

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE RECHERCHE MASTER

Spécialité : Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

Contribution à l'étude du comportement hydrique du matériau schiste en chemin séchage-hydratation

Présenté par : M^{lle} **HAMEG Sonia**

Devant le jury composé de :

M^{me} IDRES.L
M^{me} BAIDI . F.
M^{me} MOBAREK. H.

Maitre assistante « A » UMMTO
Maitre assistante « A » UMMTO
Maitre assistante « A » UMMTO

Présidente.
Examinatrice.
Promotrice.

Promotion : 2018 / 2019



Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements et j'exprime ma profonde gratitude à ma Promotrice M^{me} MOBAREK H, pour ses conseils judicieux, pour ses qualités scientifiques et humaines, pour la disponibilité dont elle a toujours fait preuve à mon égard, et pour m'avoir fait profiter de son expérience dans le domaine.

Je remercie aussi M^{me} IDRES L et M^{me} BAIDI F qui m'ont honoré d'avoir accepté de jugé ce travail.

Mes remerciements vont particulièrement à M^{me} Bouazzouni Fatima et M^r Khelifa Sid Ali les responsables du laboratoire MDS de l'UMMTO, pour leurs soutiens, disponibilité et surtout leur confiance.

Un remerciement très spécial pour Mr MESSADENE Iyes sans lui ce travail n'aurais jamais vu le jour.

Enfin je tien exprimer toute ma gratitude a toute ma famille, en particulier ma cher et tendre mère pour sa patience et de m'avoir soutenue pondant tous mon parcoure d'étude.

DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à **Ma Mère chérie** et à **Mon cher père** que j'aime tellement et qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie. Que dieu nous les gardent.*

*A la mémoire de ma **grand-mère** qui me manque énormément.*

*Mes deux frères **Mouloud** et **Faredj**;*

*Mes sœurs **Ouezna**, **Nissa**, **Siham** ;*

*Mes trésors **Lyaaa**, **Zira**, **Eliane**, et **Mouhoub**;*

À tous mes amis (es)...à qui je souhaite beaucoup de succès et de réussite ;

*A toute la promotion **giotechnique 2018/2019**.*

« Il ne faut jamais être triste parce qu'une étape se termine mais il faut être heureux parce qu'elle marque le début d'une autre étape bien meilleure inchaa ALLAH dans la vie. »

Sommaire

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les sols	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Historique.....	3
I.3. Définition des sols.....	4
I.4. Constitution d'un sol.....	5
I.5. Les caractéristiques physiques du sol	5
I.5.1. les paramètres dimensionnels.....	5
I.5.2. Paramètres sans dimensions	6
I.5.2.1. Paramètres relatifs aux vides	6
I.5.2.2. Paramètres relatifs à la phase d'eau.....	6
I.6. Les relations entre les paramètres physiques	8
I.7. Propriétés fondamentales	9
I.7.1. la texture	9
I.7.1.1. Intérêt de l'appréciation de la texture	10
I.8. La structure	10
I.8.1. la structure des sols pulvérulents.....	10
I.8.2. la structure des sols cohérents	11
I.8.3. la structure combinée	11
I.9. Cohésion	11
I.10. Classifications des sols	12
I.10.1. la classification selon le diamètre moyen des grains.....	12
I.10.2. Classification des sols grenus.....	13
I.10.3. Classification des sols fins	13
I.11. Les désordres dans les sols	14
I.11.1. le retrait – gonflement	14
I.11.2. Phénomène de tassement.....	16
I.12. Phénomène de glissement	17
I.13. les schistes ; Roches métamorphiques	18

I.13 .1. Définition du métamorphisme.....	18
I.13.2.Définition des schistes.....	18
I.13.3. Les différents types de schiste.....	19
I.13.3.1. Schistes du métamorphisme général.....	19
I.13.3.2 Schistes du métamorphisme de contact	21
I.14. Localisation géographique des schistes dans la wilaya de Tizi-Ouzou	21
I.15.Conclusion	22

Chapitre II : Généralités sur les sols non saturés

II.1. Introduction	23
II.2. Sol non saturé.....	23
II.2.1. Microstructure des sols non saturés	23
II.2.2. Composition d'un sol non saturé.	24
II.2.2.1. L'eau dans le sol.....	24
II.2.2.2. l'air dans le sol	25
II.3. Forces osmotiques	26
II.4. Capillarité	26
II.5. La succion.....	27
II.5.1. Composantes de la succion	28
II.5.1.1. Succion matricielle	28
II.5.1.2. Succion osmotique	29
II.6. Relation succion- humidité relative	29
II.7. Technique de mesure et de contrôle de la succion	31
II.7.1. Techniques de mesure de la succion.....	31
II.7.1.1. Tensiomètre	32
II.7.1.2. Plaque de succion	33
II.7.1.3. Méthode du papier filtre	34
II.7.1.4. Mesure psychrométrique de la succion	34
II.7.2. Imposition de la succion	35
II.7.2.1. Méthode de translation d'axe « translation d'axes.....	35
II.7.2.2. Méthode osmotique	36
II.7.2.3. Méthode de solution saline saturé	38
II.8. Domaine d'application	41
II.9. La courbe de rétention d'eau	42

II.9.1. Points caractéristiques de la courbe de rétention	43
II.9.2. différentes phases de la courbe de succion	44
II.9.3. Les facteurs influençant la forme de la courbe de rétention d'eau	45
II.10. Conclusion	46

Chapitre III : Identification du matériau

III.1. Introduction	47
III.2. Présentation du matériau	47
III .3. Présentation du site étudié	48
III.3.1.Localisation géographique du site	48
III.3.2. Climat de la région	50
III.4. Analyse granulométrie méthode par tamisage à sec (NF P 94-056)	52
III.4.1. Exécution de l'essai	52
III.4.2. Courbe granulométrique	53
III.4.3.Coefficients granulométriques.....	53
III.5. Teneur en eau W % [NF P94- 050]	54
III.5.1. Définition.....	54
III.5.2. Exécution de l'essai	55
III.5.3. Expression des résultats.....	55
III.5.4. Interprétation des résultats.....	55
III.6. Les masses volumiques	55
III.6.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique [NF P94- 064].....	56
III.6.1.1.Définition	56
III.6.1.2.Exécutions de l'essai.....	56
III.6.1. 3. Expression des résultats	57
III.6.2. La masse volumique humide (ρ_h)	58
III.6.3. détermination de la masse volumique des particules solide (ρ_s) au pycnomètre [NF P94- 054]	58
III.6.3.1. Exécution de l'essai	58
III.7. Indice des vides, degré de saturation et porosité.....	60
III.7.1. Indice des vides (e).....	60
III.7.2. Porosité (n)	60
III.7.3. Degré de saturation S_r	61
III.7.4. Commentaire	61

III.8. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)	62
III.8.1. Appareillage d'usage courant	63
III.8.2. préparation du matériau	63
III.8.3. Détermination de la limite de liquidité W_L	64
III.8.4. Détermination de la limite de plasticité W_p	65
III.8.5. L'indice de plasticité I_p	65
III .8.6. L'indice de consistance (I_c).....	66
III.9. Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche	67
III.9.1. Principe de l'essai	67
III.9.2. Expression des résultats.....	68
III.10. Analyse minéralogique par diffraction des rayons X.....	69
III.11. Compactage de matériau (NF P94-093).....	71
III.11.1. Définition, objectif du compactage	71
III.11.2. Les essais de compactage au laboratoire	71
III.11.3. L'essai Proctor	72
III.11.3.1. L'essai Proctor Normal (PN)	72
III.11.3.2. L'essai Proctor Modifié (PM).....	73
III.11.4.Essai Proctor Normal (PN) (NF P 94-093).....	73
III.11.4.1. But de l'essai	73
III.11.4.2. Principe de l'essai	73
III.11.4.3. Expression des résultats (Date de l'essai 09/06/2019).....	74
III.12. Essai de portance Californien (CBR : Californian Bearing Ratio test).....	74
III.12.1. Définition.....	74
III.12.2. But de l'essai	75
III.12.3. Principe de l'essai	75
III.12.4. Appareillage.....	76
III.12.5. Mode opératoire.....	77
III.12.6. Détermination de l'IPI.....	77
III.12.6. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)	78
III.12.7. Expression des résultats (CBR)	79
III.12.8. Interprétation des résultats.....	80
III.13.Essais de granulats routiers	80
III.13.1. Essai d'usure micro Deval (NF P 18-572).....	80

III.13.2. Définition et But de l'essai (NF P18-572).....	81
III.13.3. Mode opératoire.....	81
III.13.4. Résultat d'essai	82
III.13.5. Interprétation des résultats.....	83
III.14. Essai Los Angeles	83
III.14.1. Définition.....	83
III.14.2. Principe de l'essai	83
III.14.3. Présentation des résultats.....	85
III.14.4. Interprétation des résultats.....	85
III.14.5. Classification des matériaux en se basant sur L_A et M_{DE}	86
III.15. CONCLUSION	87

Chapitre IV : Technique de mesure et d'imposition de la succion

IV. 1. Introduction	88
IV.2. Mesure de la succion.....	88
IV.2.1. Méthode de papier filtre	88
IV.2.1.1. Mesure de la succion matricielle	89
IV.2.1.2. Mesure de la succion totale.....	91
IV .3.Imposition de la succion	93
IV. 3.1. Méthode d'imposition des solutions salines.....	93
IV.3.2.Principe de l'essai.....	93
IV.3.3. Préparation des échantillons	94
IV.3.4. Evaluation de l'équilibre des succions.	96
IV.3.5. Interprétation	98
IV.3.6. Détermination des paramètres d'état.....	100
IV.3.6.1.Description du comportement global du sol lors d'un cycle de drainage humidification.....	100
IV.3.6.2. Chemin séchage humidification sur le matériau compacté.	101
IV.3.6.3. Chemin d'humidification drainage sur une pâte.....	103
IV.3.6.4. Comparaison entre le chemin humidification drainage sur un matériau sous forme de pâte et un matériau compacté à l'optimum Proctor	105
IV.4.Conclusion	105
Conclusion générale	106

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I. 1 : schéma d'une coupe de sol. (Albert demolon).

Figure I. 2 : schéma simplifié des trois phases de sol.

Figure I.3. : Quatre domaines de saturation représentés par Salager (Salager, 2006).

Figure. I.4 : relation entre les paramètres physiques (BOUDLAL .O.2016).

Figure I.5 : texture et aération du sol.

Figure .I.6 : structures des sols pulvérulents (d'après davalle, 1991).

Figure. I.7 : structure combinées.

Figure .I.8 : Cohésion (d'après Andrei, 1977).

Figure I. 9 Classification LCPC des sols grenus d'après (Léreau, 2006).

Figure I. 10 : Abaque de plasticité de Casagrande (*Dysli, 1997*).

Figure I.11 : Retrait-Gonflement.

Figure I.12 : Dégradations et fissurations des façades de bâtiment (Derriche Z et al.2002).

Figure I.13 : Dégradation des routes et des chaussées d'après (Freeah, 2006 et Jennings, 1962).

Figure I.14 : Tassement uniforme.

Figure I.15:Tassement différentiel.

Figure I.16 : Désordres provoqués par le Phénomène de tassement.

Figure. I.17 : Glissement de terrain.

Figure. I.18 : Glissement plan et glissement rotationnel.

Figure. I. 19 : le schiste

Figure. I. 20 : le marbre.

Figure. I. 21 : schiste ardoisiers.

Figure. I.22 : schiste bitumineux.

Figure. I.23 : Schiste satiné.

Figure. I.24 : Schiste talqueux.

Figure. I.25: micaschiste.

Figure. I. 26 : schiste tacheté (documentation pédagogique).

Chapitre II

Figure II.1 : éléments constitutifs d'un sol

Figure II.2 : les formes d'eau dans les sols.

Figure II.3 : Phénomène osmotique idéal (Zerhouni 1991).

Figure II.4 : phénomène capillaire.

Figure II.5 : relation entre l'humidité et la succion.

Figure II.6 : Tensiomètre.

Figure II.7 : Plaque de succion.

Figure II.8 : Méthode du papier-filtre [Rinah Andrianatrehina.2015].

Figure II.9 : Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (Delage et Al.

Figure II.10 : Mise en œuvre de la technique.

Figure II.11 : courbe de calibration de la concentration de la solution PEG en fonction de la succion (à 25°C). (Xiang- Ling LI, 1999).

Figure II.12 : Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée [DALAGE et al.].

Figure II.13 : influence de la température sur les succions des sels.

Figure II.14 : Complémentaire entre les différentes techniques.

Figure II.15 : Gamme accessible par les techniques de mesure ou d'imposition de la succion (Cuisinier. Olivier2002).

Figure II.16 : Forme générale de la courbe de rétention d'eau.

Figure II.17 : la courbe de rétention d'eau en fonction de sol (D.G. Fredlund et al. 1994).

Figure II.18 : Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M. D. FREDLUND et al. 1997).

Figure II.19 : Différentes phases de la courbe de succion [Vanapalli S.K., et al. 2002].

Chapitre III

Figure III.1 (A, B, C) : Situation géographique du site étudié.

Figure III.2 : Zone de prélèvement.

Figure.III.3 : Valeurs des précipitations 2012/2018.

Figure.III.4 : Les précipitations de l'année 2018.

Figure.III.5 : température moyennes, minimales et maximales pour la période (2012/2018).

Figure III.6 : Schéma de la Tamisage.

Figure III.7: Courbe granulométrique

- Figure III.8 :** Déroulement de l'essai de la pesé hydrostatique.
- Figure III.9 :** Matériel d'essai au pycnomètre.
- Figure III.10 :** pesé du pycnomètre à vide M1.
- Figure III.11:** pesé de la masse M3.
- Figure.III.12 :** élimination des bulles d'air par ébullition à la plaque chauffante.
- Figure III.13:** Les différents états de consistance (Robitaille et Tremblay, 1997).
- Figure III.14 :** appareillage d'essai.
- Figure III.15 :** Préparation du matériau.
- Figure III.16 :** Détermination de la limite de liquidité.
- Figure III.17 :** Calcul de la limite de liquidité.
- Figure III. 18 :** Etape de la limite de plasticité.
- Figure III.19 :** Essai du bleu de méthylène sur le papier filtre.
- Figure III.20 :** Tache de bleu de méthylène négative.
- Figure III.21 :** Tache de bleu de méthylène positive.
- Figure III.22 :** Diffractogramme du schiste étudié.
- Figure III.23 :** Compactage des sols.
- Figure III.24 :** Essai de compactage.
- Figure III.25 :** Exécution des essais Proctor normal et modifié.
- Figure III.26 :** Courbe Proctor.
- Figure III.27 :** Moule CBR et accessoires de compactage.
- Figure III.28 :** Presse à poinçonnement CBR.
- Figure III.29 :** Confection de l'éprouvette pour essai CBR
- Figure III.30:** Eprouvette poinçonné.
- Figure III.31 :** Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.
- Figure III.32 :** Courbes enfoncements-forces (IPI).
- Figure III.33 :** Courbes enfoncements-forces(CBR immersion).
- Figure III.34 :** Courbes comparatives des IPI et CBRimme.
- Figure III.35 :** Machine d'essai Micro-Deval.
- Figure III.36 :** Mode opératoire d'essai micro Deval.
- Figure III.37:** Refus du tamis 1,6 mm.
- Figure III.38 :** Machine d'essai Los Angeles.
- Figure III.39 :** Matériels et échantillon de l'essai Los Angeles.
- Figure III.40 :** Résultat d'essai Los Angeles.

Chapitre IV

Figure IV.1 : Papier filtre Whatman N°42.

Figure IV.2 : préparation de l'échantillon de la succion matricielle.

Figure. IV.3. : Détermination du poids du papier filtre après 15 jours.

Figure. IV.4 : préparation de l'échantillon de la succion totale.

Figure IV. 5 : Courbe d'étalonnage de la succion du papier filtre WHATMAN N°42 [BOUROUKBA].

Figure IV.6 : Déroulement de l'essai des solutions salines saturées.

Figure VI. 7 : préparation de la pâte.

Figure VI. 8 : l'échantillon humidification est séchage.

Figure IV.9 : Dispositif des échantillons dans les dessiccateurs.

Figure IV.10 Courbes de stabilisation du poids des échantillons compactés à l'optimum.

Figure IV.11 Courbes de stabilisation du poids des échantillons sous forme de pâte (séchage).

Figure IV.12 Courbes de stabilisation du poids des échantillons sous forme de pâte (humidification).

Figure IV.13: la pesée d'échantillon.

Figure IV.14 : immersion des échantillons dans le Kerdan.

Figure IV.15: L'essuyage des échantillons.

Figure IV.16 : La pesée immergée dans le kerdane

Figure IV.17 : Etuvage des échantillons (105°C).

Figure IV.18. Chemin d'humidification – drainage initialement sous forme de pâte.

Figure IV.19. Chemins de drainage et d'humidification de schiste initialement compactée à l'Optimum Proctor Normal.

figure IV.20. Comparaison entre le chemin d'humidification – drainage de la pâte et du matériau compacté à l'optimum.

Figure IV.21. courbe de rétention d'eau

Chapitre I

Tableau. I.1 : densités sèches.

Tableau I.2. : Détermination du degré de saturation (d'après terzaghi).

Tableau I .3 (A-B): les dimensions les plus utilisées pour classer granulométriquement les particules.

Tableau I.10 : Classification LCPC des sols grenus d'après (Léreau, 2006).

Chapitre II

Tableau II.1 : Relation succion/humidité relative, selon la relation de Kelvin.

Tableau II.2 : Les concentrations du PEG utilisé (Sayed Gaidi 2003).

Tableau II.3 : L'humidité relative RH et la succion totale de différentes solutions salines saturées.

Tableau II.4: Résumé techniques de mesure et de contrôle de la succion.

Chapitre III

Tableau III.1 : classe granulométriques en fonction de C_u .

Tableau III.2 : Valeur des coefficients C_u et C_c .

Tableau III.3 : Désignation des sols en fonction de C_u et C_c .

Tableau.III.4 : détermination de la teneur en eau.

Tableau III.5 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Tableau III.6 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

Tableau III.7 : récapitulatif des données de l'essai au pycnomètre.

Tableau III.8: Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

Tableau III.9 : Détermination de la limite de plasticité.

Tableau III.10 : Classification selon l'indice de plasticité.

Tableau III.11 : Résultats des limites d'Atterberg.

Tableau III.12 : état de consistance des sols en fonction de I_c .

Tableau III.13 : résultat essai de bleu.

Tableau III.14 : Caractéristiques physiques.

Tableau III.15: résultats de l'analyse chimique

Tableau III.16 : résultats de l'essai Proctor normal.

Tableau III.17: Résultats des essais CBR immédiat et CBR immersion.

Tableau III.18 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Tableau III.19 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau III.20: Calcul du coefficient micro-Deval.

Tableau III.21 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval (NF P 18-572).

Tableau III.22: Les classes granulaires utilisées.

Tableau III.23 : résultats d'essai Los Angeles.

Tableau III.24 : Appréciation des résultats de l'essai Los Angeles (NF P 18-573).

Tableau III.25 : Catégories des granulats selon leur résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM)

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Résultat de mesure de la teneur en eau de papier filtre (Watnman42).

Tableau IV.2 : Résultat de la mesure de la teneur en eau de l'argile.

Tableau VI.3 : Résultat de mesure de la teneur en eau de papier filtre (Watnman42).

Tableau IV.4 : Résultat de mesure de la teneur en eau de schiste.

Tableau .IV.5. Concentrations des solutions salines utilisées.

Tableau III.4: résultats de l'analyse chimique.

.

Tableau III.14 : état de consistance des sols en fonction de I_c .

Tableau III.15 : résultat essai de bleu.

Tableau III.16 : classes des sols en fonction du VBS.

Tableau III.18 : Valeur des coefficients Cu et Cc.

Tableau III.19 : Désignation des sols en fonction de Cu et Cc.

Tableau III.20 : Caractéristiques physiques.

Tableau III.21 : résultats de l'essai Proctor normal.

Tableau III.22: Résultats des essais CBR immédiat et CBR immersion.

Tableau III.23 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Tableau III.24 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau III.25: Calcul du coefficient micro-Deval.

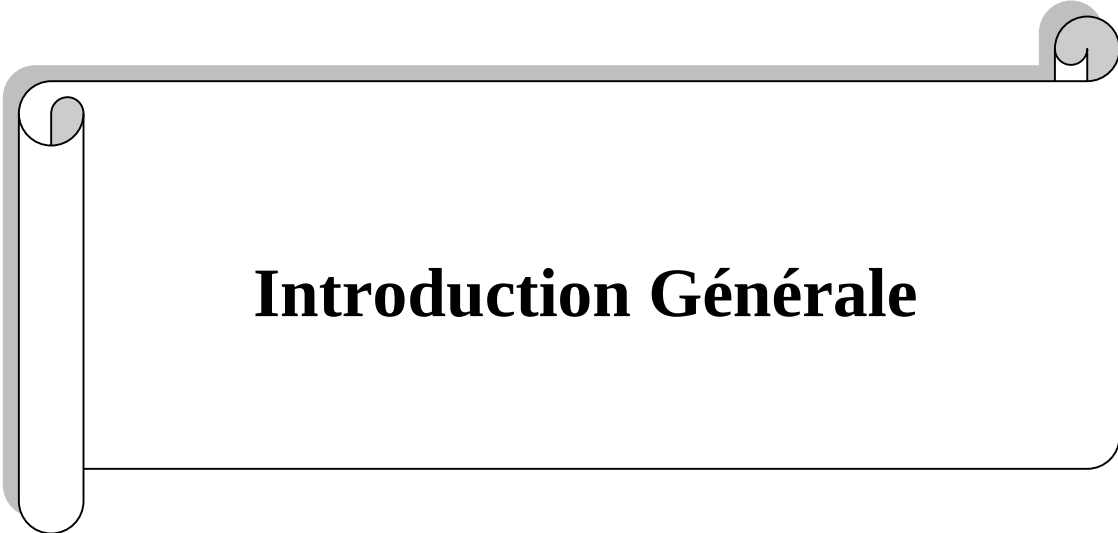
Tableau III.26 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval (NF P 18-572).

Tableau III.27: Les classes granulaires utilisées.

Tableau III.28 : résultats d'essai Los Angeles.

Tableau III.29 : Appréciation des résultats de l'essai Los Angeles (NF P 18-573).

Tableau III.30 : Catégories des granulats selon leur résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM).

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark gray border. The frame has rounded corners and a small circular detail at the top right corner.

Introduction Générale

Introduction générale

Introduction générale

Pendant longtemps, la mécanique des sols c'est limitée principalement à l'étude des sols saturés en eau ou parfaitement secs en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. (Cité par Ghanem FADHILA).

Cependant, la nécessité de prendre en considération le comportement des sols non saturés dans lequel se trouvent la plupart du temps les sols dans de nombreuses régions ou on rencontre fréquemment des problèmes telle que :

- Les fondations de très nombreuses constructions superficielles s'appuient sur des sols non saturés.
- Les ruptures dans les pentes et les talus sont souvent liées à des modifications du degré de saturation.
- Dans les pays à climats arides ou semi-arides, les sols sont souvent non saturés. (cité par Xiang-Ling LI).

Cette nécessité a été mise en évidence dans les pays à climat sec ou aride, où les phénomènes d'évaporation et de précipitations font varier de façon importante les profils de teneur en eau.

Il est donc nécessaire de parvenir à une meilleure compréhension des phénomènes de non-saturation, dont la caractéristique principale est le développement, au sein de la structure du sol, de ménisques capillaires entraînant une valeur négative de la pression de l'eau, encore appelée succion.

La problématique de ce mémoire est d'étudier le comportement hydrique d'un sol schisteux extrait au niveau de ZAOUIA (SIDI NAAMANE) sur un chemin de drainage humidification ce qui permettra d'améliorer nos connaissances des matériaux locaux dans le domaine non saturé, contrairement aux études précédentes qui se sont focalisées sur son comportement mécanique. Afin d'avoir une connaissance étendue de ce matériau. Pour plus de clarté, le plan de ce mémoire est organisé en quatre chapitres :

Chapitre I : est consacré aux généralités des sols : les propriétés physiques, classification. Et à la fin nous avons mentionné quelques désordres liés au sol (phénomène de retrait/gonflement, glissement de terrain, et le phénomène de tassement).

Chapitre II : nous avons présenté une analyse bibliographique détaillée sur les sols non saturés, On aborde le phénomène de la succion qui sera effectivement le paramètre qui nous intéressera le

Introduction générale

plus lors de notre étude. Il est indispensable de connaître le phénomène de succion, les différentes techniques de mesures et les propriétés de rétention des sols ou la courbe de succion qui servent à mieux comprendre le comportement hydrique du sol.

Chapitre III : consiste à identifier le matériau schiste par l'ensemble des essais d'identification afin de déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques. Les Essais Mécanique à savoir, l'essai de compactage Proctor et l'essai de portance CBR, ces essais permettent d'évaluer l'aptitude du matériau étudiés au compactage ainsi que son portance sous les plus mauvaises conditions. Et quelques essais routiers à savoir l'essai Los Angeles et Micro-Deval.

Chapitre VI : est une étude expérimentale sur les méthodes de mesure (papier filtre) et d'imposition (solutions salines saturés) de la succion, est basée sur l'interprétation de la courbe de drainage/humidification à différent états initiaux du schiste étudié (pâte, compacté a l'optimum Proctor).

Chapitre I : Généralités sur les sols

I.1. Introduction

En général, les sols sont utilisés dans tous travaux de génie civil. En fonction de leur nature, ils sont employés soit dans la construction d'ouvrages en terre (couches de chaussées, de barrages, de digues, de barrières étanches...), ou encore comme support de fondations de différents ouvrages (bâtiments, ponts, ...).

Dans ce chapitre sont présentés les sols en général, la définition des sols, leurs caractéristiques, leurs propriétés, leur classification et leur comportement, les désordres dans le sol. Ainsi, développer les connaissances sur les sols étudiés dans cette recherche et plus particulièrement sur les schistes.

I.2. Historique

L'acceptation du mot sol a beaucoup varié au cours des temps; elle a dépendu essentiellement de la façon dont on envisageait le sol et son utilisation.

Les premiers chercheurs étaient avant tout des agronomes qui avaient observé que toute plante puisait dans le sol les éléments nutritifs dont elle avait besoin pour son développement. Le sol fut donc considéré tout d'abord comme un support pour la végétation et une réserve pour son alimentation.

Certaines définitions furent donc très marquées par cette conception. C'est ainsi, par exemple, que **MITSCHERLICH** donne la formulation suivante: «Le sol est un mélange de particules solides pulvérisées, d'eau et d'air, qui servent de support aux éléments nutritifs des plantes ». Puis **RAMANN** présenta le sol comme «la couche supérieure meuble de l'écorce terrestre. Elle comprend des roches qui ont été réduites en petits fragments et plus ou moins transformés chimiquement avec des débris de plantes et animaux qui vivent dessus et s'en servent ». **DOKUCHAEV** avait considéré le sol sous un angle véritablement pédologique. Il prend une individualité propre différente de la roche-mère dont il est issu; il est constitué par ces horizons supérieurs d'une roche qui a subi, plus ou moins, un changement sous l'influence de l'eau, de l'air et différentes espèces d'organismes vivants ou morts; ce changement se traduit, dans une certaine mesure, dans la composition, la structure, la couleur des produits d'altération.

Par la suite la définition se perfectionne encore et les différents auteurs s'efforcent de bien montrer l'individualité du sol qui est considéré comme un corps naturel. Pour **JOFFE**, « le sol est un corps naturel, de constituants organiques et minéraux, différencié en horizons d'épaisseur variable, qui diffèrent du matériau sous-jacent par leur morphologie, constitution physique, propriétés chimiques et composition des caractères biologiques ».

Cette définition insiste sur les points principaux suivants:

- 1 - L'individualité du sol (différent de la roche-mère dont il est issu).
- 2 - La constitution à la fois organique et minérale.
- 3 - La morphologie.
- 4 - Les propriétés physiques, chimiques et biologiques différentes de celles du matériau dont il dérive.

DEMOLON c'est la formation naturelle de surface, à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche mère sous-jacente sous l'influence de divers processus, physique, chimique et biologique, au contact de l'atmosphère et des êtres vivants.

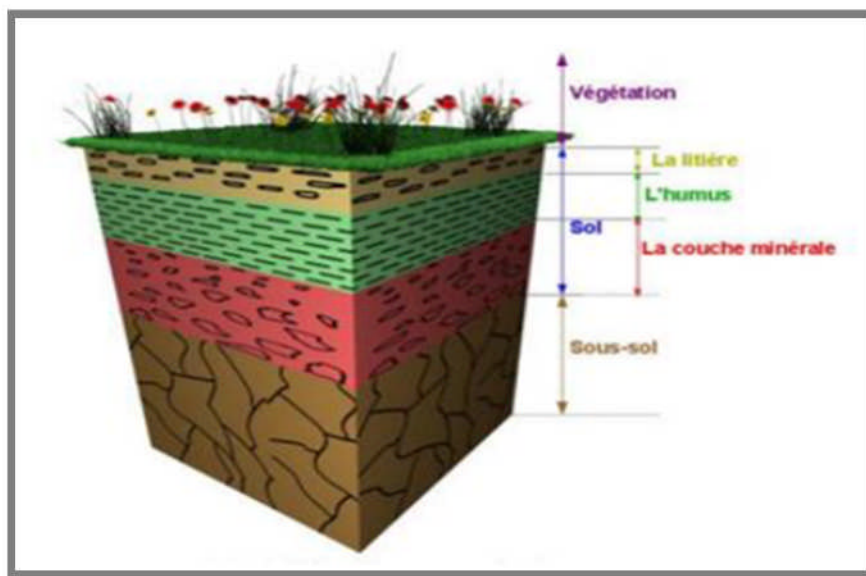


Figure I. 1 : schéma d'une coupe de sol. (Albert Demolon).

I.3. Définition des sols

Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux catégories :

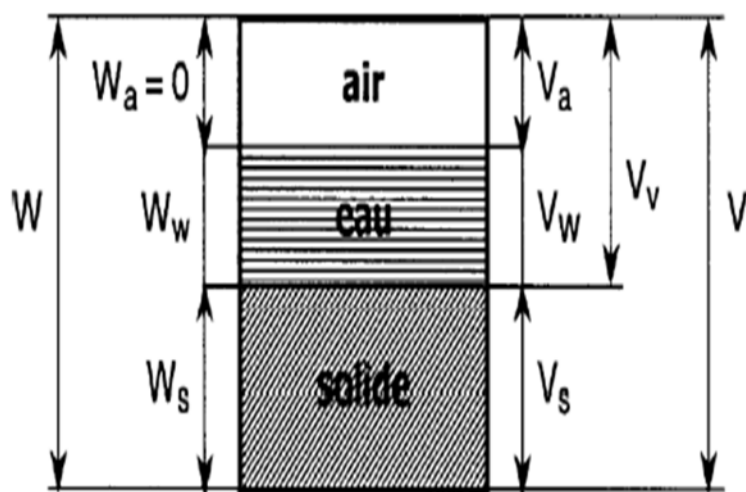
- **Les roches** : agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau c'est la mécanique des roches.
- **Les sols** : agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles c'est la mécanique des sols, (Léreau, 2006).

Les sols sont des matériaux meubles, poreux, hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variables, (*Brette, 2002, cité par KICHI Hafidha 2014*).

I.4. Constitution d'un sol

Le sol est un mélange de trois phases : La phase solide composée de grains dont l'ensemble constitue le squelette sol, la phase liquide représentée par l'eau remplissant partiellement les vides existant entre les particules et la phase gazeuse constituée par un mélange d'air et de vapeur d'eau.

On peut présenter schématiquement ces trois phases par un diagramme de phase (figure. I.2).



Notations conventionnelles :

W : poids total du sol
 W_s : poids des particules solides
 W_w : poids de l'eau
 V : volume total (apparent)
 V_s : volume des particules solides
 V_v : volume des vides entre les particules.
 V_w : volume de l'eau
 V_a : volume de l'air

Avec les relations:

$$W = W_s + W_w ; V_v = V_w + V_a$$

$$V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

Figure I.2 : schéma simplifié des trois phases de sol.

I.5. Les caractéristiques physiques du sol

I.5.1. les paramètres dimensionnels

- Poids volumique du sol humide (ou apparent) : c'est le rapport du poids total (P) d'une certaine quantité de sol à son volume (V)
- Poids volumique du sol sec : c'est le rapport du poids de matériau sec (P) au volume de ce sol (V_s)
- Le poids volumique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau soit dense, lâche ou très lâche.

Tableau. I.1 : densités sèches.

Densité sèche	Etat du sol
<1.6	Faible
Entre 1.6 et 1.8	Moyen
>1.8	Elevé

- Poids volumique des grains solides : c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au poids des grains du sol.
- Poids volumique déjaugé : c'est le poids de l'unité de volume d'un sol situé dans l'eau.

I.5.2. Paramètres sans dimensions

Les paramètres adimensionnels sont au nombre de quatre, Ils sont très importants dans l'estimation des Propriétés mécaniques et des variations de volume potentielles du sol.

I.5.2.1. Paramètres relatifs aux vides

La porosité (n) et l'indice des vides (e) permettent de connaître l'importance des vides, c'est à-dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou dense.

- Indice de vide (e) : c'est le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = V_v / V_s$$

- La porosité (n) : la porosité, qui permet de connaître l'importance des vides c'est-à-dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total.

La porosité est toujours inférieure à 1. Elle peut aussi être exprimée en pourcent.

$$n = V_v / V_T$$

I.5.2.2. Paramètres relatifs à la phase d'eau

La teneur en eau w et le degré de saturation Sr nous renseignent sur l'importance de la quantité d'eau présente dans les sols

- La teneur en eau (w) c'est le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides pour un volume donnée de sol on l'exprime en pourcentage

$$W(\%) = (P_w / P_s) * 100$$

La teneur en eau peut dépasser 100 % et même atteindre plusieurs centaines de pourcents.

- Le degré de saturation (S_r) indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pour-cent

$$S_r(\%) = (V_w/V_v) \cdot 100$$

Le degré de saturation peut varier de 0% (sol sec) à 100.

Tableau I.2 : Détermination du degré de saturation (d'après terzaghi).

Degré de saturation	Etat du terrain
0	Sec
$0 < S_r < 25$	Légèrement humide
$25 < S_r < 50$	Humide
$50 < S_r < 75$	Très humide
$75 < S_r < 100$	Détrempé
100	Saturé

I.5.2.2.1. Différentes états de saturation d'un sol

En se basant sur l'état du liquide, Denoth (1980) et Salager (2006) proposent de considérer quatre domaines de saturation distincts (figure I. 3)

- (a) le domaine hygroscopique pour lequel l'eau se trouve sous forme adsorbée sur la surface de grains solides. La phase gazeuse est continue, les échanges d'eau se font par changement de phase et par filtration liquide;
- (b) le domaine pendulaire: l'eau forme des ponts liquides entre les grains, les transferts se font par filtration liquide et gazeuse et par changement de phase ;
- (c) le domaine funiculaire : la phase liquide est continue, la phase gazeuse se trouve sous forme de bulles d'air occlus, les transferts d'eau se font par filtration liquide ;
- (d) le domaine saturé : il n'y a plus d'air à l'état gazeux dans l'échantillon.

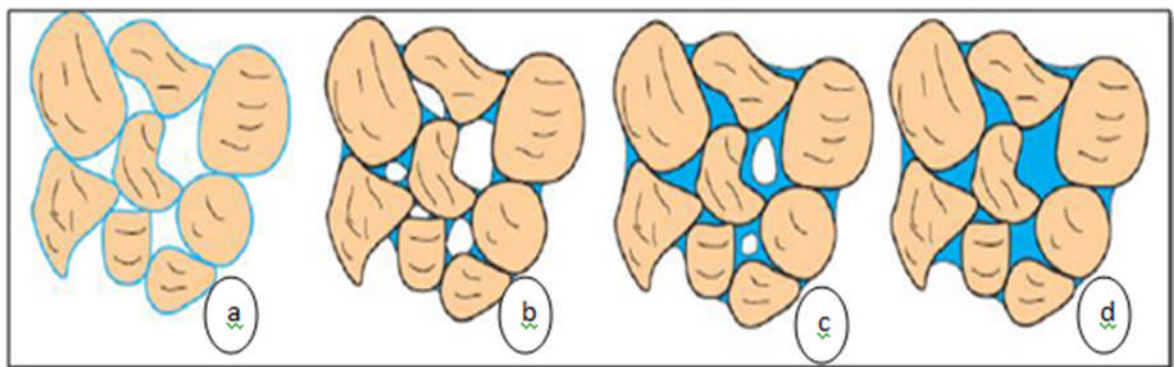


Figure I.3 : Quatre domaines de saturation représentés par Salager (Salager, 2006).

Aitchison (1959) définit quatre états de saturation :

- (a) L'état saturé ou le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;
- (b) L'état partiellement saturé ou le degré de saturation est voisin de 100% mais la succion n'est pas nulle ;
- (c) Letat non saturé ou le degré de saturation est très inférieur à 100% et la succion non nulle ;
- (d) Le sol sec ou le degré de saturation en eau est nulle et la succion très forte. (cité par Olivier CYISINIER 2002)

I.6. Les relations entre les paramètres physiques

Tous les paramètres définis ne sont pas indépendants, les relations les plus importantes existant entre ces différents paramètres sont les suivant :

[1] $n = \frac{V_v}{V} *$	[5] $e = \frac{V_v}{V_s} *$	[9] $w = \frac{W_w}{W_s} *$
[2] $n = \frac{e}{1+e}$	[6] $e = \frac{n}{1-n}$	[10] $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$
[3] $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	[7] $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	[11] $w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
[4] $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$	[8] $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$	[12] $w = S_r \cdot \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
[13] $S_r = \frac{V_w}{V_v} *$	[14] $S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$	[15] $S_r = \frac{w}{w_{sat}} (\gamma_d \text{ constant})$
[16] $\gamma = (1+w)(1-n)\gamma_s$	[17] $\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$	[18] $\gamma = (1+w)\gamma_d$
[19] $\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$	[20] $\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$	[21] $\gamma = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$
[22] $\gamma_d = (1-n)\gamma_s$	[23] $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	[24] $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w *$
[25] $\gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$	[26] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$	[27] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$

Figure. I.4 : relation entre les paramètres physiques (BOUDLAL .O.2016).

I.7. Propriétés fondamentales

D'un sol à un autre, les propriétés peuvent être très variables. Elles dépendent de la nature du mélange complexe entre les différentes fractions granulaires. Selon la quantité de cailloux, de graviers, de sables, de silts, d'argiles, de colloïdes, de matières organiques, d'eau et de gaz, dans ce qui suit on dispose les propriétés fondamentales du sol.

I.7.1. la texture

La texture fait référence à l'apparence extérieure d'un sol ; elle peut varier suivant les dimensions et la forme des particules, ainsi que selon la distribution relative des grosseurs des grains. Par conséquent, les sols à grains grossiers comme les sables et les graviers, ont une texture grossière ; les sols à texture fine, tels que les silts et les argiles, sont constitués essentiellement de grains de minéraux très petits, invisibles à l'œil nu. (A.KOMAR, 1976)

La texture d'un sol se mesure par l'analyse granulométrique pour les fractions de grains grossiers : cailloux, graviers, sables et limons, avec le tableau(I.3).

Tableau I.3 (A-B): les dimensions les plus utilisées pour classer granulométriquement les particules

(A)

Classes granulométriques	Dimensions en (cm)
Gravies	0.2-2
Cailloux	2-7.5
Pierres	7.5-20
Blocs	Plus de 20

(B)

Classes granulométriques	Dimensions en (μm)
Argile	<2
Limon fin	2-20
Limon grossier	20-50
Sable fin	50-200
Sable grossier	200-2000

I.7.1.1. Intérêt de l'appréciation de la texture

La connaissance de la texture du sol permet d'indiquer les tendances du sol quant à ses qualités physiques.

C'est ainsi que la texture a une influence sur le régime hydrique des sols :

- Sur la réserve maximale d'eau, par exemple les sols sableux ont de faible réserve d'eau.
- Sur la circulation de l'eau dans le sol : un sol riche en sable est perméable et filtrant, par contre un sol argileux peut former un obstacle à l'infiltration de l'eau.

En outre, la texture joue un rôle dans l'aération du sol et sa porosité : une texture sableuse est le signe d'un sol bien aéré tandis qu'une texture trop argileuse sera le signe d'un milieu imperméable et mal aéré

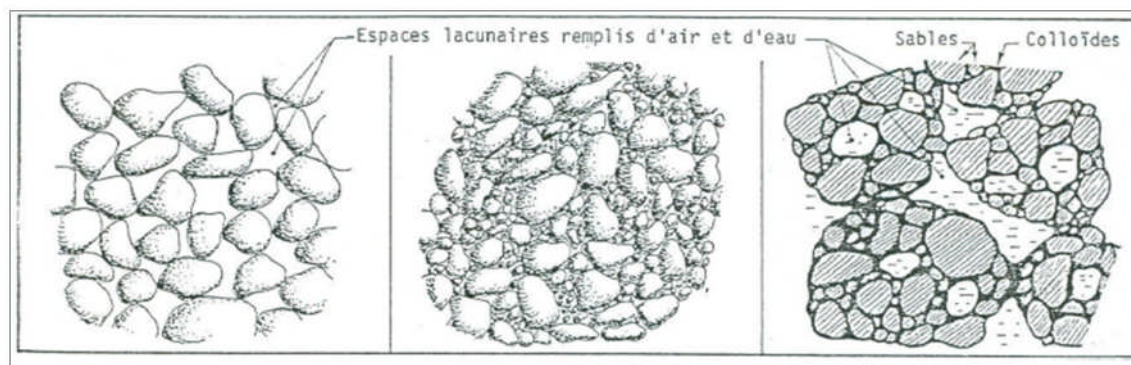


Figure I.5 : texture et aération du sol.

I.8. La structure

La structure d'un horizon est définie comme le mode d'arrangement des différentes particules solides du sol (sable, limon, argile...) et la conséquence de cet assemblage (formation d'agrégats).

L'absence ou la présence de cohésion entre les particules permet de distinguer trois types de structures de sols :

- La structure des sols pulvérulents.
- La structure des sols cohérents
- Les structures combinées.

I.8.1. la structure des sols pulvérulents.

Les sols pulvérulents sont constitués de particules indépendantes et pas de cohésion. Les particules sont disposées de telle sorte qu'elles s'appuient directement les unes sur les autres, créant ainsi une infrastructure qui supporte les charges. Cette structure peut varier d'un état lâche où le volume des vides est maximal, à un état dense, où le volume des vides est minimal.

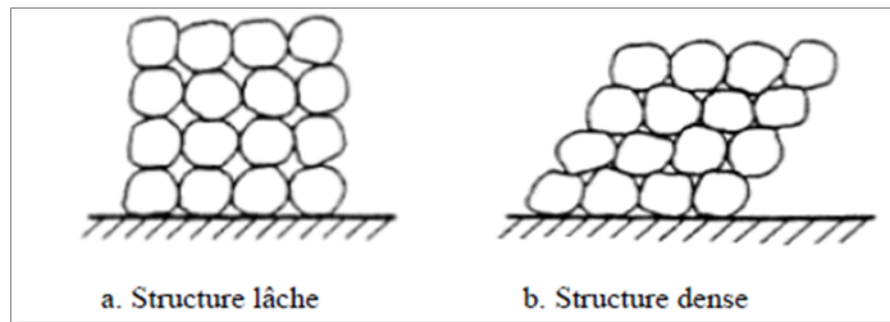


Figure .I.6 : structures des sols pulvérulents (d'après Davalle, 1991).

I.8.2. la structure des sols cohérents

La structure des sols cohérents consiste en un arrangement très complexe de particules sous l'effet de cohésion qui unissent les particules d'argiles. Cette structure est difficile à observer, étant donné les dimensions microscopiques des particules.

I.8.3. la structure combinée

La structure combinée est un mélange des dépôts de sol formés à la fois de sols pulvérulents et cohérents. Selon les proportions respectives des classes de sol qui les composent, on peut identifier deux types de structure :

- Une structure constituée d'une matrice de sol pulvérulents. Figure (a).
- Une structure constituée d'une matrice argileuse figure (b).

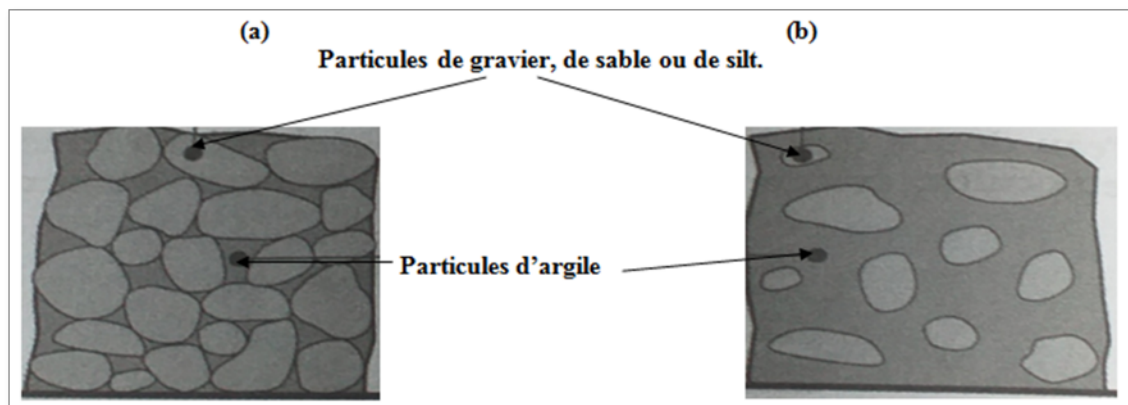


Figure. I.7 : structure combinées.

I.9. Cohésion

La cohésion d'un sol exprime la capacité de ces particules à se maintenir ensemble lorsque l'on exerce sur le matériau une contrainte de traction.

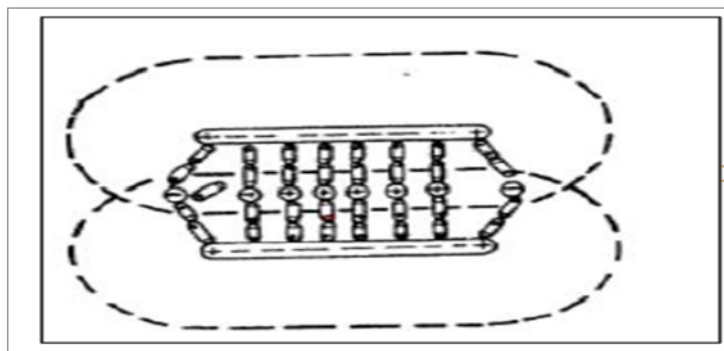


Figure I.8 : Cohésion (d'après Andrei, 1977).

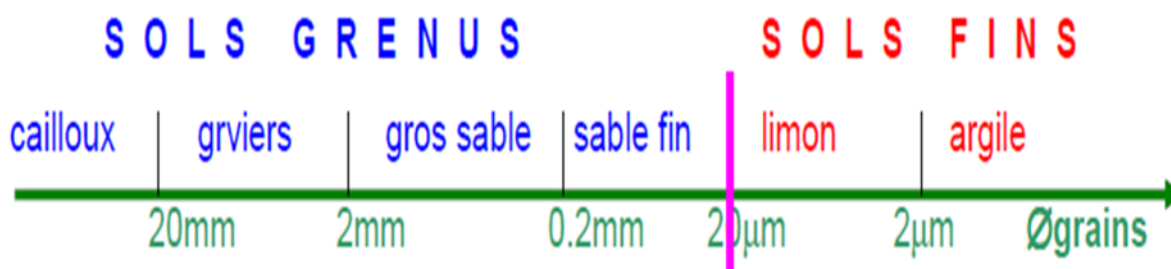
I.10. Classifications des sols

La classification des sols naturels est un moyen de créer des catégories de sol permettant de prédire leur comportement. En général, le simple examen visuel permet de donner un nom au matériau : marne bleu, argile jaune, sable fin,... Il faut toutefois compléter cette indication par:

- Une analyse granulométrique ;
- Détermination des limites d'Atterberg ;
- Teneur en eau, masse volumique ;
- Indice de densité pour les sols pulvérulents ;
- Résistance à la compression simple pour les sols cohérents.

Comme elle permet de fournir une définition rapide d'un terrain, mais ne donne qu'une idée globale de son comportement mécanique. En France, on utilise la classification du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LCPC) (avec des mailles de tamis en mm, cm,...). Cette classification est proche de celle utilisée aux (USA) : classification américaine (USCS) (Unified Soil Classification System), (Merrien-Soukatchoff. V, 2010 – 2011).

I.10.1. la classification selon le diamètre moyen des grains.



I.10.2. Classification des sols grenus

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-après

Définitions			Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} D_{90}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse
			GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} D_{90}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux
			SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % $\Rightarrow$ on utilise un double symbole

- pour les graves : Gb-GL Gb-GA Gm-GL Gm-GA
- pour les sables : Sb-SL Sb-SA Sm-SL Sm-SA

Figure I. 9 : Classification LCPC des sols grenus d'après (Léreau, 2006).

I.10.3. Classification des sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après. Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, (Léreau, 2006). On définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques : **Lt**
- Les limons peu plastiques : **Lp**

- Les argiles très plastiques : **At**
- Les argiles peu plastiques : **AP**

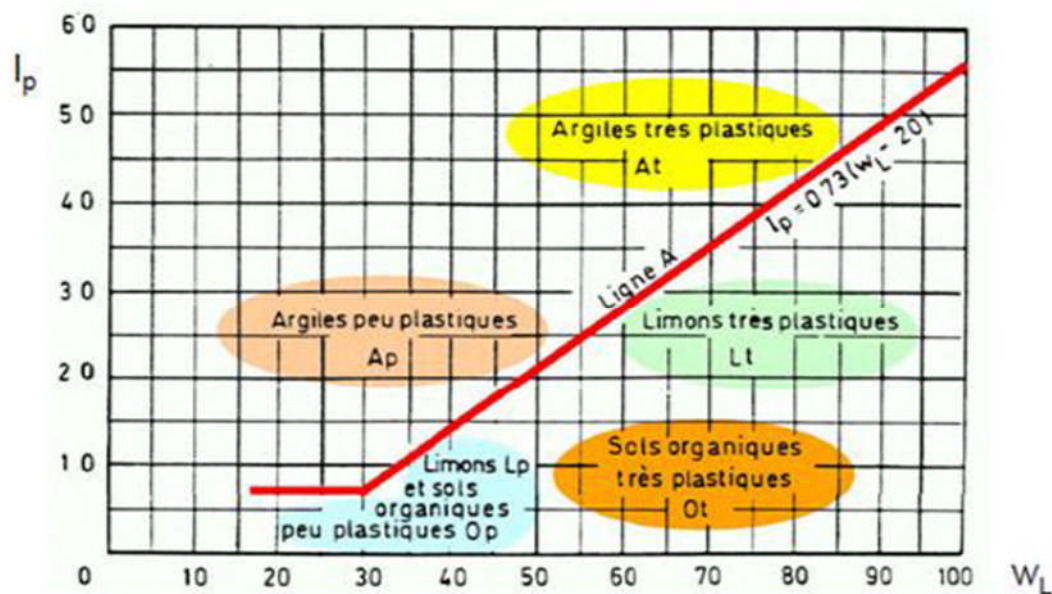


Figure I. 10 : Abaque de plasticité de Casagrande (Dysli, 1997).

I.11. Les désordres dans les sols

I.11.1. le retrait – gonflement

Le retrait –gonflement est lié aux variations de teneur en eau des terrains (Argile) : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse.

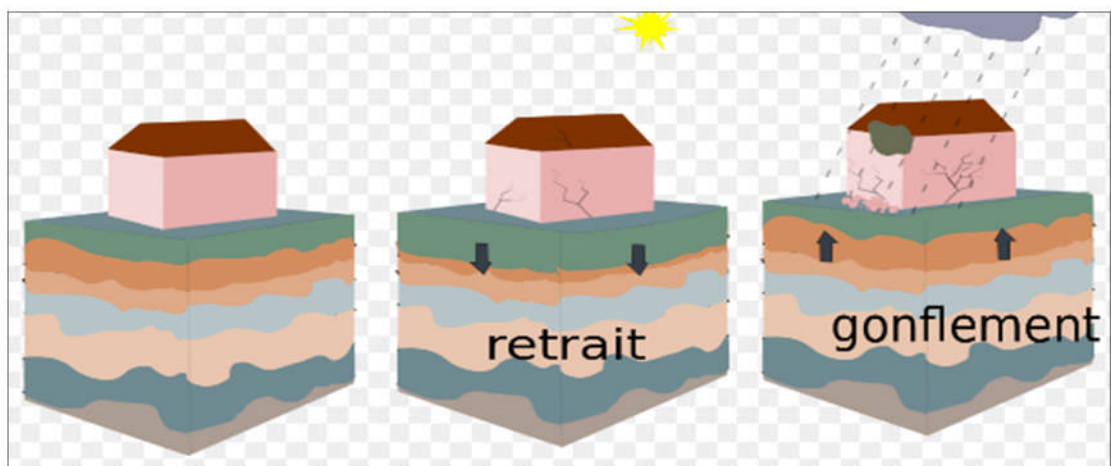


Figure I.11 : Retrait-Gonflement.

Le phénomène de retrait et de gonflement des sols occasionne des dégâts considérables aux bâtiments. Il est à l'origine de tassements différentiels des terrains d'assise des constructions qui provoquent des désordres parfois très importants.

Les sols expansifs causent des dégâts aux structures civiles et aux chaussées. Les dégradations causées par le gonflement du sol sont plus spectaculaires que celles de tout autre risque naturel tel que le tremblement de terre et l'inondation (Jones et Holtz, 1973).

Les bâtiments, et particulièrement les maisons individuelles construits sans précautions sur sols gonflants, présentent souvent des figures de dégradation telles que fissures des murs porteurs, ... qui conduisent parfois à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboisement.

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous-sol. D'après (Jennings, 1962) (cité par Kichi.Hafidha2014).



Figure I.12 : Dégradations et fissurations des façades de bâtiment (Derriche Z et al.2002).



Figure I.13 : Dégradation des routes et des chaussées d'après (Freeah, 2006 et Jennings, 1962).

I.11.2. Phénomène de tassement

Le tassement par définition est la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge, C'est la déformation verticale du sol due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables.

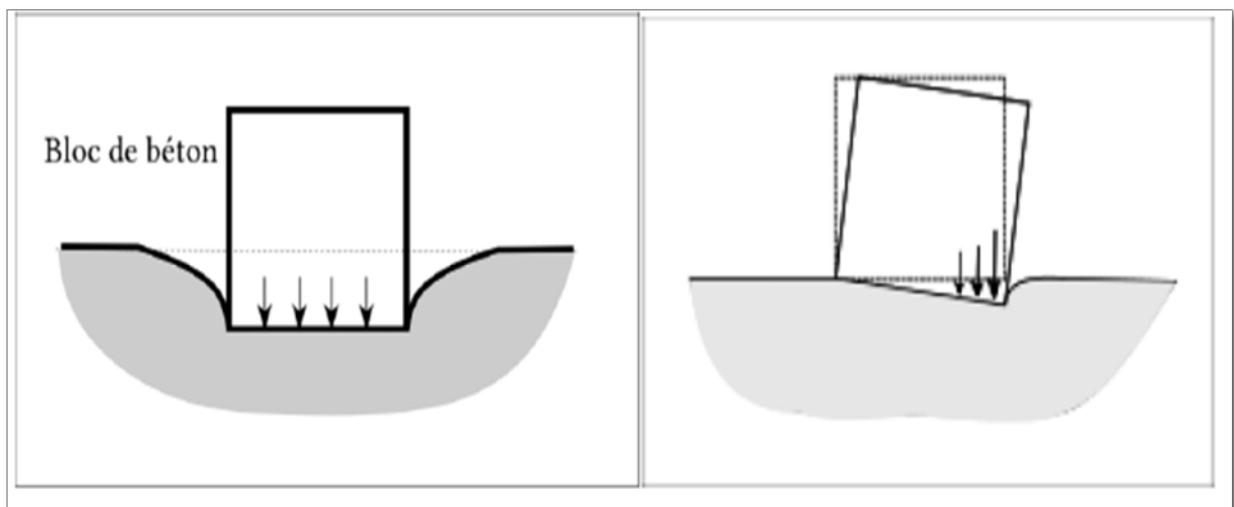


Figure I.14 : Tassement uniforme.

Figure I.15: Tassement différentiel.



Figure I.16 : Dégradations et fissurations des façades de bâtiment

I.12 .Phénomène de glissement

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cube dans le cas de simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

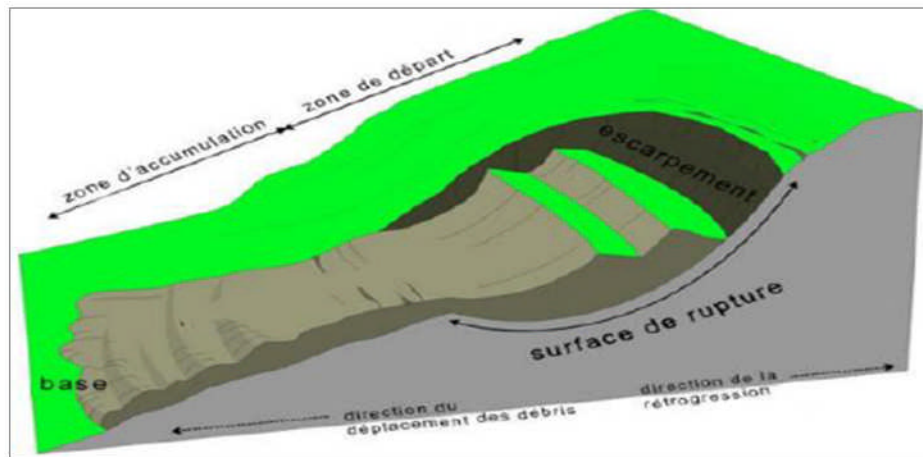


Figure. I.17 : Glissement de terrain.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. En simplifiant beaucoup, on peut distinguer trois types de glissements :

- Glissements rotationnel ou circulaire, la longue d'une surface convexe.
- Glissements plans, la longue d'une surface plane.
- Glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange de deux types

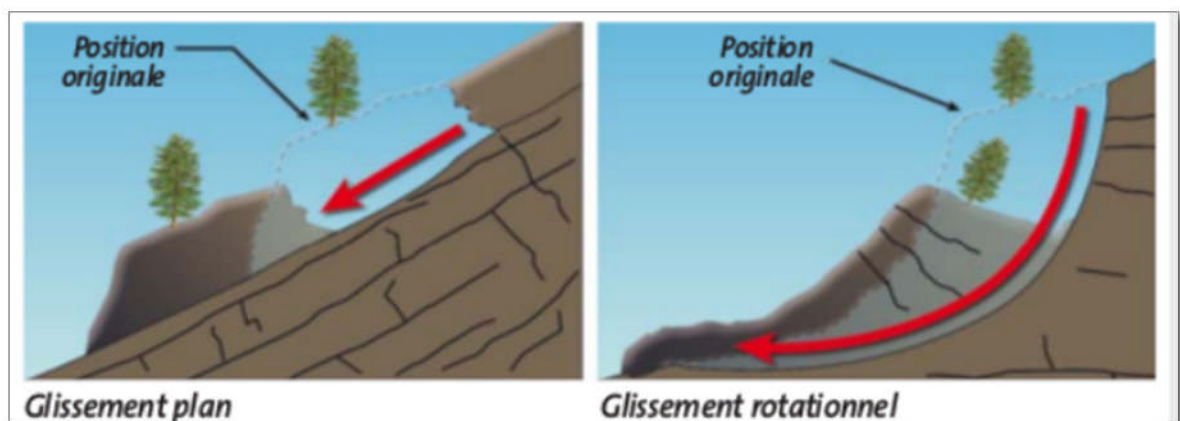


Figure. I.18: Glissement plan et glissement rotationnel

I.13. les schistes ; Roches métamorphiques

I.13 .1. Définition du métamorphisme

Le terme métamorphisme (du grec méta = changement et morph = forme) désigne la transformation d'une roche à l'état solide avec formation de nouveaux minéraux et / ou acquisition de nouvelles textures et structures sous l'effet de conditions de température et de pression différentes de celles où elle s'est formée.

Les roches sont des roches qui ont subi une « métamorphose », une transformation, à cause de la chaleur ou de la pression présentes dans la croûte terrestre.(cités par O.Sonia 2015).

Exemple :

Les marbres : Les marbres ont des roches métamorphiques issues de la transformation de calcaires ou de dolomies.

Les schistes : Les schistes sont des roches métamorphiques susceptibles de se débiter en feuillets (schistosité).



Figure. I. 19 : le schiste



Figure. I. 20 : le marbre.

I.13.2.Définition des schistes

Le schiste est une roche métamorphique dans laquelle les cristaux de la minérale principale sont disposés en couches parallèles et formant un grand feuillet bien développé.

La roche schisteuse est affectée d'une texture particulière appelée schistosité ou foliation provenant de la transformation des argiles par déshydratation sous l'action de pressions orientées les minéraux argileux de la roche d'origine se réorientent tous perpendiculairement aux contraintes lorsque le métamorphisme est faible : les schistes sont généralement ardoisiers ; les roches soumises à un métamorphisme plus fort ne sont plus des schistes mais des micaschistes.

Les schistes se forment généralement dans des conditions de faible température et de forte pressions, donc à des profondeurs variant entre 4000 et 6000m. (Cité par ALKAMA Farida 2003).

I.13.3. Les différents types de schiste

Les schistes varient selon leur composition. Une argile pure donnera un schiste pur tendre feuilleté, mais une argile sableuse donnera un schiste gréseux plus compact et plus dur. On peut distinguer plusieurs types de schiste dont les principaux sont :

I.13.3.1. Schistes du métamorphisme général

a) Schistes du métamorphisme général très faible

Ils sont à la limite du domaine du métamorphisme ; Ils sont souvent considérés encore comme des roches sédimentaires, par exemple :

- Schiste ardoisiers

Roches ayant acquis une schistosité, à grain fin et homogène, à surface parfois légèrement satinées, noire, grise ou violacée, se débitant en plaquettes laminées dont le constituant principal est l'argile.



Figure. I .21 : schiste ardoisiers.

- Schistes bitumineux

Schiste contenant du bitume naturel, noir, à toucher gras, riche en matières organiques sapropéliques. Appelés aussi : schistes carburés, schistes pétrolifères.

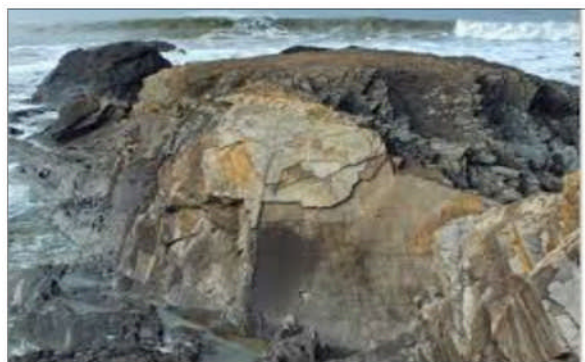


Figure. I.22 : schiste bitumineux.

b) Schistes du métamorphisme général faible (Epizonal)

Ces schistes montrent des recrystallisations minérales plus nettes, par exemple :

- Schistes satinés sériciteux ou satinés

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, de teinte généralement grise à surface blanchâtre nacréées ou satinées dues à la présence de feuillets de séricite.



Figure. I.23 : Schiste satiné.

- Schistes talqueux

Schistes contenant du talc, accompagné de micas et de quartz, formé lors du métamorphisme de roches ultramafiques.



Figure. I. 24 : Schiste talqueux.

- Schistes chloriteux

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, verdâtre, riche en fines lamelles de chlorite avec fréquemment des amphiboles vert pâle et des granules microscopiques d'épidote.

- Schistes lustrés

Roches métamorphiques cristallines et foliées, composées principalement de calcschistes verts ou des schistes bleus.

C) Schistes du métamorphisme général plus fort (Catazonal)

- Micaschistes

Roche métamorphiques communes, épizonales à mésozonales, à grains généralement moyens, à schistosité et foliation marquées, constituées de lamelles de micas visibles à l'oeil nu, claire ou sombres selon la couleur du mica, en alternance avec des lamelles de quartz. C'est donc des schistes micacés.



Figure. I. 25 : micaschiste.

I.13.3.2 Schistes du métamorphisme de contact

- Schistes tachetés

Schistes dans lesquels le métamorphisme de contact à basse intensité a développé des minéraux de néoformation qui se concernent en agrégats ayant l'aspect de taches. Ces roches sont, en général, de couleur grise à noire.

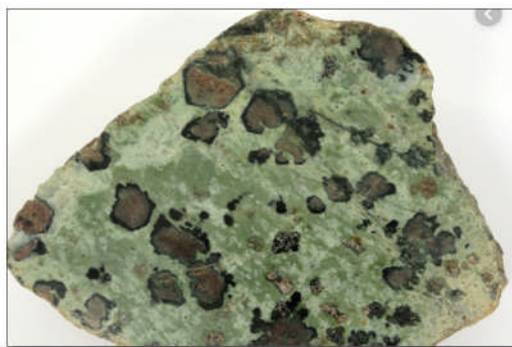


Figure. I. 26 : schiste tacheté (documentation pédagogique).

1.14. Localisation géographique des schistes dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Les schistes sont disponibles en quantités très importantes et ils sont abondants dans tout le massif de la grande Kabylie. Par exemple Tigzirt, Ain-El-Hammam, Ait-Aissa-Mimoune,...

I.15. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description des sols en général les schistes en particulier. Le chapitre suivant comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

Chapitre II : Généralités sur les sols non saturés

II.1. Introduction

L'état de non-saturation dans lequel se trouvent la plupart du temps les sols dans de nombreuses régions soulève des problèmes qui d'habitude ne sont pas traités dans la mécanique des sols classique qui occupe principalement des sols saturés. [Silvan Andrei]

La pression interstitielle négative confère aux sols non saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés et rendent ainsi insuffisante la théorie de la mécanique des sols classique qui se base sur l'hypothèse principale de la saturation du milieu.

L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la première fois par « Road Research Laboratory » au Royaume Uni (Croney & Coleman, 1948 cités par Fredlund & Rahardjo, 1993). [Olivier CUISINIER 2002]

Cette partie présente tout d'abord les définitions de sol saturé, abordé ensuite la définition de la succion. Dans un dernier point exposées les différentes techniques de mesure de la succion.

II.2. Sol non saturé

Le sol est un milieu multiphasique. Dans le cas des sols saturés, il peut se composer de la phase solide (matrice solide) et de la phase fluide, par contre un sol non saturé est un milieu triphasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air.

L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé.

II.2.1. Microstructure des sols non saturés

La microstructure d'un sol, autrement dit structure, comprend deux aspects : le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules.

L'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), et de ce fait, le sol résiste mieux au cisaillement. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée.

II.2.2. Composition d'un sol non saturé.

Dans la nature le sol se trouve en général en état non saturé qui est un milieu poreux triphasique composé de trois phases.

- a) **La phase solide** : squelette solide est constitué par les grains minéraux de l'agrégat.
- b) **La phase liquide** : constituée par l'eau occupe les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé; sinon, il est partiellement saturé.
- c) **La phase gazeuse** : dans un sol partiellement saturé une partie des vides de l'agrégat est remplie par du gaz, essentiellement de l'air

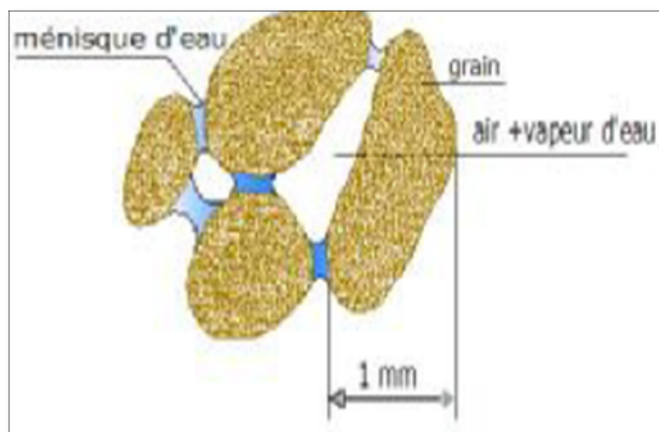


Figure II.1 : éléments constitutifs d'un sol.

II.2.2.1. L'eau dans le sol

L'eau a un effet considérable sur le comportement des sols et elle peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, La figure ci-dessous montre les diverses formes de l'eau présente dans un sol.

- **L'eau de constitution** qui entre dans la composition chimique /minéralogique de certains minéraux.
- **L'eau liée** à la surface des grains.
- **L'eau capillaire** qui est retenue par les pores les plus fins du sol au-dessus du niveau de la nappe.
- **L'eau libre** qui peut circuler dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur.

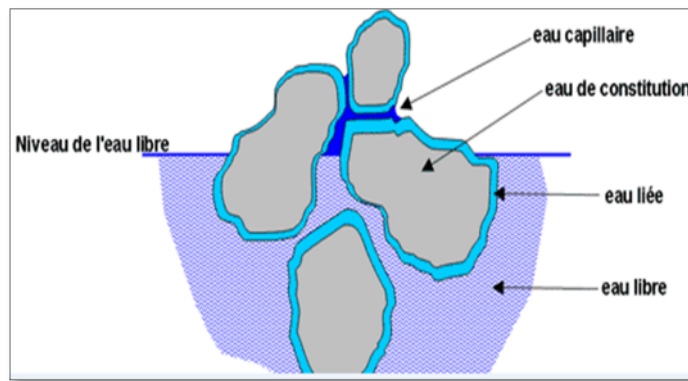


Figure II.2 : les formes d'eau dans les sols.

Lorsqu'un sol est soumis à des températures inférieures à 0°C , l'eau non adsorbée est susceptible de geler. La glace ainsi formée peut fournir une cimentation temporaire et, en conséquence, améliorer certains aspects du comportement du sol, par exemple, augmenter sa résistance, diminuer sa perméabilité, etc... Par contre, elle peut détériorer son comportement au dégel. [Olivier CUISINIER 2002]

II.2.2.2. l'air dans le sol

La phase gazeuse d'un sol non saturé comporte essentiellement de l'air sec et de la vapeur d'eau. L'influence du gaz sur le comportement du sol dépend largement du degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est continue, l'effet du gaz sur le comportement hydromécanique se traduit par l'effet de la succion. Par contre, lorsque la phase gazeuse est discontinue et se présente sous forme de bulles d'air piégées dans l'eau, la phase fluide (mélange d'eau et de bulles d'air) du sol devient un liquide très compressible.

En se basant sur l'état physique de l'air dans le sol, nous distinguons trois types d'air:

Air libre : C'est l'air occupant l'espace poreux quand la phase gazeuse est continue et en contact avec l'environnement extérieur. En général, dans les sols, nous trouvons ce type d'air quand la saturation en liquide reste inférieure à une valeur seuil (de l'ordre de 90% selon (Fredlund, 2012),

Air dissous : Lorsqu'un gaz et un liquide sont mis en contact, une partie de ce gaz se dissout dans le liquide.

Air occlus : Dans les sols, quand la saturation en liquide dépasse une valeur seuil (de l'ordre de 90%), la phase gazeuse n'est plus continue et l'air existe sous forme de bulles d'air occlus.

II.3. Forces osmotiques

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution.

Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (figure II.3).

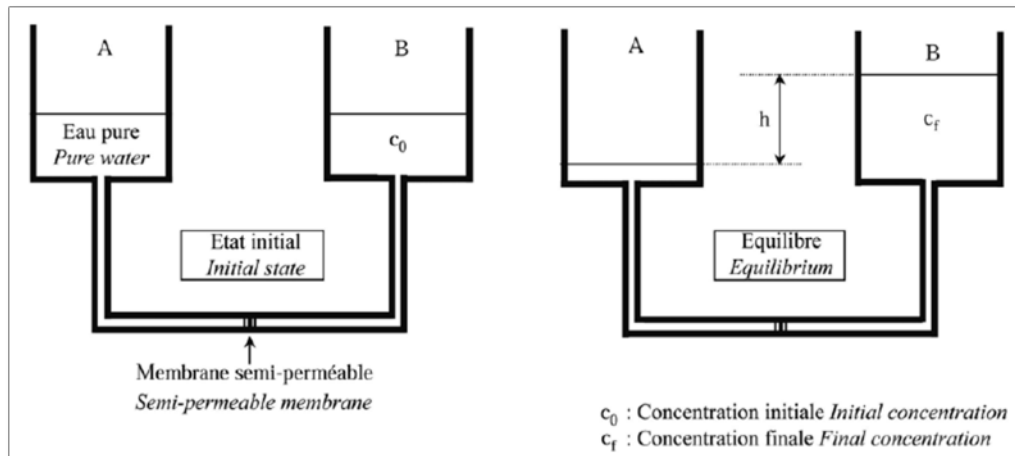


Figure II.3 : Phénomène osmotique idéal (Zerhouni 1991).

II.4. Capillarité

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau U_w et de l'air U_a agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène capillarité qu'illustre-la (figure II.4).

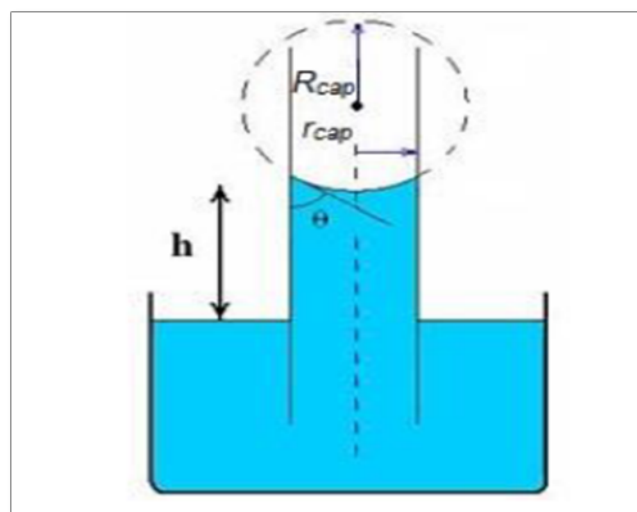


Figure II.4 : phénomène de capillaire.

Un tube de rayon « r » est plongé dans un bassin d'eau. Sous l'effet de tension superficielle, l'eau monte dans le tube à tendance à mouiller la paroi du tube. Ainsi, l'interface air-eau dans le tube prend une courbure et forme ménisque. La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau est généralement appelée pression capillaire.

II.5. La succion

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés. La succion est dite la pression interstitielle négative, présente la mesure de l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. La succion totale est définie comme (la loi de Kelvin)

$$\Psi = (\gamma_w R.T/Mg) \ln H_r$$

Avec : Ψ : succion totale (Kpa) ;

R : constante des gaz parfaits ($8,31432 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$) ;

T : température absolue (K) ;

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

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

H_r : l'humidité relative ;

γ_w : la masse volumique de l'eau liquide à la température T.

Plusieurs définitions ont été données à la succion :

Bligh (1965), l'effet de succion dans un sol non saturé est équivalent à une pression extérieure appliquée.

O'Neill et Poormoayed (1980), ont défini la succion comme la tension exercée par le sol sur l'eau, laquelle est responsable de la rétention de l'eau dans le sol.

Scheiner (1987), a défini la succion totale comme la pression négative exercée sur l'eau du sol de manière qu'un plan d'eau pure soit en équilibre avec l'eau du sol à travers une membrane semi perméable.

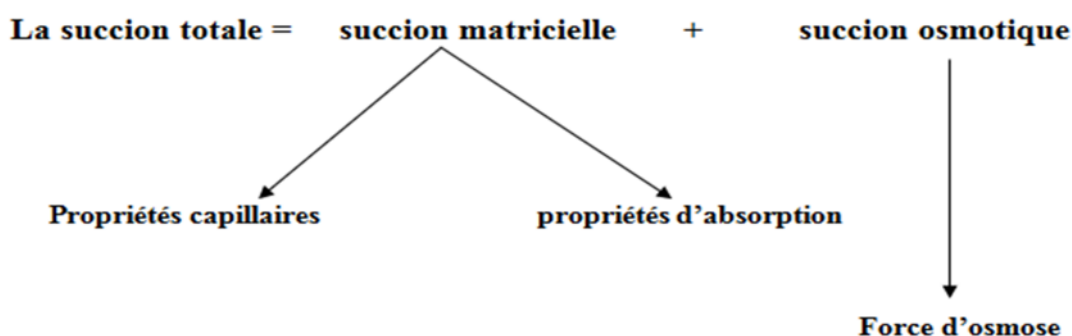
La succion d'un sol peut être décrite par l'affinité du sol pour l'eau. Plus le sol est sec, plus la succion est importante (Chen 1988).

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores (Silvai, 1966).

D'après Bakkari A. (2007) la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel. La Succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés.

La succion du sol peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à 106 kPa pour un sol séché à l'étuve. [Arsenie I-M., 2009]

Certain auteurs (Aitchison 1965 cité par Fredlund et Rahardjo 1993 ; Krahn et al 1971 ; Edil et Sabri 1984 ; El-Ehwan et Huston 1990) définissent la succion totale comme la somme de la succion matricielle et la succion totale.



II.5.1. Composantes de la succion

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol. [Olivier CUISINIER 2002]

II.5.1.1. Succion matricielle

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par, les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale.

A) Propriétés 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.

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.

B) Propriétés capillaire

Lorsqu' un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface. En effet, une molécule à l'intérieur du liquide n'est pas soumise aux mêmes forces d'interaction intermoléculaires qu'une molécule se situant à l'interface liquide-gaz. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (figure II.4).

II.5.1.2. Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Elle peut être définie comme étant la pression à appliquer pour empêcher l'équilibre entre deux solutions de concentration différentes mises en contacte par une membrane semi perméable.

II.6. Relation succion- humidité relative

La relation entre l'humidité ambiante et la succion correspondante est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$U_a - U_w = (RT/gM) \ln h$$

Avec :

U_a : la pression de l'air ;

U_w : la pression de l'eau ;

h : l'humidité relative ;

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

g : l'accélération due à la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$) ;

R : la constante molaire des gaz ($R = 8,314 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$) ;

T : la température thermodynamique.

À 20°C , on a $RT/Mg = 137,837 \text{ MPa}$.

Tableau II.1 : Relation succion/humidité relative, selon la relation de Kelvin.

Succion (Mpa)	Humidité relative (%)
0	100
10^{-2}	99,9993
10^{-1}	99,927
1	99,277
70	60
126	40
221	20
316	10

- On constate dans le (tableau II.1) que les succions deviennent très importantes en dessous de 98 % d'humidité relative. Si l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion s'annule.

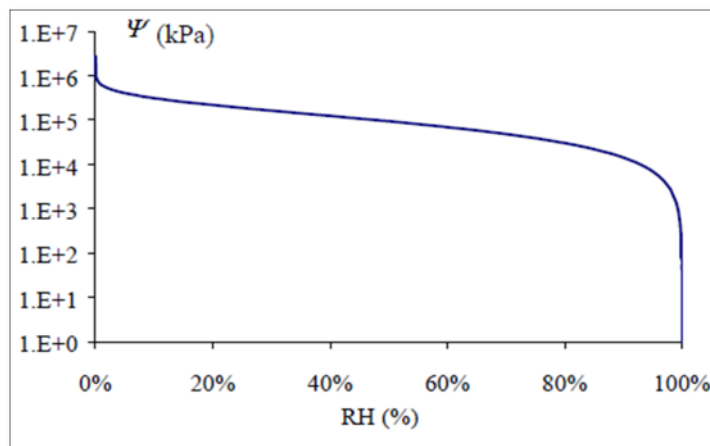


Figure II.5 : relation entre l'humidité et la succion.

- La (figure II.5) montre que la succion est inversement proportionnelle à l'humidité relative. Comme à 0% d'humidité relative la succion est maximale. Par contre, à 100% la succion est nulle.

II.7. Technique de mesure et de contrôle de la succion

La connaissance de la succion dans un sol non saturé a de multiples intérêts. En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée. En outre, elle influence fortement le comportement mécanique des sols. Il est donc indispensable de pouvoir mesurer et contrôler la succion lorsqu'un sol est en état non saturé.

Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans le sol, et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mégapascals. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés.

Les techniques de mesure de la succion ont évolué ces dernières années. Actuellement, il existe plusieurs méthodes pour mesurer la succion dans un sol.

II.7.1. Techniques de mesure de la succion

Les techniques de mesure de la succion ont évolué ces dernières années. Actuellement, il existe plusieurs méthodes pour mesurer la succion dans un sol.

La succion matricielle peut être obtenue directement ou indirectement. Pour la mesure directe, on dispose du tensiomètre. Pour la mesure indirecte, on dispose de la méthode du papier filtre. [Xiang - Ling LI]

II.7.1.1. Tensiomètre

Le tensiomètre est destiné à mesurer cette pression négative de l'eau directement dans le sol. C'est une technique essentiellement utilisée in situ. Le tensiomètre est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée dont une extrémité est recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air, mais perméable à l'eau, afin d'empêcher le passage d'air. Il est connecté à un manomètre via un tube rempli d'eau désaérée. Pour mesurer la pression négative du sol, on introduit le tensiomètre dans un trou foré préalablement dans le sol ou l'échantillon. Lorsque l'eau du réservoir est en équilibre avec celle du sol, la pression négative du tensiomètre, mesurée par le manomètre, fournit directement la pression négative de l'eau du sol. [Xiang-Ling LI]

Cette méthode est limitée à une succion maximale de l'ordre de 90 Kpa à cause de la cavitation. En pratique, le tensiomètre doit être placé dans une éprouvette ou dans le sol préalablement foré. Donc, il est nécessaire d'assurer à tout moment un bon contact entre le sol et le réservoir d'eau, au travers de la céramique poreuse, afin d'assurer une continuité de la phase d'eau entre le réservoir et le sol, et cela malgré le retrait éventuel du sol. [GHANEM Fadhila]

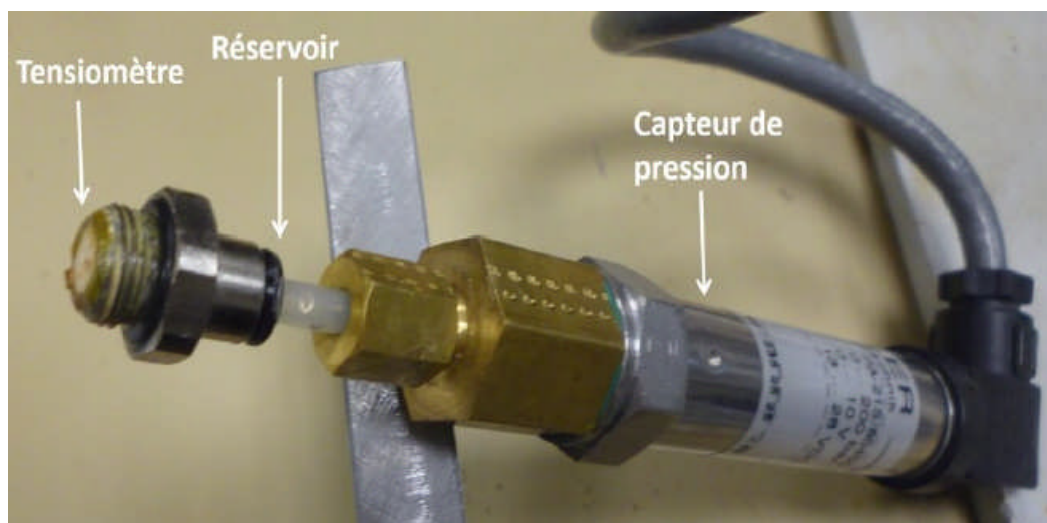


Figure II.6 : Tensiomètre.

❖ Les avantages de la technique

- L'unité de mesure de la succion est connue (Kpa) ;
- Elle est opérationnelle sur toute situation de sol ;
- La mesure est universelle.

On citera deux types de tensiomètre :

a) Tensiomètre à eau

Ce type d'appareil permet de mesurer la pression négative de l'eau du sol. Un capteur de pression mesure la pression de l'eau contenue dans un réservoir. Cette eau étant en contact avec celle du sol par l'intermédiaire d'une plaque céramique. La théorie de ce type d'appareil, initialement décrit par Richards et Gardner (1938). [Olivier CUISINIER 2002]

b) Tensiomètre osmotique

Cet appareil regroupe le principe du tensiomètre à eau et celui de la méthode osmotique. Le réservoir du tensiomètre osmotique est remplie d'une solution osmotique, et la plaque céramique est remplacé par une membrane semi-perméable. Le principe de ce type de tensiomètre a été décrit par Peck et Rabbidge (1966) cités par Reidleyet Wary (1995). Des modifications ont été apportées par Bocking et Fredlund (1979). Ces derniers indiquant une succion matricielle mesurable maximale de 1,5 Mpa. [Olivier CUISINIER 2002]

II.7.1.2. Plaque de succion

Le principe de la plaque de succion est le même que celui du tensiomètre qui sert à mesurer la pression négative de l'eau d'un sol dont l'air est à la pression atmosphérique. Par contre, cette technique est essentiellement utilisée en laboratoire.

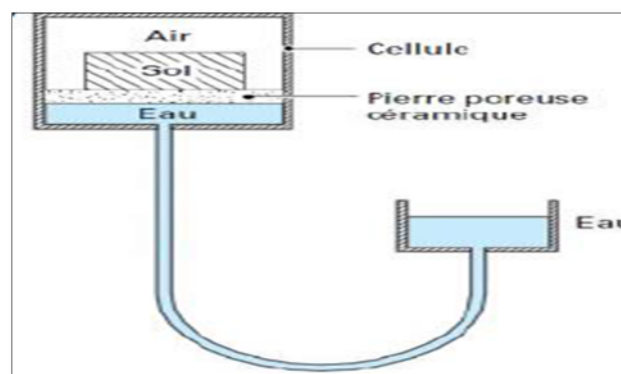


Figure II.7 : Plaque de succion.

II.7.1.3. Méthode du papier filtre

La méthode du papier-filtre est une méthode indirecte, simple et pratique de mesure de succion, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée. Son principe est représenté sur la (figure II.7)

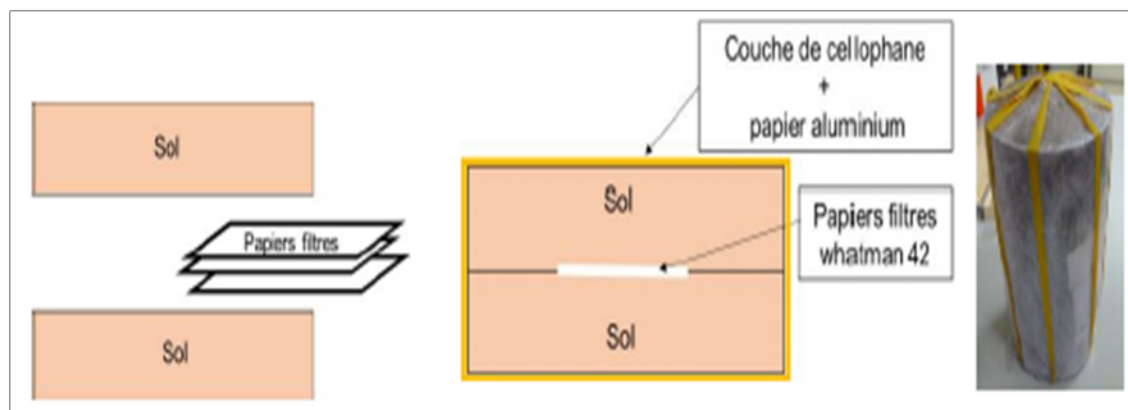


Figure II.8 : Méthode du papier-filtre [Rinah Andrianatrehina.2015].

Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion, en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée. [GHANEM. F]

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

Cette méthode est simple et facile à mettre en œuvre. Elle est utilisée couramment en laboratoire. On utilise le papier initialement sec et la courbe de séchage. La température est bien entendu un facteur important pour la précision de la mesure. D'autre part, une balance de haute précision est nécessaire. Enfin, si le papier a été mis en contact avec le sol, il faut s'assurer qu'aucun grain ne reste collé dessus. [Xiang-Ling LI]

II.7.1.4. 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. 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. [Olivier CUISINIER 2002]

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). Cette technique est utilisable pour des suctions comprises entre 0,1 et 80 Mpa.

II.7.2. Imposition de la succion

Les techniques de contrôle sont conçues de telle manière qu'on puisse imposer une succion au sol et mesurer la teneur en eau correspondant à l'équilibre hydrique. Il existe essentiellement trois techniques : la méthode de surpression d'air, la méthode osmotique et la méthode à pression de vapeur. Cette dernière méthode permet d'imposer des suctions très élevées.

II.7.2.1. Méthode de translation d'axe « translation d'axes

Le principe de translation d'axes a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, essais triaxiaux, boîte de cisaillement). La technique a été mise en œuvre par 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 immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique.

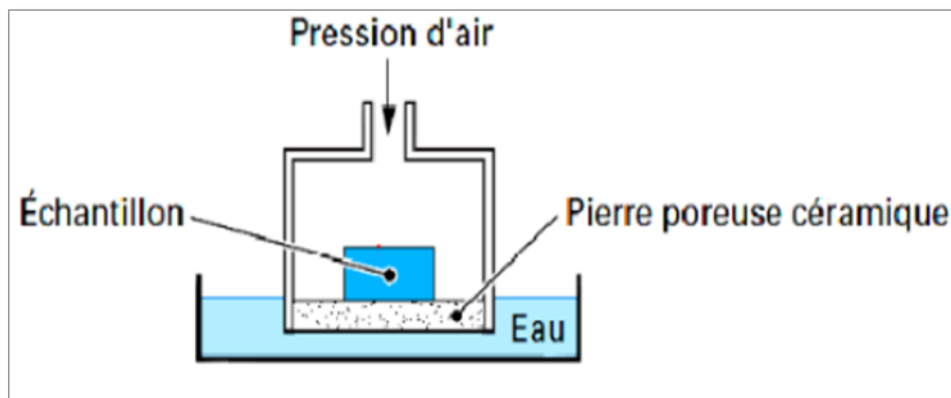


Figure II.9 : Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (Delage et Al.).

La méthode de translation d'axe consiste à imposer au sol une succion en appliquant une pression d'air U_a et une pression d'eau U_w , de façon à avoir une valeur de succion $S = U_a - U_w$ positive. [DARFOUF. M .2014] Par exemple, pour avoir $S = 100\text{Kpa}$, on peut appliquer une pression d'air $U_a=200\text{Kpa}$ et $U_w =100\text{ Kpa}$.

La méthode de surpression d'air est fréquemment utilisée dans l'étude du comportement hydromécanique du sol non saturé : détermination de la courbe de rétention d'eau (la teneur en eau

en fonction de la succion), détermination du coefficient de perméabilité hydraulique à une succion donnée, essais oedométriques à succion contrôlée, essais triaxiaux à succion contrôlée, etc. [Xiang-Ling L I]

II.7.2.2. Méthode osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, semi- perméable à l'un des solutés des phases en présence. [Fleureau J.M. et Siba K-S][GHANEM F 2011].

Cette méthode repose sur le mécanisme de la pression osmotique créée dans le sol à l'aide d'une membrane semi-perméable et d'une solution.

La méthode est une technique simple à mettre en œuvre. Son principe consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable ne laissant passer que l'eau. [DERFOUF M 2014]

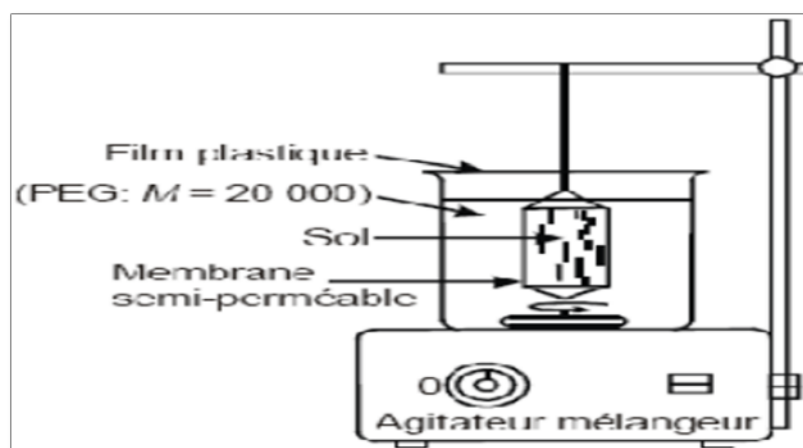


Figure II.10 : Mise en œuvre de la technique osmotique.

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, l'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. [BOUROKBA 2011]

La relation entre la concentration et la succion pour la solution de PEG20000 à 25°C a été calibrée expérimentalement (figure II.11). Ainsi, à l'aide de la courbe d'étalonnage de la solution de PEG 20000 (concentration- succion) de Williams et Shaykewish (Vicol, 1990), on peut imposer une succion donnée au sol en fonction de la concentration de la solution. [Xiang-Ling LI]

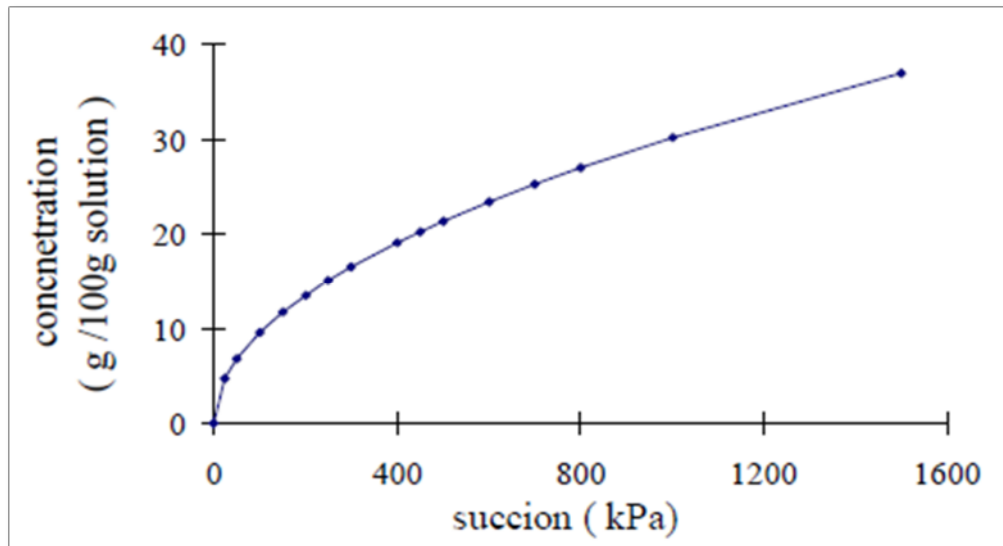


Figure II.11 : courbe de calibration de la concentration de la solution PEG en fonction de la succion (à 25°C). (Xiang-Ling LI, 1999).

Le tableau suivant regroupe les essais effectués par divers chercheurs sur des PEG de 6 000 et 20 000. [BOUROKBA 2011]

Tableau II.2 : Les concentrations du PEG utilisé (Sayed Gaidi 2003)

Masse PEG/100 g eau (g)	Masse PEG/200 g eau (g)	Succion (KPa)
5.4	10.8	50
9	18	100
11.9	23.8	200
15.8	31.6	400
18.8	37.6	600
21	42	800
23	46	1000
24.8	49.6	1200
26.8	53.6	1500

II.7.2.3. Méthode de solution saline saturée

II.7.2.3.1. Principe du dessiccateur à vide

Elle consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur (figure II.12) et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. Ce processus est assez long et peut durer jusqu'à une dizaine de jours, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée, ou une solution saline saturée. Cette dernière méthode est plus simple d'emploi.

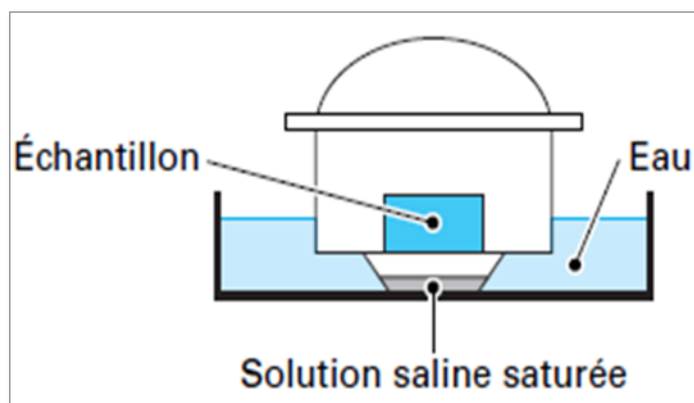


Figure II.12 : Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée [DALAGE et al.]

Le tableau ci dessous fournit les valeurs d'humidité relative mesurées et les succions équivalentes correspondant à différentes solutions salines saturées (Delage et al, 1996) [Xiang-Ling L].

Tableau II.3 : L'humidité relative RH et la succion totale de différentes solutions salines saturées.

Solutions saturées	Température =20 °C		Température =30 °C	
	RH (%)	Succion (MPa)	RH (%)	Succion (MPa)
K ₂ SO ₄	97	4.113	96	5.512
KNO ₃	93	9.8	91	12.734
KCl	86	20.364	85	21.943
NaCl	76	37.055	75	38.843
NaNO ₂	66	56.104	63	62.385
Mg(NO ₃) ₂ .6H ₂ O	55	80.721	52	88.294
K ₂ CO ₃ .2H ₂ O	44	110.85	43	113.954
KCH ₃ CO ₂	20	217.31	22	204.44
KOH	9	325.125	7	359.059

La technique de contrôle par phase vapeur requiert un certain nombre de précautions telle que

❖ Variante possible

Il existe deux variantes de la méthode des solutions salines. L'une utilisant des solutions salines saturées et l'autre des solutions salines partiellement saturées. Dans le premiers cas, différents sel sont utilisée, la nature du sel employé contrôle l'humidité relative. Dans l'autre cas. Un seul sel utilisé, sa concentration imposant l'humidité relative. [Olivier CUISINIER 2002]

La méthode de solutions salines saturées est préférable pour leur facilité de préparation ainsi qu'au cours d'un essai, les volumes d'eau échangés n'ont pas d'effet sur ca concentration, la solution reste saturée. Par contre la concentration de la solution saline non saturées peut évoluer. En effet, des échanges d'eau ont lieu entre la solution et l'éprouvette, ce qui entraine soit une baisse, soit une augmentation de la concentration de la solution, donc une modification de l'humidité relative imposé et finalement de la succion imposé. Il est alors indispensable de vérifier la concentration au cours de l'essai.

❖ Connaissance de l'humidité relative imposée par un sel donné

La valeur de l'humidité relative imposée par un sel est disponible dans différentes source bibliographique (lide.2002 ; AFNOR NF 15-119. 1999 ; ISO 483 ,1999). Ces valeurs sont données avec des incertitudes variables, généralement comprises entre 0,5et 1%.

Cependant, la valeur d'humidité relative pour un sel donné peut varier de manière importante suivant la source employée. Ainsi, Delageet al. (1998) ont comparé les valeurs d'humidité relative fournies par différentes sources. Leur étude montre que pour la majorité des sels la différence sont comprise entre 1et 2%. [Olivier CUISINIER 2002]

❖ Rôle de la température

La valeur de la température doit être rendue constante. Toute variation influence directement la valeur de l'humidité relative imposée par un sel donnée et augmentera l'incertitude relative sur la succion imposée.

« La température est un paramètre fort sensible ici, non seulement parce qu'elle intervient directement dans la loi de Kelvin, mais aussi à cause de son influence sur les propriétés physiques et chimiques des solutions. C'est pourquoi l'utilisation d'un bain thermostatique est conseillée.

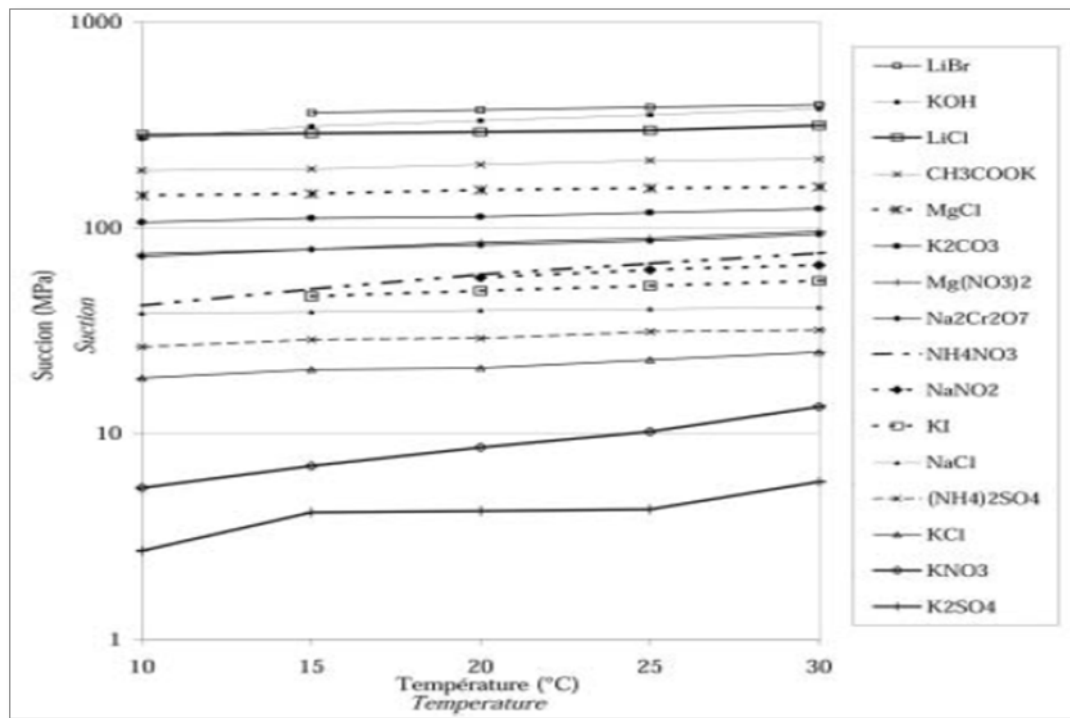


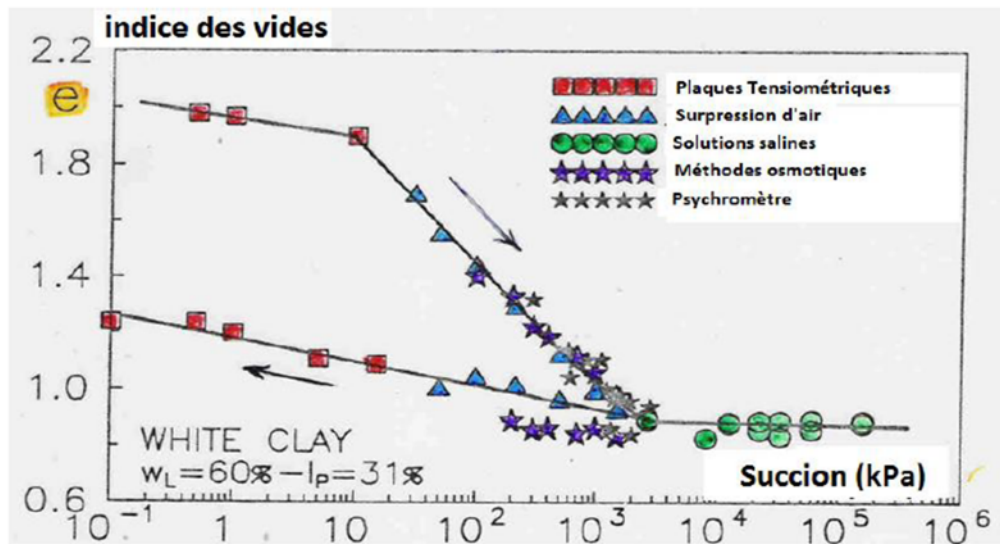
Figure II.13 : influence de la température sur les succions des sels.

Cette figure montre que quel que soit le sel, la succion imposée augmente avec la température.

Tableau II.4: Résumé techniques de mesure et de contrôle de la succion

Méthode	Succion mesurée	Domaine d'application (Kpa)	Temps d'équilibre	Paramètre sensibles
Psychromètre	Totale	100-8000	des heures	Température
Dessiccateur à vide	Totale	>1500	des mois	Température
Papier filtre	totale ou matricielle	100-10000	des semaines 1 semaine	Température
Plaque de succion	matricielle	<90	des heures	Bon contact
Tensiomètre	matricielle	<90	des heures	Bon contact
Surpression d'air	matricielle	0-1500	des jours	Température
Osmotique	matricielle	0-1500	des jours	Température

que
chacune



des

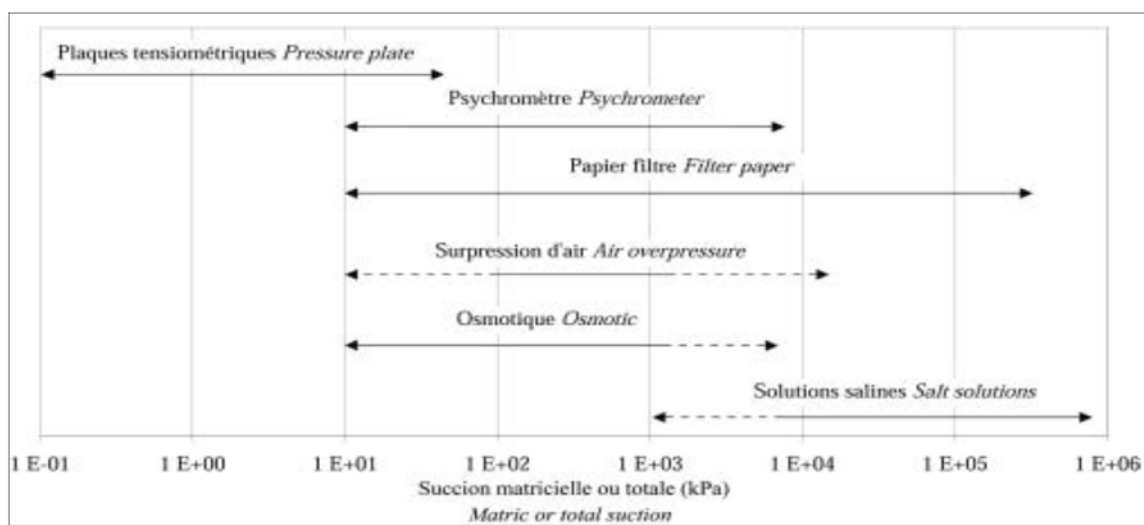
techniques n'étant valable que dans un intervalle limité de suction : les plaques tensiométriques ont une gamme accessible trop limitée, pour la faible suction ($s < 10$ kPa), la méthode osmotique, surpression d'air et psychromètre est applicable. La méthode des solutions salines est la seule méthode qui permet l'imposition de très forte suction, figures (14, 15).

Figure II.14 : Complémentaire entre les différentes techniques.

Figure II.15 : Gamme accessible par les techniques de mesure ou d'imposition de la succion (Cuisinier, Olivier2002).

II.8. Domaine d'application

Les techniques de mesure et de contrôle (ou d'imposition) de la succion présentées ci-dessus sont couramment utilisées dans des recherches sur le comportement hydromécanique des sols non saturés.



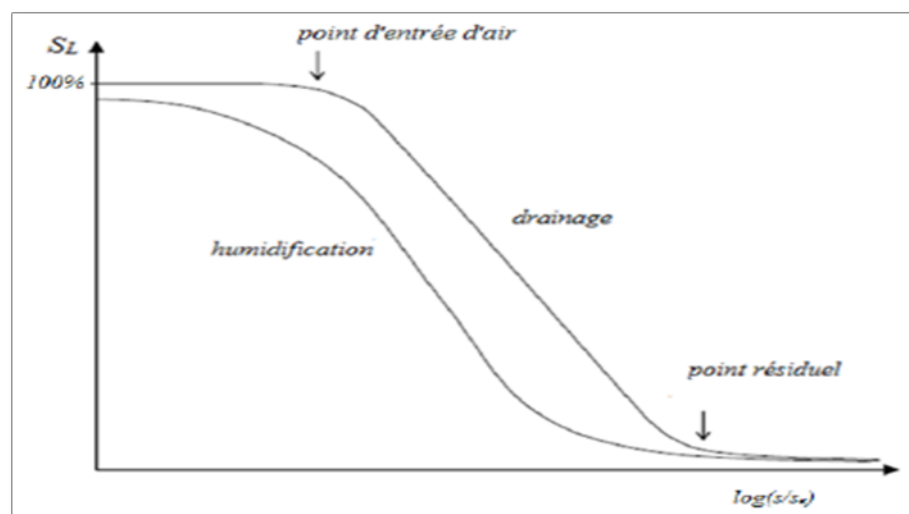
II.9. La courbe de rétention d'eau

Une augmentation de la succion d'un sol, C'est à dire une dessiccation. Provoque une diminution de sa teneur en eau, l'eau ne pouvant plus être retenue par les forces matricielle et osmotique. La réduction de succion provoque une humidification du sol. La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité du sol ou encore courbe caractéristique de l'humidité du sol (Hillel, 1988) cette courbe peut être obtenue par

drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec.

La détermination de la courbe de rétention d'eau peut se réaliser expérimentalement de deux manières différentes. La première est une mesure directe (plaque de succion, tensiomètre). La deuxième est une méthode indirecte (la méthode osmotique, la méthode des solutions saline saturé). Elle consiste à imposer une succion donnée au sol. Lorsque l'équilibre hydraulique est établi, on mesure la teneur en eau ou la saturation. On présente brièvement ici les techniques basées sur cette deuxième méthode.

Pour le chemin de séchage, l'échantillon est séché progressivement à partir de l'état complètement saturé. Comme la succion augmente, l'échantillon reste entièrement saturée jusqu'au moment où l'air commence à entrer dans les gros pores (point d'entrée d'air). L'échantillon continue à se désaturer avec une augmentation de succion. Quand la succion arrive au point résiduel, le degré de saturation ne change qu'un petit peu avec la variation de succion. Pour le chemin de mouillage, le chemin suit une courbe différente, en dessous de la courbe de séchage. Lorsque la succion est réduite à 0, une partie de l'air peut rester encore dans l'échantillon sous forme air occlus.



II.16 : Forme de la courbe de d'eau.

Figure générale rétention

La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est grande et plus les variations de succion sont importantes ($s=ua-uw$). Par exemple pour une argile, la succion peut atteindre des valeurs très importantes. Ceci est lié, d'une part, à l'adsorption qui crée une succion osmotique et, d'autre part, à la faible dimension des particules d'argile. Les pores sont plus petits.

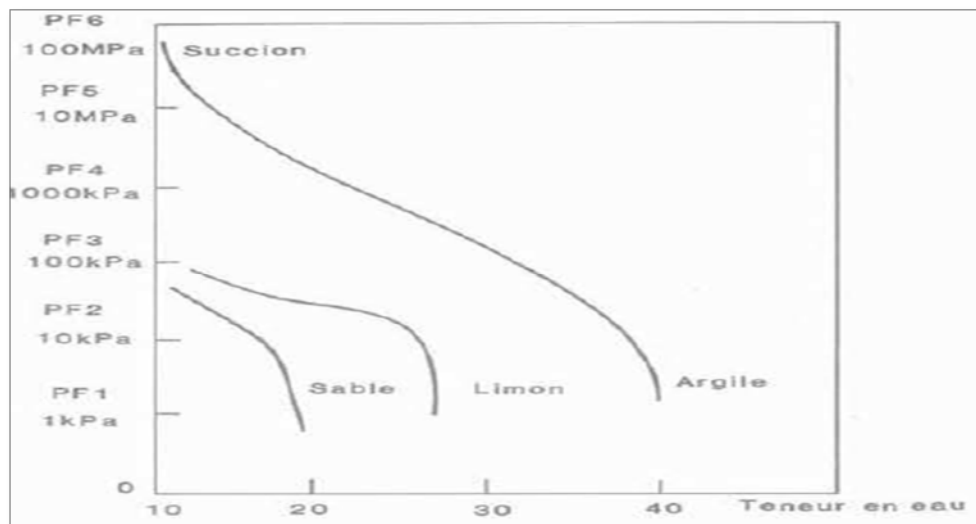


Figure II.17 : la courbe de rétention d'eau en fonction de sol (D.G. Fredlund et al. 1994).

II.9.1. 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 et les teneurs en eau à saturation et résiduelle (figure II-18). Le point d'entrée d'air est la succion 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].

La teneur en eau résiduelle est la teneur en eau de la quelle 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.

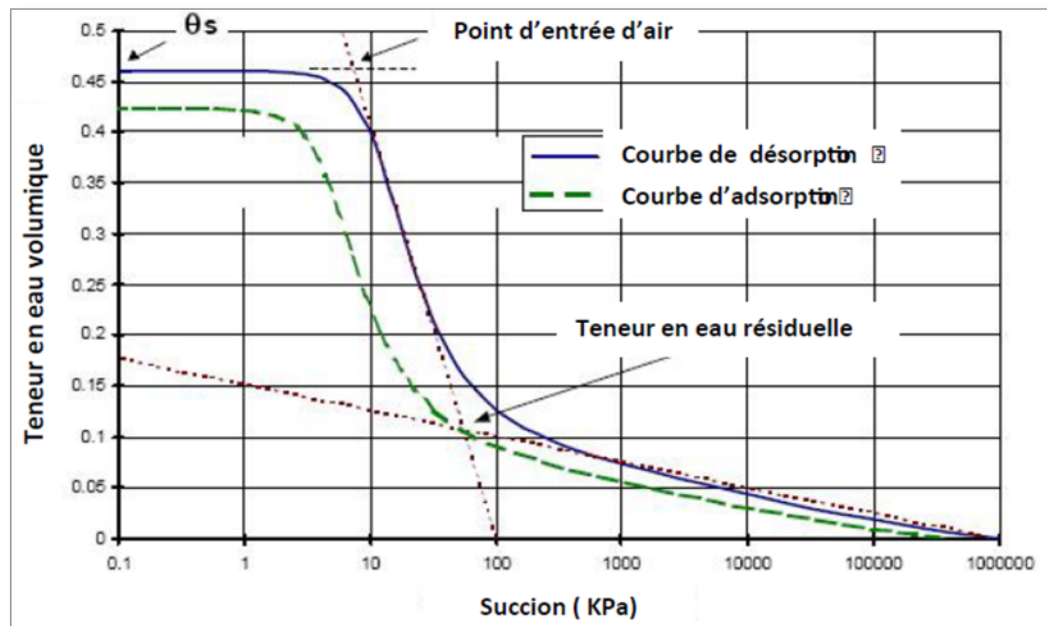


Figure II.18 : Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M. D. FREDLUND et al. 1997).

II.9.2. 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.

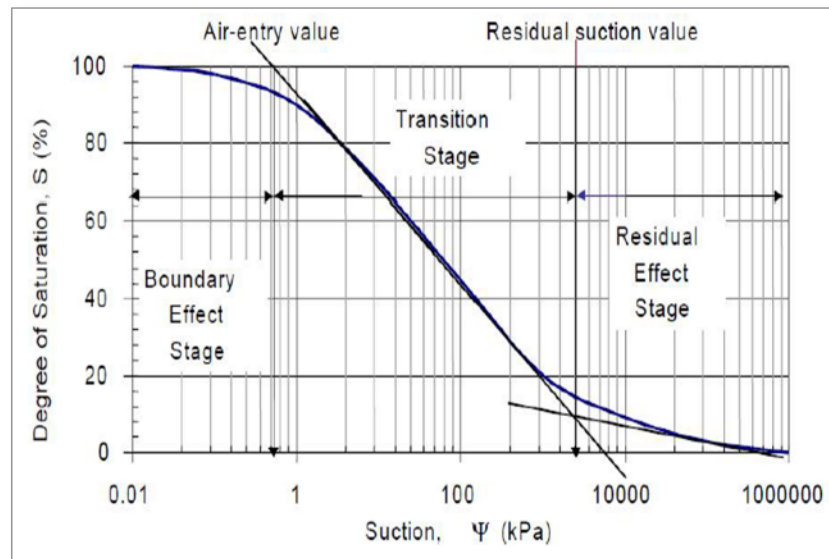


Figure II.19 : Différentes phases de la courbe de succion [Vanapalli S.K., et al. 2002].

II.9.3. Les facteurs influençant la forme de la courbe de rétention d'eau

Dans la littérature, on trouve plusieurs travaux sur les facteurs influençant la forme de la courbe de rétention d'eau. Ces facteurs peuvent être : l'indice de vides initial (Kawai et al, 2000), la déformation, le type de sol et sa composition (Vanapalli et al, (1999) ; Fredlund and Rahardjo, (1993) ; Nuth, (2008) ; Or, (2003). [Ba Tien LAI 2016]

II.10. Conclusion

La succion du sol est une variable clé dans les sols non saturés. Dans la pratique, une meilleure connaissance du statut de l'eau et des propriétés de rétention et de transfert de l'eau dans les sols non saturés permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis en sol non saturé (remblais routiers, barrages en terre, barrières géologiques d'étanchéité de centres de stockage de déchets).[GHANEM F2011]

La détermination expérimentale de la courbe de rétention d'eau du sol nécessite beaucoup de temps, d'effort et doit utiliser plusieurs techniques pour obtenir la courbe complète, chacune des techniques n'étant valable que dans un intervalle limité de succion. La mesure et le contrôle de la succion sont donc des opérations délicates, et les techniques utilisées présentent des avantages et des inconvénients.

Dans ce chapitre, nous avons donné la définition de la succion, avec ces différentes techniques de mesure et d'imposition. A la fin, nous avons parlé de la courbe de rétention d'eau. Ces points caractéristiques et ces différentes phases.

Chapitre III : Identification du matériau

III.1. Introduction

Il est évident que le monde des matériaux est très vaste et qu'on manque souvent de critères pour les différencier avec certitude. Ainsi, ayant en main un sol quelconque, il est souvent difficile d'affirmer la qualité de ses propriétés, notamment de résistance afin de valider son utilisation dans un projet de Génie civil. Le but n'est pas d'examiner toutes les méthodes possibles visant l'identification des propriétés mais plutôt de rappeler, les méthodes simples qui permettent l'identification d'un matériau rapidement et sans avoir recours à des moyens lourds.

Ce chapitre a pour but de présenter le matériau ayant servi dans cette étude expérimentale de notre travail. Il s'agit de présenter sa localisation, le climat dominant de la région, puis nous présenterons les protocoles suivis à travers les différents essais d'identification. Dans cette section nous aurons à présenter les résultats de l'identification du matériau et par la même occasion, présenter ceux obtenus par le laboratoire Géotechnique *Consolida*, dans le cadre de la réalisation d'un projet de bâtiment.

III.2. Présentation du matériau

Le matériau objet de cette étude est un schiste, ramené dans des sacs déposés au niveau du laboratoire pédagogique de mécanique des sols de l'université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou. Le matériau est récupéré sous formes de blocs de différentes tailles. Après concassage manuel, on a procédé à la détermination de ses propriétés suivant une série d'essais au laboratoire, appelés «essais d'identification» :

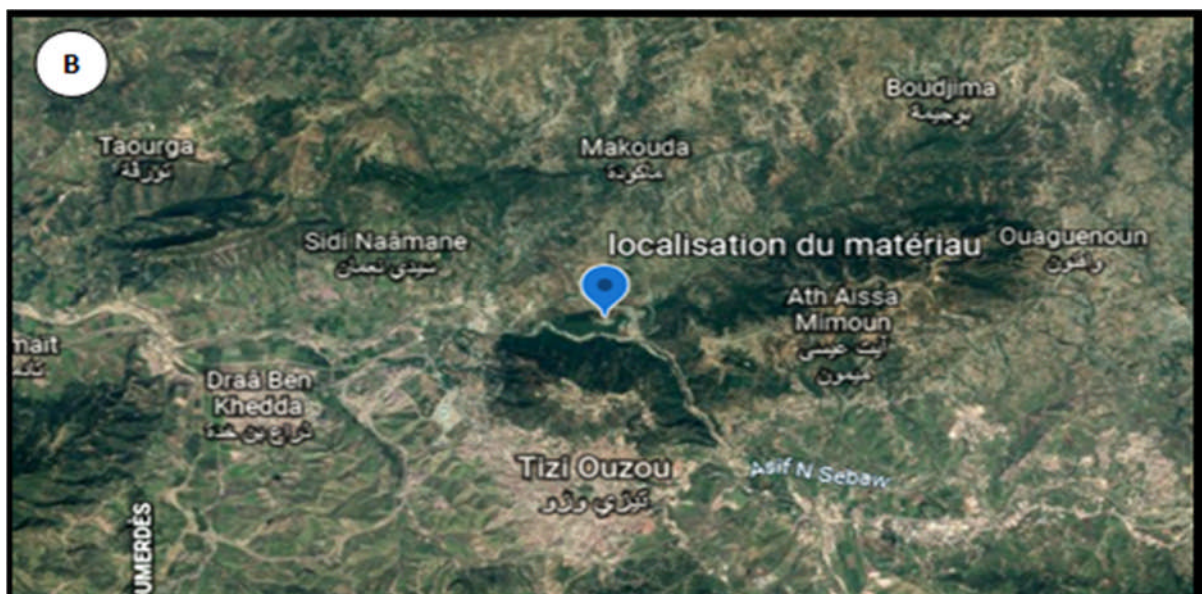
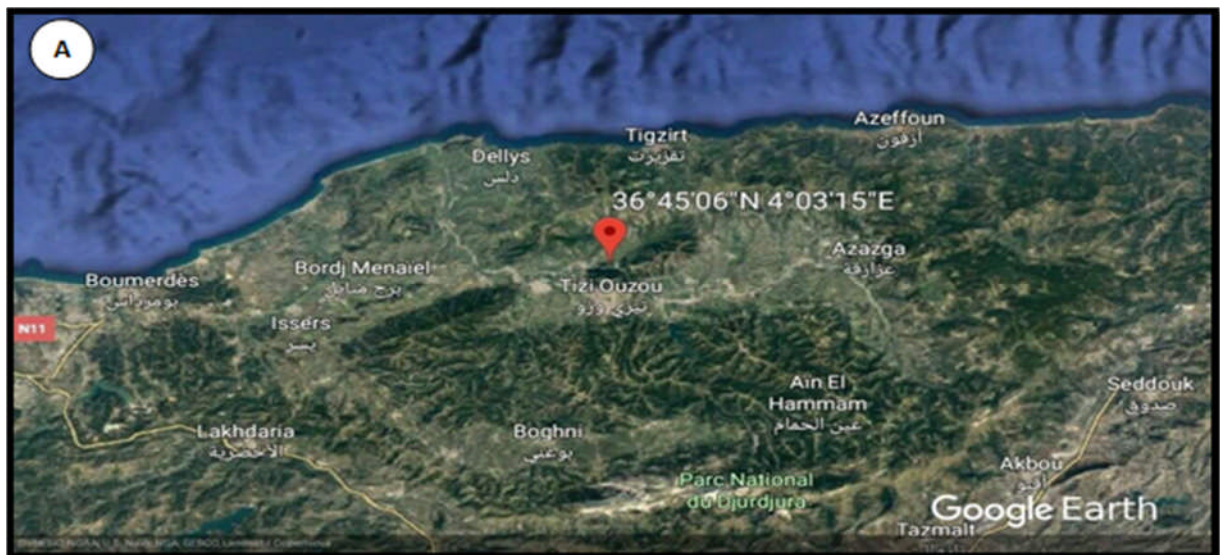
- Analyse granulométrique ;
- La teneur en eau (w) ;
- Masse volumique des grains solides (ρ_s) ;
- Masse volumique humide (ρ_h) ;
- Masse volumique sèche (ρ_d) ;
- L'indice des vides(e),
- La porosité (n)
- Le degré de saturation (S_r) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Valeur au bleu de méthylène
- Analyse minéralogique

- Essai Proctor ;
- Essai CBR ;
- Essai micro Deval ;
- Essai Los Angeles.

III .3. Présentation du site étudié

III.3.1.Localisation géographique du site

Le matériau étudié est un schiste métamorphique de couleur grisâtre bleuâtre, il est issu d'un gisement au niveau de ZAOUIA, localité faisant partie de sud de la commune de Makouda, Wilaya de Tizi-Ouzou, les figuresprécisent cette localisation.



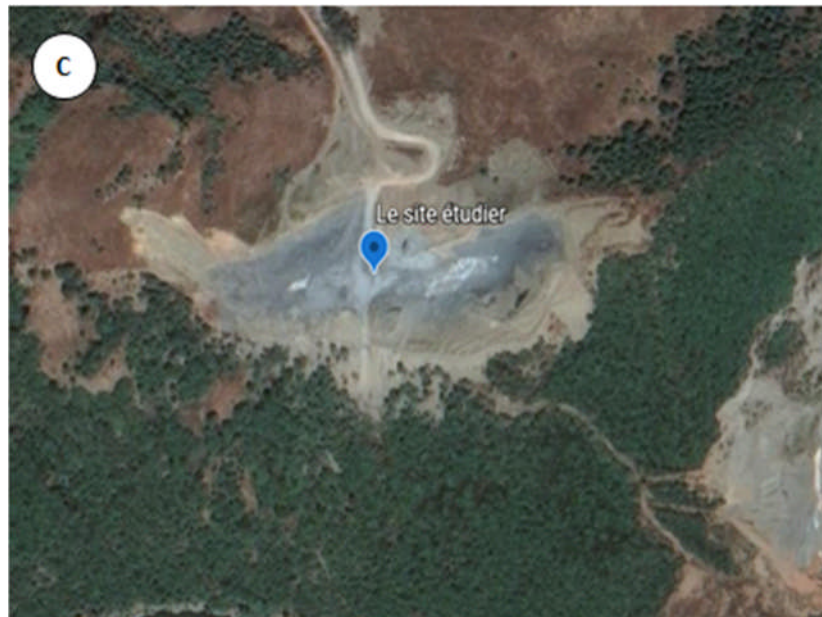


Figure III.1 (A, B, C) : Situation géographique du site étudié.



Figure III.2 : Zone de prélèvement.

III.3.2. Climat de la région

Le climat de la région est complexe : La température moyenne annuelle est très variable. Très basse en saison hivernale, pouvant atteindre des niveaux au-dessous de zéro (0°C). Néanmoins, les précipitations connaissent un régime méditerranéen continental, à forte amplitude thermique (température inférieure à 0°C en hiver et supérieure à 35°C en été).

Les pluies s'échelonnent sur une période de 5 à 6 mois avec de fortes précipitations comprises entre novembre et mars.

a) Précipitations

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station météorologique de Tizi-Ouzou (BOUKHALFA), résumées sur le tableau I de l'ANNEXE I, montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel. La figure III.3 ci-dessous, présente histogramme

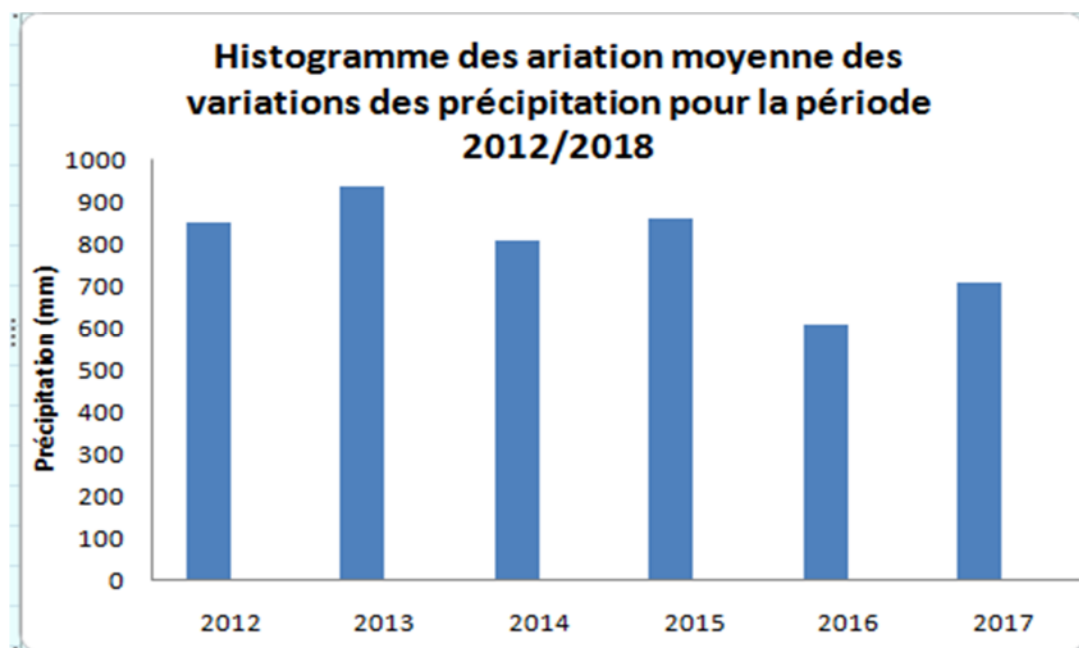


Figure.III.3 : Valeurs des précipitations 2012/2018.

Pour la période (2012-2018), la station météorologique a enregistré une lame d'eau moyenne d'environ 797mm. L'année la plus pluvieuse est bien 2013. la plus sèche est l'année 2016.

La figure 4 représente les précipitations de l'année 2018.

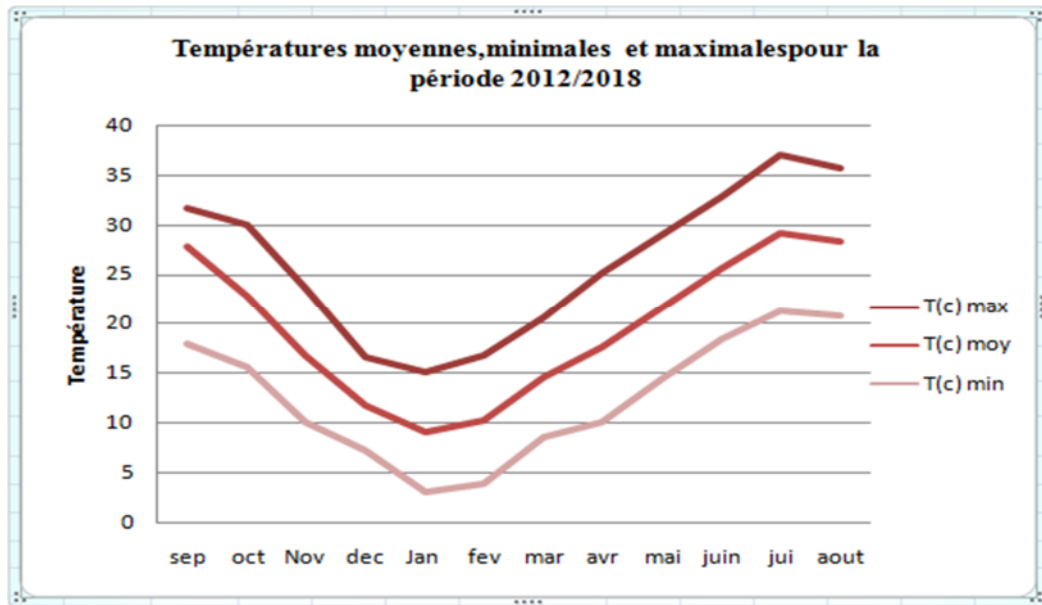


Figure.III.4 : température moyennes, minimales et maximales pour la période (2012/2018).

b) Température

L'évolution des températures mensuelles (moyennes, maximales et minimales) enregistrées pendant six ans (2012-2018), sont résumées dans le tableau II de l'Annexe I. La figure ci-dessous, présente ces courbes de variation respectivement, maximales, minimales et moyennes.

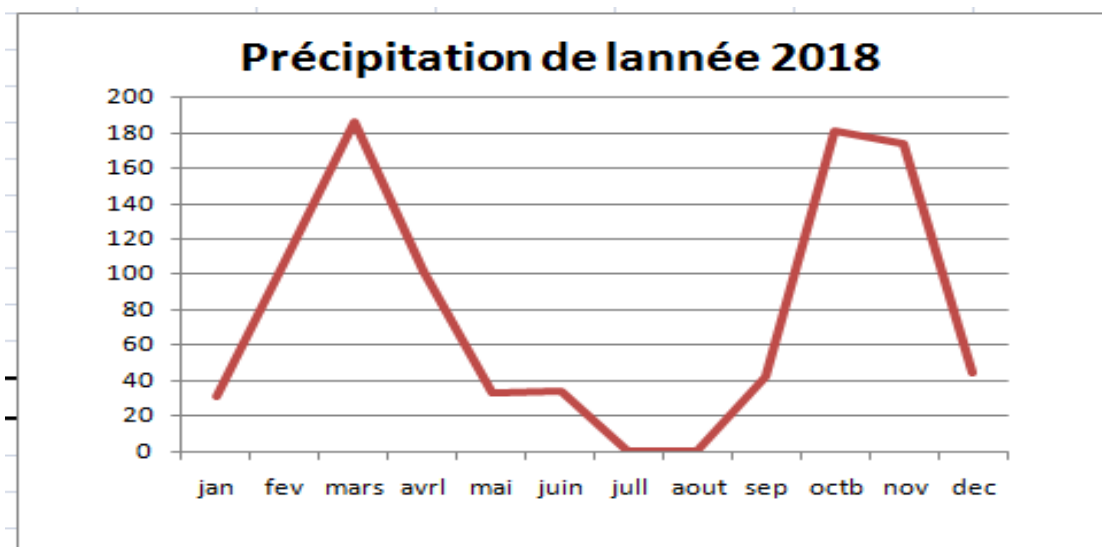


Figure.III.5 : Les précipitations de l'année 2018.

Le mois le plus froid est le mois de janvier, avec un minimum de $3,1C^{\circ}$, tandis que, le mois le plus chaud est celui de Juillet avec $37,1C^{\circ}$. Rappelons que la température peut descendre au dessous de zéro, pendant la période hivernale.

Les trois courbes représentatives de chaque température montrent que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois *Mai au mois d'Octobre* ;
- Une saison froide allant du mois *Novembre au mois d'Avril* ;

Le maximum des températures est enregistré durant les mois de *Juillet* et *Août*.

III.4. Analyse granulométrie méthode par tamisage à sec (NF P 94-056)

L'analyse granulométrique par tamisage est l'ensemble des opérations permettant la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon de sol, en employant des tamis de différentes dimensions afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

III.4.1. Exécution de l'essai

- Verser la totalité du matériau séché et pesé, au sommet de la colonne des tamis de mailles décroissante du haut vers le bas et ayant a sa bas un fond de tamis ;
- Agiter la colonne de tamis manuellement ou mécaniquement par l'intermédiaire d'une tamiseuse électrique ;
- Peser le refus de chaque tamis.

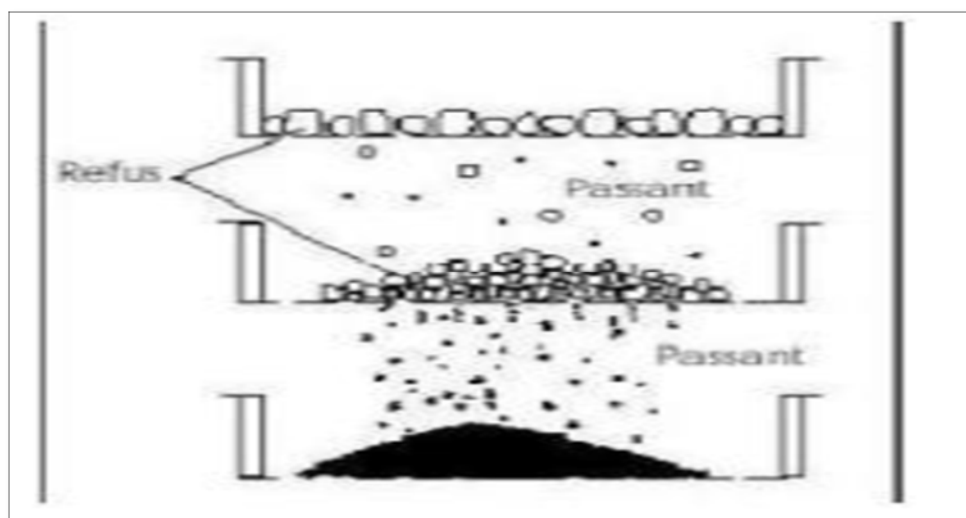


Figure III.6 : Schéma de la Tamisage.

III.4.2. Courbe granulométrique

Les pourcentages des tamisât cumulés sont représentés sous la forme d'une courbe granulométrique, en portant les ouvertures des tamis en abscisse sur une échelle logarithmique et le pourcentage des tamisât en ordonnée sur une échelle arithmétique. L'expression des résultats de la distribution granulométrique du matériau étudié est représentée par l'allure de la courbe (courbes granulométrique), objet de la figure 7.

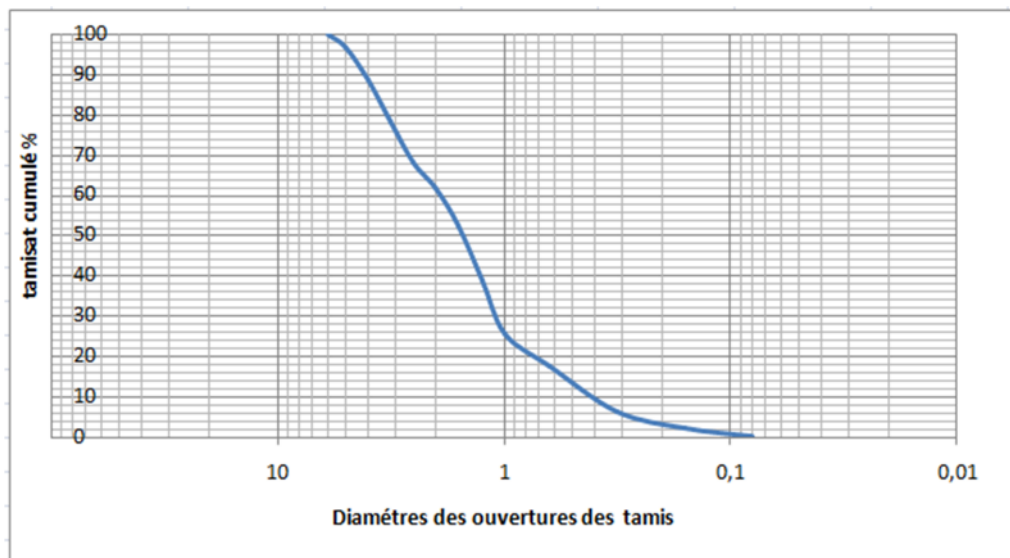


Figure III.7: Courbe granulométrique.

III.4.3. Coefficients granulométriques

Pour procéder à la classification complète de matériau analysé, il faut d'abord calculer le coefficient d'uniformité C_u et de courbure C_c .

- **Coefficient d'uniformité C_u**

Le coefficient d'uniformité C_u : caractérise la pente de la courbe granulométrique, il permet d'exprimer son étalement. Il est donné par la relation suivante :

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

Selon la valeur C_u , Cinq granulométries peuvent être distinguées :

Tableau III.1 : classe granulométriques en fonction de C_u .

Valeur de C_u	Classe granulométriques
$C_u \leq 2$	Granulométrie très serrée
$2 < C_u \leq 5$	Granulométrie serrée
$5 < C_u \leq 20$	Granulométrie semi-étalée
$20 < C_u \leq 200$	Granulométrie étalée
$C_u > 200$	Granulométrie très étalée

- **Coefficient de courbure C_c**

Le coefficient de courbure (C_c) : traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe. Il est donné

par la relation :

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

Avec D_{10} , D_{30} et D_{60} représentent les diamètres correspondants respectivement à 10%, 30% et 60% des tamisât cumulés

- **Résultats des coefficients C_u et C_c**

Tableau III.2 : Valeur des coefficients C_u et C_c .

Echantillon	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c
Schiste	0,48	1,8	1,15	3,75	1,70
Laboratoire(CONSOLODA)	0.39	1.1	1.9	2.82	1.55

Tableau III.3 : Désignation des sols en fonction de C_u et C_c .

Matériau	Conditions	Désignation	Symbole
Sable	$C_u \geq 6$ et $1 \leq C_c \leq 3$	bien gradué	SW
	$C_u < 6$ ou $1 \leq C_c \leq 3$	mal gradué	SP
Gravier	$C_u \geq 4$ et $1 \leq C_c \leq 3$	bien gradué	GW
	$C_u < 4$ ou $1 \leq C_c \leq 3$	mal gradué	GP
S : sable(Sand), G :gravier (Gravel), W : bien gradué (Well Graded), P : mal gradué (Poorly Graded)			

Selon les résultats de C_u et C_c et d'après les tableaux précédents, les échantillons préparés se présentent sous forme dimensionnelle d'un sable mal graduée (SP), de granulométrie serrée.

III.5. Teneur en eau W % [NF P94- 050]

III.5.1. Définition

La norme NF P90-050 a pour objet la détermination de la teneur en eau pondérale, par la méthode de l'étuvage. La teneur en eau pondérale (W) appelée généralement teneur en eau, exprimée en pourcentage (%), est le rapport de la masse de l'eau interstitielle (M_w) par la masse des grains solides (M_s).

$$W(\%) = \frac{(M_h - M_s)}{M_s} * 100$$

Avec:

M_w : la masse de l'eau.

M_s : la masse du matériau sec.

M_h : la masse totale humide.

La connaissance de la teneur en eau permettra par la suite de déterminer d'autres caractéristiques du sol telles que le degré de saturation, sa détermination est indispensable.

III.5.2. Exécution de l'essai

La détermination de cette teneur consiste à peser des échantillons de schiste humide puis les passer à l'étuve à 105°C (matériau non plastique et graveleux non influencés par les fortes températures) pendant 24h et les peser une autre fois à sec.

III.5.3. Expression des résultats

Tableau.III.4 : détermination de la teneur en eau.

Echantillon	1	2	3
Masse humide du sol+tare	202,7	172,3	222,7
Masse du sol sec+tare	202,5	172,2	222,2
Masse de tare	92,6	92,6	95,9
Masse de l'eau	0,2	0,1	0,5
Masse du sol sec	109,9	79,6	126,3
Teneur en eau (%)	0,18	0,13	0,4
Teneur en eau Moyenne	0,23% Date de l'essai : 10/06/19		

III.5.4. Interprétation des résultats

La teneur en eau moyenne de trois échantillons après étuvage à 105°C pendant 24h est de 0,23 % qui est une valeur très faible; ceci peut être expliqué par le fait que le matériau est prélevé en période estivale et donc influencé par l'effet de la température et le fait que nos matériaux se présentent sous forme de blocs, donc un volume des vides très réduit et la pénétration de l'eau est très difficiles.

III.6. Les masses volumiques

La masse volumique sèche (ρ_d) d'un échantillon est déterminé selon la norme [NF P94- 064] par la méthode de la pesé hydrostatique (avec un échantillon paraffiné). Econnaisant (ρ_d) et(w) on

déduira la masse volumique humide (ρ_h). Tandis que la masse volumique des grains solide (ρ_s) est effectué selon la norme [NF P94-054], la méthode du pycnomètre a eau.

III.6.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique [NF P94- 064]

III.6.1.1.Définition

La masse volumique du sol sec (ρ_d), est le rapport entre la masse des particules solides du sol et le volume total du sol, y compris les vides qu'il contient.

III.6.1.2.Exécutions de l'essai

On prend trois échantillons de schiste sous forme de petit bloc d'abord brossé pour éliminer les particules facilement détachables, il est ensuite séché totalement à l'étuve est immédiatement pesé (M_r), et est paraffinée aussitôt après. Une fois revenue à la température de la salle d'essai, elle est pesée à l'air libre (M_{rp}), puis est placé dans le panier suspendu à l'étrier de la balance et est immergé afin d'être pesée avec la balance hydrostatique (M_{rp}). On détermine alors la masse volumique par l'équation suivante:

$$\rho_d = \frac{M_r}{\frac{(M_{rp} - M'_{rp})}{\rho_w} - \frac{(M_{rp} - M_r)}{\rho_p}}$$

M_r : Masse de la roche ;

M_{rp} : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;

M_{rp} : Masse de la roche paraffinée dans l'eau ;

ρ_p : Masse volumique de la paraffine =0,88 g/cm³ ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau =1g/cm³.

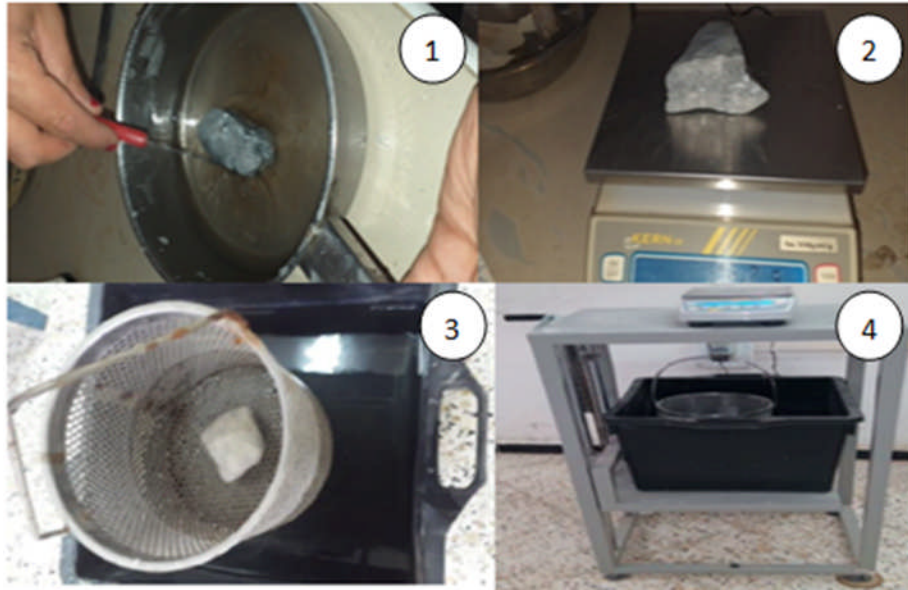


Figure III.8 : Déroulement de l'essai de la pesé hydrostatique.

III.6.1. 3. Expression des résultats

Tableau III.5 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Echantillons	1	2	3
Paramètres			
M_r	41	45	30
M_{rp}	47.1	51.4	35.6
M_{rp}	20.8	23.2	16.1
ρ_d	2.11	2.15	2.28
$\rho_d = 2.18 \text{ (g/cm}^3\text{)}$			Date de l'essai : 10/06/19

Le tableau ci-dessous qui présente la classification des matériaux selon la masse volumique sèche permet de classer le matériau utilisé.

Tableau III.6 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

$\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Appréciation
<1,6	Faible
1,6-1,8	Moyenne
> 1,8	Dense

Selon le tableau ci-dessus, nous avons un schiste de masse volumique sèche dense.

III.6.2. La masse volumique humide (ρ_h)

On a: $w = 0,23\%$,

$$\rho_h = \rho_d \times (1+w)$$

$$\rho_h = 2.18 \times (1+0.0023)$$

$$\rho_h = 2.19 \text{ (g/cm}^3\text{)}.$$

III.6.3. détermination de la masse volumique des particules solide (ρ_s) au pycnomètre [NF P94- 054]

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme (NF P94-054). Elle est le quotient de la masse sèche de ces particules (M_s) par leur volume (V_s). Vu l'hétérogénéité du sol, l'essai permet la détermination de la masse volumique moyenne des particules et éléments solides constituant un échantillon. La masse volumique des particules sert par la suite à déduire d'autres caractéristiques du sol telle que l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.



Figure III.9 : Matériel d'essai au pycnomètre.

III.6.3.1. Exécution de l'essai

On prend une quantité du schiste concassé à la main et le passer au tamis 2mm, ensuite on prend 50g du tamisât et le mettre dans une coupelle de masse connue (M). L'ensemble est introduit dans une étuve réglée à 105°C .

On pèse le pycnomètre et son bouchon secs et propre (M_1) puis on pèse le pycnomètre et son bouchon plus l'échantillon (M_2).



Figure III.10 : pesé du pycnomètre à vide M1.

Le ballon du pycnomètre est ensuite rempli d'eau distillée ou déminéralisée maintenue à la température ambiante et pesé(M3). Et on pèse (M4) qui est la masse du pycnomètre avec son bouchon plus l'eau. Dans cette expérience nous avons opté pour la méthode d'élimination des bulles d'air par ébullition à la plaque chauffante, dans le cas des matériaux sensibles à la chaleur en utilisant la pompe à vide.



Figure III.11: pesé de la masse M3.



Figure.III.12 : Elimination des bulles d'air par ébullition à la plaque chauffante.

Les données et les résultats sont représentés dans le tableau comme suivant :

Tableau III.7 : récapitulatif des données de l'essai au pycnomètre.

Paramètre	Valeur
Masse du pycnomètre vide + bouchon M1	202 g
Masse du pycnomètre vide + bouchon + particules solides M2	252 g
Masse du pycnomètre vide + bouchon + particules solides + eau M3	796 g
Masse du pycnomètre vide + bouchon + eau M4	764.8 g
Masse de l'eau de même volume que les particules solides(M4-M1+M2-M3)	18.8 g
Masse volumique de l'eau ρ_w	1 g/cm ³
Masse volumique des particules solides ρ_s : moyenne des trois mesures	2.66 g/cm ³
$\rho_s = [\rho_w (M2-M1)] / (M4-M1+M2-M3)$	

La masse volumique des particules solides de notre échantillon $\rho_s = 2,66 \text{ g/cm}^3$.

III.7. Indice des vides, degré de saturation et porosité

III.7.1. Indice des vides (e)

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides (V_v) et le volume des particules solides(V_s). Il permet de savoir si notre matériau est serré ou lâche.

Il est déterminé par la relation suivante :

$$e = V_v/V_s \dots\dots\dots 1$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés selon la formule(2)

$$e = (\rho_s/ \rho_d) - 1 \dots\dots\dots 2$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation.

$$e = (2.66/2.18)-1$$

$$e=0.22$$

III.7.2. Porosité (n)

La porosité est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V_t). Elle peut s'exprimée en pourcentage ou sans dimension. Il est déterminé par la relation suivante :

$$n = V_v / V_t \text{ (la porosité est toujours inférieure à 1).}$$

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elles sont liées par la formule :

$$n = e / (e + 1)$$

$$n = 0.22 / (0.22 + 1)$$

$$n = 0.180$$

III.7.3. Degré de saturation S_r

Le sol est un milieu poreux comportant des vides. Or pour connaître le degré de saturation du sol (S_r), il faut calculer la proportion du volume des vides qui est occupée par l'eau :

$$S_r = (V_e/V_v) * 100$$

Il peut aussi être défini par la formule suivante :

$$S_r = (\rho_s / \rho_w) * (w/e)$$

$$S_r = (2,66/1) * (0.23/0.22)$$

$$S_r = 2,78\%$$

Selon le tableau ci-dessous, présentant la classification de Terzaghi pour l'appréciation de degré de saturation des sols, le Schiste étudié s'avère être dans un état *légèrement humide*.

Tableau III.8: Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

Sr%	Appréciation
100	Saturé
76-99	Détrempé
51-75	Mouillé
26-50	Humide
1-25	Légèrement humide
0	0

III.7.4. Commentaire

La porosité et l'indice des vides sont pas des constant, le compactage ait pour effet de les réduire. Et comme le schiste étudié présente indice des vides et porosité très faible on peut conclure que notre matériau a une texture compacte.

III.8. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

La consistance d'un sol varie en fonction de la teneur en eau : une diminution de la teneur en eau rapprochera les particules et augmentera les forces de cohésion entre elle. Le sol aura alors une consistance dure et par conséquent, une résistance élevée aux déformations.

Par contre plus la teneur en eau est grande, plus l'indice des vides est élevé est plus les particules de sol sont éloignées les une des autres. La cohésion entre les particules diminue, et la consistance devient molle. On a alors affaire à un sol qui se déformera facilement sous l'effet d'une charge

Les teneurs en eau qui délimitent les différents états de consistances sont appelées limites d'Atterberg : Ce sont des teneurs en eau correspondant à des états hydriques bien définis d'un matériau. Par convention trois états du sol sont définis, à savoir :

- L'état solide ;
- L'état plastique ;
- L'état liquide.

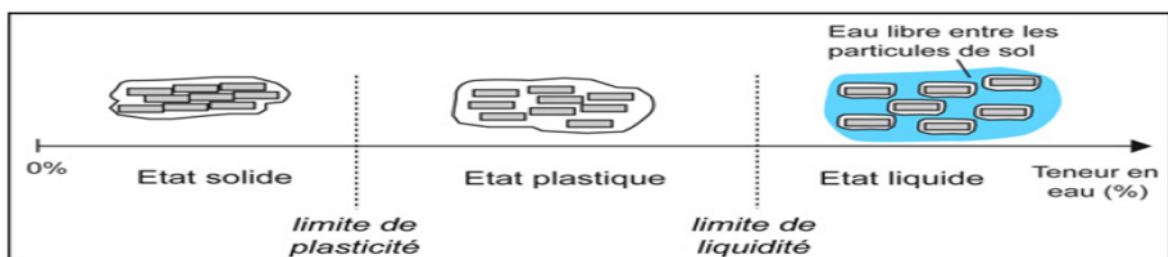


Figure III.13: Les différents états de consistance (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les limites d'Atterberg sont :

- Limite de liquidité **WL** : est la teneur en eau d'un sol qui sépare l'état liquide de l'état plastique
- Limite de plasticité **Wp** : c'est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (sol durcit).
- Limites de retrait **Ws** : Le passage à l'état solide d'un sol s'effectue au départ avec réduction du volume ou retrait, puis à volume constant donc sans retrait.

Cet essai est pratiqué sur la fraction granulométrique dont les particules ont une dimension inférieure à 0.40mm et qu'on appelle sol fin, on fait croître la teneur en eau de façon homogène (malaxage), il passe progressivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide.

La norme NF P94-51 destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau.

III.8.1. Appareillage d'usage courant

Spatule, truelle et un marbre pour le malaxage du mortier ;

- Une pissette ;
- Une balance de précision de préférence automatique ;
- Une étuve avec thermostat permettant de la régler à 105 C°;
- Un tamis d'ouverture 400 μm .



Figure III.14 : appareillage d'essai.

III.8.2. préparation du matériau

Prendre une masse du sol et doit être suffisante de telle sorte à produire au moins 300g de particules passant au tamis 400 fin à étudier et l'imbiber dans l'eau pendant au moins 24 heures.



Figure III.15 : Préparation du matériau.

III.8.3. Détermination de la limite de liquidité W_L

Pour déterminer la limite de liquidité, on prend une masse environ 70g et l'étaler avec la spatule pour éviter les boules d'air, dans la partie avant de la coupelle de telle sorte à ce quelle soit uniforme sans remplir totalement la coupelle, On trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V de manière a partager le matériau en deux partie. On fixe soigneusement la coupelle sur le support de l'appareil de Casagrande. Produire des série de chocs en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

Les nombres de coups doivent être compris entre 15 et 35 si non l'essai est à refaire. Si le nombre de coups est inférieur à 15, cela signifie que le matériau est trop liquide, et si le nombre de coups est supérieur à 35, cela signifie que le matériau est trop sec.

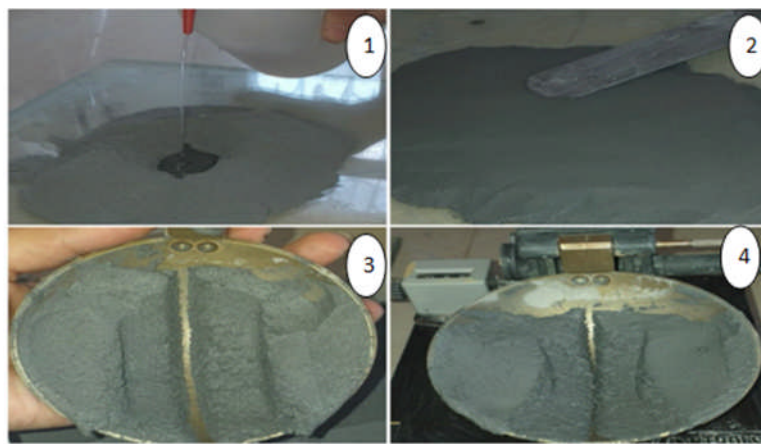


Figure III.16 : Détermination de la limite de liquidité.

Présentation des résultats

Une droite présentée sur une échelle semi-logarithmique de la teneur en eau en fonction du nombre de chocs permet de déduire la teneur en eau à 25chocs.

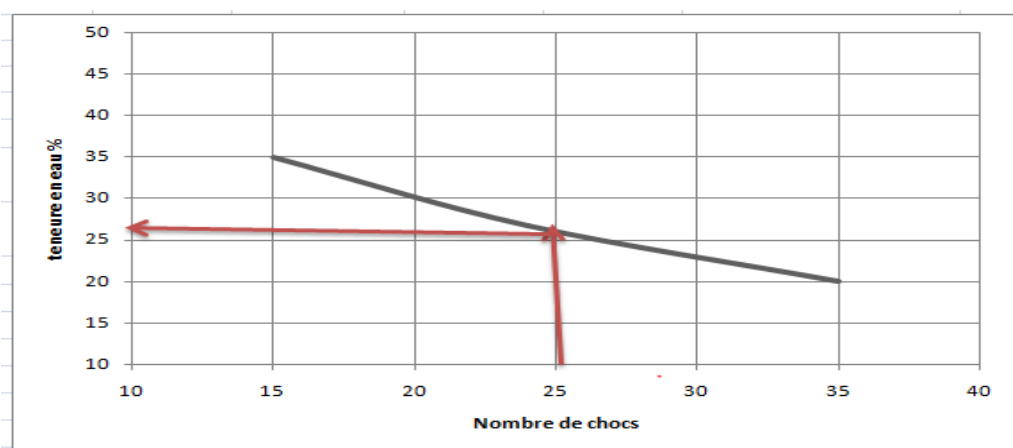


Figure III.17 : Calcul de la limite de liquidité.

III.8.4. Détermination de la limite de plasticité W_p

C'est la teneur en eau qui correspond au passage de l'état plastique à l'état solide, cette limite est atteinte une fois que le rouleau de 3 mm de diamètre et de longueur de 10 cm à 15 cm se casse en le soulevant de 2 cm à 3 cm au milieu.

Pour cet essai nous aurons besoin d'une plaque en verre ou en marbre; d'une balance et d'une étuve



Figure III. 18 : Etape de la limite de plasticité.

Les résultats obtenus sur l'échantillon étudié sont présentés dans le **tableau III.6**

Tableau III.9 : Détermination de la limite de plasticité.

Masse de tare	11,4	10	7,6
Masse du sol humide +tare	12,2	11	8,2
Masse du sol sec +tare	12,1	10,9	8,1
Masse de l'eau	0,1	0,1	0,1
Masse sol sec	0,7	0,9	0,5
Teneur en eau $W(\%)$	14,29	11,11	20
Moyenne $W(\%)$	15,133		

$$W_p = 15,133 \%$$

III.8.5. L'indice de plasticité I_p

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$I_p = W_L - W_p$$

$$I_p = 9,567$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol.

Tableau III.10 : Classification selon l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p$	Sol très plastique

Tableau III.11: Résultats des limites d'Atterberg.

Caractéristiques physiques	Symbole	Valeurs (%)	Valeurs de laboratoire (CONSOLIDA)
Limites de liquidité	WL	25,3	21,98
Limite de plasticité	Wp	15,133	15,84
Indice de plasticité	Ip	9,567	6,14

D'après le tableau de classification de l'indice de plasticité (ARERBERG), le sol étudié est **un sol non à peu plastique**.

Avec la comparaison des résultats trouvés avec les résultats de laboratoire (Consolida) qui est chargé de l'étude, nous avons remarqué que les valeurs sont presque convergente.

III .8.6. L'indice de consistance (I_c)

Avec les résultats précédents, on peut déterminer l'indice de consistance I_c qui permet d'apprécier la consistance des sols plastique en se référant aux plages de valeurs présentées dans le tableau ci-dessous

$$I_c = (W_L - W) / I_p \longrightarrow I_c = 2,56$$

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg, sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : état de consistance des sols en fonction de I_c .

I_c	Appréciation
0-0.25	pâteux
0.25-0.50	mou
0.50-0.75	ferme
0.75-1	mi dur
>1	dur

D'après le tableau de la classification de l'indice de consistance l'état du sol étudié est **solide**.

III.9. Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche

La classification des sols peut être établie selon plusieurs paramètres. Leur teneur en argile constitue un paramètre très important de classification, elle est généralement déterminée par l'essai du bleu de méthylène, appelé essai au bleu à la tache. Cet essai effectué selon la norme (NF P94-068).

III.9.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la capacité d'absorption du bleu de méthylène dans un échantillon de sol mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe la fraction 0/50mm du sol. Le sol absorbera d'autant plus de bleu de méthylène que la quantité d'argile qu'il contient est importante.

Le matériau sera alors introduit dans un récipient avec 500ml d'eau distillée, puis agité à 700t/mn pendant 5mn. Une fois l'opération terminée on introduira dans le mélange à 400t/mn des volumes de bleu de méthylène de l'ordre de 5cm³ à 10 cm³ progressivement, en prenant soin d'effectuer une tâche à l'aide d'une tige en verre sur un papier filtre pour évaluer nos résultats.

- Si la goutte centrale bleu est entourée d'une zone humide incolore le test est négatif, on continue alors le dosage au bleu (figure 20).
- Si le test est positif, la zone humide est teintée de bleu c'est-à dire on arrête le dosage figure 21.

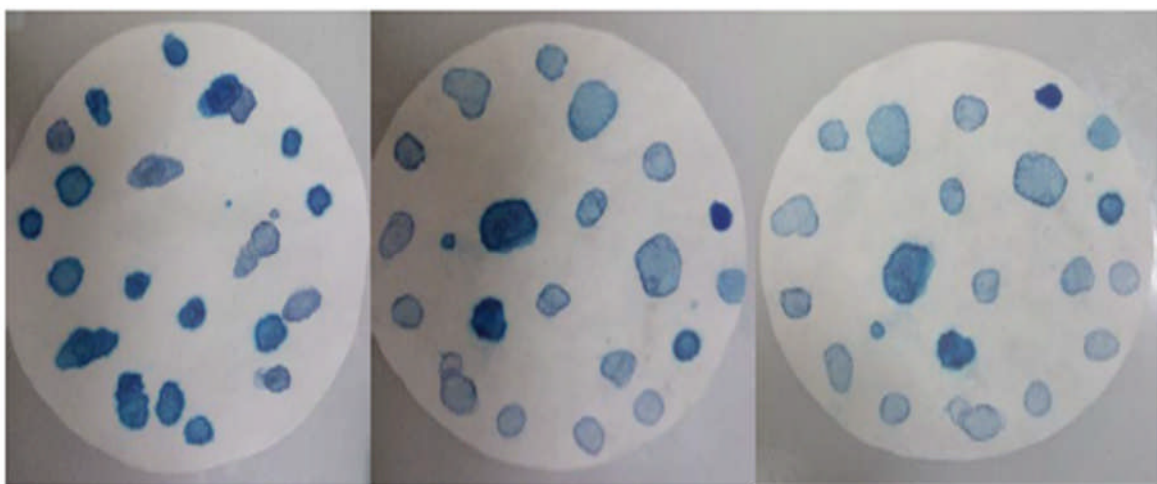


Figure III.19 : Essai du bleu de méthylène sur le papier filtre.

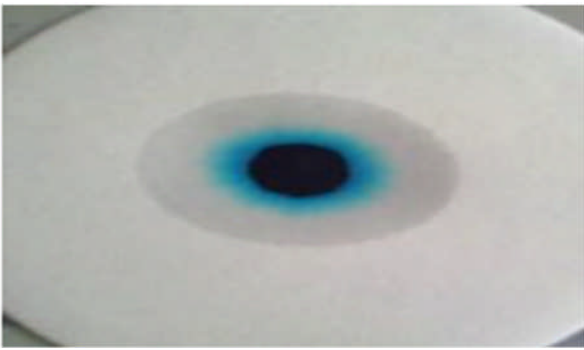


Figure III.21 : Tache de bleu de méthylène positive.

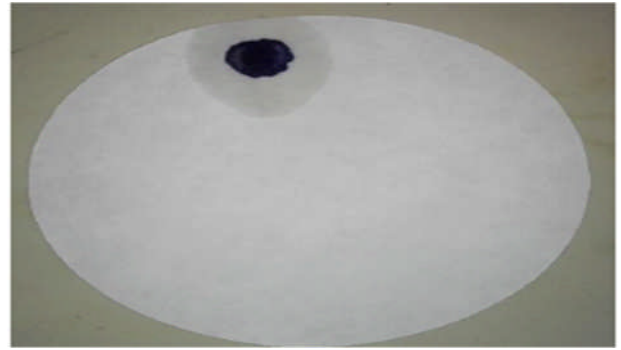


Figure III.20 : Tache de bleu de méthylène négative.

III.9.2. Expression des résultats

Tableau III.13 : résultat essai de bleu.

Paramètres	Valeurs
teneur en eau W (%)	0,23
masse humide de la prise (Mh1)	70
masse sèche de la prise d'essai ($M_0 = Mh1/(1+w)$)	69,84
volume de la solution du bleu	20
masse de bleu introduite ($B=v*0,01$)	0,2
$VBS = (B/M_0)*100$	0,28
Date de l'essai 30/06/19	

La valeur du bleu de méthylène VBS permet de classer les sols selon leur teneur en argile comme suivant :

Tableau III.14 : classes des sols en fonction du VBS.

Valeur du VBS	interpretation
$VBS < 0.1$	Sol insensible ou peu sensible à l'eau
$0.1 < VBS < 0.2$	Apparition de la sensibilité à l'eau
$0.2 < VBS < 1.5$	Sol sablo-argileux
$1.5 < VBS < 2.5$	Sol sablo-limoneux
$2.5 < VBS < 6$	Sol limoneux
$6 < VBS < 8$	Sol argileux
$VBS > 8$	Sol très argileux

Nous avons obtenu après calcul un VBS égal à 0,28, cette valeur est comprise entre 0.2 et 1.5 ce qui signifie que l'échantillon est un sol **sablo-argileux**.

❖ Récapitulation des différentes caractéristiques physiques

Nous résumons les caractéristiques physiques de nos échantillons dans le tableau

Tableau III.15 : Caractéristiques physiques.

W(%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_h (g/cm ³)	E	S_r (%)	n	W ₁ (%)	W _p (%)	I _p (%)
0,23	2,66	2,19	2,18	0,22	2,78	0,18	24,7	15,133	9,467

III.10. Analyse minéralogique par diffraction des rayons X

L'analyse minéralogique fait appel à l'observation au microscope électronique, à l'étude par diffraction des rayons X et à l'analyse chimique. L'analyse minéralogique d'un sol est généralement un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols particulièrement les sols fins est en fonction de leurs compositions minéralogiques. Par exemple une forte teneur en montmorillonite indiquera un sol très sensible à l'eau pouvant donner lieu à des gonflements ou à des retraites importants.

« La composition minéralogique est le caractère individuel le plus important à examiner pour l'identification des roches » [KECHIDI Zahia 2010].

Le but de l'étude minéralogique des schistes de la zone instable et d'évaluer le pourcentage des minéraux constituant ces schistes. A partir de là on pourra déduire leur influence sur le glissement de terrain. [KECHIDI Zahia 2010]

Notre étude a été réalisée par laboratoire spécialisé CETIM de BOUMERDES.

Le résultat du diffractogramme est présenté sur la figure III.22 (date de l'essai 15/09/19).

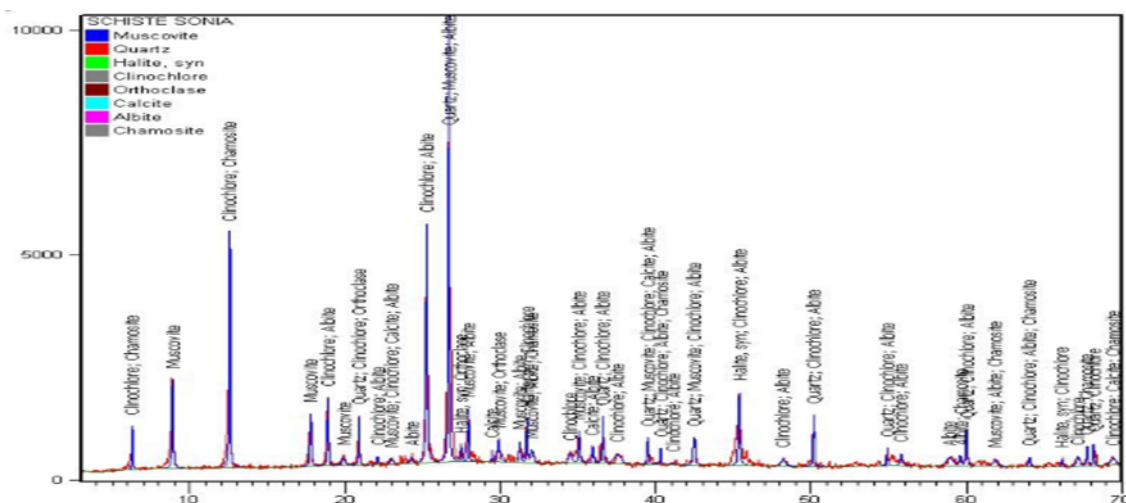


Figure III.22 : Diffractogramme du schiste étudié.

Aussi, une analyse chimique élémentaire par fluorescence X, a été effectuée sur deux échantillons. Les résultats de cette analyse sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau III.16: résultats de l'analyse chimique.

Nom d'échantillon	Perte au feu	Somme des conc(%)	SiO ₂ Si ₂ (%)	Al ₂ O ₃ Al ₂ (%)	Fe ₂ O ₃ Fe ₂ (%)	CaO Ca ₂ (%)	MgO Mg ₂ (%)	SO ₃ S ₂ (%)	K ₂ O K ₂ (%)	Na ₂ O Na ₂ (%)	P ₂ O ₅ 5P ₂ (%)	TiO ₂ Ti ₂ (%)
Schiste	4,5700	100,00	53,66	23,44	8,41	0,57	2,25	0,06	4,75	1,13	0,16	1,02

Les résultats des deux études sur le matériau schiste extrait à ZAOUIA montrent que le minéral le plus dominant est le quartz.

Il n'existe pas de traces d'argile. Ceci s'explique par le fait que les schistes sont des roches métamorphiques (non sédimentaires). elle contient quelques minéraux issus de la transformation directe de l'argile tel que la calcite (matériaux instables) ou indirecte tel que les micas (muscovite).

Par ailleurs, l'essai révèle l'existence de magnésium (MgO), aluminium (Al₂O₃), sodium (Na₂O), hydroxydes de fer (Fe₂O₃) avec des proportions différentes mais de pourcentage inférieur à celui du quartz ce qui donne une roche très dure.

« Le quartz de couleur blanc laiteux, se présente en phénocristaux. Il est de forme et de taille variable et présentant souvent une structure en mosaïque.

C'est un minéral qui peut être aussi de couleur grise à éclat huileux (itreux). Il est en général, transparent mais peut aussi être coloré. Il est dure» [ALKAMA F 2003].

III.11. Compactage de matériau (NF P94-093)

III.11.1. Définition, objectif du compactage

Le compactage est une méthode de stabilisation des sols en surface, il a pour but d'améliorer la capacité portante du sol par le resserrement des grains et la réduction du volume des vides existants.

Mettant le matériau dans un état suffisamment serrée, le compactage évite le tassement ultérieur, les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuent ainsi l'attrition.

En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides. Il entraîne aussi une élévation des caractéristiques mécaniques

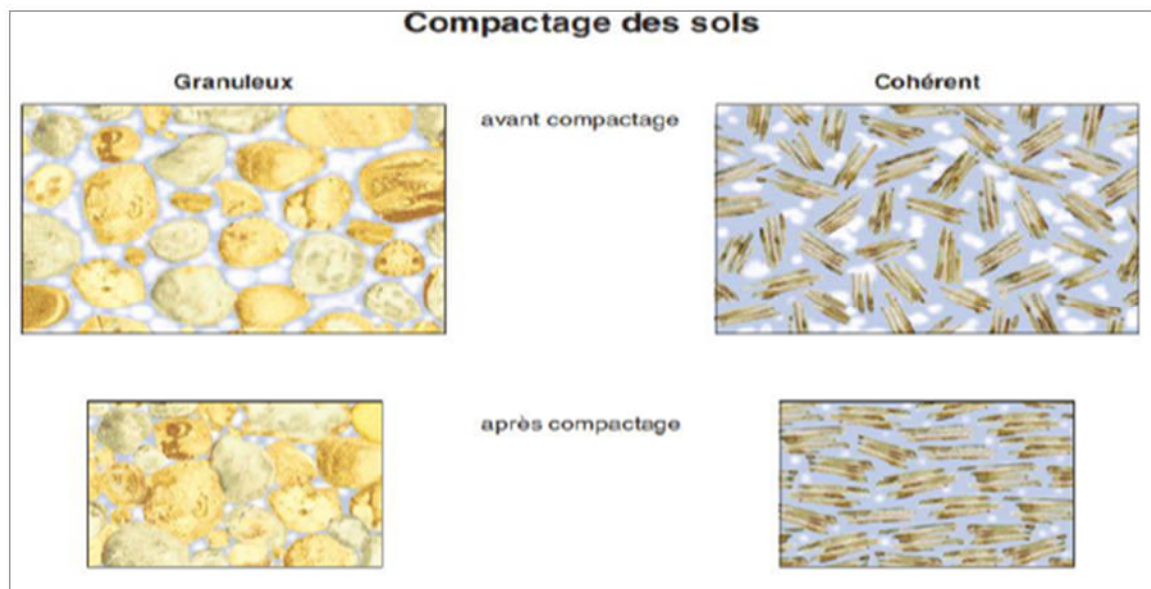


Figure III.23 : Compactage des sols.

III.11.2. Les essais de compactage au laboratoire

Un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par ajouts de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différentes teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (w, γ_d), donc un point de la courbe de compactage.



Figure III.24 : Essai de compactage.

III.11.3. L'essai Proctor

Il existe deux types d'essais Proctor, essai Proctor normal et essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, à l'exception des paramètres liés à l'énergie de compactage appliquée (masse de compactage, nombre de couches, ...).

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.
- **Essai Proctor modifié** : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

L'essai Proctor (normal ou modifié) est un essai de compactage dynamique, caractérisant la compactibilité des matériaux. L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore à la capacité portante maximale.

III.11.3.1. L'essai Proctor Normal (PN)

L'énergie de compactage dans ce cas est relativement faible et correspond à un compactage modéré. On fait référence au Proctor Normal pour l'étude des sols de type remblai non ou peu chargé. Le compactage a alors pour but de limiter les tassements ultérieurs.

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

III.11.3.2. L'essai Proctor Modifié (PM)

Dans ce cas, l'énergie de compactage est plus importante. Il est utilisé pour l'étude des sols de fondation (routes, pistes d'aérodromes,...). On fait référence au Proctor modifié pour les couches de chaussée (pistes d'aérodrome), le compactage effectué avec une énergie supérieure à celle du Proctor normale vise une augmentation de la résistance mécanique de la couche compactée.

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

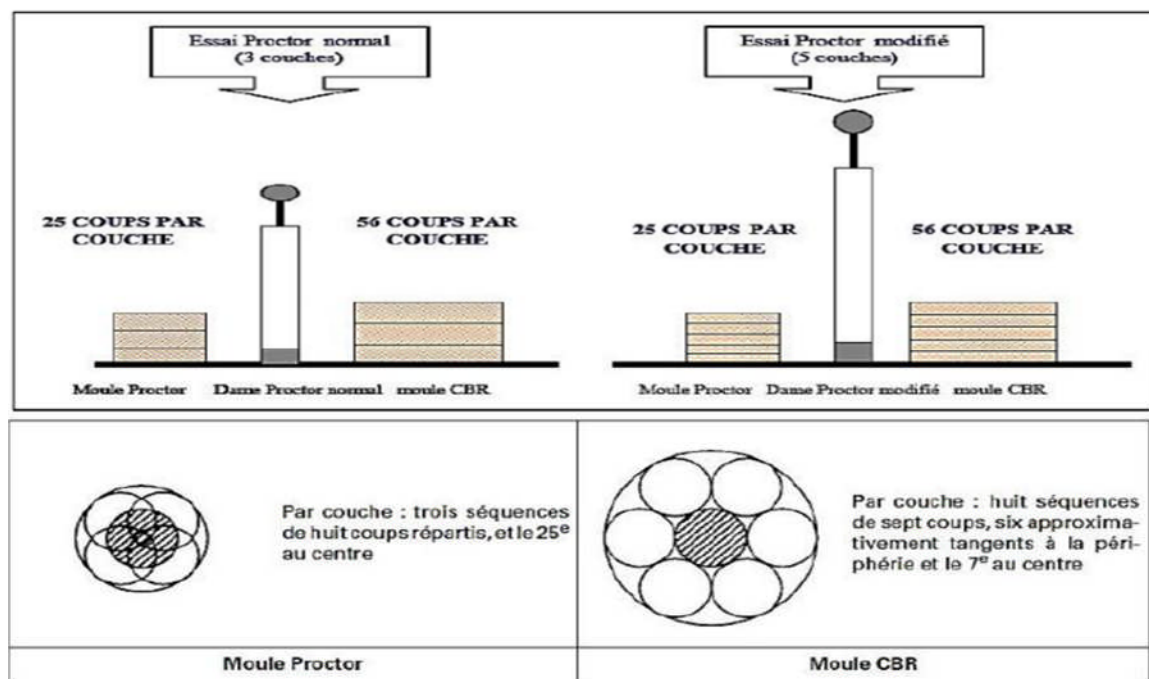


Figure III.25 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

III.11.4. Essai Proctor Normal (PN) (NF P 94-093)

III.11.4.1. But de l'essai

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore à la capacité portante maximale, [BOUDELLAL.O 2016]

III.11.4.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe (γ_d/γ_w , w); on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche maximale.

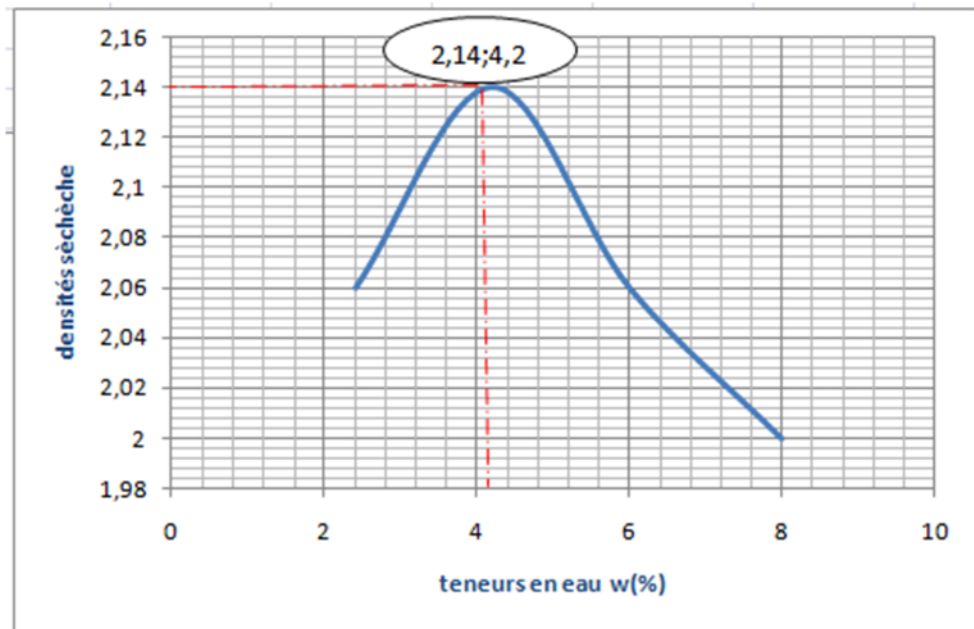


Figure III.26 : Courbe Proctor.

III.10.4.3. Expression des résultats (Date de l'essai 09/06/2019)

L'essai réalisé sur échantillon est exprimé sous forme de tableaux et de courbe Proctor.

La teneur en eau optimale et la densité sèche maximale obtenue avec les résultats de laboratoire est présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : résultats de l'essai Proctor normal.

	W(%)	ρ_d	ρ_d	W(%)
Schiste	4,2	2,14	2,45	4,05

III.12. Essai de portance Californien (CBR : Californian Bearing Ratio test)

III.12.1. Définition

L'essai CBR est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2ème guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

III.12.2. But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance ou résistance au poinçonnement du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est à- dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

III.12.3. Principe de l'essai

Le matériau est compacté généralement à la teneur en eau optimale suivant les procédures de l'essai

Proctor modifié dans un moule CBR compacté 55 coups par couche (5 couches). Au cours de cet essai, l'échantillon est poinçonné par un piston normalisé de 19,35 cm² de section, enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 kN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Les essais de CBR permettent de déterminer les indices, selon le but recherché et la fonction de ce sol la

- L'indice Portant Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- L'indice CBR immédiat (CBR immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée.
- L'indice CBR après immersion (CBR immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{(2.5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)}}{13.5} \times 100 \\ I_{(5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)}}{20} \times 100 \end{array} \right.$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé.

- ❖ Dans le cas de l'indice CBR après immersion, est calculé le gonflement linéaire relatif G :

$$G = \Delta h / H \times 100$$

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm).

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116mm.

III.12.4. Appareillage

Matériel de confection des éprouvettes :

- Moule CBR ;
- Disque d'espacement ;
- Accessoires de compactage Proctor (dame Proctor modifiée, règles à araser);
- Surcharges annulaires (simule la charge due au trafic).



Figure III.27 : Moule CBR et accessoires de compactage.

Pour le poinçonnement :

- Presse de poinçonnement CBR.

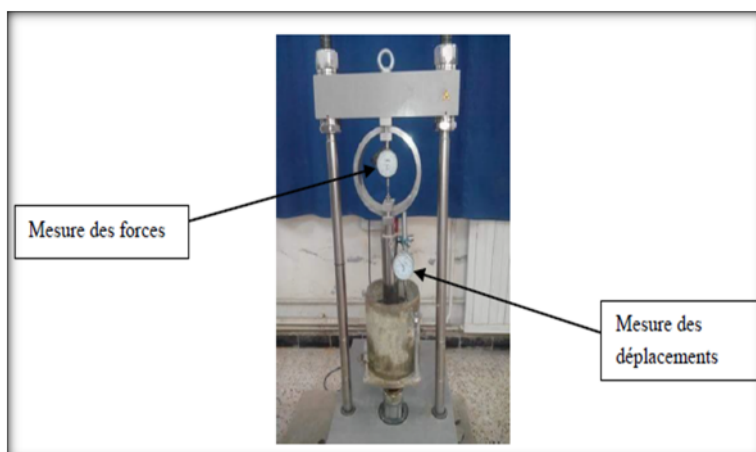


Figure III.28 : Presse à poinçonnement CBR.

Pour la mise en immersion

- Bac suffisamment profond pour immerger 100 % des éprouvettes ;
- Disque de gonflement perforé et papier filtre ;
- Compareteur de mesure du gonflement.

III.12.5. Mode opératoire

Les essais CBR avant et après immersion, sont réalisés au laboratoire selon la norme française (NF P94-078).

Avant de versé le sol dans le moule il faut respecter les étapes suivantes :

- Rejoignez la plaque de base et le moule CBR.
- Placer une feuille de papier filtre au fond du moule.
- Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base ».
- Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de sol une fois compactée
- Fixer la rehausse.

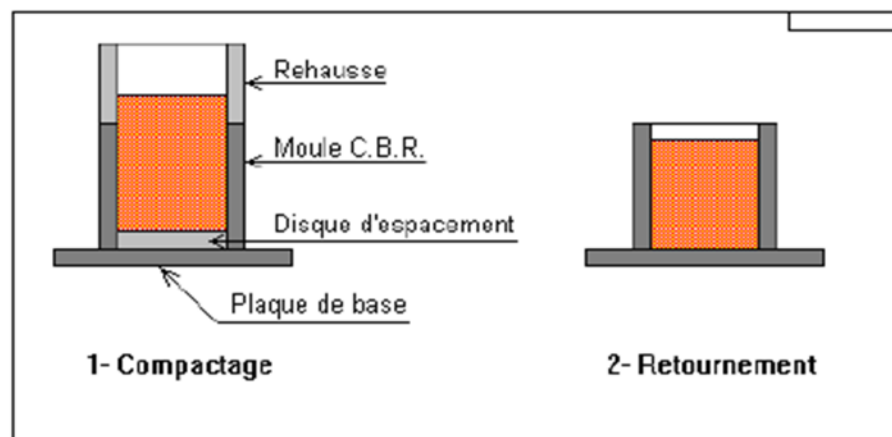


Figure III.29 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

III.12.6. Détermination de l'IPI

- Placer l'ensemble 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;
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon;
- Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min;

- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.



Figure III.30 : Eprouvette poinçonné.

III.12.6. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

- Positionner le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges
- Mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement ;
- Immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20 mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10 mm de hauteur soit présente sous le moule ;
- Après quatre jours d'immersion, relever la valeur de gonflement total atteint ;
- Retirer le moule et l'éprouvette du bac à immersion et après égouttage, exécuter le poinçonnement.

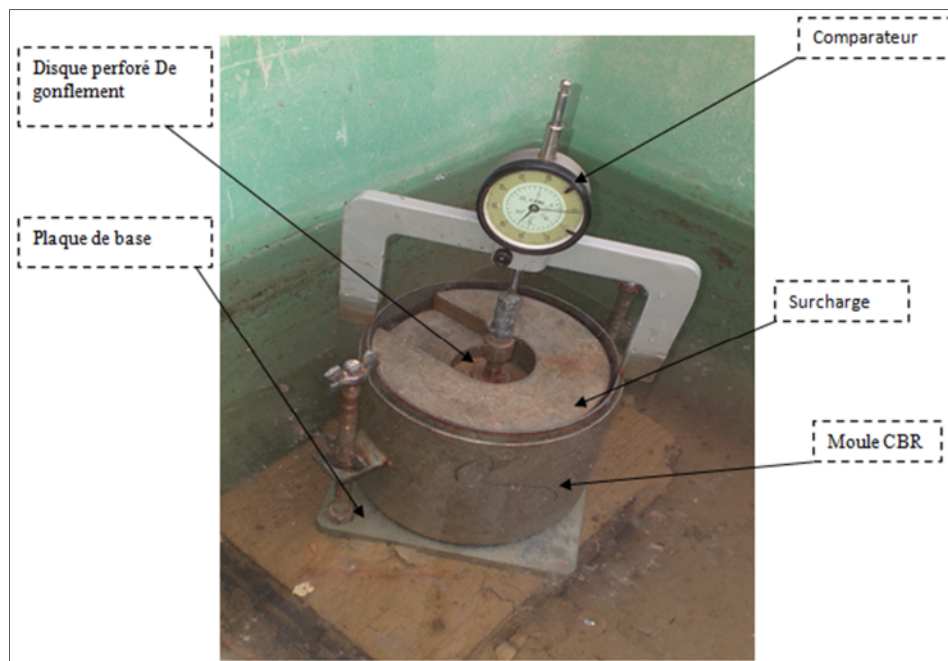


Figure III.31 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

III.12.7. Expression des résultats (CBR)

Pour les essais CBR avant et après immersion, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau et les figures suivantes

Tableau III.18: Résultats des essais CBR immédiat et CBR immersion.

Echantillon	Gonflement relatif G	Indice Portant Immédiat (IPI)			Indice CBR après immersion (CBR _{imm})		
		I(2,5)	I(5)	IPI	I(2,5)	I(5)	CBR _{imm}
Schiste	=0	83,7	82,89	83,7	5,58	10,206	10,206

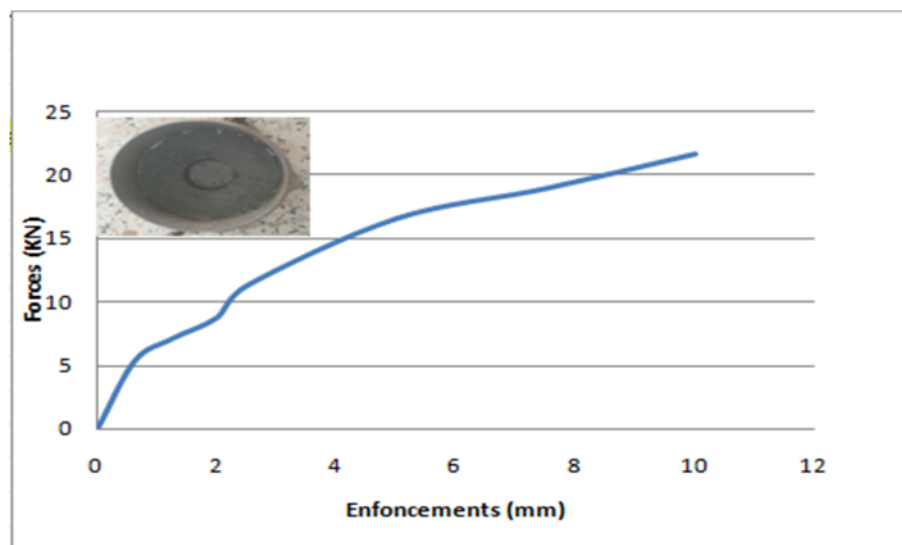


Figure III.32 : Courbes enfoncements-forces (IPI).

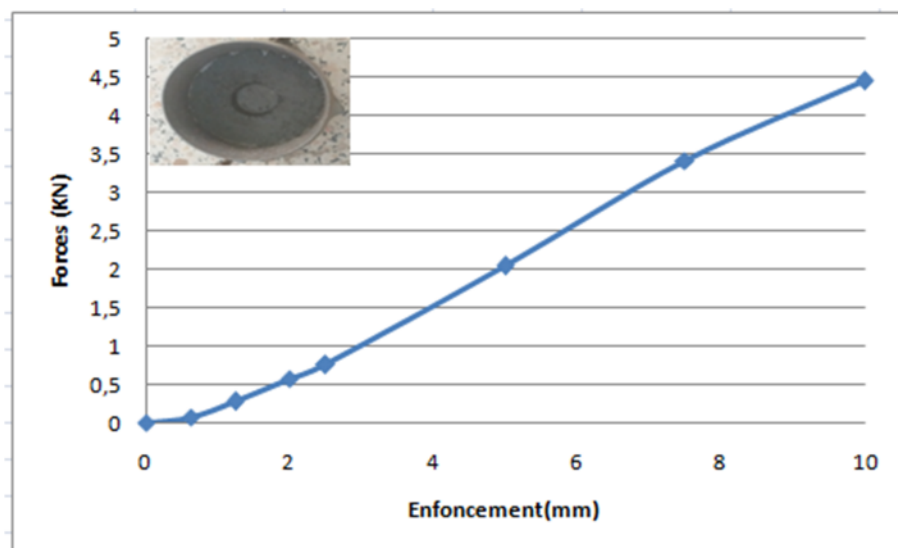


Figure III.33 : Courbes enfoncements-forces (CBR immersion).

III.12.8. Interprétation des résultats

Tableau III.19 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Essieu équivalent de 13 tonnes	Classe de la plate-forme
CBR<5	S1 (portance très faible)
5<CBR<10	S2 (portance faible)
10<CBR<15	S3 (portance moyenne)
15<CBR<30	S4 (portance élevée)
CBR>30	S5 (portance très élevée)

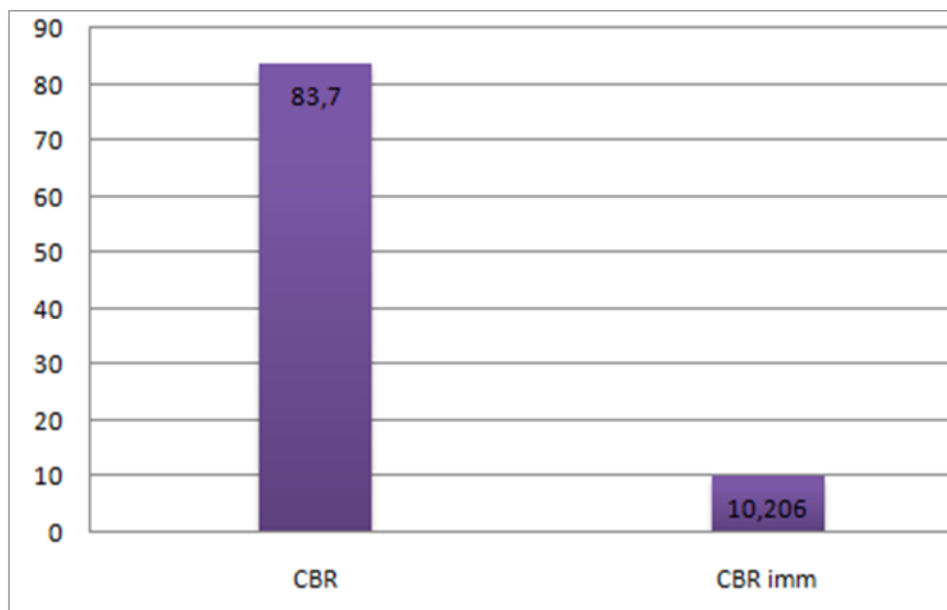


Figure III.34 : Courbes comparatives des IPI et CBR immersion.

En se référant aux classes de portances présentées dans le tableau (III.19), nous pouvons dire que Les granulats de schiste étudiés, se présentent respectivement comme matériau de portance élevée (classe S4) à portance très élevée (classe S5).tandis que dans les plus mauvaises conditions le schiste se présente comme matériau de faible à moyenne portance.

III.13.Essais de granulats routiers

III.13.1. Essai d'usure micro Deval (NF P 18-572)

Certaines caractéristiques mécaniques de granulats ne sont pas déterminées par les différents essais mécaniques cités précédemment. Il existe par contre d'autres essais permettent de reproduire certaines sollicitations propres à des usages bien spécifiques, à savoir les constructions routières. Les granulats qui leur sont destinés doivent présenter une certaine résistance à l'usure.

III.13.2. Définition et But de l'essai (NF P18-572)

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Le matériau évolue pendant l'essai par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine en rotation et sur les boulets (charge abrasive) à sec ou en présence d'eau. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires :

4- 6.3mm; 6.3-10 mm; 10-14 mm; 25-50 mm.



Figure III.35 : Machine d'essai Micro-Deval.

III.13.3. Mode opératoire

Pour effectuer l'essai Micro Deval, il est nécessaire de préparer 500g de matériau préalablement étuvé à 105°C pendant 24h, de classe granulaire bien précise. La classe granulaire est choisie en fonction de la granularité du matériau.

On introduit dans le cylindre l'échantillon et les billes abrasives. Dans le cas humide, on ajoute 2,5 litres d'eau. La machine est alors lancée pour 12 000 tours. Une fois les rotations terminées, le contenu du cylindre est vidé sur une série de tamis de 8 et 1,6 mm, le premier servant à retenir les billes abrasives et le second tamis retenant le matériau.

Le coefficient MDE est calculé comme suit :

$$M_{DE} = ((M-m)/M) \times 100$$

Avec :

M_{DE} : Coefficient Micro Deval ;

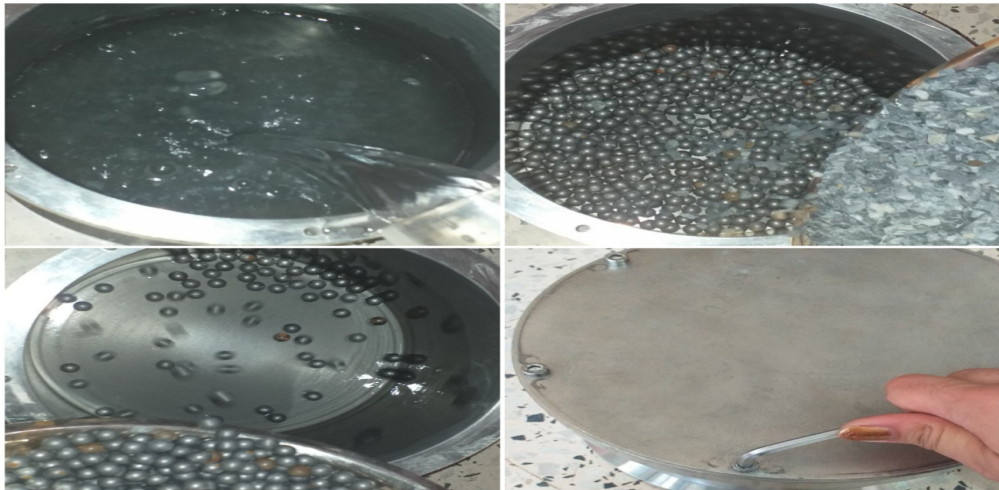
M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai $M = 500g$;

m : Masse sèche du refus au tamis de 1,6 millimètre.

Tableau III.20 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

N° d'essai	M(g)	m(g)	M _{DE} (%)
1	500	190	62
2	500	177	64,6

Nous avons choisi dans notre cas la classe granulaire 4-6,3, avec une masse de charge abrasive de 5000g.

**Figure III.36 :** Mode opératoire de l'essai Micro Deval.**Figure III.37:** Refus au tamis 1,6 mm.

III.13.4. Résultat d'essai

Tableau III.21: Calcul du coefficient micro-Deval.

Classes granulaires (mm)	Poids de l'échantillon (g)	Poids de la charge (g)
4-6,3	500 ±2	2000±5
6,3-10	500±2	4000±5
10-14	500±2	5000±5

III.13.5. Interprétation des résultats

Les résultats sont interprétés en se référant aux valeurs présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval (NF P 18-572).

Coefficient M_{DE}	Valeur
<10	Très bon à bon
10 à 20	Bon a moyen
20 à 35	Moyen à faible
>35	Mediocre

L'essai Micro-Deval réalisé sur les échantillons de schiste a présenté le coefficient MDE supérieure à 35, ce qui signifie que nous sommes en présence de matériau médiocre.

III.14. Essai Los Angeles

III.14.1. Définition

L'essai Los Angeles réalisé selon la norme NF P 18-573, permet la mesure de la résistance aux chocs des éléments d'un échantillon de granulats. Il mesure la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en les soumettant aux chocs de boulets normalisés.



Figure III.38 : Machine d'essai Los Angeles.

III.14.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités-types, de

la classe granulaire 40/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre. Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité choisie comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.23: Les classes granulaires utilisées.

Classe granulaire (mm)	Nombre de boulets	Masse de boulets (g)	
4-6,3	7	3080	+20 a -150
6,3-10	9	3960	+20 a -150
10-14	11	4840	+20 a -150

On procède au lavage de l'échantillon en récupérant le refus au tamis de 1.6mm. Ce dernier est séché, puis pesé, ce qui nous permettra de calculer le coefficient Los Angeles (L_A) en utilisant la relation suivante :

$$L_A = ((M-m)/M) \times 100$$

Avec :

M: masse de l'échantillon avant essai.

m: masse du refus du tamis 1.6mm.

Dans notre cas, nous soumettrons à l'essai la classe 4-6,3, avec un nombre de 11 boulets, à 500 rotations.



Figure III.39 : Matériels et échantillon de l'essai Los Angeles.

III.14.3. Présentation des résultats



Figure III.40 : Résultat d'essai Los Angeles.

Le tableau suivant résume les résultats obtenus

Tableau III.24 : résultats d'essai Los Angeles.

M(g)	M(g)	L_A (%)	L_A (%)
5000	3852	22,96	30,96

III.14.4. Interprétation des résultats

Le résultat est interprété en se basant sur les valeurs de référence présentées dans le tableau suivant

Tableau III.25 : Appréciation des résultats de l'essai Los Angeles (NF P 18-573).

Coefficient Los Angeles(L_A)	Appreciation
<15	Très bon à bon
15 à 25	Bon a moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Mediocre

Les essais Los Angeles réalisés sur les échantillons de schiste a présenté un coefficient L_A entre **25et 40**, ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau dont le coefficient a une tendance vers **la moyenne**.

III.14.5. Classification des matériaux en se basant sur L_A et M_{DE}

Les essais présentés précédemment (Los Angeles et Micro Deval) combinés, permettent de classer les matériaux selon leurs résistances aux chocs et à l'usure (voir tableau).

Tableau III.26 : Catégories des granulats selon leur résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM).

Catégories	$L_A + M_{DE}$	L_A	M_{DE}
A	≤ 25	≤ 20	≤ 15
B	≤ 35	≤ 25	≤ 20
C	≤ 45	≤ 30	≤ 25
D	≤ 55	≤ 35	≤ 30
E	≤ 80	≤ 45	≤ 45
F	> 80	> 45	> 45

Avec :

Catégorie A : Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, sauf couches de roulement à trafic important.

Catégorie B : Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.

Catégorie C : Matériau utilisable pour couches de fondations, et couches de base tout trafic.

Catégorie D : Matériau utilisable pour couches de fondations toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à moyen trafic.

Catégorie E : Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.

Catégorie F : Matériau utilisable en couches de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

En se basant sur les valeurs de références présentées dans le **tableau V.6**, les matériaux étudiés peuvent être classés dans les **catégories E à F**. Ce type de matériau est employé dans les couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.

III.15. CONCLUSION

Ce chapitre en premier lieu est consacré à l'étude des paramètres d'identification réalisés au laboratoire afin de mieux présenter les aspects physiques et minéralogiques du matériau étudié. Les essais d'identification nous ont permis de mieux connaître le matériau schiste utilisé.

Ensuite l'essai Proctor et CBR ont permis de montrer l'aptitude De matériau au compactage, ainsi que son portance dans les plus mauvaises conditions. Les caractéristiques mécaniques obtenues, sont satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes.

Nous avons terminé avec (Los Angeles, Micro Deval) afin d'étudier la résistance des matériaux présentés sous sollicitations routières. Les résultats obtenus permettent ainsi, d'avoir une meilleure idée sur l'évolution des matériaux étudiés ce qui permettra sans doute d'éviter certains désordres à court ou à long terme.

Chapitre IV : Technique de mesure et d'imposition de la succion

IV. 1. Introduction

Dans le domaine de la mécanique des sols, la succion est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés. La connaissance de la succion dans un sol non saturé a de multiples intérêts. En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée. En outre, elle influence fortement le comportement mécanique des sols. Il est donc indispensable de pouvoir mesurer la succion lorsqu'un sol est en état non saturé.

Pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, il y a un intérêt considérable à savoir contrôler et imposer la succion dans les essais géotechniques dans la détermination de la courbe de rétention d'eau.

Dans ce chapitre deux méthodes ont été choisies, une pour la mesure et une autre pour imposer la valeur de la succion : La technique de papier filtre pour la mesure dans le sol intact (à l'état naturel), et la technique des solutions salines saturées qui permet l'imposition de très fortes succions. Les échantillons sont préparés dans deux états initiaux, sous forme de pâte et compactés à l'optimum Proctor.

IV.2. Mesure de la succion

IV.2.1. Méthode de papier filtre

La méthode du papier filtre est une méthode qui permet d'établir la courbe de rétention d'eau du sol. Cette courbe n'est autre que la relation entre la teneur en eau et la succion initiales du sol. Cette méthode permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact direct avec l'échantillon, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en contact direct avec l'échantillon.

« La méthode de papier consiste à disposer au contact d'une éprouvette un papier filtre et à placer l'ensemble dans une enceinte fermée. Dans cette enceinte est introduit un autre papier qui n'est pas en contact avec l'éprouvette. Une fois l'équilibre atteint, la teneur en eau de chaque papier est déterminée » [Olivier CUISINIER 2002].



Figure IV.1 : Papier filtre Whatman N°42.

IV.2.1.1. Mesure de la succion matricielle

La mesure de la succion matricielle du sol étudié, à l'aide du papier filtre (ASTM D 5298,1995) est réalisée selon le protocole suivant :

- Humidifier le sol à l'optimum Proctor et le diviser en trois couches.
- On met la première couche dans le moule, on la compacte, avant de mettre la deuxième couche et la compacter on met soigneusement trois papier filtres secs.
- On refait la même opération entre la deuxième et la troisième couche, on démoule l'éprouvette, soit on la met dans une boîte hermétique ou l'envelopper soigneusement dans un sac en plastique Pour éviter toute évaporation.
- Attendre jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit atteint entre le sol et le papier filtre environ 15 jours, On extrait ensuite les papiers filtres et on mesure la teneur en eau de l'échantillon et du papier filtre central non pollué.

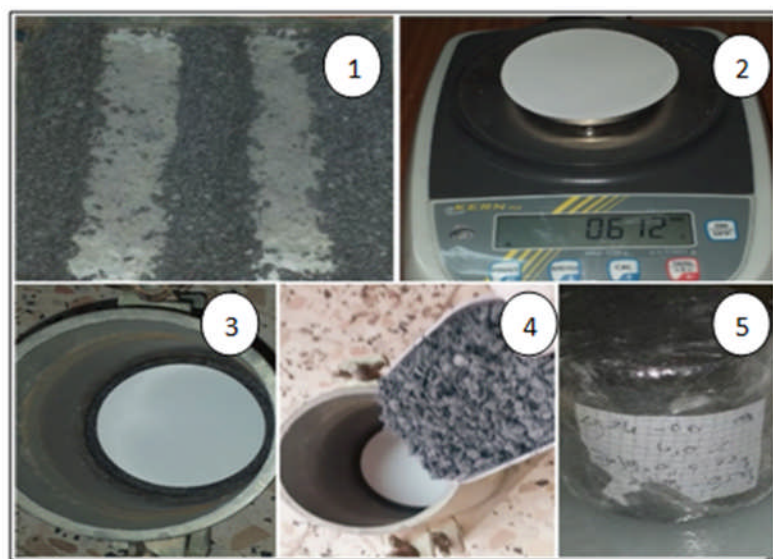


Figure IV.2 : Protocole de détermination de la succion matricielle.



Figure. IV.3. : Détermination du poids du papier filtre après 15 jours.

A partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre (figure IV.5) et de sa teneur en eau, on détermine la succion du papier filtre qui n'est autre que celle du sol.

- **Calcul de la teneur en eau de schiste et de papier filtre**

Les résultats de la mesure de la teneur en eau de papier filtre sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Résultat de mesure de la teneur en eau de papier filtre (Watanman42).

Echantillon	01	02
La masse sèche du papier filtre (g)	0,601	0,446
La masse humide du papier filtre(g)	0,783	0,592
La teneur en eau du papier filtre (%)	30,28	32,73
La teneur en eau moyenne (%)	31,505	

Les résultats de la mesure de la teneur en eau du schiste sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Détermination de la teneur en eau du schiste.

Echantillon	01	02
La mase sèche du schiste (g)	140,069	176,668
La masse humide du schiste (g)	144,238	181,324
La teneur en eau (%)	2,98	2,64
La teneur en eau moyenne (%)	2,81	

IV.2.1.2. Mesure de la succion totale

Pour mesurer la succion totale du sol, nous avons mis le papier filtre sur une rondelle en plastique (joint torique) qui repose sur l'échantillon afin d'éviter le contact avec le sol, et le suspendre à l'intérieur de l'enceinte hermétique dans laquelle l'échantillon est placé. L'équilibre hydrique entre l'échantillon et le papier filtre est atteint au bout de 15 jours.

Les teneurs en eau de l'échantillon et du papier filtre sont déterminées de la même façon que pour la mesure de la succion matricielle.

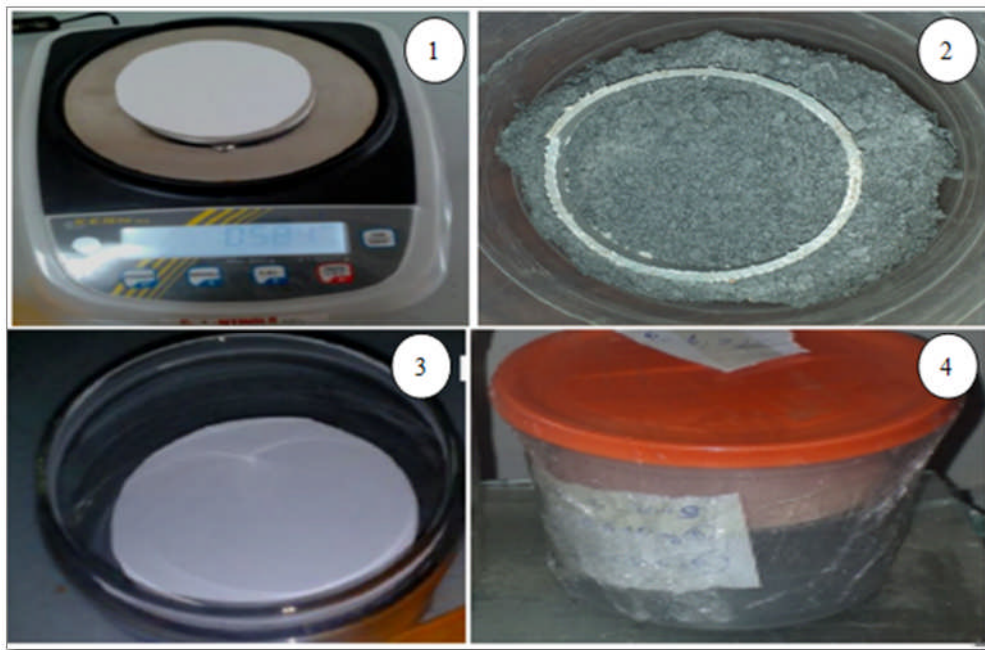


Figure. IV.4 : Protocole de l'essai de détermination de la succion total.

➤ Calcul de la teneur en eau du schiste et du papier filtre.

Les résultats de la mesure de la teneur en eau de schiste et de papier filtre sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.1 : Détermination de la teneur en eau de papier filtre (Watnman42).

Papier filtre	01
Masse sèche de papier filtre(g)	0,601
Masse humide de papier filtre (g)	0,716
La masse de l'eau absorbée par le papier filtre (g)	0,115
La teneur en eau de papier filtre (%)	19,135

Tableau VI.1 : Détermination de la teneur en eau du schiste.

Echantillon	01
Masse sèche de sol (g)	146,939
Masse humide de sol (g)	152,725
La masse de l'eau absorbée par le sol (g)	5,786
La teneur en eau de sol (%)	3,94

- **Détermination des suctions initiales totale et matricielle**

Après avoir calculé les différentes teneurs en eau on détermine la succion à partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre. Il s'agit de déterminer la succion en fonction de la teneur en eau évaluée.

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 :

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

$$\log s = 2,6995 - 0,0147 \cdot W_f \text{ pour : } W_f > 47,3 \text{ [Bourekba]}$$

Dans notre cas on a utilisé le papier filtre initialement sec.

a) la succion matricielle :

$$W_f = 31,505\% < 45\% \text{ donc } \log S = 5,327 - 0,0779 \cdot W_f \quad \text{-----} \rightarrow \quad 746,03723 \text{ Kpa}$$

b) la succion totale :

$$W_f = 19,135\% < 45 \text{ donc } \log S = 5,327 - 0,0779 \cdot W_f \quad \text{-----} \rightarrow \quad 6860,9381 \text{ Kpa}$$

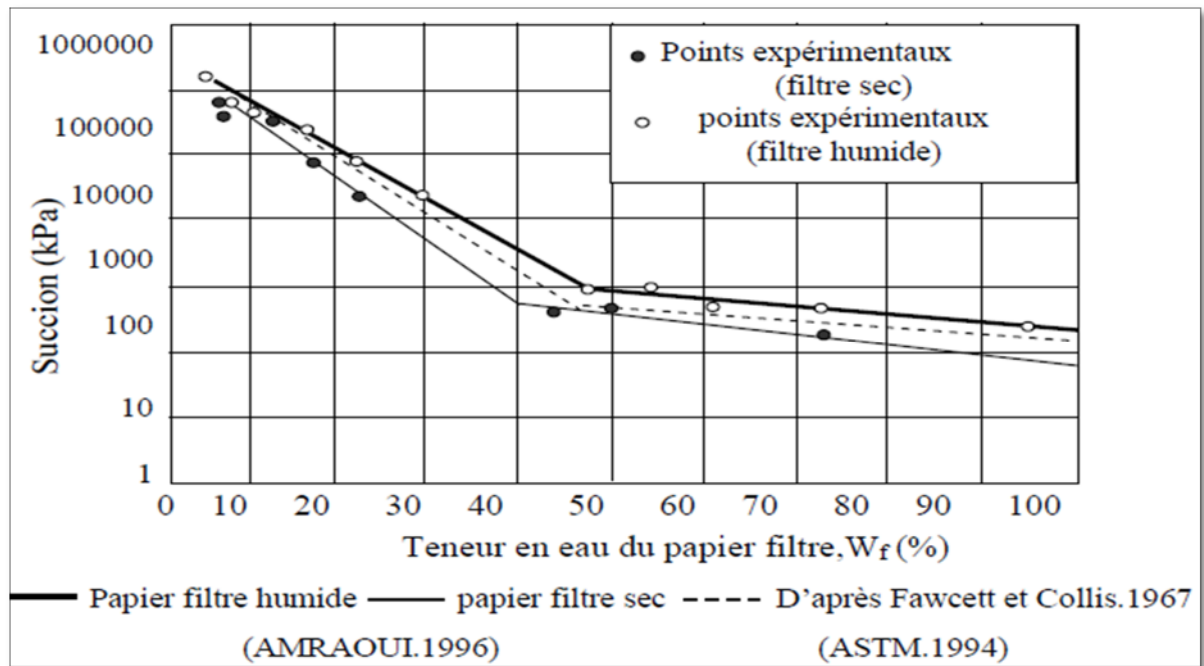


Figure IV. 5 : Courbe d'étalonnage de la succion du papier filtre WHATMAN N°42 [BOUROKBA]

IV .3.Imposition de la succion

IV. 3.1. Méthode d'imposition des solutions salines

Les techniques de contrôle sont conçues de telle manière qu'on puisse imposer une succion au sol et mesurer la teneur en eau correspondante. Il existe plusieurs techniques, on s'intéresse spécialement à la méthode des solutions salines saturées qui permet d'imposer des suctions très élevées. Ne nécessitant pas de matériel coûteux, elle reste une méthode facile à appliquer, bien que elle est relativement lente.

IV.3.2.Principe de l'essai

La technique de contrôle de succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin. Elle consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est assez long et peut durer des dizaines de jours, voir des mois. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution saline saturée (figure IV.6).

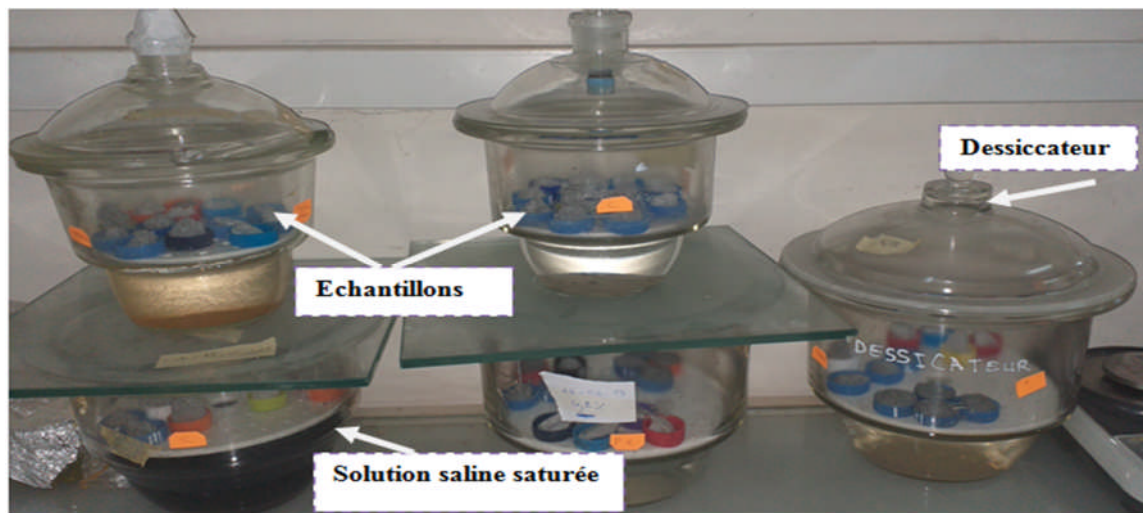


Figure IV.6 : Déroulement de l'essai des solutions salines saturées.

Les concentrations des solutions salines saturées que nous avons utilisé dans ce travail, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau .VI .5. Concentrations des solutions salines utilisées.

Solution saline	Succion(Mpa)
Znso ₄	12 ,6
Mgcl ₂	156,22
KOH	326
H ₂ SO ₄	500
K ₂ CO ₃	113,2

IV.3.3. Préparation des échantillons

Deux séries d'essais d'humidification/drainage sont effectuées. Les états initiaux des échantillons sont les suivants:

❖ **Première série d'essais** : Il s'agit de l'utilisation du matériau sous forme de pâte, dont la teneur en eau W est comprise entre $1,2W_L$ et $1,5W_L$ du matériau lui même.

Pour préparer l'échantillon sous forme pâte, on pèse une portion suffisante du matériau, puis on la malaxe avec une quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention de la teneur en eau désirée ($1,2W_L < W < 1,5W_L$) (Figure. IV.7).



Figure VI. 7 : Préparation de la pâte.

a) Chemin humidification : les échantillons sont préparés sous forme de la pâte puis les mettre à l'étuve à une température de 105°C pendant 24h avant de la mettre sur la grille de dessiccateur, (aucun contact n'est permis entre la solution et les échantillons).

b) Chemin séchage : les échantillons sont préparés à partir d'état d'une pâte puis les mettre directement sur la grille du dessiccateur.



Figure VI. 8 : Matériau sous forme pâte Echantillons de pâte étuvée & Echantillons de pâte humide.

- ❖ **Deuxième série d'essai :** Les échantillons issus du matériau compacté ($\gamma_d = 2,14$ Wopt = 4,2%), sont disposés dans les dessiccateurs pour suivre soit un chemin de séchage ou d'humidification (selon le niveau de succion initiale de l'échantillon relativement à la succion imposée dans le dessiccateur).

sceller bien les dessiccateurs afin que l'air ambiant n'y pénètre pas (aucun échange d'air avec le milieu extérieur).

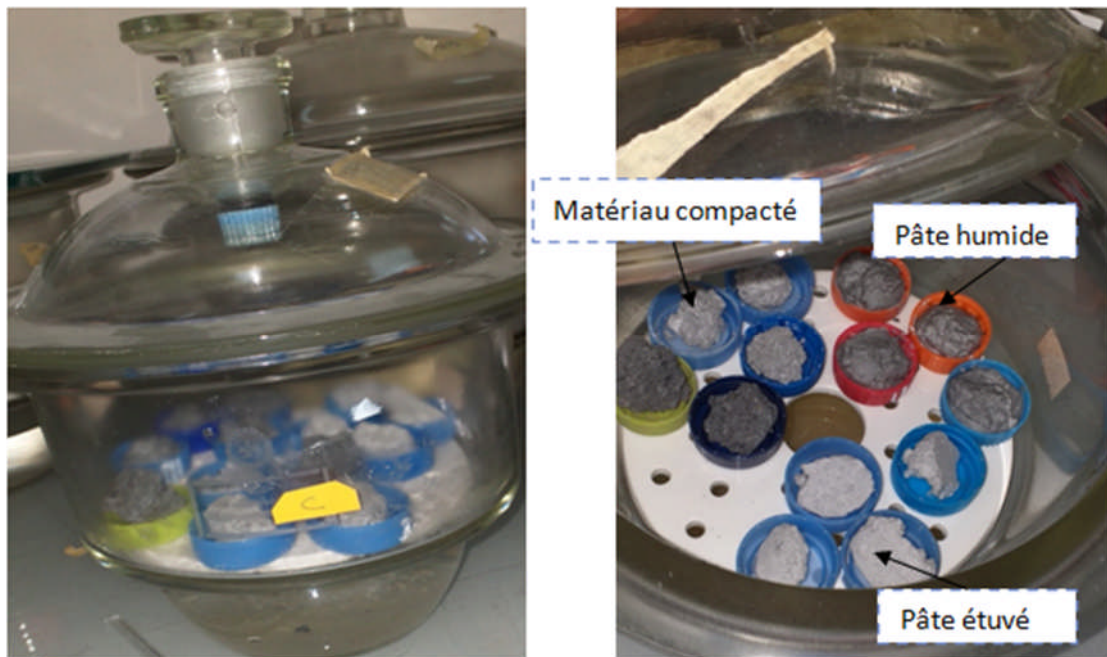


Figure IV.9 : Disposition des échantillons dans le dessiccateur.

Une fois l'équilibre est atteint, on détermine les paramètres d'état de l'échantillon (e , w , S_r) par la pesées immergées dans le KERDANE.

IV.3.4. Evaluation de l'équilibre des succions.

Des pesées régulières par intervalle de 5 jours pendant une durée totale de 48 jours ont été effectuées afin de voir leur évolution dans le temps jusqu'à leurs stabilisations.

La fin des échanges par phase vapeur entre les échantillons et les solutions salines saturées, représente la phase d'équilibre des succions qui est évaluée par la stabilité des masses des échantillons dans les dessiccateurs au bout d'un certain temps, telle que le traduit les courbes des figures suivantes :

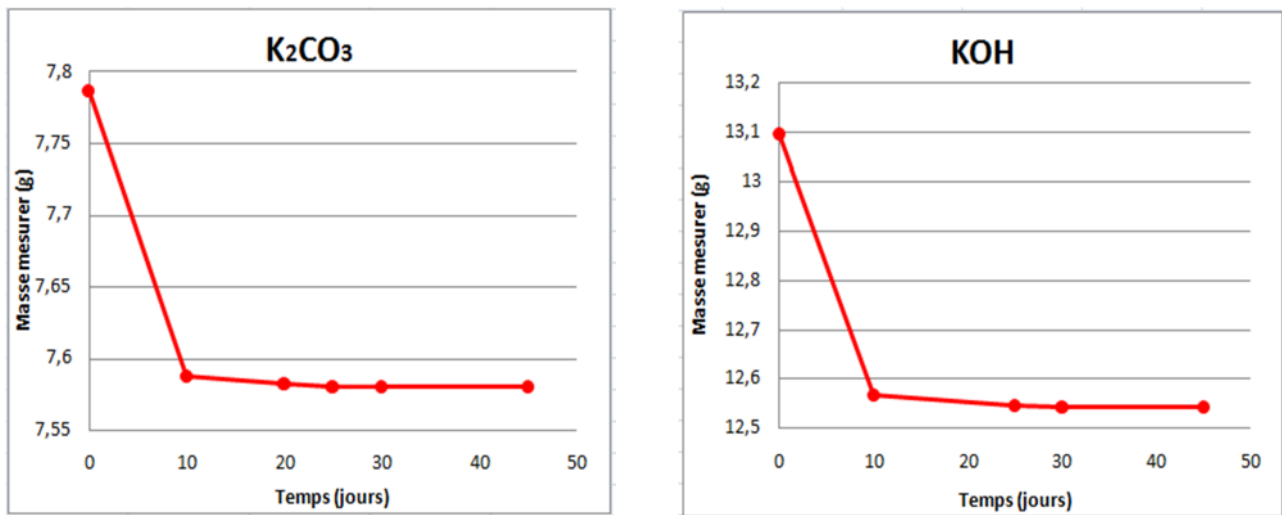


Figure IV.10 Courbes de stabilisation du poids des échantillons compactés à l'optimum.

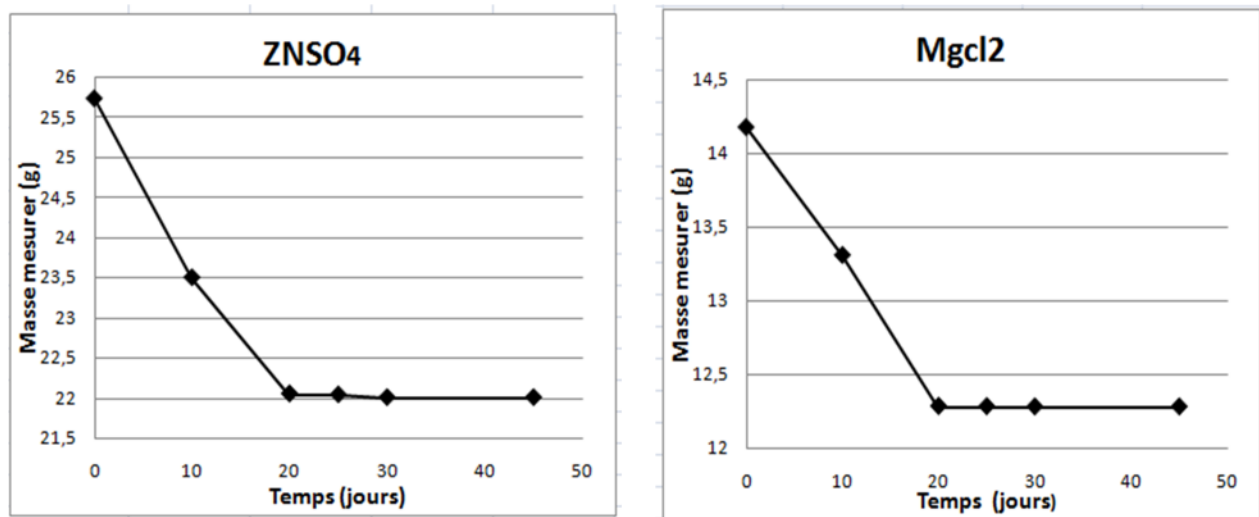


Figure IV.11 Courbes de stabilisation du poids des échantillons sous forme de pâte (séchage)

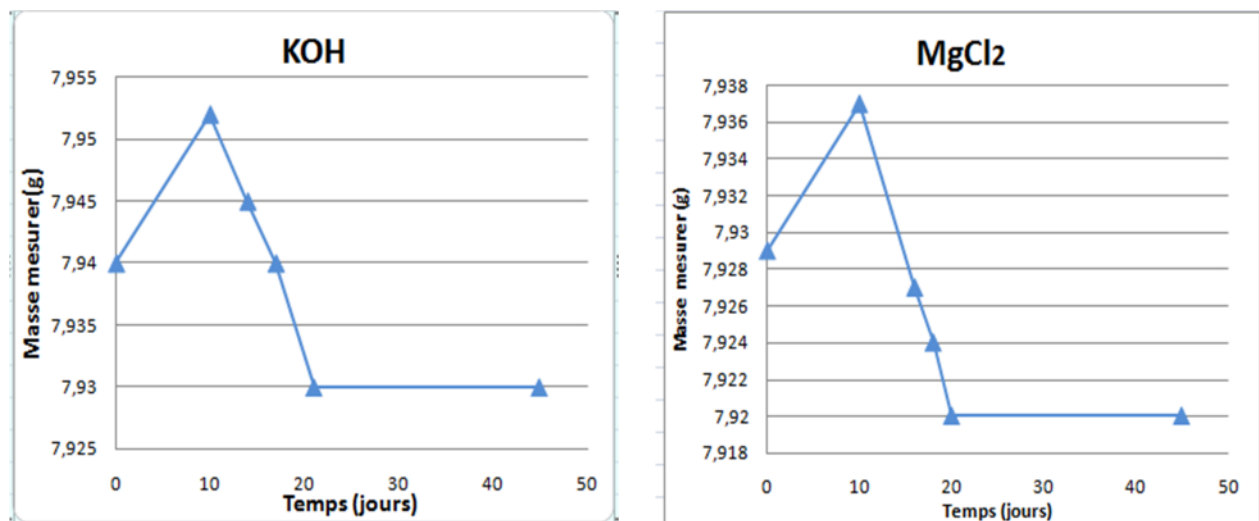


Figure IV.12 Stabilisation du poids des échantillons (pâte en humidification) à travers le temps.

IV.3.4. Interprétation

Les courbes représentent l'évolution des masses des échantillons en fonction du temps.

- La variation de la masse s'effectue pendant les 10 premiers jours pour le cas du sol compacté et pendant les 20 jours pour la pâte.
- Pendant les 10 premiers jours la masse d'échantillons compactés diminue, puis l'équilibre de succion est atteint et la masse ne varie pas.
- le cas du séchage la diminution de la masse s'effectue pendant les 20 premiers jours puis elle se stabilise.
- Le cas d'humidification la masse augmente pendant les 10 premiers jours, puis la diminution de la masse dans les 10 prochains jours est due sous l'effet de la température. et elle se stabilise complètement à partir du 20ème jour.

La présentation des chemins de drainage humidification nécessite la connaissance des paramètres d'état des différents échantillons, à savoir : teneur en eau, degré de saturation et indice des vides, qui sont déterminés par pesée immergée dans une huile non mouillante utilisée pour remplir les gros pores sans gonfler l'échantillon (essai destructif). Cette méthode a été dérivée par Zerhouni (1991) de celle décrite par Tessier (1975). [BOUROKBA]

L'huile utilisée est généralement du Kerdane. Cette huile s'évapore à l'étuve à 105°C.

Le principal inconnu est le volume de l'échantillon, sa détermination permettra de déduire les autres paramètres. On procédera par pesée hydrostatique dans le Kerdane. On suivra les étapes ci-après :

- Peser les échantillons avec une balance de précision 10^{-3} g ;
- Immerger l'échantillon dans le Kerdane, pendant 2h, afin que les pores superficiels se remplissent, puis l'essuyer soigneusement pour retirer le surplus d'huile.
- Peser l'échantillon une seconde fois (poids humide + poids du Kerdane absorbé) **Phk**;
- Peser l'échantillon dans le Kerdane (poids immergé) **Pimm** ;
- Mettre à l'étuve les échantillons après immersion pendant 24 h (105°C) pour obtenir le poids sec ;
- Calculer le volume total de l'échantillon avec la formule suivante :

$$V = (\text{Phk} - \text{Pimm}) / \gamma_K \quad \text{avec } \gamma_K = 0,77 \text{ (densité de Kerdane)}$$



Figure IV.14 : Immersion des échantillons dans le Kerdane.



Figure IV.13: Peser des échantillons.



Figure IV.16 : La pesée immergée dans le kerdane



Figure IV.15: L'essuyage des échantillons



Figure IV.17 : Etuvage des échantillons (105°C).

Après l'étuvage complet des échantillons immergés on calcule la masse sèche des échantillons pour pouvoir calculer les paramètres d'état (la teneur en eau, le degré de saturation et l'indice des vides).

IV.3.5. Détermination des paramètres d'état

Calcul de la teneur en eau (NF P-94 050)

- Calcul du volume total
- Calcul de l'indice des vides
- Calcul du degré de saturation

Les autres paramètres (W , e , S_r) sont déduits à l'aide des relations élémentaires de la mécanique des sols.

La détermination des paramètres d'état nous permet de dresser cinq plans.

IV.3.6. Description du comportement global du sol lors d'un cycle de drainage humidification

Les chemins de drainage-humidification de notre matériau (soit préparés sous forme de pâte à $W_l = 1.5 W_l$ ou compacté à l'optimum Promotor) sont représentés sur les (figures IV.18 et 19).

L'application d'une pression interstitielle négative à un échantillon de sol se traduira simultanément par une variation de volume et de teneur en eau, ou encore d'indice des vides et de degré de saturation. C'est pourquoi il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau incluant tous ces paramètres. Comme celle de la (figure IV.18), qui comporte 5 graphiques qui se correspondent verticalement et horizontalement :

- Le quadrant supérieur droit représente la variation de l'indice des vides en fonction de la pression interstitielle négative.
- le quadrant supérieur à gauche représente l'indice des vides en fonction de la teneur en eau, ce graphique présente en fait la courbe de retrait du sol.
- Dans les deux quadrants du milieu sont reportées les variations du degré de saturation en fonction des deux mêmes variables, W et U_c .
- la courbe du bas correspond à la courbe de rétention d'eau, elle traduit globalement l'effet de la pression interstitielle négative sur un paramètre mixte mais facile à mesurer, la teneur en eau, qui rend compte à la fois de la variation globale de volume du sol et du remplissage des pores.

IV.3.6.2. Chemin séchage humidification sur le matériau compacté.

Les résultats des essais de séchage humidification sur le matériau compacté à l'optimum Proctor sont présentés sur la figure IV- 18.

On constate qu'à l'optimum Proctor : Les échantillons suivant un chemin de drainage (séchage) pour les valeurs supérieures de succion mesurée par la méthode du papier filtre et un chemin d'humidification pour les valeurs inférieures à celle-ci.

Dans le plan $[w, e]$, les échantillons suivent dans un premier temps la droite de saturation d'équation $e = (\gamma_s/\gamma_w) w$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait w_r , qui représente le point d'intersection de la droite de saturation, est de **3.9 %**, correspondant à un indice des vides e_r de **0.1**. Cette limite de retrait correspond, dans le graphe **(B)**, à une succion de limite de retrait, notée U_r , d'une valeur de **156000Kpa** environ. Dans le plan représentant la variation du degré de saturation en fonction de la succion **(D)**, la pression de désaturation U_{cd} est d'environ **10000Kpa**, sensiblement égale à la succion initiale du matériau compacté.

La courbe de rétention d'eau de matériau compacté suit la même allure que celle des sables figure 18 chapitre II.

On a représenté sur la figure le point correspondant à la succion totale initiale de sol. L'éloignement de ce point de la courbe, peut être expliqué par les erreurs expérimentales.

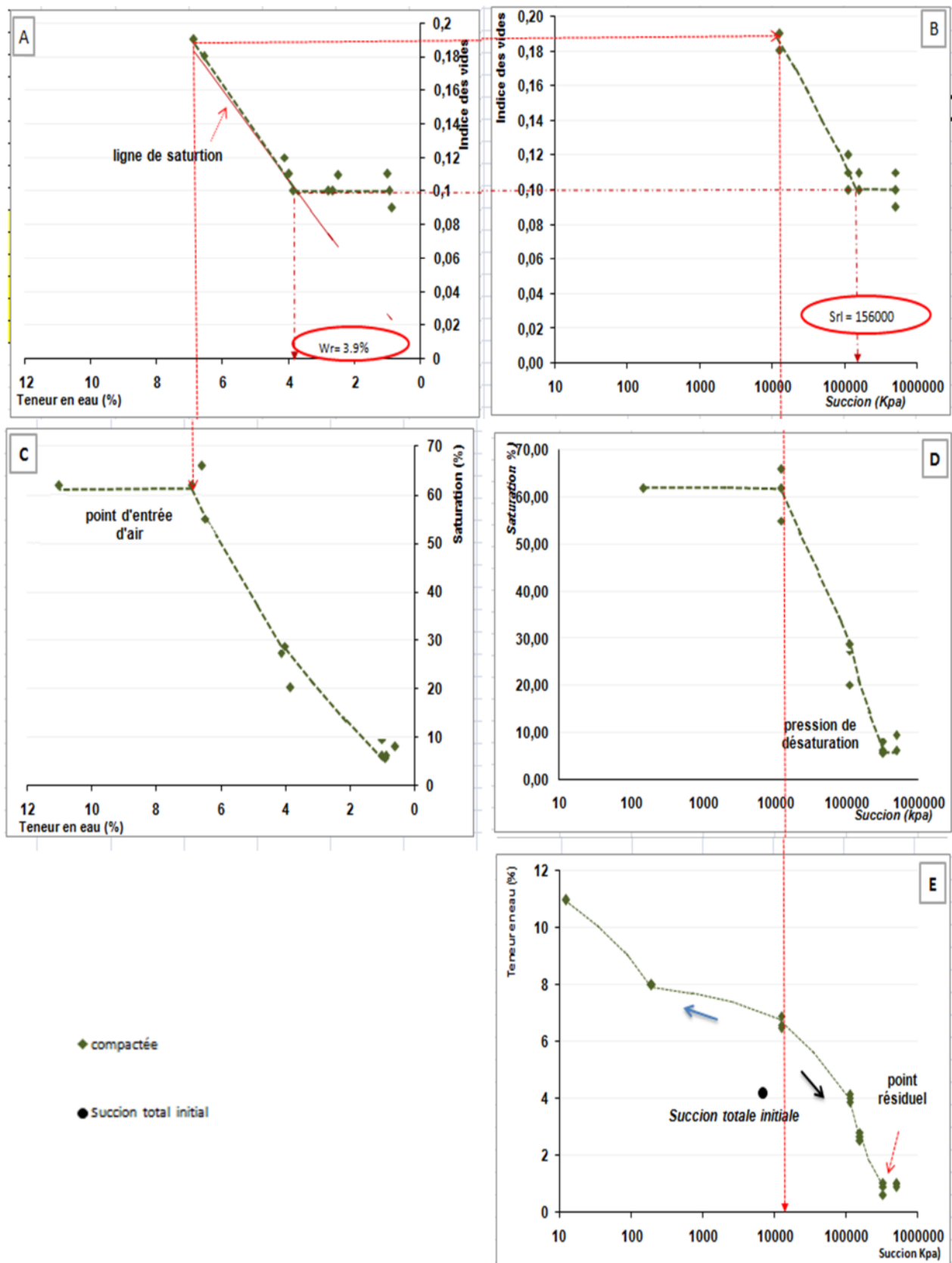


Figure IV.18. Chemins de drainage et d'humidification de schiste initialement compactée à l'Optimum Proctor Normal.

IV.3.6.3. Chemins d'humidification-drainage du matériau sous forme pâte

Les résultats obtenus à partir de l'étude des chemins d'humidification-drainage du schiste de ZAOUIA sous forme de pâte ($W = 1.5 W_L$ avec $W_L = 25,3 \%$) a permis de tracer les courbes dressées sur la figure IV.19.

A) Chemin de drainage-humidification

Dans le plan A $[W, e]$, les échantillons suivent dans un premier temps, la droite de saturation, d'équation $e = (\gamma_s / \gamma_w) W$. En suite lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante.

Sur le plan $[W, e]$ (graphe **A**), la limite de retrait W_r , qui présente le point d'intersection de la droite de saturation, est de **3,98%** correspond à un indice des vides $e = (0.11)$. sur le plan $[e, \log U_c]$ (graphe **B**), la limite de retrait correspond, à une pression capillaire de limite de retrait notée $Sr' = 100000 \text{ kPa}$. Au-delà de la pression capillaire de retrait (Sr'), l'indice des vides ne varie plus en revanche le degré de saturation diminue (graphe **D**).

Dans le plan $[Sr, w]$, le sol est saturé jusqu'au point d'entrée d'air qui correspond à la valeur $w = 10\%$

Sur le chemin de séchage la projection de point d'entrée d'air sur le plan (**D**), correspond a la « pression interstitielle négative de désaturation », notée $Ur_{désat} = 10000 \text{ Kpa}$

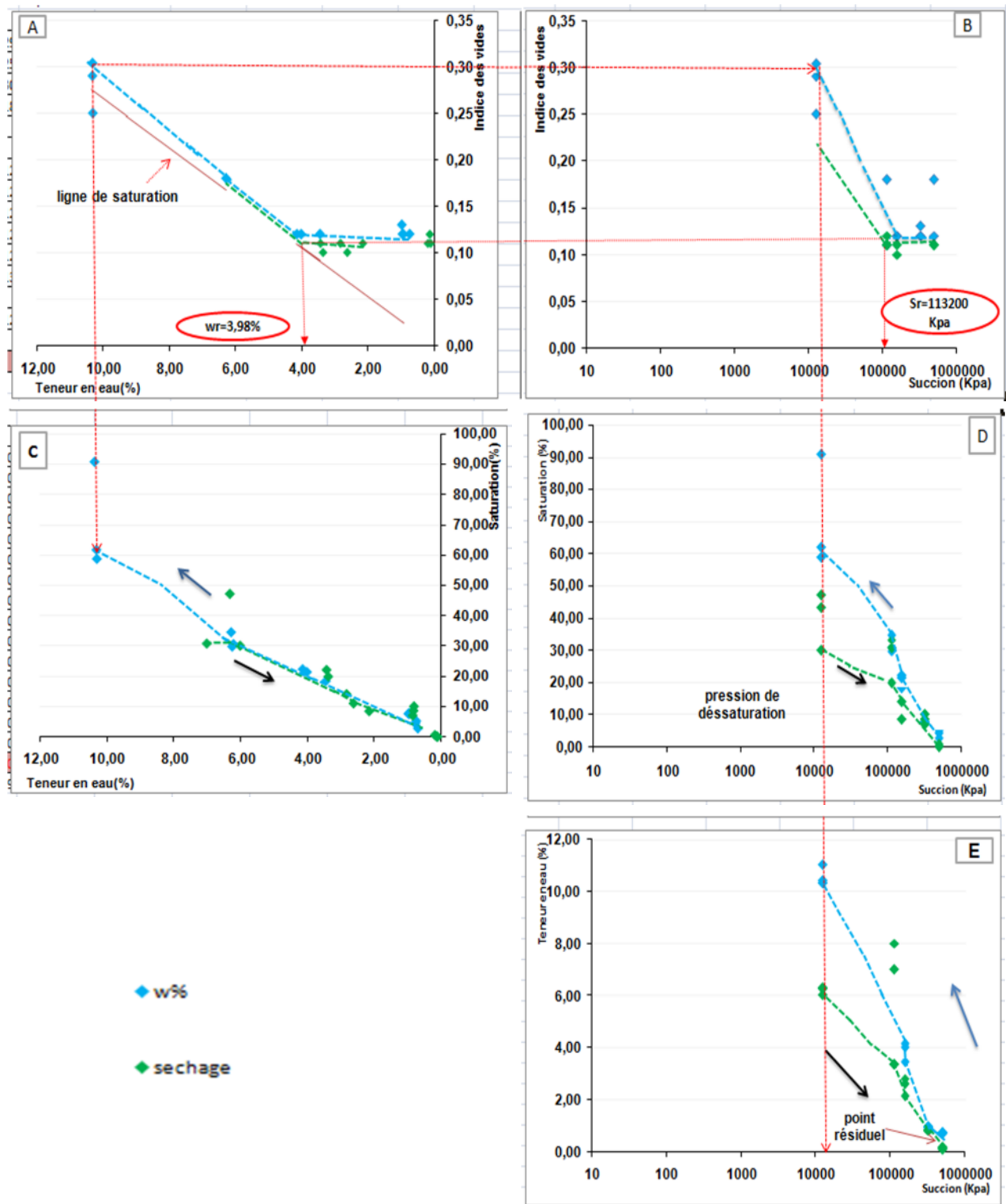


Figure IV.19. Chemins de drainage-humidification du matériau sous forme de pâte.

IV.3.6.4. Comparaison entre les chemins humidification-drainage du matériau sous formes pâte et compacté à l'optimum Proctor

Sur le chemin de drainage, On remarque : dans le plan $[e, \log U_c]$ qu'à une même pression capillaire, l'indice des vides des échantillons compactés est plus petit que celui des échantillons sous forme de pâte.

Sur le chemin d'humidification, On constate dans les plans de l'indice des vides en fonction de la pression capillaire et la teneur en eau que le chemin d'humidification de la pâte et celui du matériau compacté sont presque parallèles.

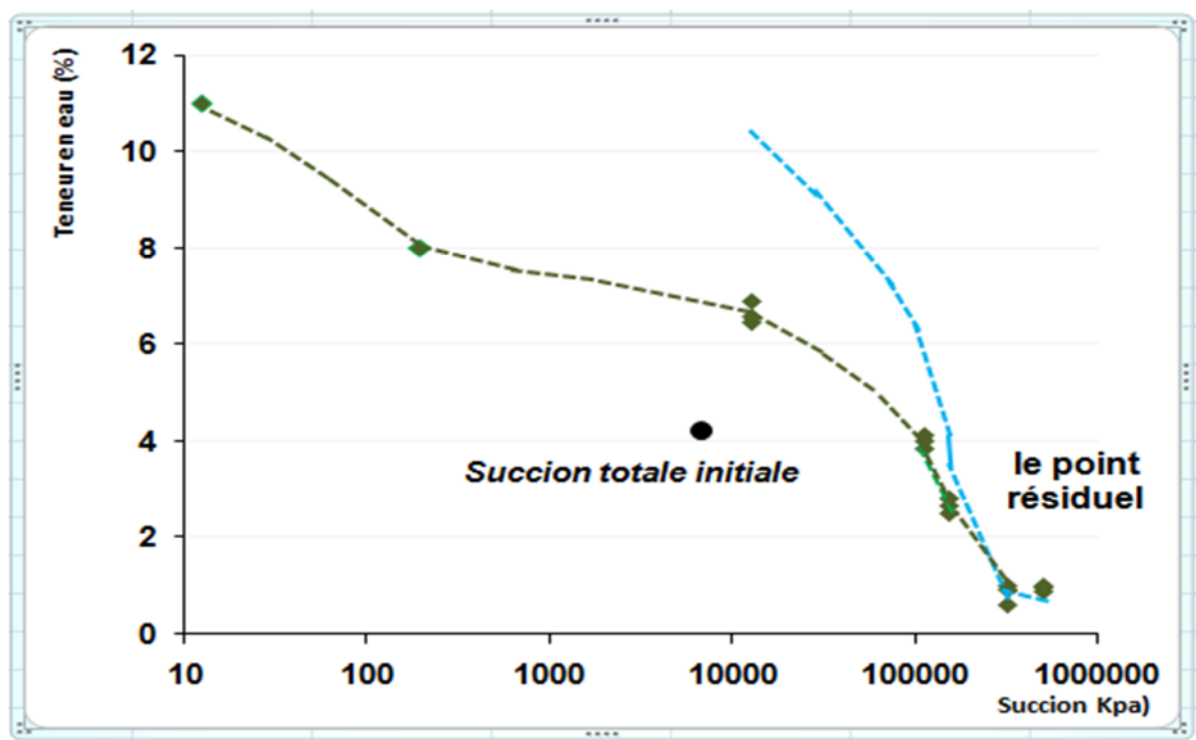


Figure IV.20. Courbe de rétention d'eau

Après avoir tracé le chemin séchage-humidification, on remarque que le sol étudié ne se comporte pas de la même façon, ce qui nous permet de dire que le comportement de sol étudié est irréversible

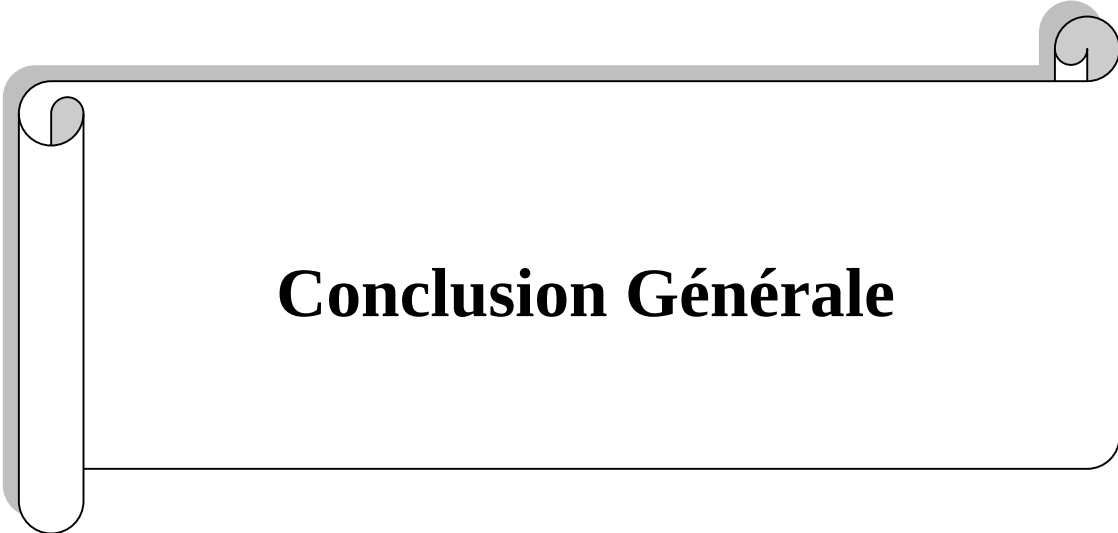
IV.4.Conclusion

Cette partie du travail est consacrée à l'étude du matériau en chemins séchage-humidification. Le protocole expérimental est appliqué sur des échantillons du schiste sous forme pâte et compactés à l'OPN.

Des résultats que nous avons obtenus sont issus des courbes décrivant le comportement du matériau consignées sur deux figures...selon les deux formes (pâte, compacté) du matériau.

Ce qu'on peut déduire des cinq plans de chaque de figure est :

- Le comportement du sol étudié est irréversible dans le cycle séchage-humidification.
- Plus la teneur en eau est faible plus la valeur de succion est élevée.
- Plus la teneur en eau diminue, le degré de +saturation tend vers une valeur constante.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark gray border. The frame has rounded corners and a small circular detail at the top right corner.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Notre travail s'inscrit dans le cadre général de l'étendue du comportement hydrique du sol dans le domaine non saturé. Plus particulièrement, le comportement hydrique du schiste dans une gamme étendue de succion. Ces recherches présentent un intérêt certain pour toutes les applications en géotechnique.

Les résultats des essais d'identifications ainsi que les essais mécaniques sont :

- D'après l'analyse minéralogique les schistes étudiés sont des roches métamorphiques (non sédimentaires), le minérale le plus dominant c'est le quartz ce qui implique que le sol est très dure.
- La teneur en eau initiale et le volume des vides correspondant sont très faible, le degré de saturation est de 2,78%, on est dans le domaine non saturé ;
- les résultats de l'indice de plasticité ($I_p = 9,567\%$) indiquent que le sol étudié est un sol peu plastique
- La valeur au bleu VBS est égale à 0,28 D'après la norme française (NF P 11-300), il s'agit d'un sol **sablo-argileux**.
- le matériau présente une très portance aux essais CBR mais, devient très basse, en immersion. Le gonflement enregistré est nul.
- En ce qui concerne la résistance aux chocs et à l'usure, le résultat obtenu pour l'échantillon présente des résistances faibles à médiocre.

Dans le domaine non saturé :

Les essais qui ont été présentés dans ce mémoire avaient d'abord pour but de montrer l'intérêt d'une représentation globale de l'état du matériau au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cette représentation permet notamment de suivre l'évolution de la saturation du sol, de relier les caractéristiques de retrait aux caractéristiques de drainage et d'humidification, de mettre en évidence les erreurs éventuelles de mesure, etc. [BOUROKBA].

Nous avons utilisé la technique de contrôle de succion par phase vapeur qui est basée sur la mesure des échanges d'eau entre l'échantillon et l'environnement ambiant, et la technique de papier filtre comme méthode de mesure. Ceci, nous a permis de calculer la succion totale et la succion matricielle.

Conclusion générale

L'imposition de la succion par la méthode des solutions salines saturées [12.6 à 500 MPa], nous a permis d'atteindre une valeur de succion de l'ordre 326MPa qui correspond à la teneur en eau résiduelle et de pouvoir dé-saturé l'échantillon à une très faible teneur en eau.

Le schiste étudié représente l'un des matériaux les plus répandus dans la grande Kabylie. son exploitation est très fréquente (les ouvrages routiers), sachant qu'il est situé à des affleurements facilement accessibles d'où vient l'intérêt d'étudier son comportement.

L'étude du matériau en chemins séchage-humidification, relève d'une grande importance pour comprendre son comportement lors des variations de son état hydrique. Et pour mieux appréhender son comportement à l'état compacté, tel qu'il est souvent utilisé dans la construction des chaussées, nous avons commencé par son étude sous pâte. Ce qui nous permet de dire que le comportement de sol étudié est irréversible dans le cycle séchage –humidification.

Dans la perspective de poursuivre cette recherche, nous préconisons quelques axes à développer dans les futurs travaux :

- Utiliser la méthode osmotique pour les petites valeurs de la succion
- Développer des dispositifs expérimentaux afin d'obtenir des chemins de drainage-humidification avec contrainte extérieurs comme des oedomètres et des triaxiaux à succion contrôlées.
- Gérer les facteurs qui influencent les résultats telle que la température (s'assurer l'équilibre thermique de laboratoire toute la période d'essai).

ANNEXE

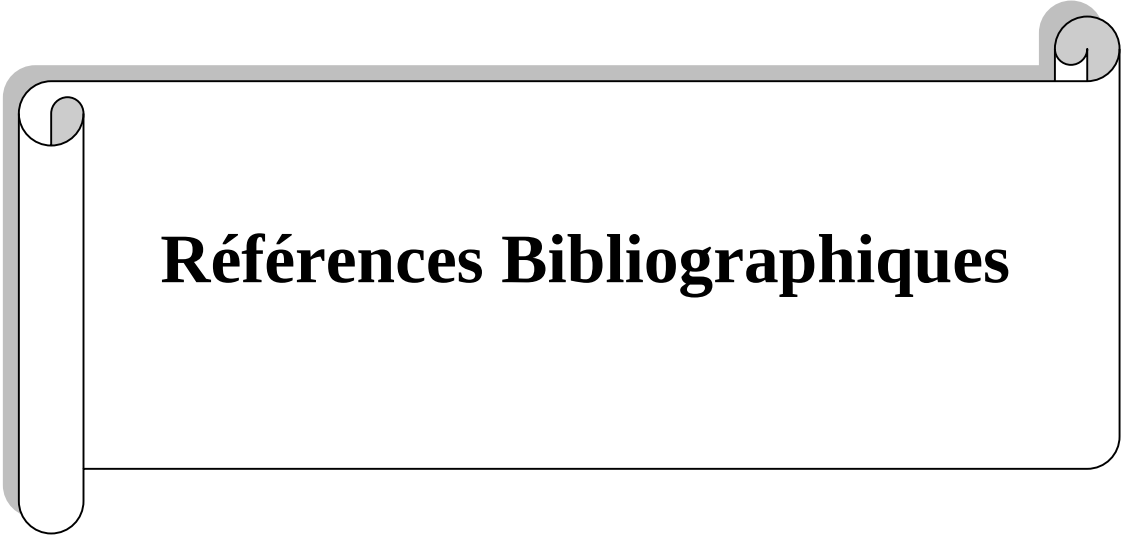
ANNEXE

Tableau 1 : Valeurs des précipitations annuelle 2012/2018

Année	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
P moy (mm)	847	934,4	805,4	857,3	602,5	703	832,6

Tableau 2 : Valeurs des températures moyennes mensuelles, minimales et maximales (Période 2012/2018).

	Sep	oct	Nov	dec	Jan	Fev	mar	avr	mai	juin	jui	Aout
T(c) max	31,7	30,1	23,8	16,7	15,19	16,84	20,7	25,2	29	33	37,1	35,83
T(c) moy	27,8	22,9	16,9	11,9	9,15	10,37	14,65	17,7	21,7	25,75	29,21	28,36
T(c) min	17,9	15,7	10,1	7,2	3,1	3,9	8,6	10,18	14,4	18,5	21,32	20,9

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark gray border. The frame has rounded corners and a small circular detail at the top right corner.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

Alkama F, (2003). Etude du comportement mécanique du matériau Schiste en Géotechnique routière, Mémoire de magister en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Ba Tien LAI, (2016) Modélisation du comportement des sols fins quasi-saturés comportant de l'air occlus.

BOUROKBA MRABENT Souad Amel ;(2011) étude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l'argile de mers el kebir.

Callaud M, (2004). Cours de mécanique des sols (propriétés des sols), Tome I.

DERFOUF MOUNIR (2014) contribution à l'étude des sols fin non saturé : aspect de comportement volumique. DUNOD de Paris.

GHANEM Fadhila, (2011) étude de la corrélation entre la perméabilité et la succion .

IDRI SARA, (2018) Contribution à l'étude du comportement hydromécanique de sol non saturé (Application à une argile de Kabylie). Mémoire d master 2 en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Jean-Marie FLEUREAU & Siba KHEIRBEK SAOUD retrait et gonflement des sols soumis a un cycle de drainage-humidification.

Khaled MEFTAH cours et exercices de mécanique des sols. Première version : Septembre 2008.

Mehalla chafia, (2018) Contribution à l'étude d'un comportement en chemin séchage humidification d'un sol (Application à une marne de Kabylie). Mémoire d master 2 en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Norme AFNOR analyse granulométrique à sec après lavage [NF P94- 056].

Norme AFNOR compactage de sol (NF P 94 - 093).

Norme AFNOR densité volumique des grains solides (NF P 94 - 054).

Norme AFNOR densité volumique humide (NF P 94 - 053).

Norme AFNOR densité volumique sèche (NF P 94 - 064).

Norme AFNOR essai los Angeles (NF P 18-573).

Norme AFNOR essai Micro-Deval (NFP 18-572).

Norme AFNOR la teneur en eau (NF P 94 – 050).

Norme AFNOR limite d'Atterberg (NF P 94-051).

Olivier cuisinier, (2002) comportement hydromécanique des sols gonflant compacté.

Techouani Nana. J.M (1999). (Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sol) Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIERETSHER.

Xiang-Ling LI, 1999) Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé Université de Liège Faculté des Sciences Appliquées.