D'identification.

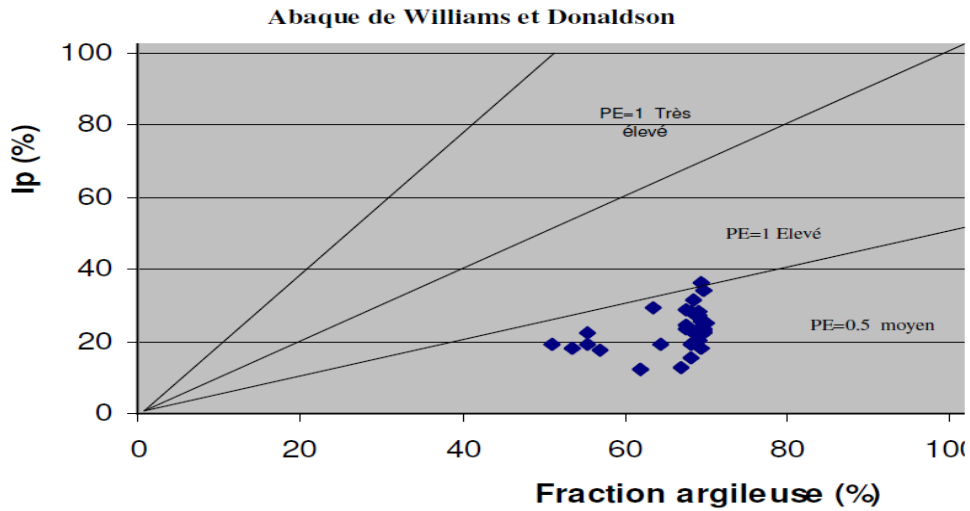


Figure2.35 Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980) d'après les proportions statistiques simulées.

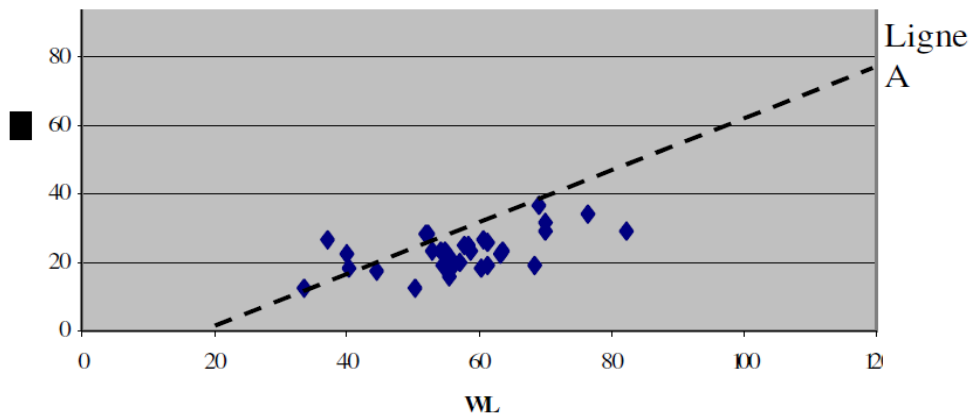


Figure2.36 Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de gonflement. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

### 2.15.1.2 Méthode directe

Dans la mesure directe, trois paramètres sont utilisés pour qualifier le gonflement : le taux de gonflement ou gonflement libre, défini par  $A_g = dh/h_0$ , la pression de gonflement  $P_g$ , pression qu'il faut appliquer à l'échantillon de sol pour empêcher son gonflement lors de l'hydratation et l'indice de gonflement  $C_g$  qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné.

A partir de carottes d'argile extraites du site de Médéa, des échantillons cylindriques sont taillés et leurs faces sont dressées de façon à obtenir des surfaces planes, parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe de l'échantillon. Le diamètre est de 63,5 mm et la hauteur varie entre 25,4 et 20,4 mm. Deux modes d'essai de gonflement sont utilisés :

Pour la méthode de gonflement libre, Une fois l'échantillon est taillé, il est placé dans la cellule œdométrique sous une pression verticale correspondante au poids de la pierre poreuse et du piston, l'éprouvette est ensuite soumise à la contrainte des terres au repos jusqu'à stabilisation des déformations. Cette charge est enlevée et l'éprouvette est mise au contact de l'eau.

Dans la méthode à volume constant, la déformation verticale est empêchée par l'application d'un chargement croissant d'une manière à garder constante la hauteur initiale de l'échantillon jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement.

La norme ASTM est caractérisée par la correction de l'effet de remaniement de l'échantillon en lui appliquant une contrainte égale à la charge des terres au repos  $V_0$  figure 2.37. L'évolution du gonflement unidimensionnel est appréciée à l'aide d'un capteur de déplacement au 1/1000 mm. Les mesures sont enregistrées électroniquement, à des intervalles de temps croissants.

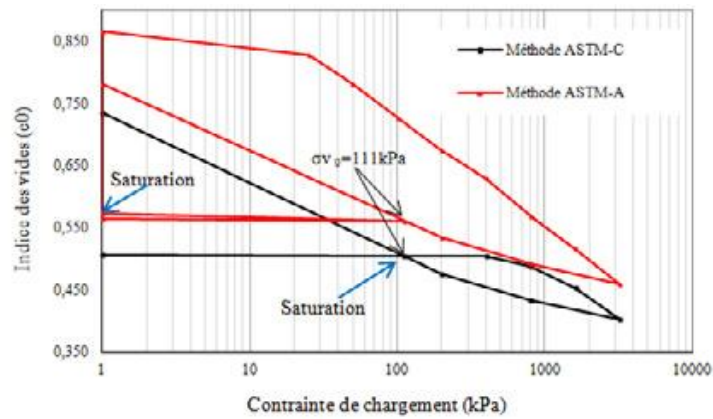
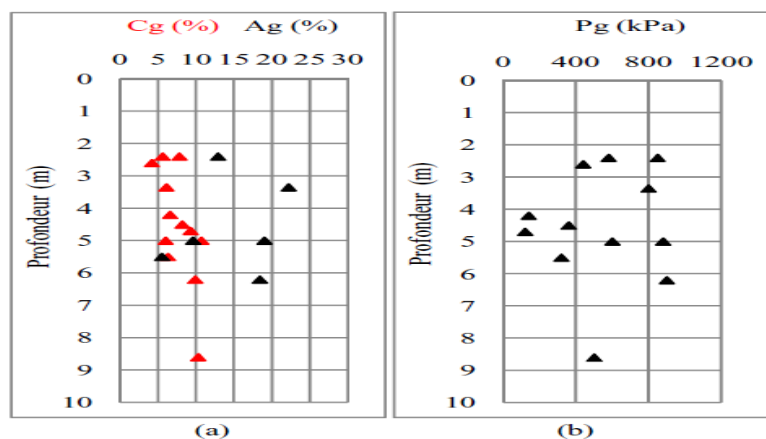


Figure 2.37 Exemple des courbes de la norme ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5 5,0/5,50 m

La figure 2.38 récapitule les différents résultats d’essais de gonflement à l’œdomètre. On note sur cette figure que la pression, le taux et l’indice de gonflement varient respectivement entre 100 et 900 KPa, 5 et 22 % et 4 et 11 %. La pression de gonflement est élevée d’après [F. H. CHEN, S. MA G. Swelling and shrinking behaviours of expansive clays, International Conference on expansive soils, New Delhi, pp 127- 129, (1987)].

Le taux de gonflement est élevé ( $A_g > 5\%$ ) dans ce site, les valeurs de  $C_g$  indiquent un potentiel de gonflement moyen à élevé. L’ensemble de ces résultats sont en concordance avec ceux obtenus à partir des méthodes de classification, tenant en compte la surestimation du potentiel de gonflement par quelques méthodes vu qu’elles ne prennent pas en considération l’état initial représenté par la teneur en eau ainsi que la densité des échantillons. Medjnoun A, Bahar R, Khatine, (2014)



(a) amplitude et indice de gonflement ; (b) pression de gonflement  
Figure 2.38 Les résultats d’essais de gonflement sur les argiles de Médéa

### 2.15.2 Présentation de la méthode de Covar- Lytton

La méthode de prédiction de gonflement que propose Lytton (Covar, and Lytton), est le fruit de l'étude de plus de 25000 échantillons du sol, qui proviennent de 50 états des Etats-Unis d'Amérique. Les paramètres géotechniques exploités de la base de données ainsi confectionnée, sont surtout les paramètres de granulométrie et de plasticité.

La synthèse de longues études affirme que le changement de volume qui s'opère dans le sol est sensiblement fonction de la composition du sol en éléments fins, de son activité argileuse et de sa capacité d'échange de cations. Pour la prévision de la variation totale du volume que subit le sol, Lytton (2002), propose une relation (équation 1), composée de trois termes correspondants respectivement à l'apport de changement (entre l'état initial et l'état final) de l'humidité (état de la succion dans le sol), de l'état de contrainte et de la variation de la concentration des sels dans la phase liquide du sol :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} \left( h_f/h_i \right) - \gamma_\sigma \log_{10} \left( \sigma_f/\sigma_i \right) - \gamma_\pi \log_{10} \left( \pi_f/\pi_i \right) \dots \dots (1)$$

Où  $h_i, h_f$  : succion matricielle initiale et finale ;

$\sigma_i, \sigma_f$  : contraintes principales initiale et finales ;

$\pi_i, \pi_f$  : succion osmotique initiale et finale ;

$\gamma_h, \gamma_\sigma$  et  $\gamma_\pi$  : indices de compression dus respectivement, à la succion matricielle, à la contrainte principale et à la succion osmotique.

En l'absence de variation de contraintes principales et en considérant une constance dans la pression osmotique, l'expression (1) peut se simplifier en :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} \left( h_f/h_i \right) \dots \dots (2)$$

L'idée de base pour la détermination de l'indice de compression relatif à la variation de la succion matricielle  $\gamma_h$ , est de situer les échantillons du sol étudié sur l'abaque de Casagrande (1948), Holtz et Kovac (1981), selon leurs limites de liquidité et l'indice de plasticité. D'où la déduction du groupe minéralogique auquel ils appartiennent figure2.39.

Ce diagramme compte 8 groupes minéralogiques, pour chacun des groupes l'indice de compression dû à la succion est déterminé selon la formule :

$$\gamma_h = \left[ \frac{\gamma(\text{gonflement}) + \gamma(\text{retrait})}{2} \right] \dots \dots (3)$$

$$\gamma(\text{gonflement}) = \left[ \left( \frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3 - 1 \right] \dots \dots (4)$$

$$\gamma(\text{retrait}) = \left[ 1 - \frac{1}{\left( \frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3} \right] \dots \dots (5)$$

Le coefficient d'extensibilité linéaire COLE, est déterminé à partir d'un test de retrait (apparition de fissures), il est utilisé pour caractériser le gonflement. Selon Hamberg, (1985), Nelson et Miller, (1992), ce coefficient est représenté par une carte figure2.40, repartie en 5 régions relatives à la constitution argileuse du sol. Le tableau 2.6, donne ces différentes constitutions.

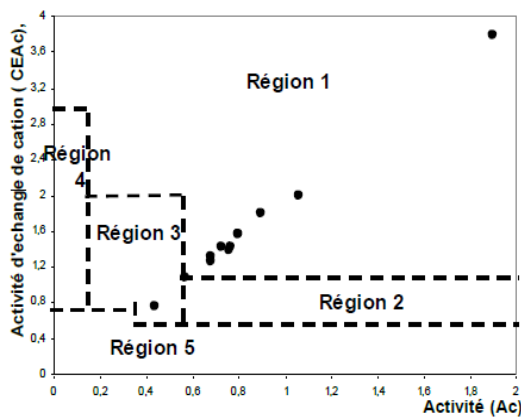


Figure 2.39 carte de répartition du coefficient d'extensibilité linéaire(COLE) Situation des argiles

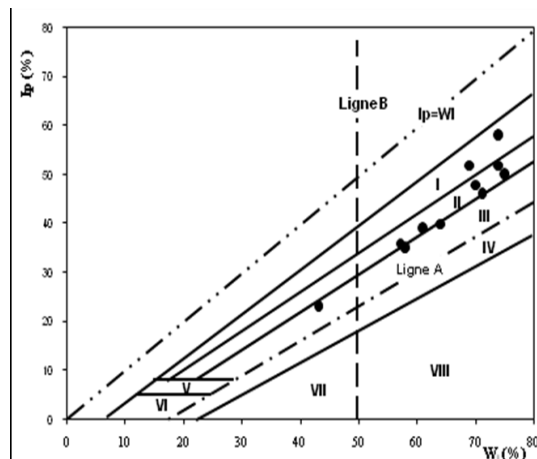


figure2.40 diagramme de la répartition minéralogique de Casagrande (1948) et Holtz et Kovac(1981)

Région	Pourcentage de la fraction argileuse			
	Smectite	Illite	Kaolinite	Vermiculit e
1	> 50	Aucune	Aucune	aucune
2	> 50	tr <sup>a</sup> – 25	tr – 25	aucune
3	5 – 50	5 – 25	Aucune	aucune
4	tr – 25	Aucune	10 – 50	25 - 50
5	Tr	tr – 25	10 – 50	Tr

Tableau 2.6 La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE.

Ip (%)	Ws (%)	WL	Potentiel de gonflement
<18	>15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Fort

Tableau2.7 Potentiel de gonflement d’après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)

## 2.16 Méthodes d’améliorations des sols gonflants

### 2.16.1 Introduction :

La stabilité des constructions réside dans la stabilité de leurs fondations et doit être placée sur le sol de manière cohérente et résistante à toutes les sollicitations qui peuvent leur arriver. Les sols argileux causent de nombreux problèmes en raison de sa structure minéralogique, ce qui peut parfois entraîner des pertes matérielles et humaines. Les ingénieurs ont développé de nombreuses techniques pour améliorer le comportement de ces sols.

### 2.16.2 Les Différentes méthodes de traitement des sols

Dans la géotechnique, les procédés à utiliser pour stabiliser surtout les sols argileux sont nombreuses. Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue:

- La méthode mécanique
- La méthode thermique
- La méthode chimique

#### 2.16.2.1 Méthodes Mécaniques

##### a. Le compactage

Le compactage est la densification des sols par application d’énergie mécanique conduisent à accroître la densité, il vise à améliorer les propriétés géotechniques des

sols. Il permet l'amélioration de la résistance, la diminution de la déformabilité ainsi qu'une réduction de la perméabilité. Il peut ainsi réduire ou éliminer le risque de tassement, également augmenter la stabilité des talus, mais aussi améliorer la capacité portante.

Le compactage permet aussi de limiter les variations de volumes indésirables causés, par exemple, par l'action du gel, par le gonflement et par le retrait du sol, ou bien de prévenir la liquéfaction des sols. Sertier et al, (2006)

### **b. Le préchargement**

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Sertier et al, (2006)

### **c. Le drainage**

Est la technique la plus simple, c'est une méthode classique et ancienne. Plusieurs achèvements sont utilisés comme les tranchées drainant, drains de carton et drains de sables verticaux.

### **d. Substitution**

C'est la méthode la plus exacte par contre elle est très coûteuse, il s'agit d'éliminer la couche de sol gonflant et la remplacer par un sol non révolutif. Dans le cas où cette couche est très épaisse, l'élimination de la couche ne peut pas être envisagée, elle consiste à creuser jusqu'à un point précis puis remblayer avec du sable ou un matériau graveleux.

### **e. Colonnes ballastées**

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

## f. Le rabattement

Il consiste à abaisser la pression des nappes à l'intérieur d'un volume de terrain déterminé, en dessous de la surface extérieure du volume considéré. Il est obtenu par un nombre approprié de captages disposés autour du volume à rabattre et dans lesquels un pompage permanent est assuré.

### 2.16.2.2 Méthodes thermique

#### a. Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

#### b. La congélation

C'est une technique de consolidation provisoire des terrains aquifères. (Pas nécessairement saturés), permettant ainsi de creuser des puits relativement profonds.

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

### 2.16.2.3 Méthodes chimiques

La consolidation chimique vise à traiter les terrains contenant des argiles ou des eaux agressives, ce traitement contient trois actions :

- Action physicochimique : Déplacement sur les sols des limites d'Atterberg du matériau et modification de la granulométrie par adjonction du liant.
- Action de compactage dynamique : Serrage du sol jusqu'à un état supérieur.
- Réaction d'hydratation : Durcissement plus ou moins élevé du sol aux hydrophobes.
- Traiter par un mélange de ciment et de chaux, et le conduisant à une certaine maturité.
- Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs. Ces derniers sont classés en deux grandes familles :



- les hydrophobants
- les liants.
- les sables.

### **a. Hydrophobants**

Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés cationiques (par exemple: les amines aromatiques, les amines aliphatiques,). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures.

### **b. Liants**

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques.

–Liants hydrauliques :

- Ciment
- Chaux
- Cendres volantes
- Laiteries
- Pouzzolane

–Liants organiques :

- Goudrons
- Résines naturelles
- Polymères
- Bitumes

### **c. Les sables**

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Ces études confirment le rôle positif qu'a le sable sur la réduction du gonflement des sols expansifs et ce, par sa capacité d'amortir le gonflement à travers les vides importants qu'il contient. El habib K, Hamraoui O, (2018)

### **2.16.3 Conclusion**

Enfin, Les méthodes d'amélioration mécaniques et thermiques des sols sont couteuses dans un pays en voie de développement comme l'Algérie. Par contre les traitements chimiques c'est la plus utilisée dans la stabilisation des sols.

## Chapitre 3.

# Le Concepts des sols non saturés

### 1. Introduction à la mécanique des sols non saturé

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 :

- 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 importants 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 :

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

$S_t$  : la succion totale (kPa)

R : la constante des gaz parfaits (R= 8,3143 J/mol°K)

T : la température absolue (°K)

M : la masse molaire de l'eau (M= 18,016 g/mol)

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau (1000 kg.m<sup>-3</sup>),

h : l'humidité relative.

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 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.

## **2. Comportement des sols non saturés**

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.

### **2.1 L'eau et l'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 :

- 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.

Les températures d'évaporation des diverses formes d'eau dans les sols non saturés, ainsi que la relation entre les coefficients de perméabilité à la saturation de l'eau et de l'air sont illustrées à la figure 3.1 et 3.2.

**Perte d'eau d'une argile (kaolinite) en fonction de la température**

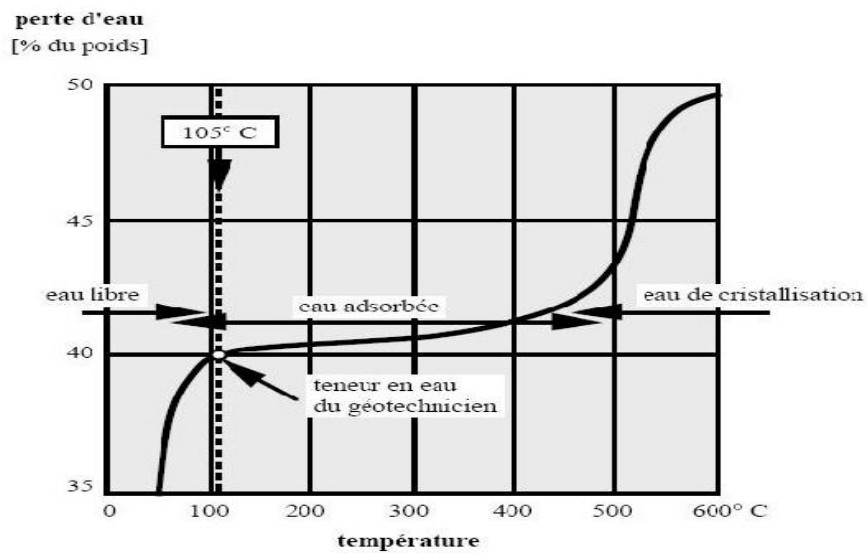


Figure 3.1 Les températures d'évaporation d'eau

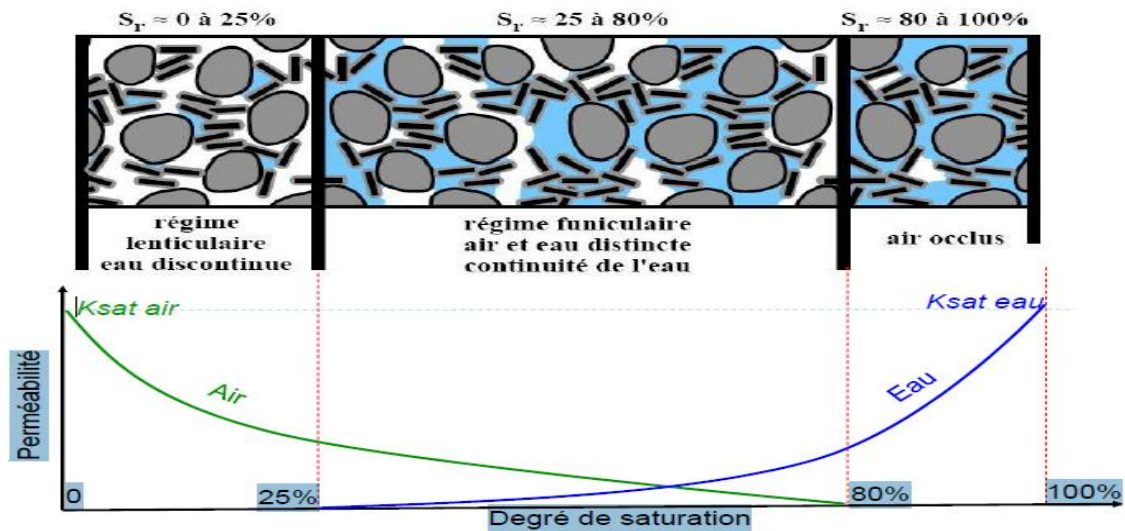


Figure 3.2 Relation coefficients de perméabilité à la saturation de l'eau et de l'air

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

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

## 2.2 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 succion, on admet que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires, figure 3.3. 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 :

$$u_a - u_w = \frac{2T \cos \alpha^\circ}{r} \quad (2), \text{ avec :}$$

$u_a$  : 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.

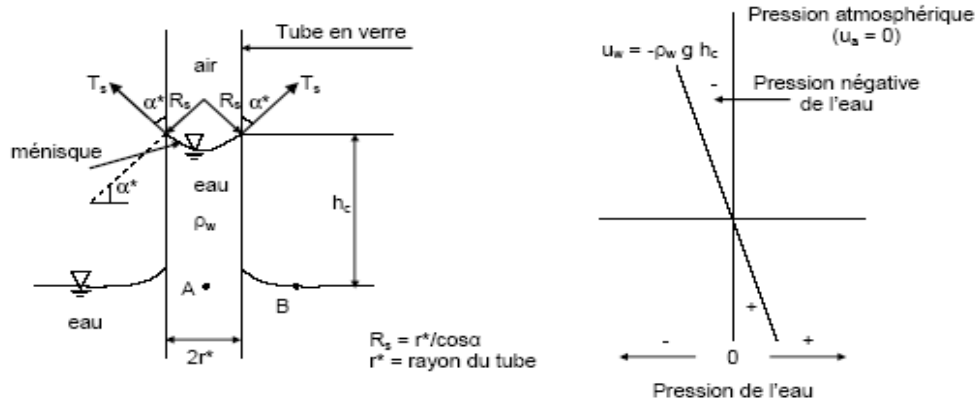


Figure 3.3 Remontée de l'eau dans un capillaire

### 3. La succion dans les sols

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 gains 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.

Le terme succion, indique un déficit de pression de l'eau du sol par rapport à la pression atmosphérique. En général, plus le sol est sec plus la succion est grande.

Le terme succion, noté ( $s$ ) que l'on trouve dans la littérature sous les appellations «pression capillaire» ou «pression interstitielle négative», a été défini par Croney et al. (1958) comme étant le déficit de pression en dessous de la pression atmosphérique, mesuré dans un échantillon de sol ne subissant pas de pression externe. L'unité normale de la pression interstitielle négative est le pascal (Pa).

### 4. Les différents types de la succion

Silvai, (1966), montre que 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. 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. Elle peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à  $10^6$  kPa pour un sol séché à l'étuve, Arsenie I-M., (2009).

Il est à noter que la succion totale du sol est la somme de deux composantes principales: la succion matricielle et la succion osmotique, Aitchison, (1965), cité par Mekki L, (2009).

#### 4.1 La succion matricielle

Elle 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).

#### 4.2 La succion capillaire

Elle 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.

#### 4.3 La succion osmotique (ou pression osmotique)

Définie comme 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.

#### **4.4 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 de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Selon [Masekanya j-p, 2008], les forces mises en jeu sont :

- La liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène.
- Les hydroxydes situés à la surface des feuillets argileux.
- L'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par les défauts de charge du feuillet.
- L'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet.
- L'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau.
- Les forces d'attraction de Van der Waals.

### **5. Techniques de mesure de la succion**

#### **5.1 Méthode du papier filtre**

La méthode du papier-filtre (la norme ASTM D 5298 – 94), qui permet la mesure de succion comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa a été développée par Gardner (1937). Cette technique a été utilisée dans plusieurs études, Fawcett & Collis (1967); Hamblin (1981); Houston et al. (1994); Wang et al. (2016), et a été normalisée à travers le document ASTM D 5298. Avec l'essai du papier filtre, nous pouvons mesurer de façon indirecte la succion totale ou la succion matricielle. En effet, la mise en contact entre le sol et le papier filtre provoque un équilibre de salinité entre les deux milieux (pas de gradient osmotique), ce qui implique que la succion mesurée c'est la succion matricielle. En revanche, l'absence de contact entre le papier

filtre et le sol, fait que l'équilibre hydrique obtenu tient compte des sels dissous qui ne peuvent pas se transférer entre les deux milieux, la mesure obtenue est bien celle de la succion totale.

La méthode du papier filtre repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau de l'échantillon du sol (ou succion matricielle) et le potentiel matriciel de l'eau d'un papier filtre en contact avec le sol sont les mêmes.

### Mode opératoire

Le principe de la méthode consiste à insérer trois papiers filtres secs de type Whatman n°42, dans un échantillon d'argile traité et non traité compacté statiquement aux conditions Proctor optimale de forme cylindrique ( $h = 1.5 \text{ cm}$  et  $\varnothing = 5 \text{ cm}$ ), dont on veut déterminer la succion matricielle. Après avoir couvert l'échantillon avec du papier film, on l'enferme dans un récipient hermétiquement clos (dessiccateur), jusqu'à l'obtention d'un équilibre hydrique (même succion dans le papier filtre et l'échantillon) qui est atteint en moyenne au bout de 10 jours, figure 3.4 et 3.5. Dès l'ouverture du récipient, les teneurs en eau de l'échantillon et du papier filtre central (non pollué), sont déterminées soigneusement et très précisément par pesée au 1/10000g.

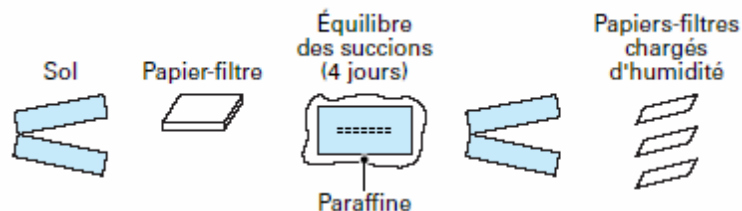


Figure 3.4 Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000)



Figure 3.5 Mesure de la succion par la méthode du papier filtre.

A partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre, figure 3.6 et de sa teneur en eau, on détermine la succion du papier filtre qui n'est autre que celle du sol. La courbe typique de rétention du papier filtre est constituée de deux parties : le segment supérieur, pour la succion la plus élevée qui représente l'humidité retenue par les forces d'adsorption aux surfaces des particules du papier filtre alors que le segment inférieur représente l'humidité retenue entre particules par les forces capillaires ou de tension de surface.

La courbe d'étalonnage du papier filtre diffère selon qu'il s'agisse de papier filtre initialement sec ou humide. Lee et Wray (1995), Amraoui (1996) et Chaouch (2001) signalent différentes corrélations entre la succion  $S$  (kPa) et la teneur en eau  $w_f$  (%) du papier filtre Whatman n°42. Ces corrélations s'expriment comme suit :

Pour le papier filtre sec :

$$\log s = 5,327 - 0,0779 \cdot w_f \text{ pour : } w_f < 45,3 \%$$

$$\log s = 2,412 - 0,0135 \cdot w_f \text{ pour : } w_f > 45,3 \%$$

Pour le papier filtre humide :

$$\log s = 5,4018 - 0,0718 \cdot w_f \text{ pour : } w_f < 47,3 \%$$

$$\log s = 2,6995 - 0,0147 \cdot w_f \text{ pour : } w_f > 47,3 \%$$

D'après Amraoui (1996) :

$$\log s = 5,3344 - 0,0882 \cdot w_f \text{ pour : } w_f < 39,8 \%$$

$$\log s = 2,4778 - 0,0165 \cdot w_f \text{ pour : } w_f > 39,8 \%$$

$s$  : la succion en kPa

$w$  : la teneur en eau massique du papier filtre en %

A partir de ces relations et connaissant la teneur en eau finale du papier filtre, on calcule directement la succion de l'échantillon de sol.

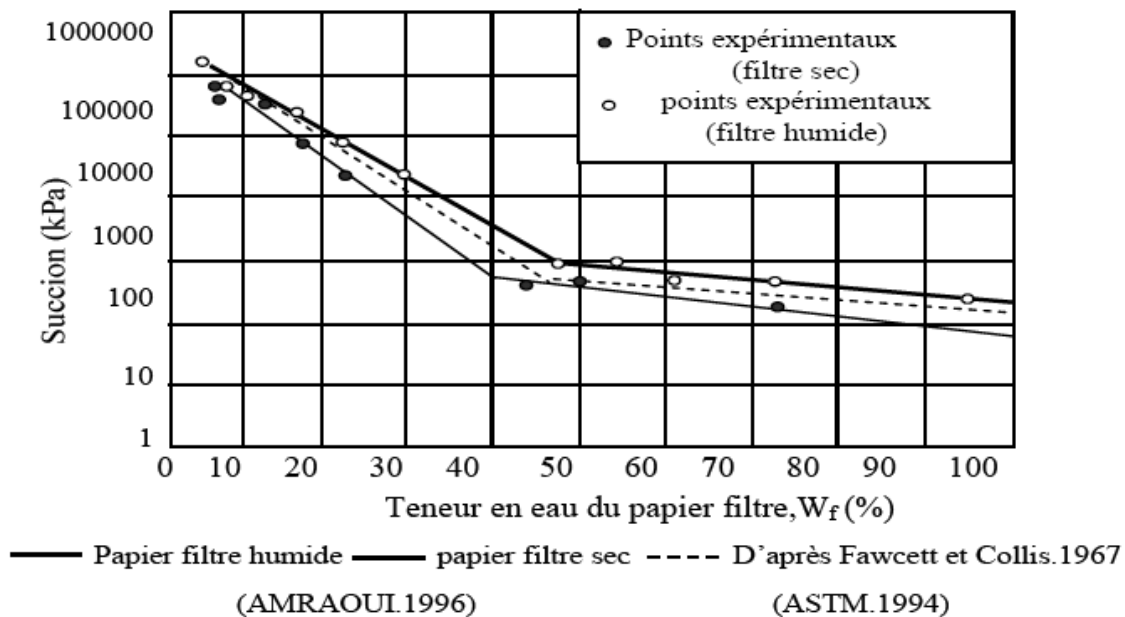


Figure 3.6 Courbe d'étalonnage de la succion du papier filtre Whatman n°42 sec et humide  
 Plan wf, S-Belhachemi (2005)

### 5.2 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 (équation 01). 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 3.7. Cette méthode de mesure est utilisable pour des succions comprises entre 0,1 et 80 MPa.

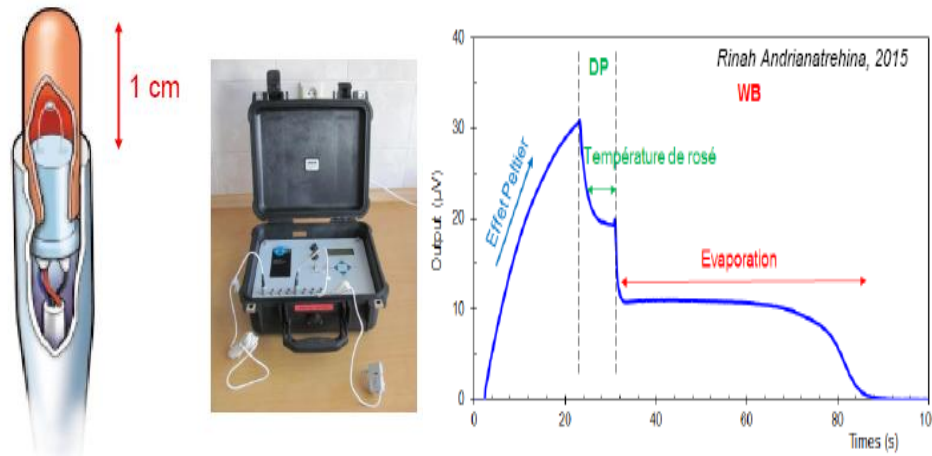


Figure3.7 psychromètre et courbes de résultats

### 5.3 Mesure tensiométrique de la succion

La technique la plus répandue et la plus simple est la tensiométrie, illustrée par le schéma de la figure3.8. 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.

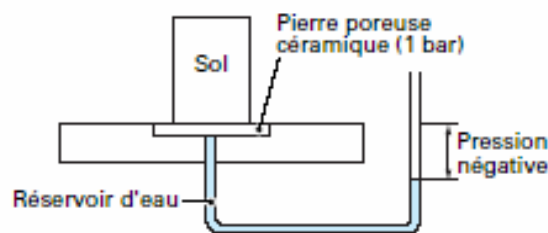


Figure3.8 Principe de la mesure de la succion par tensiométrie Delage &Cui, (2000)

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 figure3.9. 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 la tensiométrie classique (0 – 80 kPa) et la psychrométrie (> 1 MPa).

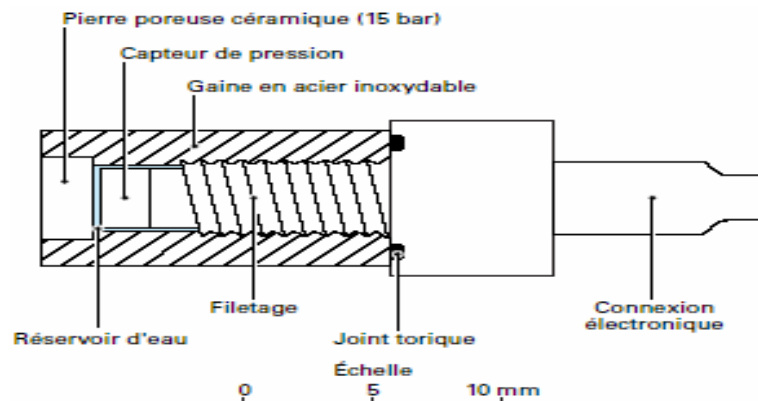


Figure 3.9 Tensiomètre de Ridley et Burland Delage & Cui, (2000).

## 6. Techniques de contrôle de la succion

### 6.1 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 3.10.

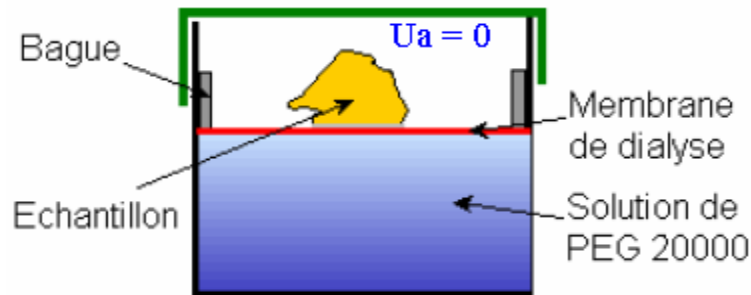


Figure 3.10 Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).

L'intérêt majeur de cette technique est que la génération d'une succion positive  $s = u_a - u_w$ , ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air reste égale à la pression atmosphérique, et c'est réellement le terme  $u_w$  qui est négatif, comme dans la réalité. Des succions de 12.6 MPa, peuvent être atteintes.

Cette méthode, est une application directe du principe de l'osmose, elle impose la succion matricielle. De l'eau pure et une solution de macromolécules sont mises en contact via une membrane semi-perméable qui empêche l'échange des macromolécules entre les deux réservoirs, figure 3.11. La tendance naturelle est d'assurer l'équilibre des concentrations de part et d'autre de la membrane. Il y a donc un transfert d'eau de A vers B qui induit une élévation du niveau d'eau dans le bac B (création d'une pression hydrostatique). Cette élévation  $h$  vient compenser la pression de diffusion des molécules d'eau. La succion est donnée par :  $U_a - U_w = \rho \cdot g \cdot h$   
 $\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ ).

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 1,5 MPa avec du PEG 20 000. Delage et al. (1998) indiquent avoir atteint une succion maximale de 12,6 MPa avec du PEG 1 500 et de 9 MPa avec du PEG 6000.

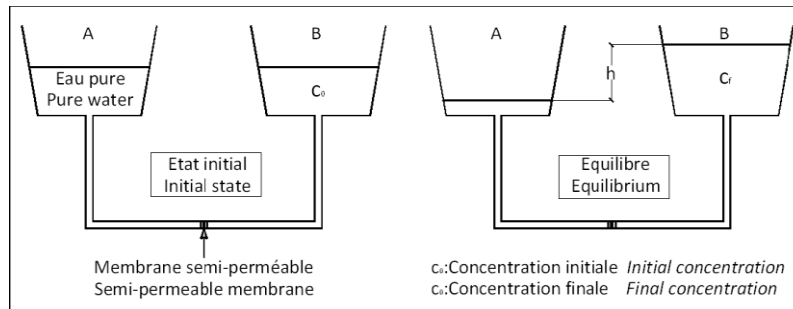


Figure 3.11 Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique

### Application de la méthode osmotique

Deux solutions de polyéthylène glycol, PEG 20 000 et 6 000 sont utilisées pour couvrir une gamme de succion allant de 50 kPa jusqu'à 3 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 3.1.

PEG	Membrane correspondante	MWCO	épaisseur moyenne	Succion maximale atteinte (MPa) (dans la littérature)
PEG 20 000	SPECTRA/POR N°4	14000	40µm	15
PEG 6000	SPECTRA/POR N°3	3500	47µm	9

Tableau 3.1. Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées.

La concentration, qui est indépendante de la masse molaire du PEG, 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 3.12 ou de la relation linéaire :  $S \text{ (MPa)} = 11C^2$ , 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.



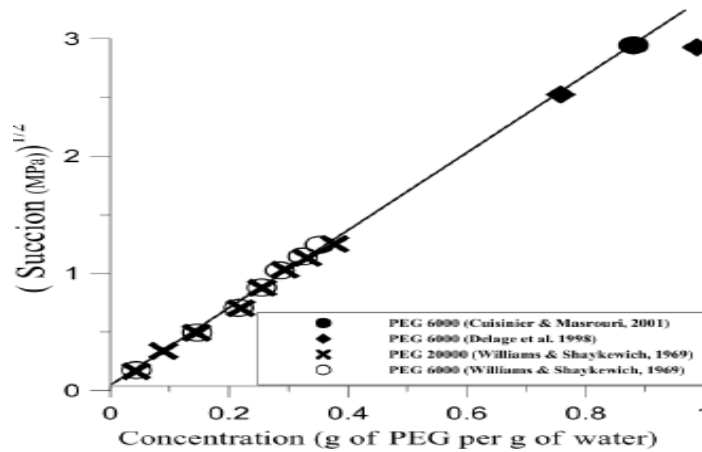


Figure 3.12 Relation entre succion et concentration Delage & Cui (2000).

Les étapes de la préparation du dispositif expérimental, de la méthode osmotique, sont montées à la figure 2.13.

- Préparation de la concentration du PEG avec 500 g d'eau distillée. Cette quantité est suffisamment importante 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, qui peuvent 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 Cui, (1993).
- Dans le cas du PEG 2000 figure 3.14.a, fixer la membrane par une bague (en PVC) tout en assurant un contact parfait entre la solution et la membrane. Éviter 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 figure 3.14.b, 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 bécquer de forme rectangulaire tout en assurant un bon contact entre la solution du PEG 6000 et la membrane.
- Finalement, couvrir les bécquer par des films plastiques afin d'éviter toute évaporation dans les deux cas du PEG 20000 et 6000.

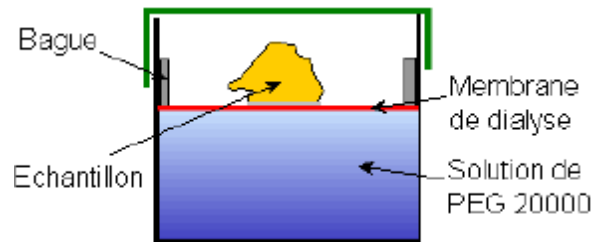


Figure3.13 dispositif expérimental de la méthode osmotique



Figure 3.14 Mise en place du dispositif (a) : PEG 20 000 ; (b) : PEG 6 000.

## 6.2 Technique de contrôle par phase vapeur

### Méthode des solutions salines

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.

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

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 3.15.

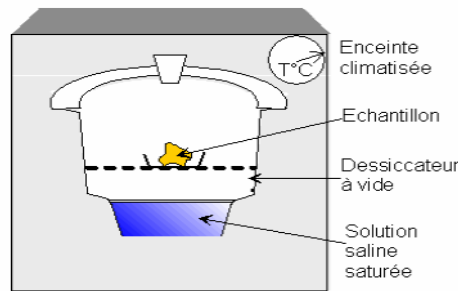


Figure 3.15 Contrôle de succion par phase vapeur à l'aide d'un dessiccateur et de solution saline saturée (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).

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 3.2, présente les valeurs de succion en fonction des différents sels.

Solution saline saturée	Concentration (g de sel/500ml d'eau)	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
H <sub>2</sub> so <sub>4</sub>	1000	8.5	342,64

Tableau 3.2 Relation humidité relative - succion Delage & Cui (2000), Sayed (2003)

### 6.3 Technique de Contrôle par plaque tensiométrique

La plaque tensiométrique figure 3.16, 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. 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).

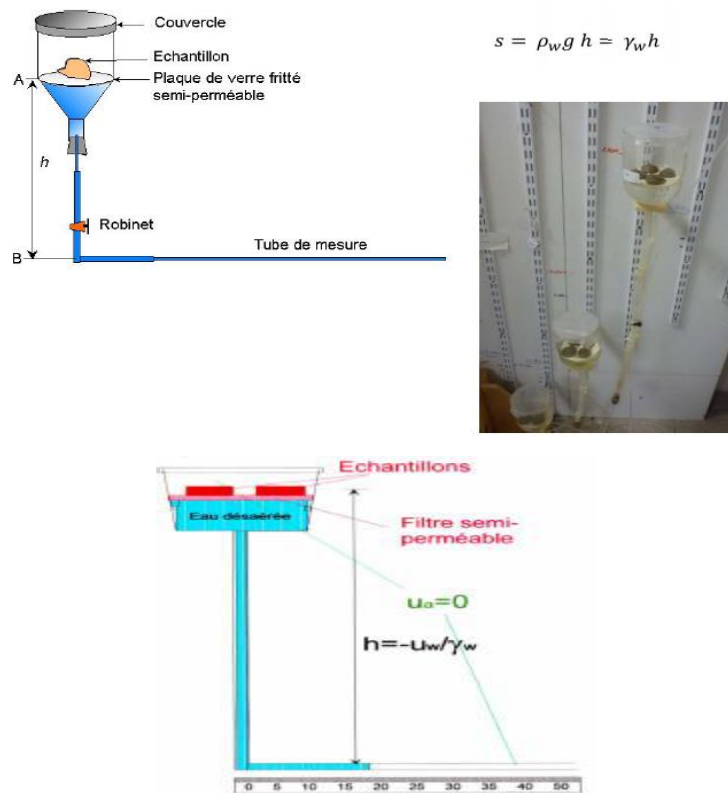


Figure 3.16 Principe de la plaque tensiométrique Fleureau,( 2005).

### 6.4 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 3.17. 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.

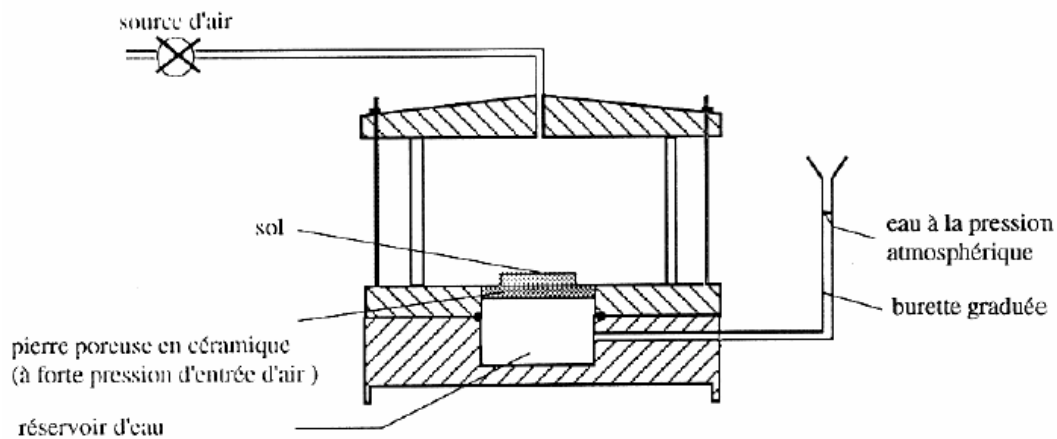


Figure 3.17 Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (Alshihabi, 2002).

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.

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

Les figures ci-dessous 3.18 et 3.19 montrent les schémas des dispositifs de contrôle de succion et les complémentarités entre les différentes techniques, quant au tableau 3.3, il présente la gamme de variation des différentes succions.

Méthodes de contrôle de la succion au laboratoire

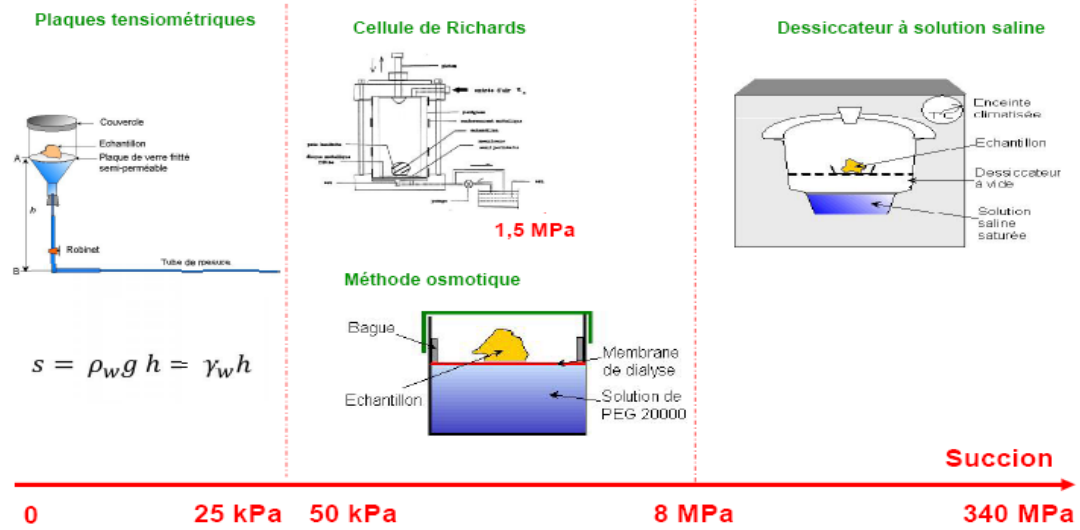


Figure 3.18 schémas des dispositifs de contrôle de succion

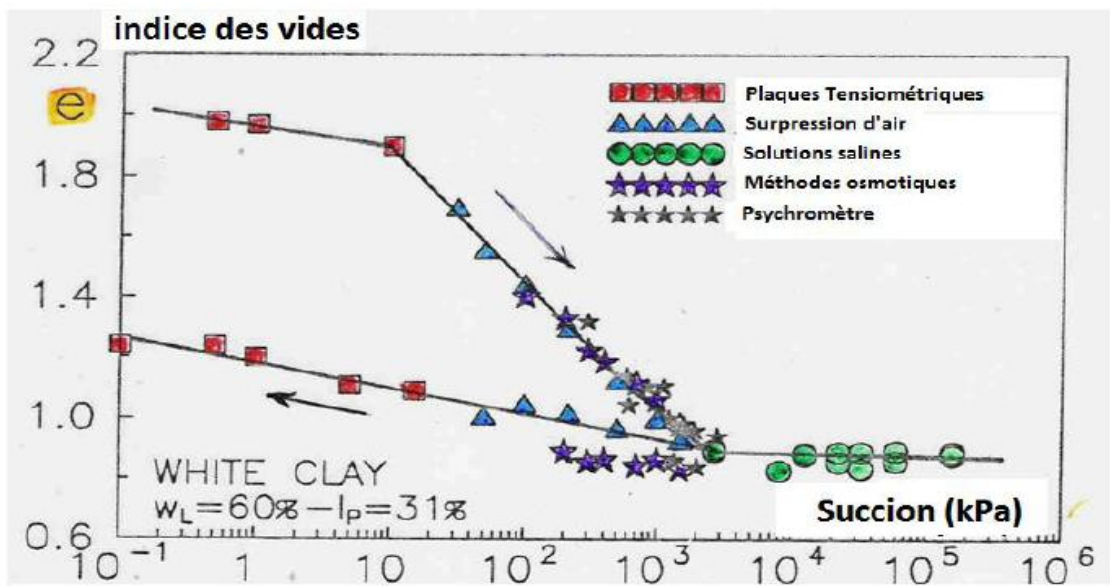


Figure 3.19 Complémentarités entre les différentes techniques

Méthodes	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

Tableau 3.3 Gamme de variation des différentes succions

### 7. Courbe de succion ou de rétention d'eau

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, figure 3.20, 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  $10^6$  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 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 3.21, 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.

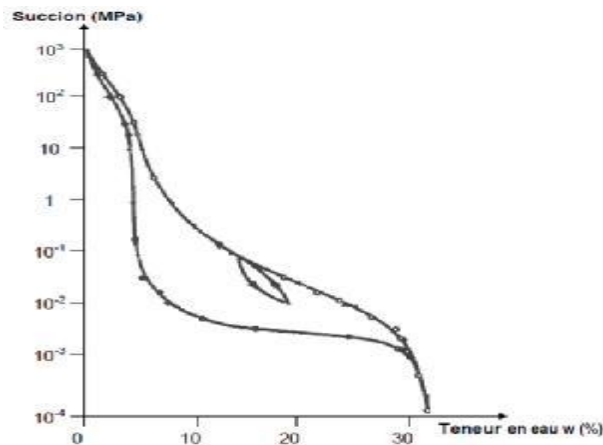


Figure 3.20. Courbe de succion

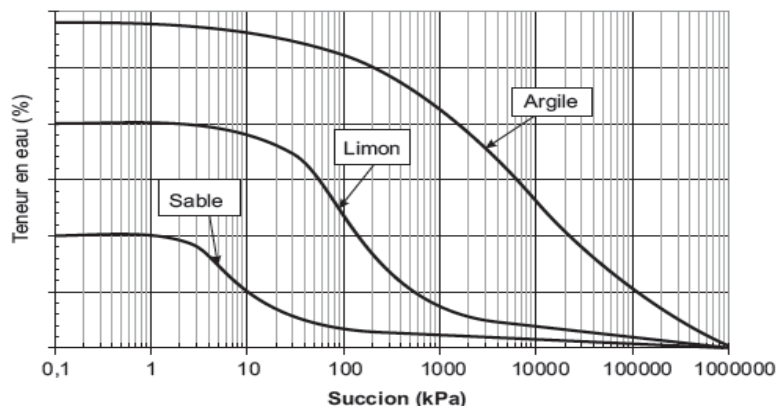


Figure 3.21 Courbes de rétention pour différents types de sol, Hillel, (1988)

### 7.1 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 ( $\theta_r$ ), figure 3.22.



- Le point d'entrée d'air est la succion  $\Psi_b$  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).
- 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.
- La teneur en eau saturée ( $\theta_s$ ) est la teneur en eau correspond au point d'entrée d'air.

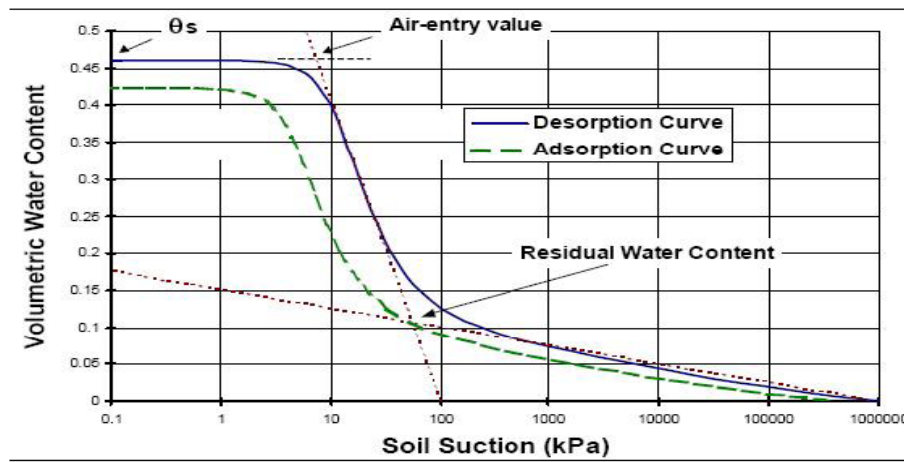


Figure 3.22. Les paramètres caractérisant la courbe de succion M. D. Fredlund, (1976)

## 7.2 Différentes phases de la courbe de succion

**Phase I :** c'est la phase d'effet limite ; au voisinage de la teneur en eau à saturation, où la courbe est pratiquement horizontale. Cette partie de la courbe correspond à la « frange Capillaire ». Elle traduit le fait qu'il est en général nécessaire d'exercer une dépression non Nulle pour arriver à drainer un milieu poreux. Ceci est dû au fait que les pores ne dépassent Pas une certaine taille maximale, et que les rayons de courbure des interfaces eau-air sont Nécessairement inférieurs à une valeur seuil  $R_0$ .

**Phase II :** c'est la phase de transition où la pente de la courbe de succion est Relativement forte.

**Phase III :** de la courbe c'est la phase d'effet résiduelle, où la courbe se réduit à une Droite d'une faible pente, voire infinie, à mesure que l'on s'approche de la teneur en eau Résiduelle. L'assèchement progressif du sol conduit à donner un rayon de courbure de plus en plus faible aux interfaces, donc à augmenter la succion, figure3.23.

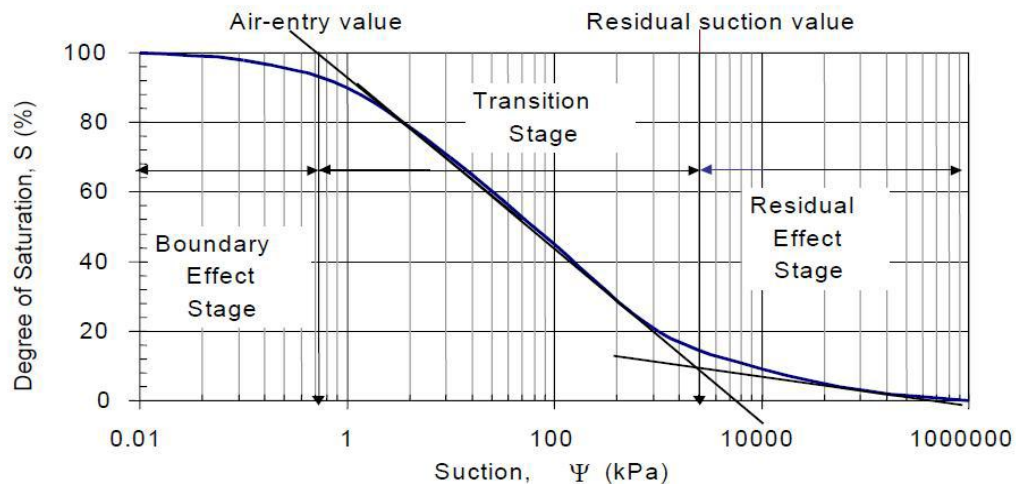


Figure 3.23. Différentes phases de la courbe de succion, Vanapali S.K., et al. (2002)

## 7.3 Facteurs influant sur la courbe de rétention

### 7.3.1 Texture du sol

Gardner, (1958) et Brooks et Corey, (1966) ont constaté que, dans les matériaux ayant une granulométrie très uniforme, les pentes de la portion linéaire de la courbe de rétention sont abruptes tandis que les matériaux de granulométrie étalée présentent des pentes plus douces, Côté, (1997). La courbe de rétention est fortement influencée par la texture des sols. Les argiles, que l'on trouve souvent dans un état lâche, ont une teneur en eau de saturation bien plus élevée que celle des sols plus grenus (limons, sables). Les sols fins (argiles), de porosité plus fine, ont des succions d'entrée d'air plus élevées que les sols plus grossiers (limons, sables).

Pour les courbes de rétention d'eau, la pression d'entrée d'air et la succion résiduelle ( $h$ ) d'un sol diminuent lorsque  $D_{10}$  augmente ( $D_{10}$ : le diamètre en mm correspondant à 10% en masse du tamisât). Pour cette raison le sable possède une valeur de pression d'entrée d'air plus faible que celle d'une argile) Hong Yang et al, (2004). Il est à noter aussi que la pente de la courbe de rétention correspond à la pente de la courbe granulométrique du sol.

La courbe de rétention du sol peut être aussi évaluée à partir de la distribution des dimensions des grains, un certain nombre de méthodes ont été développées par exemple, Gupta et Larson, (1979); Kovács, 1981; Arya et Paris, (1981); Haverkamp et Parlange, (1986); Fredlund et al, (1997); Aubertin et al, (2003).

### 7.3.2 La température

Dans de nombreuses problématiques liées au génie environnemental, il est nécessaire de prendre en compte l'effet de la température sur le comportement hydrique des milieux poreux. Parmi ces problématiques, on peut citer le stockage de chaleur, Bénét et al, (1985); Saix, (1987), les géostructures énergétiques [Laloui et al, 2003] ou encore le stockage de déchets radioactifs Romero et al,( 2001); Olchitsky, (2002); Tang, (2005). Dans chacun de ces cas, le milieu est soumis à un chargement thermo-hydrique dont il convient de maîtriser les effets en vue d'une bonne prédiction de l'évolution du site sur le plan thermo-hydro-mécanique, Salager et al, (2006).

Un des premiers résultats concernant l'étude de la capacité de rétention d'eau des sols à différentes températures est celui de Gardner, Gardner, (1954) qui a montré, à travers une série d'expériences réalisées sur différents types de sols grenus, qu'à degré de saturation constant, la succion diminue en fonction de la température. Philip et De Vries (1957) sont les premiers à proposer un modèle prédictif de ce phénomène en prenant en compte les variations de la tension superficielle. Depuis, plusieurs travaux scientifiques se sont consacrés à l'identification des autres phénomènes physiques susceptibles d'expliquer l'effet de la température sur la courbe de rétention d'eau : augmentation de la teneur en solutés dans les milieux organiques [Nimmo et Miller, (1986), et dernièrement l'effet de l'angle de mouillage, She et Sleep, (1998); Bachmann et al. (2002); Salager et al, (2006), figure 3.24.

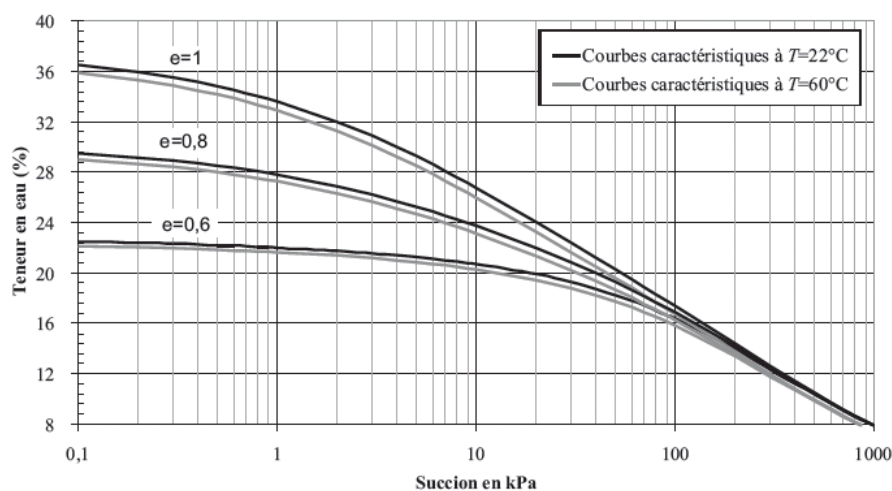


Figure 3.24 Effet de la température sur les courbes caractéristiques du sable limoneux argileux pour trois valeurs d'indice des vides, Salager, (2007)

### 7.3.3 Incidences des bulles d'air occluses

Pour des faibles niveaux de succion, la phase liquide est continue dans le milieu et la phase gazeuse est présente sous forme de bulles occluses. Un raisonnement simple amène à penser qu'une augmentation de la température engendre une augmentation du volume des bulles d'air occluses et donc, en conditions drainées, une possible diminution de la teneur en eau, Chahal, (1965). Peck, (1960) a développé un modèle thermo-hydrigue prenant en compte ce phénomène en plus de la variation de tension superficielle. Hopmans et Dane, (1986) ont mesuré expérimentalement l'évolution du volume d'air occlus en fonction de la succion pour deux températures différentes (15°C et 35°C). La figure 3.25, présente des résultats obtenus pour une marne sableuse. On observe que le volume d'air occlus à 15°C est nettement supérieur à celui à 35°C contrairement aux prédictions de Chahal, (1965) et Peck, (1960). D'après les auteurs de cette étude, l'effet de la dilatation des bulles d'air occluses serait compensé, et même dépassé, par l'augmentation de la solubilité de l'air dans la phase liquide. Hopmans et Dane, (1986) concluent que dans une modélisation du comportement thermo-hydrigue, on peut négliger ce phénomène par rapport à la variation de tension superficielle.

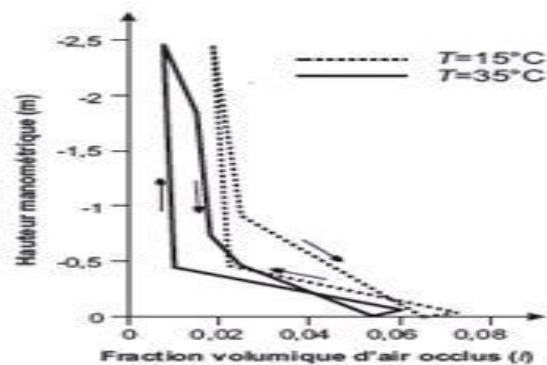


Figure 3.25 Evolution du volume d'air occlus en fonction du chargement hydrique pour 15° et 35°C. Cas d'une marne sableuse, Hopmans et Dane, (1986)

### 7.3.4 Incidences des ponts liquides isolés

Lorsque la désaturation du milieu est assez forte, la phase liquide peut exister sous deux formes: sous forme continue dans un réseau de pores interconnectés et sous forme d'amas isolés. Liu et Dane, (1993) évoquent le fait qu'au niveau de ces amas, le

saut de pression de part et d'autre du ménisque n'est pas le même que dans le reste de la phase liquide. Ils développent un modèle prenant en compte ces deux types de comportement. La limitation de ce type de modèle est liée à l'impossibilité de connaître, pour chaque niveau de succion, quelle fraction de la phase liquide est présente sous forme d'amas et quel est le saut de pression correspond à chacun de ces amas.

### 7.3.5 Etat de densité initiale du sol

La valeur de la porosité est aussi très importante sur l'allure de la courbe de rétention. Pour un même sol, suivant qu'il a été par exemple plus ou moins compacté, sa porosité et la taille de ses pores varieront de façon sensible. Plusieurs études, Kawai et al, (2000); Romero et Vaunat, 2000; Karube et Kawai, (2001); Zhou et Yu, (2004) ont montré que le paramètre de la courbe de rétention le plus sensible à l'indice des vides initial est la succion d'entrée d'air. Un chargement en succion appliqué à un sol non saturé engendre une migration d'une partie de la phase liquide. A partir de la succion d'entrée d'air, le processus de drainage devient plus rapide ; cette transition dans le comportement hydrique reflète un niveau de tension capillaire limite pour le sol. Cette limite varie en sens inverse de la taille des pores et varie donc inversement par rapport à l'indice des vides. C'est pourquoi on peut admettre que la succion d'entrée d'air diminue si l'indice des vides augmente Karube et Kawai, (2001). La figure 3.26, présente les résultats obtenus par Kawai et al, (2000), sur une argile sableuse.

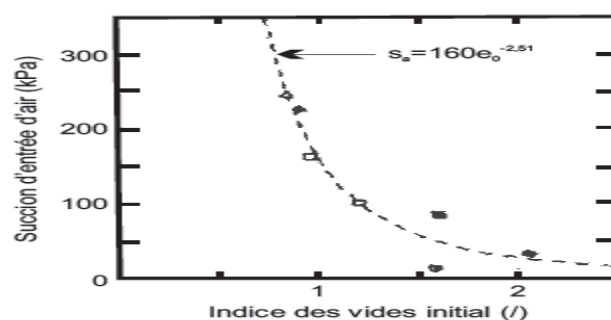


Figure 3.26 Influence de l'indice des vides initial sur la succion d'entrée d'air dans le cas d'une argile sableuse Kawai et al, (2000)

### 7.4 Phénomène d'hystérésis

La relation reliant la succion matricielle à la teneur en eau n'est pas univoque et monotone. Elle présente une forme différente selon que le chemin parcouru soit par

séchage ou par remouillage, Figure 3.27. Cette dépendance entre la teneur en eau et l'état de l'eau du sol à l'équilibre selon la direction du processus y conduisant, est appelée l'hystérésis, Hillel, (1988). Ce phénomène complique l'évaluation de la rétention d'eau par le sol. Ceci est essentiellement dû à divers caractères de la porosité du sol, irrégularité des tracés et des dimensions des pores, rugosité des parois, piégeage d'air, orientation des particules d'argiles... etc.

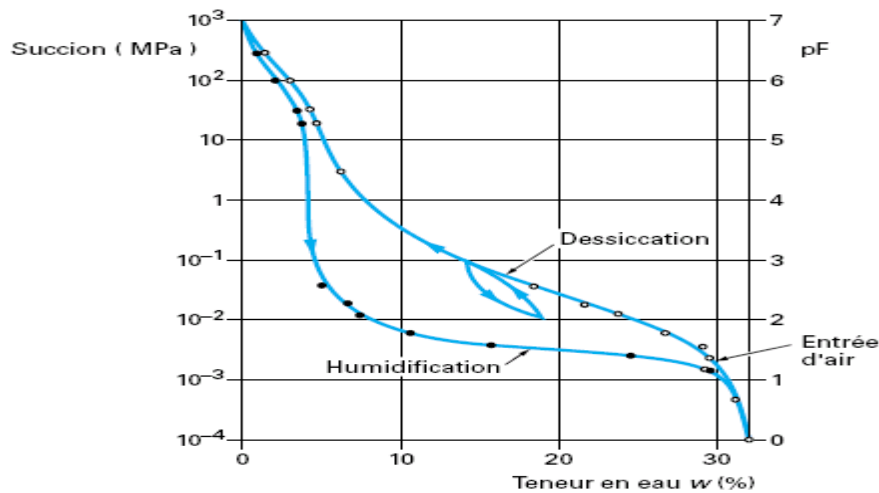


Figure 3.27 Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney).

L'origine de l'hystérésis peut être illustrée par une goutte d'eau glissant sur une vitre Figure 2.28.c, Bear et Verruijt, (1987). La forme dissymétrique de la goutte résulte du fait que la pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air (point bas) ou que l'air pousse l'eau (point haut), car l'angle de contact est différent dans ces deux cas. L'hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série, comme le montrent les schémas de la figure 2.28. Dans une connexion en parallèle Figure 3.28.a, lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte; lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide. Pour une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet dit effet de goulot Figure 3.28.b entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage.

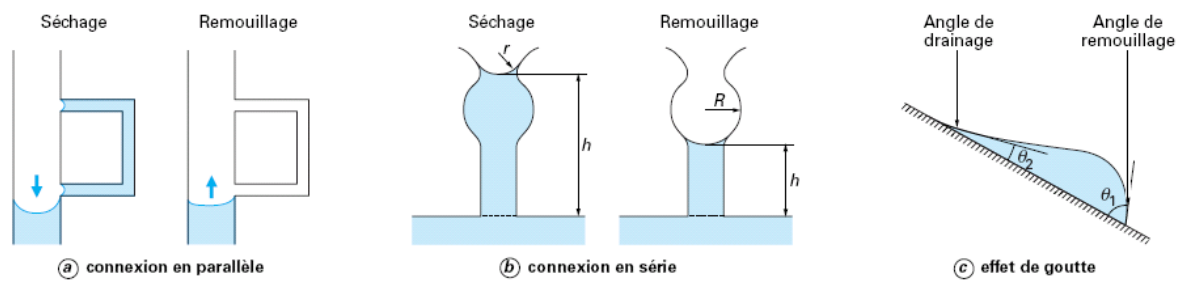


Figure 3.28 Mécanismes invoqués pour l’hystérésis des courbes de rétention d’eau

### 7.5 Modèles empiriques de la courbe de rétention

Il existe plusieurs modèles paramétriques qui approximent l'allure de la courbe de rétention en eau du sol. Nous pouvons définir deux types de modèles, ceux à fondement mathématique et ceux à fondement physique. Les modèles mathématiques doivent être suffisamment souples pour s’adapter à la texture et à la structure des différentes sortes de sols. Les modèles physiques utilisent directement certaines caractéristiques physiques du sol (granulométrie, densité, etc.) pour estimer les propriétés hydrodynamiques. Le tableau 3.4 présente quelques exemples de ces modèles tirés de la littérature.

Modèle	Equations	Paramètres
Gardner (1958)	$\theta_e(h) = \frac{1}{1 + \alpha h^n}$	$\alpha, n$
Brooks and Corey (1964)	$\theta = \theta_s \text{ for } h \leq h_{ae}$ $\theta_e(h) = (\alpha^{-1}h)^{-n} \text{ for } h > h_{ae}$	$\alpha, n$
Broutart(1967)	$\theta_e(h) = \frac{1}{1 + (\alpha^{-1}h)^n}$	$\alpha, n$
Van Genuchten (1980)	$\theta_e(h) = \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^m}$	$\alpha, n, m$
Van Genuchten-mualem(1980)	$\theta_e(h) = \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^{\frac{1-1}{n}}}$	$\alpha, n$
Van Genuchten-burdine(1980)	$\theta_e(h) = \frac{1}{[1 + (\alpha h)^n]^{\frac{1-2}{n}}}$	$\alpha, n$
Tani équation (Tani 1982)	$\theta_e(h) = \left(1 + \frac{\alpha - h}{\alpha - n}\right) \exp\left(-\frac{\alpha - h}{\alpha - n}\right)$	$\alpha, n$
Boltzmann équation (McKee et Rumb 1984)	$\theta(h) = \theta_s \text{ for } h \leq h_{ae}$ $\theta_e(h) = \exp\left(\frac{\alpha - h}{n}\right) \text{ for } h > h_{ae}$	$\alpha, n$
Fermi équation (McKee et Rumb 1987)	$\theta_e(h) = \frac{1}{1 + \exp\left[\frac{h - \alpha}{n}\right]}$	$\alpha, n$
Fujita (1952) et broadbridge et white (1987)	$h = \frac{\theta_{eff} - 1}{\alpha \theta_{eff}} - \frac{1}{\alpha m} \ln\left(\frac{(m - 1)\theta_{eff}}{m - \theta_{eff}}\right)$	$\alpha, m$
Gardner(1958) et russo(1988)	$\theta_{eff} = \exp\left(\frac{\alpha h}{2}\right) \left(1 - \frac{\alpha h}{2}\right)^{\frac{2}{m+2}}$	$\alpha, m \text{ et } m \geq 0$
Fredlund et xing (1994)	$\theta(h) = c(h) \frac{\theta_s}{(\ln[e + (\frac{h}{\alpha})^n])^m}$	$\alpha, n, m$
Feng and Fredlund (1999)	$\theta(h) = \frac{\theta_s b + ch^d}{b + h^d}$	$b, c, d$
Pereira et Fredlund (2000)	$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\frac{h}{c})^b]^a}$	$a, b, c, \theta_r$

Tableau 3.4 modèle empiriques de la courbe de rétention.



# Chapitre 4.

## Site d'étude et essais de caractérisation

### 1. Introduction

Afin de bien comprendre la nature du sol de la région de Doukane, une synthèse des caractéristiques géologiques, de l'aspect géotechnique, du relief et 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 du sol testé, Le second relatif aux essais de compressibilité à l'odomètre, dans l'objectif de déterminer la susceptibilité du gonflement du sol étudié. Une synthèse des résultats avec interprétation de chaque essai sera présentée. La démarche suivie dans ce chapitre nous a permis d'avoir une base de données très utiles des sols de la région de Doukane.

### 2. Caractéristiques géologique du site d'étude

Une reconnaissance du site d'étude réalisée dans le cadre de création de la nouvelle zone d'habitation urbaine à Doukane-Tébessa, montre les formations suivantes :

- marno-calcaire du crétacé inférieur et moyen : Epaisse série formant les reliefs entourant la plaine. Ces terrains, riches en fossiles, sont composés de calcaires en plaquettes alternant avec des marnes noires, vertes ou grises, et des calcaires beiges ou blancs plus ou moins massifs. L'ensemble de la série varie de 4 à 6 m d'épaisseur est recoupé de failles allongés E-W.
- Calcaires massif du Crétacé supérieur : Calcaire constituant les massifs de Koudiat Soltane au sud-ouest de la ville, de Kef Elabied, de Rezaca à l'ouest, ils forment les

massifs montagneux des djebels Mestiri, Doukane, Metagjinaro. On rencontre cette même série au nord-est dans le ksar Gouraya et au nord du djebel Guenifida. Les failles sont de direction est-ouest ou nord-est et sud-ouest : bordant les massifs.

- argilo-sableux du pliocène : largement au nord-est au pied du Guenifida et de Gouraya, cet ensemble très épais et très consolidé il n'affleure pas dans la partie Sud.
- Matériel d'épandage ancien du Quaternaire : Il recouvre tout le plateau Sud au pied du Djebel Ozmor, c'est sur cet ensemble que repose la ville de Tébessa. Peu épais, matériel mixte, surtout argileux parfois impliquant des débris calcaires crétacés, et ensemble paraît assez stable et consolidé dans certains vallées, entaillés par les oueds, où on remarque un pendage Nord très faible.
- Alluvions anciennes de bordures de la Merdja : Argileuses ou caillouteuses, ces alluvions sont assez consolidées et présentent une assez importante épaisseur. On les retrouve au nord et sud de la faille, encadrant la vallée de la Merdja.
- Alluvions gypseuses et limoneuses de la Medjda : Récentes peu ou pas consolidées, elles occupent le centre de la plaine suivant un axe chemin wilaya. Localement on y rencontre des dépôts évaporitiques.

### **3. Aspect géotechnique du site d'étude**

L'étude du plan d'occupation du sol (P.O.S 28), 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.

### **4. Contraintes et risques du site**

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 afin de remédier à ce phénomène. Le deuxième risque détecté est celui des lignes électriques de haute et de moyenne tension qui traversent le site, figure 4.1.



Figure 4.1 obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électriques de haute tension

#### 4.1 Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions

La zone de Doukane est caractérisée par une croûte calcaire en couches, des sols caillouteux et argileux sur des marnes crétacées et parfois des marnes ou marno-calcaires crétacé en surface avec des pentes allant à 16 %. Donc c'est une zone d'instabilité et de mouvement de terrain et avec la présence des zones inondables, elle devient sensible à l'eau et donc susceptible au gonflement, ce qui peut avoir une influence sur les constructions fondées sur ce site. De ce fait la construction sur ces terrains nécessite certaines précautions à savoir :

- Après une campagne de reconnaissance et réalisation des sondages, une caractérisation physique et mécanique du sol de la région.
- La présence des zone inondables et humide, nécessite la vérification du sol vis-à-vis au risque rentait-gonflement.
- Certain endroit de zone d'étude nécessite des renforcements et des ouvrages de soutènement.

- Les constructions et ouvrages importants (équipements, habitats collectifs à plusieurs niveaux) nécessite une étude géotechnique spécifique. des fondations profondes sont conseillées.
- Imperméabilisation et suppression de toutes les zones de stagnation d'eau pour éviter toute infiltration d'eau dans le sol des fondations.

#### **4.2 Les zones moyennement favorables à l'urbanisation**

Terrain ayant les mêmes caractéristiques géotechniques, mais la morphologie est compliquée (pentes raides) de 16 à 25%.

#### **4.3 Les zones faiblement favorables à l'urbanisation**

Terrains très ravinés et chahutés par de nombreuses lignes d'écoulement. Les eaux de ruissellement difficiles à canaliser.

#### **4.4 Les zones défavorables à l'urbanisation**

Ce sont les zones où le processus d'érosion est très marqué, ainsi que les fonds d'oued et ravins et leurs servitudes.

### **5. Relief et topographie 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 25%.

#### **5.1 Pentes inférieure à 8%**

Cette topographie est apte à recevoir toute sorte de construction nécessitant des terrains ayant une faible pente (équipements, habitat collectif, ... etc.). Elle permet la

bonne exécution des voiries et réseaux divers avec un minimum de dépenses et travaux de terrassement.

### **5.2 Pentes de 8 à 16%**

Elle permet de réaliser n'importe quel type de projet, mais avec un cout de viabilisation plus important surtout pour les équipements qui nécessitent de grandes surfaces. Les différents projets doivent être conçus et implantés en tenant compte du relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain.

### **5.3 Pentes de 16 à 25%**

La réalisation des équipements collectifs, des infrastructures diverses nécessite un grand soin et une étude approfondie, les travaux de terrassements seront beaucoup plus importants, surtout pour les constructions nécessitant de grandes superficies, les différents projets doivent être conçus et implantés en tenant compte de relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain et pour réduire le volume et le coût énorme des terrassements. Les tracés de la voirie doivent être conçu en parallèle des courbes de niveau afin d'éviter les fortes pentes pour les voies carrossables et réduire les vitesses d'écoulements des différents réseaux.

### **5.4 Pentes supérieure 25%**

Ce sont des terrains très accidentés, déconseillé pour les constructions (l'urbanisation sur ces sites demande des techniques un peu spéciales et couteuses) à réserver de préférence aux espaces verts.

## **6. Réseau Hydrographique**

La commune de Tébessa fait partie du sous – bassin de l'Oued Chabbro qui s'étale sur un territoire (1560 Km<sup>2</sup>) regroupant cinq vastes communes (El kouif, Bekkaria, El Hammamet, Bir mokadem, El maa labiod). Concernant la commune de Tébessa les apports d'eau de surface ; volume annuel utilisable 0.88hm<sup>3</sup>.

Dans le bassin de l'Oued Chabbro, chaque année, le volume des apports solides est estimé à 6.24 millions de tonnes de terre charriés par les principaux Oueds. Ceci est

dû à la fragilité des sols, au régime torrentiel des précipitations et au faible couvert végétal. En effet le taux de couverture forestière est relativement faible car il ne couvre que les 17 % du territoire.

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 peut résistante au élément d'érosion.
- Couvert végétal très peu dense.

Les oueds importants dans le site se caractérise par des largeurs qui varie entre 10 et 40m ainsi que des profondeurs qui arrive jusqu'à 10m. Ces oueds nécessitent des servitudes dans un intervalle de 30-50m qui doivent être respectés ; et cela avant leurs aménagements. Etude de sol, site Doukane de l'OPGI.

## **7. Protocole expérimental et essais de caractérisation**

L'étude expérimentale de ce thème de recherche sur le comportement des sols non saturés 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. Le tableau 4.1 ci-dessous récapitule le programme expérimental.

Numéro de l'essai	Nom de l'essai	Nature de l'essai	Nome utilisée
1	Granulométrie du sol	Tamisage	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
		Activités du sol	NF P 94-051
3	Essai au bleu de méthylène (VBS)		NFP 94-068
4	Densités spécifiques des grains solides		NF P94-054
5	Essais calcimètrie		NF P 94-048
6	Essais Proctor	Proctor normale	NF P94-093
7	Essais CBR	CBR immédiat	NF P 94 078
		CBR immersion	

Tableau 4.1 programme des essais de caractérisation

### 7.1 Granulométrie du sol

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, figure4.2.

Le matériau sera séché à l'étuve à une température maximale de 105 degré C. on emboite des tamis les uns sur les autre, dans un ordre tel que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. En partie inférieur, on dispose un fond étanche qui permettra de récupérer les fillers pour une analyse complémentaire. 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 de tamis et celle-ci entre en vibration à l'aide de la tamiseuse électrique, figure 4.2. Le temps de tamisage varie avec le type de machine utilisé, mais dépend également de la charge de matériau présente sur le tamis et son ouverture. On

commencera ainsi que de répartir ce granulat sur les différents tamis, mais cette répartition ne sera pas complète, il faudra reprendre chaque tamis séparément, ensuite on prend le tamis supérieur seul, avec son contenu. En Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille, on suit la même opération avec tous les tamis de la colonne, pour obtenir les masses des différents refus cumulés, tableau 4.2.

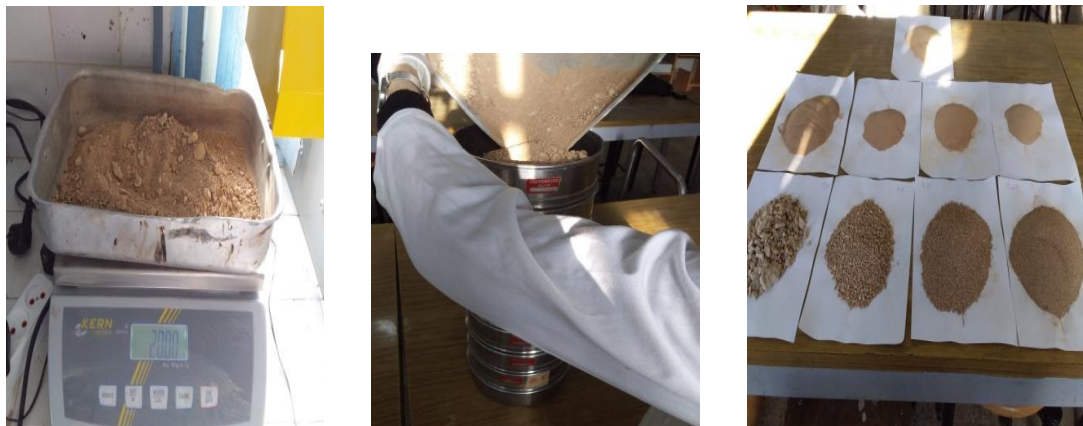


Figure 4.2 manipulation d'essai granulométrie par tamisage

Tamis (mm)	Refus(g)	R.C(g)	R.C%	tamisât%
5	400.29	400.29	20.01	79.99
2.5	277.05	677.34	33.86	66.14
1.25	346.88	1024.22	51.21	48.79
0.63	297.26	1321.48	66.07	33.93
0.315	223.14	1544.62	77.23	22.77
0.20	93.75	1638.37	81.91	18.09
0.125	122.49	1760.86	88.04	11.96
0.08	81.87	1842.73	92.13	7.88

Tableau 4.2 Granulométries du sol par tamisage

La granulométrie par Sédimentométrie est un essai qui 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, figure 4.3. On parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, tableau 4.3. La figure 4.4, présente la courbe granulométrique du sol étudié.

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 modifié 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 4.3 manipulation d'essai granulométrique par sédimentométrie

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture Corrigé	Ø des grains µm	%des grains<d
15"	23.5	25	1.84	23.16	80	7.88
30"	23..5	25	1.84	23.16	75	7.30
1'	23.3	24	1.84	22.16	55	6.91
2'	23.5	22	1.84	20.16	38	6.35
5'	23.7	20	1.84	18.16	25	5.72
10'	23.6	19	1.84	17.16	17	5.41
20'	23.7	18	1.84	16.16	12	5.09
40'	23.5	17	1.84	15.16	8.5	4.77
80'	23.6	16.5	1.84	14.66	6	4.65
4h	23.7	15.5	1.84	13.66	4	4.35
8h	23.7	14.5	1.84	12.66	3	3.99
24h	23.7	12	1.84	10.66	2	3.36

Tableau4.3 résultats d'essai Sédimentométrie

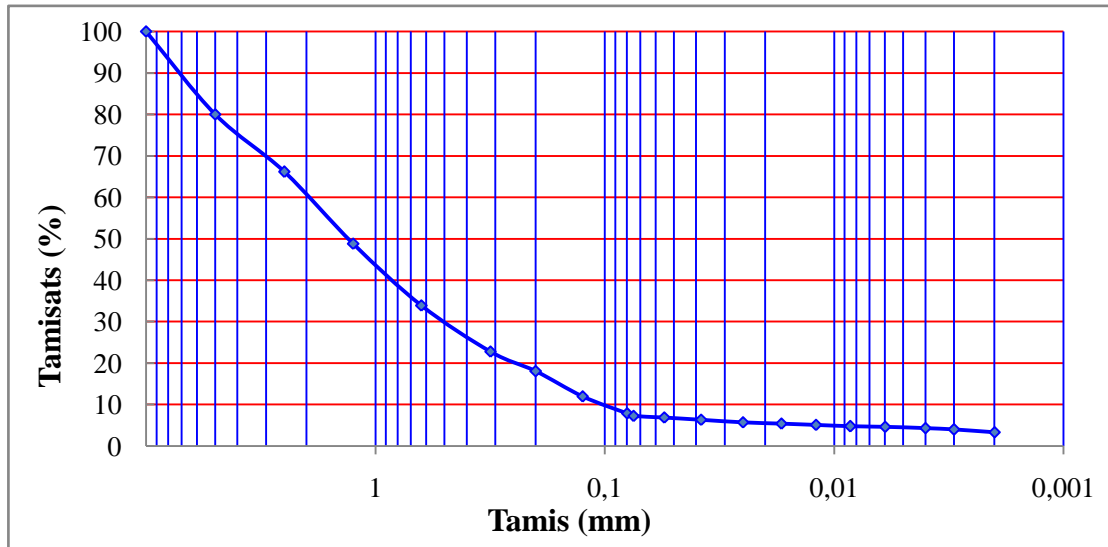


Figure 4.4 courbe granulométrique de sol d'étude

Le pourcentage de la fraction argileuse est égal :  $\% < 2\mu = 3.36$

D10 = diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant = 0.11.

D30 = diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant = 0,5.

D60 = diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant = 2.

**Coefficient d'uniformité Cu**

Ce coefficient dit de Hazan permet de caractériser de façon quantitative l'étalement de la courbe granulométrique, tableau 4.4 Ce coefficient est déterminé avec la formule suivant :

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2}{0.11} = 18,18 \quad 5 < Cu \leq 20 \quad (\text{granulométrie semi étalée (variée)})$$

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

Tableau 4.4 classification de sol selon coefficient d'uniformité

$5 < Cu \leq 20 \implies$  le sol testé est a granulométrie semi étalée.

### Coefficient de Courbure Cc

Ce coefficient nous permet d'écrire la forme de la courbe granulométrie entre D10 et D60, selon la formule suivante :

$$C_c = \frac{D(30)^2}{D_{10}.D_{60}} = \frac{0.5^2}{0.11*2} = 1,14$$

1 < Cc < 3, le sol est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière, tableau 4.5.

D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
0.11	0.5	2	18.18	1.14

Tableau 4.5 Caractéristiques granulométrique du sol d'étude

### 7.2 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, figure4.5.

Ces limites sont :

- limite de Liquidité : W<sub>L</sub> (frontière entre état plastique et liquide)
- limite de Plasticité : W<sub>P</sub> (frontière entre état solide et plastique).

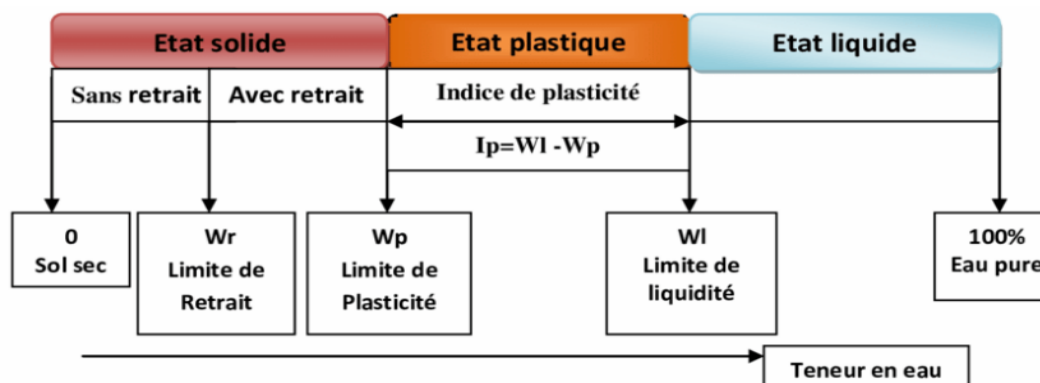


Figure 4.5 : Etats de sol et limites d'Atterberg.

## Limite de liquidité

Pour déterminer la limite de liquidité  $w_L$  est la teneur en eau  $w$  (%) qui correspond à une fermeture en 25 coups, en utilise un appareil conforme aux spécifications qui porte le nom de Casagrande. Pour l'étude expérimentale de cet essai, la teneur en eau naturelle de sol est égale :  $W=12\%$

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

- Prélever un échantillon d'environ 300 g (naturelle).
- 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, figure4.6.



Figure4.6 : appareil de Casagrande

- 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.  $W_L = W (N/25)^{0.121}$

W:la teneur en eau correspond à N coups

N : nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres

Essai N°	1	2	3	4
Nombre des coups	22	24	26	34
Poids Total humide(g)	41.52	44.94	46.47	46.95
Poids Total sec (g)	39.47	42.08	43.20	43.85
Poids de l'eau(g)	2.05	2.86	3.17	3.10
poids de la tare(g)	33.48	33.50	33.68	33.69
Poids sec(g)	6.01	8.58	9.52	10.16
Teneur en eau (%)	34.10	33.33	33.29	30.51
$W_L$ (%)	33.57	33.16	33.44	31.66
$W_L$ moy(%)	32.95			

Tableau4.6 : résultats d'essai limites de liquidité

### Détermination de la limite de plasticité $W_p$

La limite de plasticité  $W_p$  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 teneur en eau naturelle de sol :  $W=12(\%)$ . La procédure expérimentale est la suivante :

- Prélever un échantillon d'environ 30 g d'argile
- Assécher l'échantillon jusqu'à ce qu'il soit possible d'en façonner une boule qui ne colle pas au doigt.
- Rouler l'échantillon sur la surface de roulement avec la paume de la main de manière à obtenir un rouleau d'environ 10 mm de diamètre
- Diviser le rouleau 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, figure4.7.

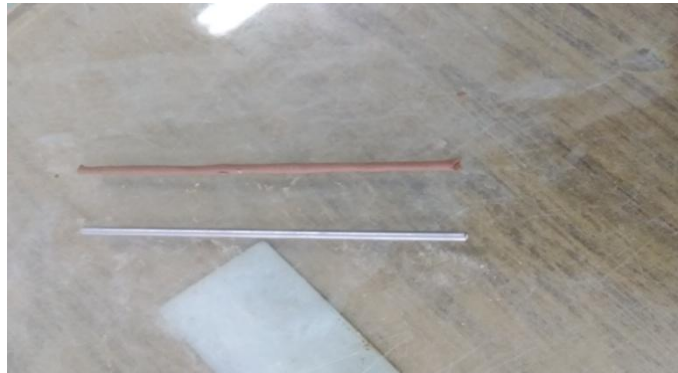


Figure4.7 : détermination de la limite de plasticité  $W_p$

Essai	1	2	3	4
Masse totale humide(g)	35.23	34.73	34.37	35.04
Masse totale sèche (g)	34.99	34.62	34.24	34.86
Masse de la tare(g)	33.68	33.68	33.48	33.88
Masse sèche(g)	1.31	0.94	0.56	0.98
Masse d'eau(g)	0.24	0.11	0.13	0.18
Teneur en eau ( $W_p$ ) %	18.32	11.70	23.21	18.36
$W_p$ %	17.89			

Tableau 4.7 : résultats d'essai limite de plasticité

### Indices de plasticité

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

$$I_p = 32.95 - 17.89 = 15.06\%$$

La valeur de l'indice de plasticités classe le sol en question comme un sol **moyennement argileux**, figure4.8.



Figure4.8 Nature du sol selon  $I_p$

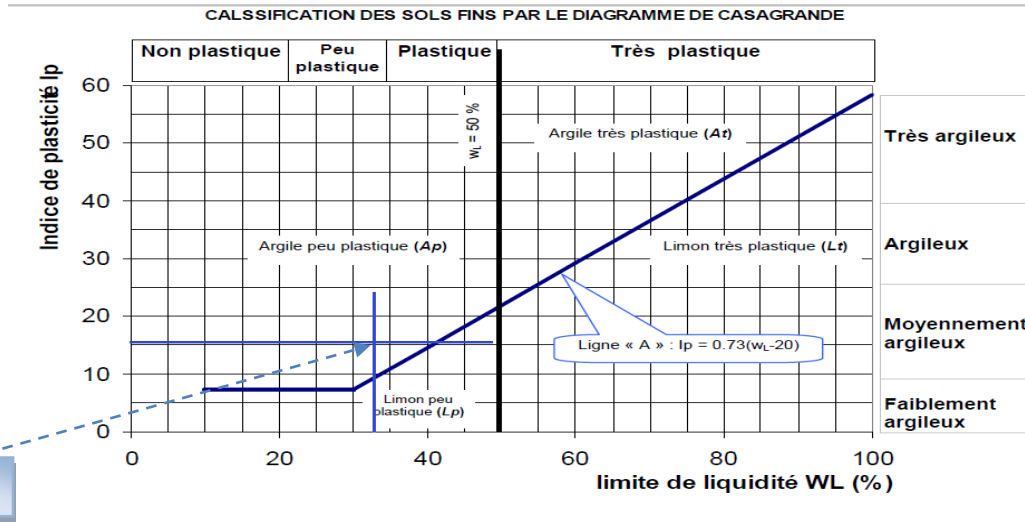


Figure 4.9 l'abaque de Casagrande

En reportant  $w_L$  (32.95%) et  $I_p$  (15.06%) sur l'abaque figure 4.9, pour classifier le sol, on se trouve en présence **argile peu plastique**.

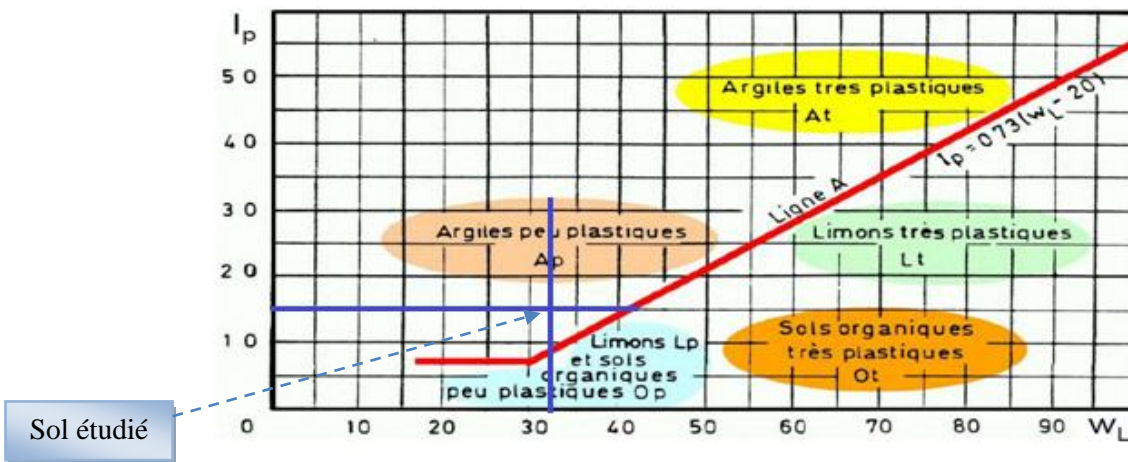


Figure4.10 Abaque de plasticité de Casagrande (simplifiée).

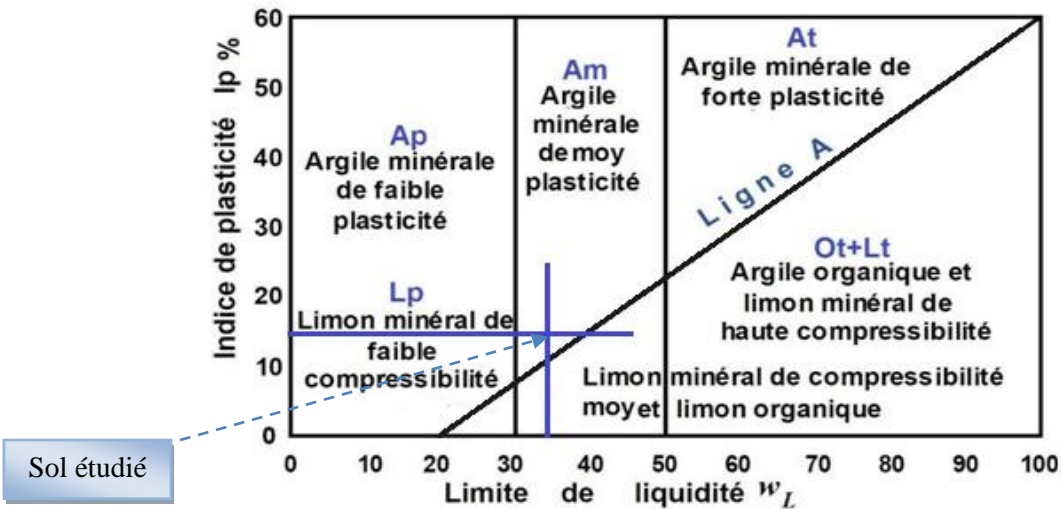


Figure 4.11 Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.

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, on constate que le sol testé est une **argile peu plastique**.

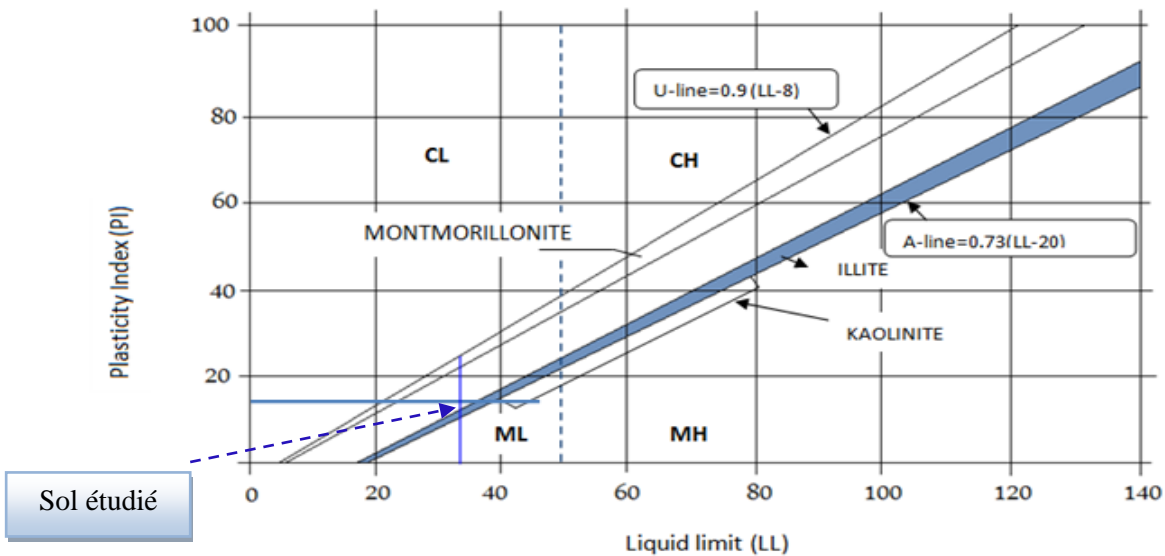


Figure 4.12 abaque de classification de sol selon WL et IP



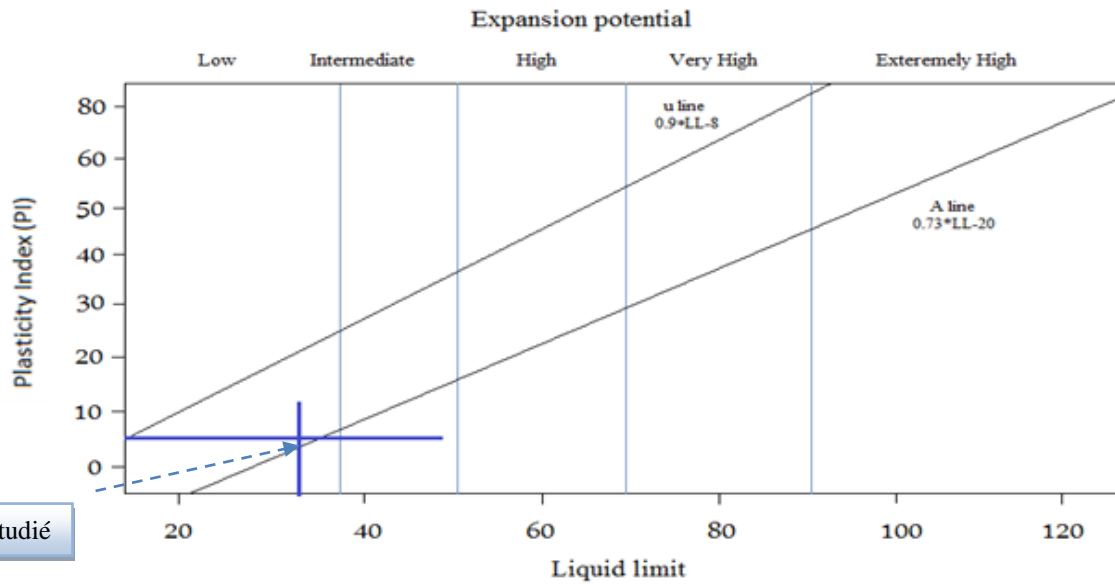


Figure 4.13 abaque d'identification et classification de sol

En reportant  $w_L$  (32.95%) et  $I_p$  (15.06%) sur l'abaque figure 4.13, pour classifier le sol, on se trouve en présence **une argile faible**. L'estimation de caractère gonflant du sol à partir des seuils retenus par Holtz et Gibbs (1956).

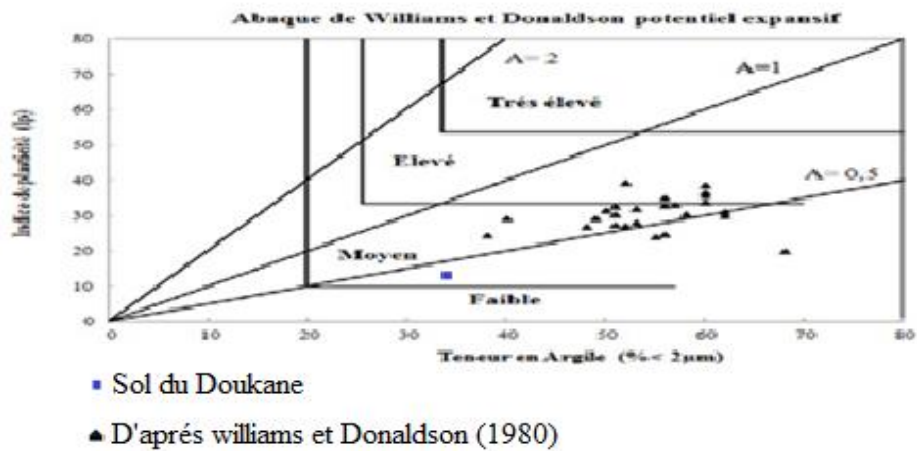


Figure 4.14 : Méthode de classification à partir des essais d'identification, Williams et Donaldson (1980).

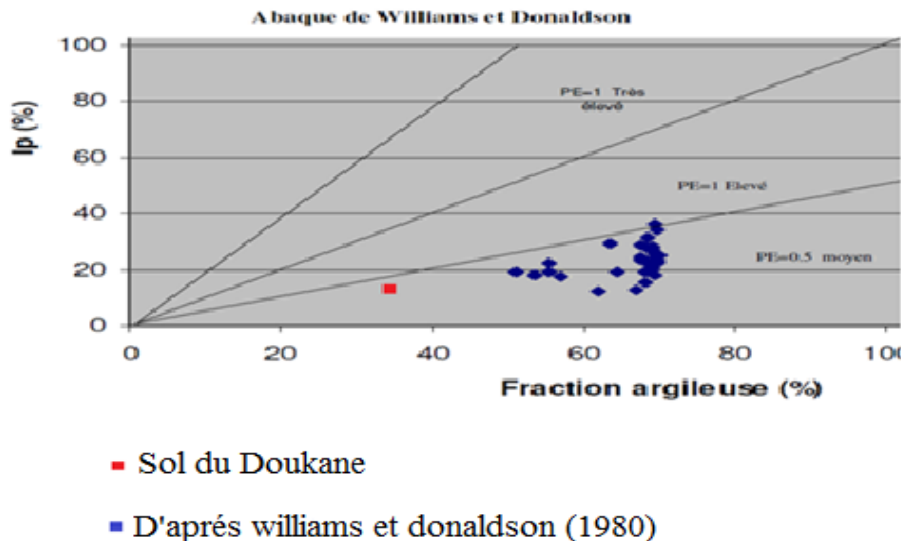


Figure2.15 Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980) d'après les proportions statistiques simulées.

<b>Ip (%)</b>	<b>Potentielle de gonflement</b>
<18	Faible
22-32	Moyen
25-48	Elevé
>35	Très élevés

Tableau4.8 1 Relation entre Ip et le potentiel de gonflement ,d'après Snethen,( 1980)

D'après le tableau 4.8 le potentielle de gonflement du sol étudié est faible (Ip=15.06 %).

D'après Dakshanamurphy et Raman (1973), et suite à une série de tests réalisés sur des sols américains non remaniés. On obtient alors la classification suivante des sols gonflants, Tableau 4.9.

<b>Ip (%)</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
0-15	Faible
10-35	Moyen
20-35	Elevé
>35	Très élevés

Tableau4.92 Classification des sols gonflants basée sur l'Ip selon Chen (1988)

D'après le tableau 4.9 le potentielle de gonflement de sol étudié est moyenne (Ip=15.06 %). Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement, qui se définit comme le pourcentage de gonflement libre d'un échantillon de sol argileux confiné latéralement en présence d'eau et compacté à l'optimum

Proctor avec une surcharge de 7 kPa (norme américaine de l'essai de compactage AASHO).

### 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 :

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad I_L = \frac{12 - 15.06}{15.06} = -0.203$$

### Détermination de l'indice de consistance

L'indice de consistance donne une idée de la structure des argiles du sol, tableau 4.10 donne l'état de la structure du sol en fonction de la valeur de l'indice de consistance  $I_c$ .

$I_c$	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

Tableau 4.10 Classification de l'indice de consistance

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} = \frac{32.95 - 12}{15.06} = 1.391, \text{ Donc se sol est une argile dure}$$

### Détermination de l'activité du sol

Les propriétés de plasticité des argiles dépendent essentiellement de la fraction argileuse  $m$  ( $\% < 2 \mu\text{m}$ ). 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.

$A_C = I_p / \% < 2 \mu m = 27.2/3.36=8.09$ . D'après la classification donnée par le tableau4.11 le sol d'étude est **une argile active**.

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

Tableau 4.11 la classification de l'activité des sols

Minéral argileux	Indice activité argiles $A_c$
Kaolinite	0,33 à 0,46
Illite	0,90
Montmorillonite Ca 2+	1,50
Montmorillonite Na 2+	7,20

Tableau4.123 Activité des principales familles d'argiles, Skempton, (1984)

D'après la classification donnée par le tableau4.12 le sol d'étude est **Montmorillonite Na 2+**

### 7.3 Essai au bleu de méthylène (VBS)

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (Illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

Il 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.

### Procédure de l'essai

- Verser un échantillon de 30 gr de sol sec dans le Bécher et ajouter avec de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge. Agiter sans arrêt le mélange à l'aide de l'agitateur à ailettes.
- 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 à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer. Si la tache est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5cm<sup>3</sup> jusqu'à ce que le teste soit positif. On répète l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.

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.

### Calculs et expression des résultats

Dans la présente étude, l'essai est réalisé sur un échantillon de sol dont la quantité est égale à 30 grammes. Figure4.16.



Figure4.16 les étapes d'essai bleu méthylène

Masse de sol(g) $m_{h1}$	30
Masse de l'eau(g) $m_{h2}$	500
Masse de bleu(g) $m_{h3}$	30
Masse de sol+eau +bleu(g) $m_{h4}$	560
Masse de sol+eau(g) $m_{h5}$	530
Volume de bleu utilisé ( $cm^3$ )	175

Tableau 4.13 résultat de l'essai VBS

–Teneur en eau de l'échantillon soumis à l'essai (0/5 mm) ;

$$W = \frac{m_{h4} - m_{h1}}{m_{h1}} = \frac{560 - 30}{30} = 17.66\%$$

–Masse sèche de la prise d'essai ;

$$m_0 = \frac{m_{h5}}{1 + w} = \frac{530}{1 + 17.66} = 28.40 \text{ g}$$

–Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) ;

$$B = V * 0,01 = 175 * 0,01 = 1.75$$

Pour les matériaux dont le  $D_{max}$  est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100 = \frac{1.75}{28.40} * 100 = 6.16$$

D'après le tableau de classification, tableau 4.14 le sol testé est **un sol argileux**

Valeur de VBS	valeur de bleu de méthylène
$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	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

Tableau 3.14 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène



Figure 4.17 Nature du sol selon VBS

VBS = 6.16,  $6 \leq V_{BS} < 8 \implies$  sol argileux

### Détermination de la 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:  $S_p=20.93.VBS$ .

Dans le cas de la présente étude,  $S_p =20.93*6.16 = 128.92m^2/g$ . d'après la classification de Mitchell (1993) tableau 4.15, **le sol est classé entre illite et montmorillonite.**

Type de sol	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
$S_p$ (m <sup>2</sup> /g)	10-20	80-100	400-800

Tableau 4.15 Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants

$$Acb = \frac{100 \times VBS}{C2}$$

Avec C2 : teneur en éléments de dimensions < 2 µm (%) et VBS (0/D) en g/100g de sol

$$Acb = \frac{10*6.16}{3.36}=18.33$$

Acb	Types d'argile	Classe
0 à 1	Sol non argileux	1
1 à 3	Argiles inactives	2
3 à 5	Argiles peu actives	3
5 à 8	Argiles normales	4
8 à 13	Argiles actives	5
13 à 18	Argiles très actives	6
> 18	Argiles nocives	7

Tableau4.164 Activité au bleu des argiles d'après Lautrin (1989)

D'après le tableau 4.16 le sol étudié est **une argile très active.**

### 7.4 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.

$$\gamma_s = \frac{w_s}{V_s}$$

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. La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:  $\gamma_s = \frac{m_1 \cdot \rho_{eau}}{m_0 - m_3}$  (g/cm<sup>3</sup>)

Avec:

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



Figure 4.18 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 4.17

Essais	1	2	3
Masse de pycnomètre(g)	158.18	158.38	158.38
Masse d'eau(g)( m0)	498.82	498.66	498.62
Masse d'échantillon(g) (m1)	23.66	19.17	18.54
Masse d'eau+échantillon(g) (m2)	512.82	510.62	509.62
Masse( m3)	489.16	491.45	491.08
Masse spécifique(g/cm <sup>3</sup> )	2.44	2.65	2.45
Masse spécifique moy (g/cm <sup>3</sup> )	2.54		

Tableau3.17 résultat l'essai de Poids spécifique de sol

## 7.5 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 (env3g) sera traité sur un verre de montre avec env. 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 CO2 dégagé suite à l'action d'un excès d'acide Chlorhydrique sur un point connu de l'échantillon. Le volume de CO2 dégagé est proportionnel à la quantité de carbonate de calcium existante dans l'échantillon analysé, figure 4.19.



Figure 4.19 manipulation de l'essai calcimétrie

Taux de  $\text{CaCO}_3 = X (\text{CaCO}_3) = 31,5 \%$

Tableau

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

4.18 teneur en carbonate de calcium

$W(\text{CaCO}_3) = 31.5 (\%)$       Marne

## 7.6 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. Figure4.20.
- Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussé autoroutière. Figure 4.21.



Figure 4.20 essai Proctor normale



Figure 4.21 essai Proctor 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

Tableau 4.19 conditions des essais Proctor normal et modifié

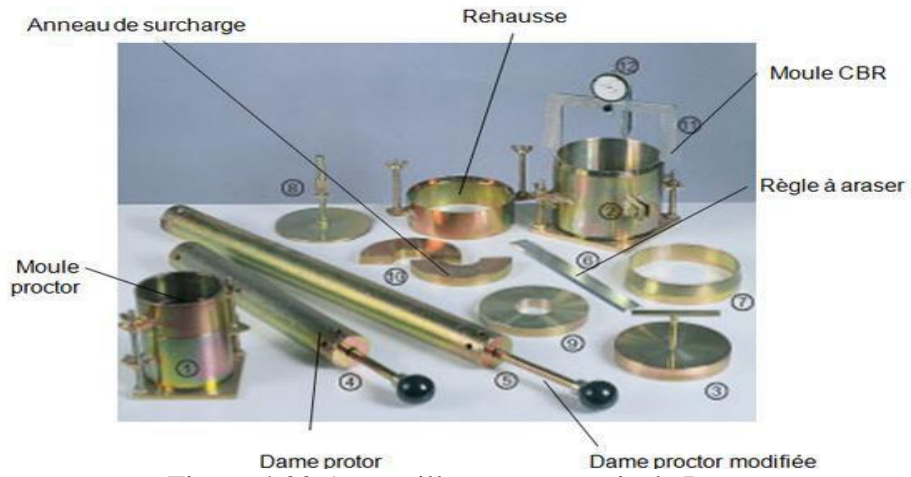


Figure 4.22 Appareillage pour essais de Proctor

**Essai Proctor normal**

Teneur en eau (%)	W	12	14	16	18	20					
Poids d'eau ajouté à chaque compactage(g)	p eau	240	280	320	360	400					
Poids totale humide(g)	Pth	4847	4957	5028	2104	5066					
Poids de moule(g)	Pm	3299	3299	3299	3299	3299					
Poids du sol humide(g)	Ph=Pth-Pt	1548	1658	1729	1805	1767					
Poids du sol sec(g)	Ps=Ph / (1+w <sub>moy</sub> / 100)	1382.14	1454.38	1490.51	1529.66	1472.5					
Poids volumique sec (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> =Ps/V	1.460	1.537	1.575	1.616	1.556					
Prélèvement		Haut	Bas	haut	bas	Haut	bas	Haut	bas	Haut	Bas
Poids totale humide	Ph	49.18	47.38	49.89	54.15	58.75	59.42	54.89	52.46	59.24	65.75
Poids totale sec	Pts	47.64	45.93	48.24	51.79	55.64	56.16	52.11	49.89	54.86	60.94
Poids de la tare	Pt	34.14	33.48	33.64	33.89	33.50	33.92	33.48	33.51	33.48	33.64
Poids sec	Ps	113.5	12.45	14.6	17.9	22.14	22.24	18.63	16.38	21.38	27.3
Poids de l'eau	Pw=Ph-Ps	1.54	1.45	1.65	2.36	3.11	3.26	2.78	2.57	4.38	4.81
Teneur en eau%	W=Pw/Ps	11.40	11.64	11.30	13.18	14.04	14.65	14.92	15.68	20.48	17.61
Teneur en eau moyenne %	W <sub>moy</sub>	11.52		12.24		14.48		15.30		19.04	

Tableau 4.20 calcule et Résultats des essais Proctor normal

Essai Proctor normal		Essai Proctor modifié	
ω (%)	γ <sub>d</sub>	ω	γ <sub>d</sub>
12	1.46	12	1,76
14	1.537	14	1,81
16	1.575	16	1,86
18	1.616	18	1,83
20	1.556	/	/

Tableau 4.21 résultats des essais Proctor normal et modifié

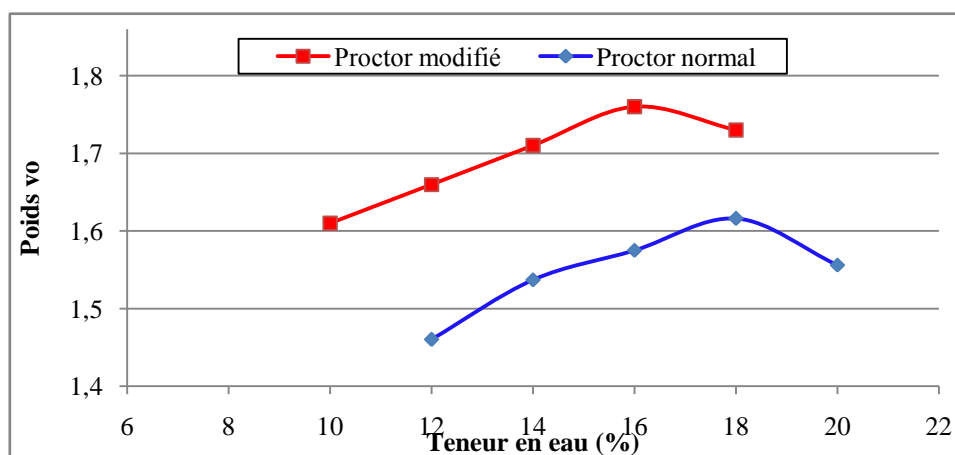


Figure 4.23 Résultats des essais Proctor normal et modifié

## Interprétation des résultats

La figure 4.23 donne deux courbes Proctor correspondant a deux énergies différent :

- La courbe Proctor normal
- La courbe Proctor modifie

Constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

On constate sur cette figure que les deux courbes présentent la même allure : une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale suivie par une chute. Le pic de ces courbes correspond a la densité maximale de compactage obtenue pour ce matériau et l'énergie de compactage considérée. La teneur en eau correspondante a cette densité maximale est appelée teneur en eau optimale.

On a remarqué que la courbe de Proctor modifie est plus élevée que la courbe de Proctor normal et cela est dû à la différence d'énergie de compactage, donc la densité du Proctor modifié être plus haut que la densité du Proctor normal.

### 7.7Essai California Bearing Ratio (CBR)

L'essai CBR, de (California Bearing Ratio), permet de réaliser la caractérisation mécanique des sols naturels et de sols compactés dans des remblais et des couches de forme, de fondations et de sous-fondations de routes et aéroports. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol et le gonflement du sol lorsqu'il est immergé dans l'eau pendant 4 jours. Il nous permet de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement.

Cet essai est utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de fondation, établir une classification des sols et permettre d'étudier la traficabilité. Il peut être réalisé soit en laboratoire, soit in-situ. Cependant cette dernière option n'est pas souvent réalisée. Il nous donne un des paramètres indispensables dans les essais géotechniques précédant la construction. Il y a différents types d'essais CBR à réaliser en fonction du type et de la qualité du sol. La norme qui définit cet essai porte la référence NF P 94-078.

## Principe de l'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.

P: pression appliquée par le pneumatique sur le sol de fondation.

S: surcharge simulant l'action de la chaussée qui s'oppose au déplacement vertical du sol de fondation lors de l'action du pneu.

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.

On lui applique les conditions hydriques prévues pendant la vie de l'ouvrage:

–Immersion : pendant 4 jours dans de l'eau.

–Pas d'immersion : essai immédiat

–On mesure 2 types d'indices en fonction des buts fixés :

–L'indice C.B.R. immédiat: Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau.

–L'indice C.B.R. après immersion: Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

## Procédure de l'essai

–Placer l'ensemble « plaque de base, moule CBR, éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston.

–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.

**7.7.1 Essai CBR immédiat**



Figure 4.24 moule CBR immédiat

Masse de moule=6111 g

Déplacement (mm)	Force totale		Pression en Kg/cm <sup>2</sup>
	Enfoncement	Effort (kN)	
1.25	87	1.8124	10.28
2	114	2.3742	13.46
2.5	127	2.6458	15.00
5	162	3.3749	19.14
7.5	189	3.9347	22.31
10	212	4.4166	25.05

Tableau 4.22 Résultats de l'essai CBR immédiat.

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

$$S_{\text{poincenment}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.0474^2}{4} = 1.763 \times 10^{-3} (\text{m}^2) = 17.63 (\text{cm}^2)$$

❖ CBR1=effort de pénétration (2.5)/13.35\*100=2.6458/13.35=19.81

❖ CBR2=efforts de pénétration (5)/19.93\*100=3.3749/19.93=16.93

CBR=max (CBR1, CBR2)=19.81

Se sol est de classe s3 portance élevé 12<CBR <25(bonne)



Classe de portance	Valeur de CBR%
S0 portance très faible	CBR<3
S1 portance faible	3<CBR<6
S2 portance moyenne	6<CBR<12
S3 portance élevée	12<CBR<25

Tableau 4.23 Pourcentage de CBR et sa classe de portance

$$I_1 = p(2.5)/0.7 \quad I_1 = 15/0.7 = 21.42$$

$$I_2 = p(5)/10.5 \quad I_2 = 19.14/10.5 = 1.82$$

$$I_{pI} = \max(I_1, I_2) = 21.42$$

### 7.7.2 CBR après immersion



Figure 4.25 CBR après immersion

Déplacement (mm)	Force totale		Pression en (KG/cm)
	Enfoncement	Effort (kN)	
1.25	35	0.7291	4.135
2	61	1.2708	7.208
2.5	73	1.5208	8.626
5	121	2.5208	14.298
7.5	156	3.2499	18.433
10	181	3.7708	21.388

Tableau 4.24 Résultats de l'essai CBR immédiat

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

$$S_{\text{poincement}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.0474^2}{4} = 1.763 \times 10^{-3} (\text{m}^2) = 17.63 (\text{cm}^2)$$

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

- $CBR_1 = \text{effort de pénétration (2.5)} / 13.35 \times 100 = 1.5208 / 13.35 = 11.44$
  - $CBR_2 = \text{efforts de pénétration (5)} / 19.93 \times 100 = 2.5208 / 19.93 = 12.64$
- $CBR = \max (CBR_1, CBR_2) = 12.64\%$

Le sol est de classe s3 portance élevé  $12 < CBR < 25$  (portance élevée). Tableau 4.23

$I_1 = p(2.5) / 0.7 \quad I_1 = 8.626 / 0.7 = 12.32$

$I_2 = p(5) / 10.5 \quad I_2 = 14.298 / 10.5 = 1.36$

$I_p = \max (I_1, I_2) = 3.568$

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

Tableau 4.25 Qualité de sol avec l'indice CBR, Harrat M, (2005)

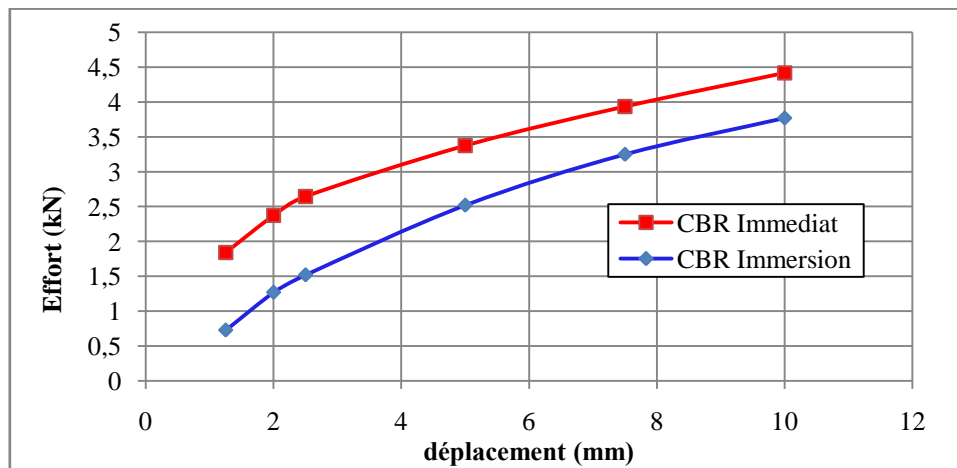


Figure 4.26 variation de l'effort en fonction de déplacement, CBR immédiat et après immersion

Essai	Valeur de CBR%	Classement
CBR (après immersion)	12.64 %	Portance élevé
CBR (immédiat)	19.81%	Portance élevé

Tableau 4.26 classification de sol étudié.

**Interprétation des résultats:**

La figure 4.26 nous avons représenté deux séries de courbes .la première est la courbe de variation de la résistance au poinçonnement du sol pour les différents déplacements considérées pour établir la courbe Proctor à l'énergie Proctor modifiée .la second est la courbe après quatre jours d'immersion en fonction de déplacement.

La résistance du sol est plus importante pour des teneurs en eau plus faible, ce résultat attendu peut s'expliquer par le fait que l'eau diminue le frottement entre les grains, donc elle diminue

La force opposée à la sollicitation de poinçonnement c'est pourquoi nous trouvons la courbe de l'essai CBR immédiat au-dessus de la courbe de l'essai CBR après immersion.

### 8. Récapitulatif des résultats des essais de caractérisation

Désignation	Valeur	Classification
% éléments < 80µm	7.86	–
% éléments < 2µm	3.36	–
Cu	18.18	Granulométrie semi-étalée
Cc	1.14	Bien gradué
W <sub>L</sub> (%)	32.95	–
W <sub>p</sub> (%)	17.89	–
Ip (%)	15.06	-Moyennement argileux -faible potentielle de gonflement
W <sub>L</sub> , Ip	32.95 ; 15.06	-Montmorillonite - un argile faible
I <sub>I</sub>	-0.203	--
I <sub>c</sub>	1.393	Argile dure
Ac	8.09	-Argile active -montmorillonite Na <sup>2+</sup>
Sp	128.92	Entre Illite et montmorillonite
VBS	6.16	Sol argileux
Acb	18.33	-argile très active
γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2,6	–
W (caco3) (%)	31,5	Marne
W <sub>opt</sub> (%) normal	18	–
W <sub>opt</sub> (%) modifié	16	–
CBR immédiat	19.81	Portance élevé
CBR après immersion	12.64	Portance élevé

Tableau 4.27 caractéristiques géotechniques de l'argile gonflant de Doukane

# Chapitre 5.

## Essais de compressibilité à l'œdomètre

### 1. 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 Doukane, un programme expérimental spécial utilisant l'essai œdométrique est proposé. Ce dernier, vient juste après les essais de caractérisation, l'appareillage comprend:

#### 1.1 L'œdomètre

Dispositif permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non des essais de compression uniaxiale, figure 5.1 et 5.2. Les éléments essentiels d'un œdomètre sont :

- Moule œdométrique de 50,4mm de diamètre et 20mm de hauteur, dans lequel on place entre deux pierres poreuses, assurant le drainage de l'échantillon de sol figure 5.3. 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 (1/10g) avec jeu de poids.



Figure 5.1 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 contrepoids,
- 6) Contrepoids,
- 7) Barre supportant le contrepoids,
- 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

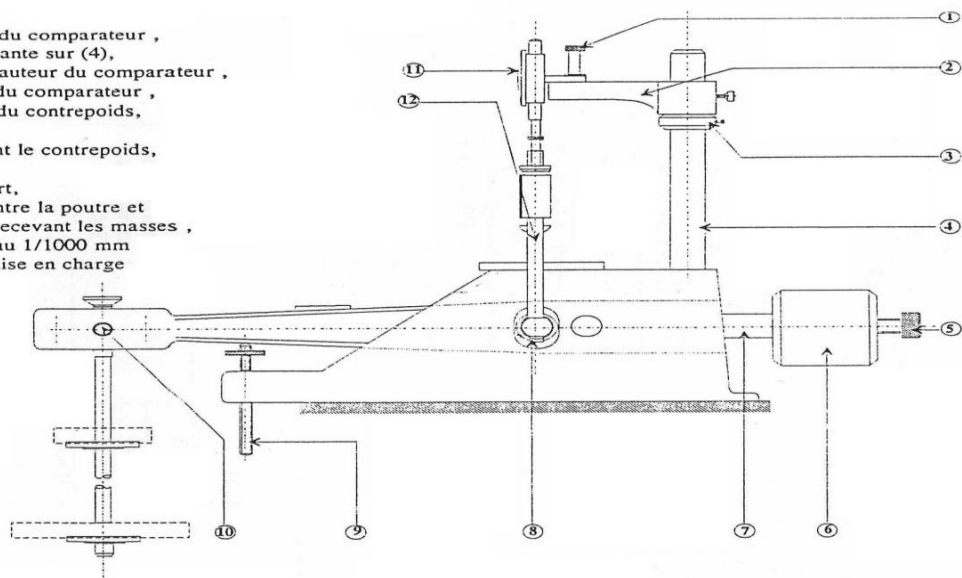


Figure 5.2 Détail d'un œdomètre

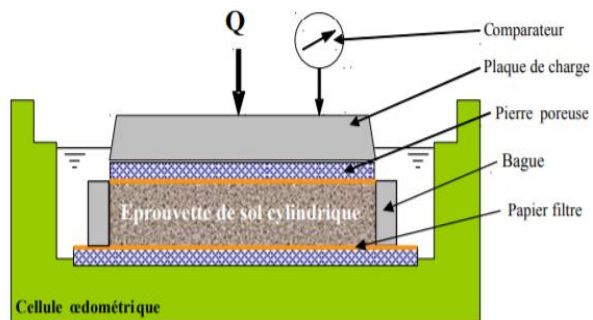


Figure 5.3 Cellule d'œdomètre

Les dimensions de l'anneau des cellules œdométrique utilisés sont les suivants :  
diamètre =50 mm, épaisseur =20 mm, section =1963 mm<sup>2</sup>, volume =39250 mm<sup>3</sup>

## 1.2 La dame de compactage

N'ayant pu trouver un moyen pour compacter le sol dans l'anneau de l'œdomètre, nous avons opté à l'utilisation d'une dame de compactage, conçue spécialement au laboratoire, selon les recommandations des travaux de recherche publiés, figure 5.4. La dame de compactage, entièrement usinée en acier, est composée :

- D'un socle de 48.42mm de diamètre et de 3mm d'épaisseur attaché à une colonne support de guidage de longueur 280mm, à travers laquelle glisse un mouton. Un arrêtoir coulissant le long de la tige permet d'ajuster la hauteur de chute du mouton.
- D'un mouton en forme de disque circulaire de 84.42 mm de diamètre et de 8.40mm d'épaisseur. Sa masse est de 121g, ayant un perçage centré de 8.45 mm de diamètre.

L'énergie de compactage répercutée à l'éprouvette de sol est égale au travail de la masse M sur la hauteur H et est donnée par l'expression:

$E = M \cdot g \cdot H$  avec:

M: masse de la dame = 0.121kg,

g: l'accélération de la pesanteur = 9,81 m.s<sup>-2</sup>,

H: hauteur de chute de la dame. = 0.15 m,

$$E = 0.121 \times 9.81 \times 0.15 = 0.178 \text{ joule}$$

Le tableau 5.1 indique la correspondance entre le nombre de coups de la dame (N) et l'énergie de compactage E.

Nombre de coups	M (kg)	g (m/s <sup>2</sup> )	H (m)	E (joule)
20	0.121	9.81	0.15	3,56
40	0.121	9.81	0.15	7,12
60	0.121	9.81	0.15	10,68

Tableau 5.1 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage

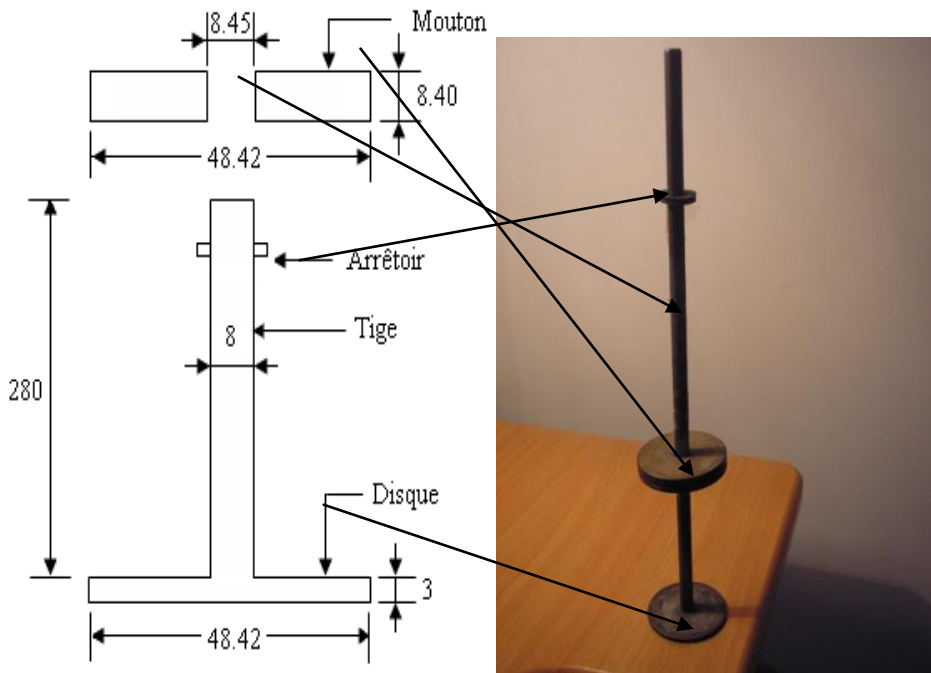


Figure 5.4 Dame de compactage

## 2. Procédure et réalisation de l'essai œdométrique

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure chargement/déchargement, qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 25, 50, 100, et 200kpa.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur  $H=15$  cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

- Préparation de 60 g de sol tamisé au tamis de 5 mm,
- Emplacement de l'échantillon à l'anneau de l'œdomètre,
- Compactage dynamique du sol dans l'anneau de l'œdomètre,
- Emplacement de l'éprouvette du sol muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre, figure 5.5.
- 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 contrepoids, 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.

- Trois énergies de compactage sont utilisées : 20, 40 et 60 coups.



Figure 5.5 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 consolidation  $\sigma_c$
- 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 5.6:

- **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:

$$t = \frac{t_v \times h_d^2}{c_v}$$

$t$  : 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).



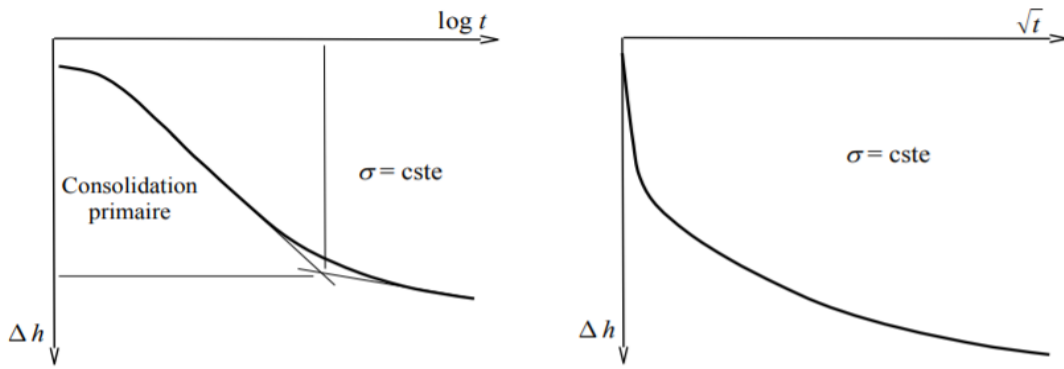


Figure 5.6 courbes de consolidation

– **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:

**2.1 La contrainte de préconsolidation  $\sigma'_c$**

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

**2.2 L'indice de compression**

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.

**2.3 L'indice de gonflement**

L'indice de gonflement  $C_s$  (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte de préconsolidation inférieure à  $\sigma'_p$ , ou sur des cycles de déchargement-rechargement. C'est la pente des parties AB ou GH, figure 5.7.  $C_s$  ou  $C_c = \Delta e / (\log \sigma')$ .

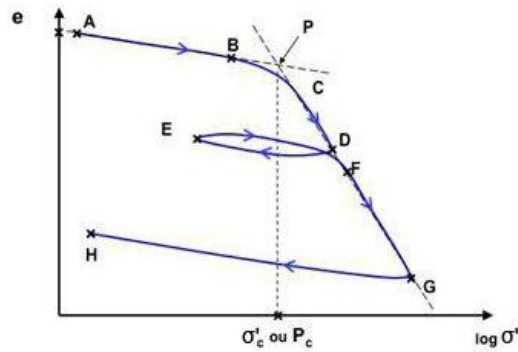


Figure 5.7 Courbe de compressibilité oedométrique

- L'indice de gonflement

La pente de la droite DL de la figure 5.7 est appelée " indice de gonflement " et notée  $C_s = \Delta e / (\log \sigma')$

- L'indice de compression

La pente de la droite MN de la figure 5.7 est appelée " indice de compression " et notée  $C_c = - \Delta e / (\log \sigma')$

### 3 Démarrages de l'essai

#### 3.1 Réalisation de l'essai

- Préparation 60 g de sol tamisé au tamis de 5 mm,
- Emplacement de l'échantillon à l'anneau de l'œdomètre,
- Compactage dynamique avec une énergie  $E_c=0.17$  joules
- Emplacement de l'éprouvette muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre,
- 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 contrepoids, le rapport de bras levier utilisé est de 1/10. Donc une masse placée de 1kg vaut réellement 10kg,
- Les charges appliquées sont : 250g, 500g, 1kg, 2kg, 4kg,
- Trois énergies de compactage sont utilisées : 20, 40 et 60 coups.

Ordre de chargement	Charge en kg	Contrainte en KN/m <sup>2</sup>	Observation
1	2.5	12.5	Chargement
2	5	25	Chargement
3	10	50	Chargement
4	20	100	Chargement
5	40	200	Chargement
6	20	100	Déchargement
7	10	50	Déchargement
8	5	25	Déchargement
9	2.5	12.5	Déchargement

Tableau 5.2 charges appliquées sur les éprouvettes en kg et en KN/m<sup>2</sup>

E=20coups		E=40coups		E=60 coups	
Charge (kg)	Déplacement (10 <sup>-2</sup> mm)	Charge (kg)	Déplacement (10 <sup>-2</sup> mm)	Charge (kg)	Déplacement (10 <sup>-2</sup> mm)
2.5	42.8	2.5	3	2.5	2
5	149	5	18.2	5	6.5
10	183.2	10	65	10	38.2
20	240	40	121.5	20	97.3
40	347	40	203	40	151
20	346	20	201	20	150.5
10	343	10	197.2	10	148
5	339	5	193.2	5	144.5
2.5	334.5	2.5	189	2.5	141
0	325	0	179.5	0	135

Tableau 5.3 relation charge-déplacement pour différente énergies de compactage

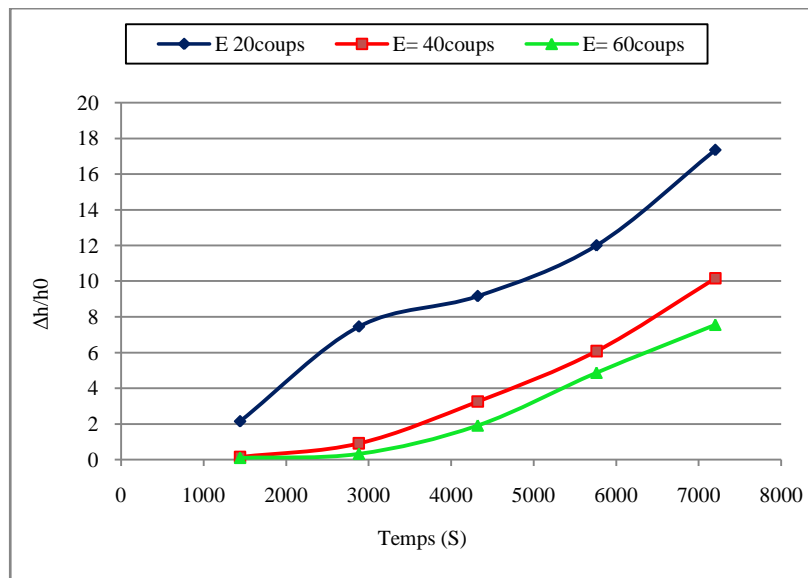


Figure 5.8 Variation de  $\Delta h/h_0$  en fonction du temps

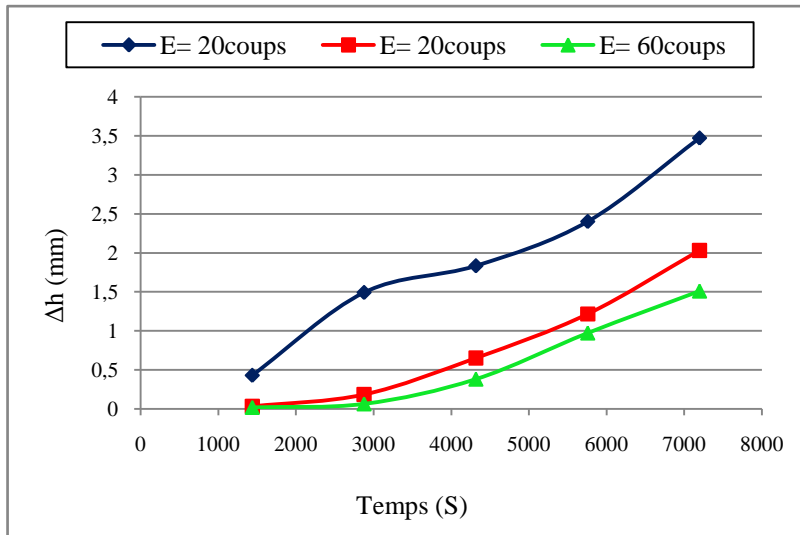


Figure 5.9 Variation de  $\Delta h$  en fonction du temps

Les figures 5.8 et 5.9 représentent l'évolution des déformations et des déformations relatives des éprouvettes testées en fonction du temps, ceci pour les trois états de compacité. Les courbes obtenues montrent que l'augmentation de l'énergie de compactage favorise la diminution des déformations, de même une évolution des déformations est constatée au fur et à mesure avec l'augmentation du temps.

### 3.2 Calcul de l'indice des vides pour chaque palier de chargement

$h_0$  : la hauteur initiale de l'échantillon = 20 mm

$h_i$  : hauteur de l'éprouvette à chaque intervalle de chargement

$\Delta h$  : la variation de hauteur

$S$  : la section de l'éprouvette = 1963 mm<sup>2</sup>

$h_i$  : hauteur de l'éprouvette à chaque intervalle de chargement

$V_i$  : volume de l'éprouvette à chaque intervalle de chargement

$$h_i = h_0 - \Delta h \quad \Rightarrow v_i = s \cdot h_i$$

Pour E=20 coups (état de chargement)

$$h_0 = 20 \text{ mm} \Rightarrow v_0 = 1963 \cdot 20 = 39260 \text{ mm}^3$$

$$h_1 = 20 - 0.428 = 19.57 \text{ mm} \Rightarrow v_1 = 1963 \cdot 19.57 = 38415.91 \text{ mm}^3$$

$$h_2 = 20 - 1.49 = 18.51 \text{ mm} \Rightarrow v_2 = 1963 \cdot 18.51 = 36335.13 \text{ mm}^3$$

$$h_3 = 20 - 1.832 = 18.16 \text{ mm} \Rightarrow v_3 = 1963 \cdot 18.16 = 35648.08 \text{ mm}^3$$

$$h_4 = 20 - 2.40 = 17.60 \text{ mm} \Rightarrow v_4 = 1963 \cdot 17.60 = 34548.60 \text{ mm}^3$$

$$h_5=20-3.47=16.53\text{mm} \Rightarrow v_5=1963*16.53=32448.39\text{mm}^3$$

Pour E=40 coups (état de chargement)

$$h_0=20\text{mm} \Rightarrow v_0=1963*20=39260\text{mm}^3$$

$$h_1=20-0.03=19.97\text{mm} \Rightarrow v_1=1963*19.97=39201.11\text{mm}^3$$

$$h_2=20-0.182=19.81\text{mm} \Rightarrow v_2=1963*19.81=38887.03\text{mm}^3$$

$$h_3=20-0.65=19.35\text{mm} \Rightarrow v_3=1963*19.35=37984.05\text{mm}^3$$

$$h_4=20-1.215=18.78\text{mm} \Rightarrow v_4=1963*18.78=36865.14\text{mm}^3$$

$$h_5=20-2.03=17.97\text{mm} \Rightarrow v_5=1963*17.97=35275.11\text{mm}^3$$

Pour E=60coups (état de chargement)

$$h_0=20\text{mm} \Rightarrow v_0=1963*20=39260\text{mm}^3$$

$$h_1=20-0.02=19.98\text{mm} \Rightarrow v_1=1963*19.98=39220.74\text{mm}^3$$

$$h_2=20-0.065=19.935\text{mm} \Rightarrow v_2=1963*19.935=39132.405\text{mm}^3$$

$$h_3=20-0.382=19.618\text{mm} \Rightarrow v_3=1963*19.618=38510.134\text{mm}^3$$

$$h_4=20-0.973=19.025\text{mm} \Rightarrow v_4=1963*19.025=37346.075\text{mm}^3$$

$$h_5=20-1.51=18.495\text{mm} \Rightarrow v_5=1963*18.495=36295.87\text{mm}^3$$

De la même manière en fait les calculs pour les autres cas (état de déchargement)

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v - v_s}{v_s}$$

$$v_s = \gamma_s = \frac{w_s}{v_s} \Rightarrow v_s = \frac{w_s}{\gamma_s} = \frac{M * g}{\gamma_s}$$

M : masse du sol = masse totale – masse de l'anneau

Masse de cellule œdométrique=1438g

Masse totale de cellule œdométrique+échantillon (E=20coups) =1484g

Masse totale de cellule œdométrique+échantillon(E=40coups) =1490.5g

Masse totale de cellule œdométrique+échantillon(E=60coups) =1497g

$$g=10 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$\gamma_s=25.4 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$v_{s1} = \frac{46 \times 10^{-3} \times 10}{25.4} \Rightarrow v_{s1} = \frac{46 \times 10^{-3} \times 10}{25.4 \times 10^3} = \frac{46 \times 10^{-3} \times 10}{25.4 \times 10^3}$$

$$v_{s1} = 17.35 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$v_{s2} = \frac{52.5 \times 10^{-3} \times 10}{25.4} \Rightarrow v_{s2} = \frac{52.5 \times 10^{-3} \times 10}{25.4 \times 10^3} = \frac{52.5 \times 10^{-3} * 10}{25.4 \times 10^3}$$

$$v_{s2} = 19.81 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$v_{s3} = \frac{59 \times 10^{-3} \times 10}{25.4} \Rightarrow v_{s3} = \frac{59 * 10^{-3} \times 10}{25.4 \times 10^3} = \frac{59 \times 10^{-3} * 10}{25.4 \times 10^3}$$

$$v_{s3} = 22.26 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Calcule l'indice des vides :

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v - v_s}{v_s}$$

Pour E=20coups

$$e_1 = \frac{38415.91 - 17350}{17350} = 1.214$$

$$e_2 = \frac{36335.13 - 17350}{17350} = 1.094$$

$$e_3 = \frac{35648.08 - 17350}{17350} = 1.055$$

$$e_4 = \frac{34548.6 - 17350}{17350} = 0.991$$

$$e_5 = \frac{32448.39 - 17350}{17350} = 0.870$$

De la même manière, on fait les calculs pour les autres indices des vides. Les tableaux 5.4 et 5.5 présentent les différents indices des vides obtenus en fonction des contraintes appliqués ceci pour diverses énergies de compactage.

E=20coups		E=40 coups		E=60 coups	
Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)
12.5	1.214	12.5	0.979	12.5	0.762
25	1.094	25	0.963	25	0.758
50	1.055	50	0.918	50	0.730
100	0.991	100	0.860	100	0.678
200	0.870	200	0.781	200	0.631

Tableau 5.4 contrainte et l'indice des vides (chargement)

E=20coups		E=40 coups		E=60 coups	
Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	Indice des vides (%)
100	0.871	100	0.783	100	0.631
50	0.875	50	0.786	50	0.633

25	0.880	25	0.790	25	0.636
12.5	0.883	12.5	0.795	12.5	0.640
0	0.896	0	0.804	0	0.645

Tableau 5.5 contrainte et l'indice des vides (déchargement)

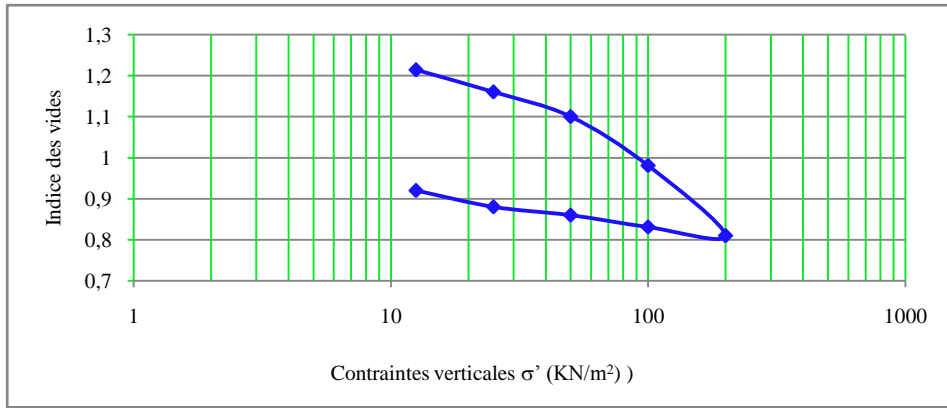


Figure 5.10 Courbe de compressibilité pour E=20coups

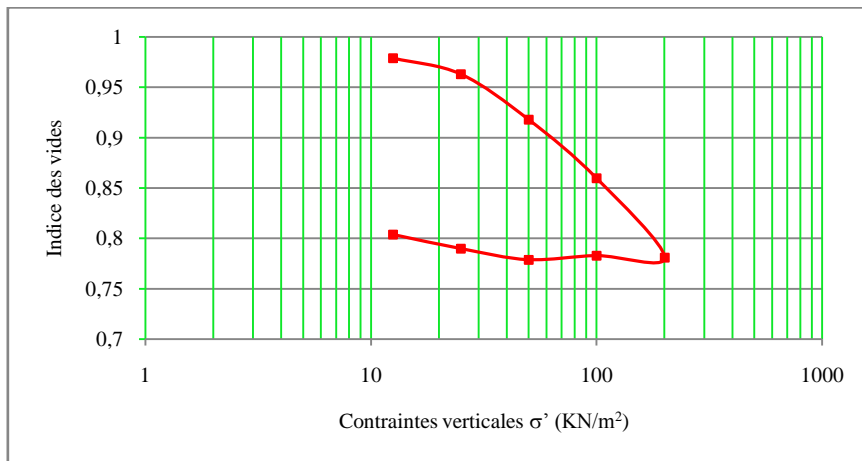


Figure 5.11 Courbe de compressibilité pour E=40coups

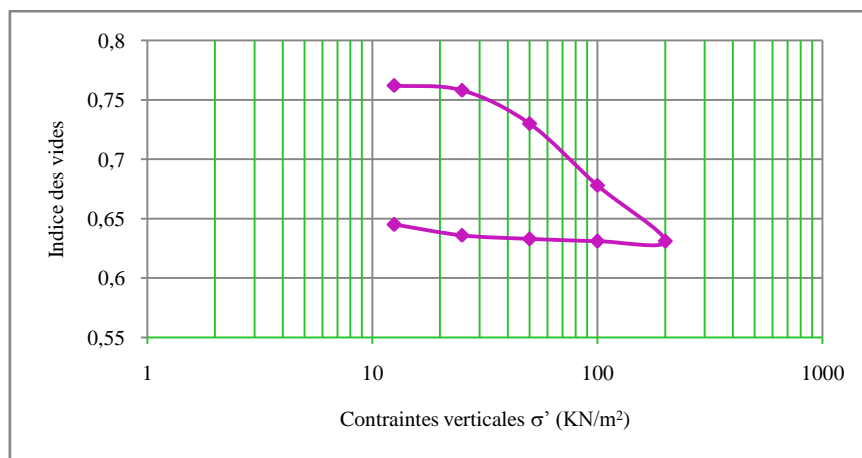


Figure 5.12 Courbe de compressibilité pour E=60coups

### 3.3 Explication de la forme des courbes

L'interprétation des courbes des essais œdométriques repose classiquement sur l'exploitation des courbes de compressibilité et de consolidation : la courbe de compressibilité traduit les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement en fonction de la contrainte verticale effective correspondante. Le gonflement se produit suivant deux phases :

- 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.
- 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 au réarrangement des particules de sol.
- On constate sur les trois figures 5.10, 5.11 et 5.12, que les trois courbes présentent la même allure, on commence par une période de chargement puis on peut procéder à un déchargement partiel.

## 4 Détermination des paramètres de consolidation

### 4.1 Calcul du coefficient de compressibilité $a_v$

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

$$a_{v1} = \frac{1.094 - 1.055}{25 - 100} = 0.0013 \text{ (KN/m}^2\text{)}^{-1}$$

$$a_{v2} = \frac{0.963 - 0.866}{25 - 100} = 0.0012 \text{ (KN/m}^2\text{)}^{-1}$$

$$a_{v3} = \frac{0.758 - 0.678}{25 - 50} = 0.0010 \text{ (KN/m}^2\text{)}^{-1}$$

### 4.2 Calcul du coefficient de compressibilité volumétrique $m_v$

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

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

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



$$m_{v1} = \frac{0.0013}{1+1.214} = 0.0005(\text{KN/m}^2)^{-1}$$

$$m_{v2} = \frac{0.0012}{1+0.979} = 0.0006(\text{KN/m}^2)^{-1}$$

$$m_{v3} = \frac{0.0010}{1+0.762} = 0.0005 (\text{KN/m}^2)^{-1}$$

### 4.3 Calcul de la contrainte de préconsolidation $\sigma'_c$

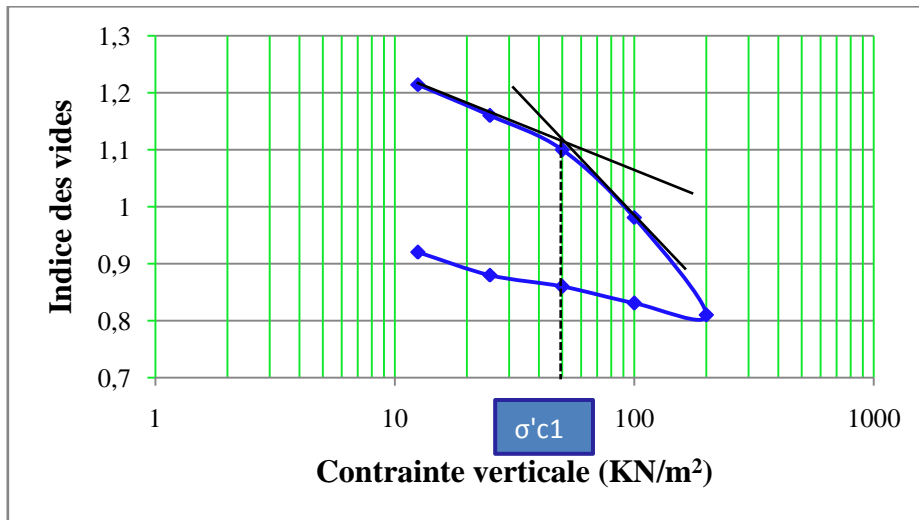


Figure 5.13 la valeur de  $\sigma'_{c1}$  du la courbe de compressibilité

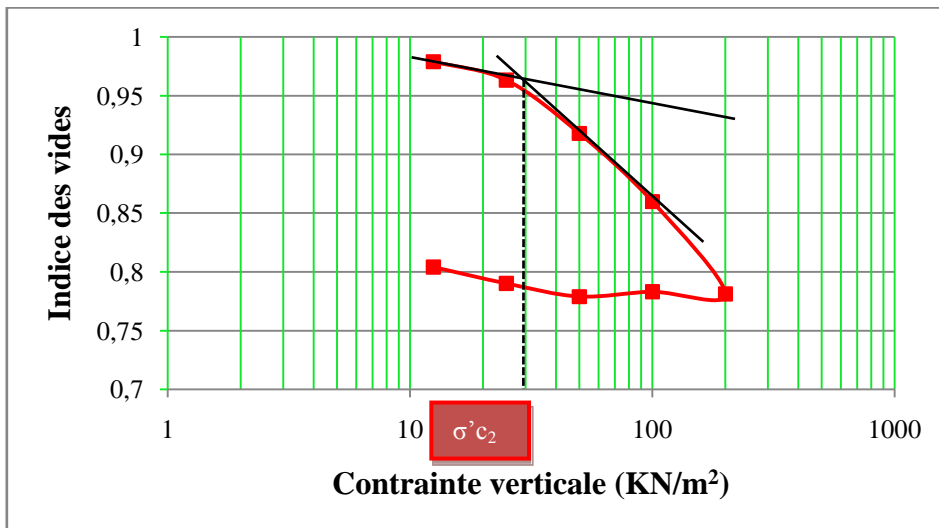


Figure 5.14 la valeur de  $\sigma'_{c2}$  du la courbe de compressibilité

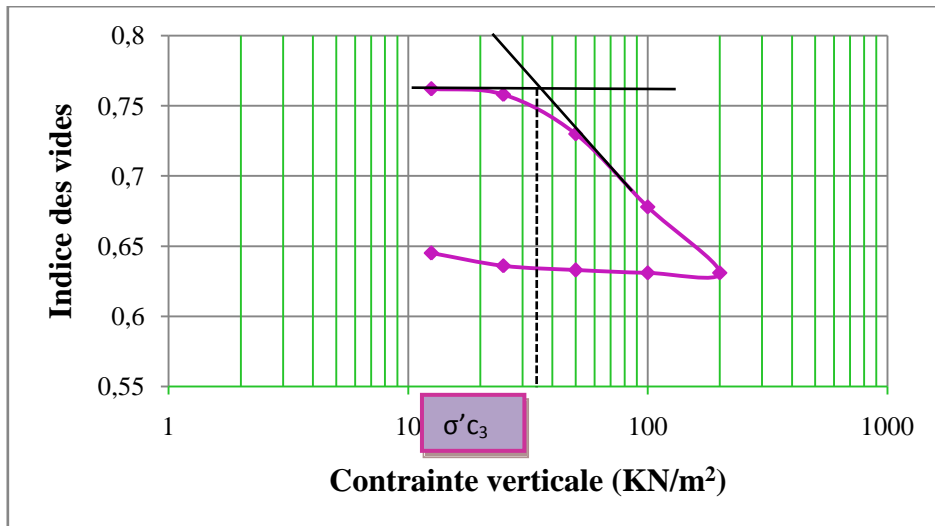


Figure 5.15 la valeur de  $\sigma'_{c3}$  du la courbe de compressibilité

$$\sigma_{p1} = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{p2} = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{p3} = 35 \text{ KN/m}^2$$

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

Elle représente la pente de la phase de chargement.

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

$$c_{c1} = \left| \frac{1.094 - 0.991}{1.39 - 2} \right| = 0.168$$

$$c_{c2} = \left| \frac{0.963 - 0.860}{1.39 - 2} \right| = 0.168$$

$$c_{c3} = \left| \frac{0.758 - 0.678}{1.39 - 2} \right| = 0.131$$

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	$0,50 < C_c$

Tableau 5.6 Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de compressibilité

Après le calcul des indices de compression  $C_c$ , nous avons obtenu les valeurs suivantes :  $C_{c1}=0.168$ ,  $C_{c2}=0.168$  et  $C_{c3}=0.131$ .

Selon les valeurs de référence de  $C_c$ , tableau 5.6, il est à constater que le sol testé est moyennement compressible.

#### 4.5 Calcul de l'indice de gonflement $C_s$

Il représente la pente de la phase de déchargement

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

$$c_{s1} = \left| \frac{0.871 - 0.880}{2 - 1.39} \right| = 0.014$$

$$c_{s2} = \left| \frac{0.783 - 0.790}{2 - 1.39} \right| = 0.011$$

$$c_{s3} = \left| \frac{0.631 - 0.636}{2 - 1.39} \right| = 0.008$$

Indice de gonflement	Les degrés de gonflement
$C_s > 0.05$	Sol gonflant
$C_s < 0.05$	Sol peu gonflant

Tableau 5.7 Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement

Après le calcul des indices gonflements  $C_s$ , nous avons obtenu les valeurs suivantes :  $C_{s1}=0.014$ ,  $C_{s2}=0.011$  et  $C_{s3}=0.008$ .

Selon les valeurs de référence de  $C_s$ , tableau 5.7, il est à constater que le sol testé est peu gonflant.

#### 4.6 Calcul du module œdométrique $E_{oed}$ (KN/m<sup>2</sup>)

Le module œdométrique noté  $E'$  varie suivant les pressions d'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 :

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

#### 4.6.1 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,

$$e = \frac{h - h_p}{h_p}$$

$h$  : Hauteur de l'éprouvette au moment considéré.

$h_p$  : Hauteur des pleins, c'est la hauteur des grains solides.

$$h_p = \frac{w_s}{\gamma_s \times s}$$

$W_s$  : Poids du sol sec

$S$  : Section droite de l'éprouvette

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains.

$$\gamma_s = 25.4 \text{ KN/m}^3$$

#### 4.6.2 Calcul de l'indice des vides $e$

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

$h_{vide}$  : Hauteur des vides =  $h - h_p$

$$h_p = \frac{w_s}{\gamma_s \times s}$$

$h_p$  : Hauteur des pleins (des grains solides)

$$\text{Donc : } e = \frac{h - h_p}{h_p}$$

$$h_{p1} = \frac{46}{2.54 \times 19.63} = 0.969 \text{ mm}$$

$$h_{p2} = \frac{52.5}{2.54 \times 19.63} = 1.12 \text{ mm}$$

$$h_{p3} = \frac{59}{2.54 \times 19.63} = 1.12 \text{ mm}$$

$\Delta h$  : Le tassement total =  $\sum \Delta h_i$

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

$$\sum \Delta h_1 = 0.962 \text{ cm}$$

$$\sum \Delta h_2 = 0.411 \text{ cm}$$

$$\sum \Delta h_3 = 0.295 \text{ cm}$$

$h$ : Hauteur de l'éprouvette =  $h_0 - \Delta h$

$$h_1 = 2 - 0.962 = 1.038 \text{ cm}$$

$$h_2 = 2 - 0.411 = 1.589 \text{ cm}$$

$$h_3 = 2 - 0.295 = 1.705 \text{ cm}$$

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

$$h_{vide\ 1} = h_1 - h_{p1} = 1.0338 - 0.36 = 0.678 \text{ cm}$$

$$h_{vide\ 2} = h_2 - h_{p2} = 1.589 - 0.969 = 0.62 \text{ cm}$$

$$h_{vide\ 1} = h_3 - h_{p3} = 1.705 - 1.12 = 0.585 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_1 - h_{p1}}{h_{p1}} = \frac{0.678}{0.36}$$

$$e_1 = 1.88$$

$$e_1 = \frac{h_2 - h_{p2}}{h_{p2}} = \frac{0.62}{0.969}$$

$$e_2 = 0.89$$

$$e_3 = \frac{h_3 - h_{p3}}{h_{p3}} = \frac{0.585}{1.12}$$

$$e_3 = 0.52$$

Donc :

$$E' = [1 + (e/c_c)]. \Delta\sigma / \log(1 + \Delta\sigma/\sigma).$$

Palier 1 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 12.5 / \log(1 + 12.5/20.9) = 748.80 \text{ KN/m}^2$$

Palier 2 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 25 / \log(1 + 25/20.9) = 896.35 \text{ KN/m}^2$$

Palier 3 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 50 / \log(1 + 50/20.9) = 1150.04 \text{ KN/m}^2$$

Palier 4 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 100/\log(1 + 100/20.9)=1599.8 \text{ KN/m}^2$$

Palier 5 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 100/\log(1 + 100/20.9)=1599.8 \text{ KN/m}^2$$

Palier 6 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 50/\log(1 + 50/20.9)=1150.04 \text{ KN/m}^2$$

Palier 7 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 25/\log(1 + 25/20.9)=896.35 \text{ KN/m}^2$$

Palier 8 :

$$E' = [1 + (1.88/0.168)]. 12.5/\log(1 + 12.5/20.9)=748.80 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau 5.8, récapitule les valeurs des modules œdométrique obtenus pour chaque palier de chargement.

Palier	Module œdométrique E' (KN/m <sup>2</sup> )		
	Eprouvette 1 (E'=20 coups)	Eprouvette2 (E'=20 coups)	Eprouvette3 (E'=20 coups)
1	748.80	544.39	493.25
2	896.35	622.29	553.79
3	1150.04	766.13	665.17
4	1599.8	1017.38	864.84
5	1599.8	1017.38	864.84
6	1150.04	766.13	655.17
7	896.35	622.29	553.79
8	748.80	544.39	493.25

Tableau 5.8 valeur des modules œdométrique des 3 éprouvettes

Selon le tableau 5.8, nous avons obtenu que  $E' = 8789.98 \text{ KN/m}^2 = 87.8998 \text{ bar}$  (pour E=20 coups). Il était limité parmi 15 et 100, Alors selon les valeurs de référence de E', tableau 5.9, il est à constater que le sol testé Argile raide.

type de sol	Module œdométrique E'
Sable	100-3000 bars
Argile raide	15-100 bars
Argile molle	1-10 bar

Tableau 5.9 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique E<sub>œod</sub>

## *Références bibliographiques*

**Benaissia M.** (2011). Étude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane, magister en génie civil, Université Abdelhamid ibn Badis de Mostaganem

**Boudchicha M.** (2010). Etude de la cristallisation et des propriétés mécaniques et diélectriques de céramiques préparés à partir de kaolin-dolomite, thèse de magister, Université El-Hadj Lakhder, Batna

**Bouchemella S.** (2015). Contribution à la Simulation Numérique des Ecoulements Des Eaux Dans les Milieux Poreux Non Saturés, Thèse de Doctorat, l'université de Guelma

**EL habib K. Hamraoui O.** (2018). L'influence du type de sable sur le comportement des sols gonflants, master en génie civil, université Larbi Tébessi de Tébessa.

**Jean Pierre Magnan.** (2013). Panorama des sols gonflants en géotechnique. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, pp85-103.

**Josue Bahati Chishugi.** (2017). Comportement des sols de Bukavu face aux aléas retrait-gonflement, Université Officielle de Bukavu.

**Harrat M.** (2007). Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique, Etude sur site, unité Maghreb céramique de Touggourt, p, 5-11.

**Gouasmia S, Zedairia R.** (2018). Effet de la succion sur une argile de site djemaa, master en génie civil, université Larbi Tébessi de Tébessa.

**Graidia R.** (2016). Modélisation numérique des gonflements des argiles non saturées, master en génie civil, université l'arbi Tébessi de Tébessa.

**Kraimia Ch. et Bouzghaia R.** (2018).Caractérisation Des Sols Gonflants Traité Au Pouzzolane, master en génie civil, université cheikh labri Tébessi de Tébessa

**Laouar Med Salah, (2019).** Cours de mécanique des sols avancée-université de Tébessa.

**Mrad M.** (2005). Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés, thèse de doctorat, École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy Laboratoire Environnement, Géo mécanique & Ouvrages.

**Mobarek H.** (2011). Prévion du gonflement des argiles d'In-Amena, Université d'Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie.

**MedjnounA, Bahar R & Khiatine** (2014). Caractérisation et estimation du gonflement des argiles algériennes, cas des argiles de Médéa, Web of Conférences.