

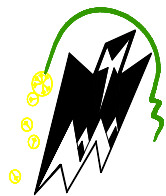
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



**Laboratoire de Recherche en Géo Matériaux, Environnement et Aménagement
(LGEA)**

MEMOIRE DE MASTER 2 RECHERCHE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement

THEME

***Caractérisation mécanique et minéralogique
des marnes de la Grande Kabylie
(Application aux marnes du Sud et de l'Ouest)***

Présenté par :

M^r. ALILI Boudjema

Devant le jury composé de :

Mr MELBOUCI Bachir, Professeur à l'UMMTO.....Président.

Mr BOUDLAL Omar, Maître de conférences (B) à l'UMMTO.....Encadreur.

Mr KHATTAOUI Mohammed, Professeur à l'UMMTO.....Co-encadreur.

Mr DJEMAI Mohammed, Maître de conférences à l'UMMTO.....Examineur.

Mr HAMZA Ali, Maître de Conférences à l'UMMTO.....Examineur.

Promotion : 2014/2015

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: La marne bleue.....	6
Figure I.2: Marnes noires (grise souris)-l'Oxfordien.....	6
Figure I.3: Marne gréseuse vin Trias –Neffies.....	7
Figure I.4: La marne grise de M'douha.....	7
Figure I.5 : Un écoulement marneux-Draix de 700 à 800 g/l,(Antoine et al.13 août 1993).....	8

Chapitre II

Figure II.1: Les sites de prélèvement des marnes étudiées.....	10
Figure II.2: Altération de la marne sur les sites.....	11
Figure II.3: Les étapes de l'essai au pycnomètre.....	13
Figure II.4: Matériel d'essai au pycnomètre.....	13
Figure II.5 : Masses volumiques des grains solides des marnes étudiées.....	14
Figure II.6: Matériel d'essai de l'immersion dans l'eau.....	14
Figure II.7 : Matériel d'essai du poids volumique du sol sec.....	15
Figure II.8: Loi de Stokes.....	18
Figure II.9: densimètre.....	18
Figure II.10 : étapes préparation de la prise d'essai pour la sédimentométrie.....	19
Figure II.11 : Analyse granulométrique par Sédimentation site (1).....	20
Figure II.12 : Analyse granulométrique par sédimentation site (2).....	20
Figure II.13 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (3).	20
Figure II.14 : Analyse granulométrique par sédimentation site (4).....	20
Figure II.15 : Analyse granulométrique par sédimentation site (5)	21
Figure II.16 : Analyse granulométrique par sédimentation site (6).	21
Figure II.17 : Analyse granulométrique par sédimentation site (7).	21
Figure II.18 : analyse granulométrique par sédimentation des marnes étudiées.....	22

Figure II.19: Coupelle de casagrande.....	22
Figure II.20: Détermination de la limite de liquidité.....	23
Figure II.21: Courbe des limites de liquidité site(1)	23
Figure II.22: Courbe des limites de liquidité site (2)	23
Figure II.23: Courbe des limites de liquidité site (3)	24
Figure II.24: Courbe des limites de liquidité site (4)	24
Figure II.25: Courbe des limites de liquidité site (5).....	24
Figure II.26: Courbe des limites de liquidité site (6).	24
Figure II.27: Courbe des limites de liquidité site (7).	25
Figure II.28: Courbe comparative entre les différents sites.....	25
Figure II.29: Etape de la limite de plasticité.....	26
Figure II.30: Matériel d'essai au bleu de méthylène –Essai à la tâche.....	29
Figure II.31: Résultats de l'essai à la tâche sur les différents sites étudier.....	29
Figure II.32: Appareille de détermination de CaCO_3	31
Figure II.33: Principaux étapes de la méthode de calcimètre.	31
Figure II.34: Détermination de la teneur pondérale en matières organiques.....	32
Figure II.35: Détermination des sulfates solubles dans l'acide.....	34
Figure II.36: Détermination des chlorures solubles dans l'eau.....	35
Figure II.37: Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, (Mitchell, 1979).....	37
Figure II.38: Structure des feuillets TO, (d'après Mitchell, 1979).....	38
Figure II.39: Structure des feuillets TOT, d'après Mitchell, 1979.....	38
Figure II.40 : schéma d'un diffractomètre.....	42
Figure II.41 : principe de la méthode d'un diffractomètre.....	42
Figure II.42 : Diffractogramme de la marne du site Draa El Mizan.....	44
Figure II.43 : Diffractogramme de la marne du site Ouadhia.....	45
Figure II.44 : Diffractogramme de la marne du site Ain Zaouia I.....	46
Figure II.45 : Diffractogramme de la marne du site Boghni I.....	47

Figure II.46 : Diffractogramme de la marne du site Frikat.....	48
Figure II.47 : Diffractogramme de la marne du site Ain Zaouia II.....	49
Figure II.48 : Diffractogramme de la marne du site Boghni II.....	50
Chapitre III	
Figure III.1 : Objectifs du compactage.....	53
Figure III.2 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.....	53
Figure III.3 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai Proctor normal.....	54
Figure III.4 : Etape de démoulage du moule Proctor.....	55
Figure III.5 : Compactage de la marne Draa El Mizan.....	55
Figure III.6 : Compactage de la marne Ouadia.....	55
Figure III.7 : Compactage de la marne Ain Zaouia I.....	55
Figure III.8 : Compactage de la marne Boghni I.....	55
Figure III.9 : Compactage de la marne Frikat.....	56
Figure III.10: Compactage de la marne Ain Zaouia II.....	56
Figure III.11 : Compactage de la marne Boghni II.....	56
Figure III.12: Courbes comparatives entre les sols des différents sites.....	57
Figure III.13: la teneur en eau optimale des marnes étudiées.....	58
Figure III.14 : la masse volumique sèche optimale p_{dopt} des marnes étudiées.....	58
Figure III.15: Appareil C.B.R.....	59
Figure III.16: Essai CBR, imbibition et gonflement à l'immersion.....	60
Figure III.17: Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.....	60
Figure III.18: Confection de l'éprouvette pour essai CBR.....	61
Figure III.19: Presse CBR.....	62
Figure III.20 courbes comparatives entre les sols des différents sites.....	62
Figure III.21 : l'indice CBR immédiat des marnes étudiées $ICBR_{imm}$	63
Figure III.22 : le gonflement linéaire relatif G des marnes étudiées.....	64

Chapitre IV

Figure IV.1 : Courbe de contraintes-déformations (LCPC, 1987).....	66
Figure IV.2 : Droite intrinsèque.....	69
Figure IV.3 : Modèle rhéologique de sol saturé.....	70
Figure IV.4 : Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte.....	72
Figure IV.5:Appareillage de cisaillement direct à la boîte.....	73
Figure IV.6: Anneau (60*60) mm ²	73
Figure IV.7: Remplissage et compactage.....	73
Figure IV.8: Fixation des deux demi-boîtes.....	74
Figures IV.9: Différentes boîtes de cisaillement.....	74
Figure IV.10 : Echantillons après cisaillement.....	76
Figure IV.11 : Courbes de contraintes-déformations.....	79
Figure IV.12 : courbe de contrainte-déformation pour les sites étudiier à une contrainte de 100kPa.....	80
Figure IV.13 : courbe de contrainte-déformation pour les sites étudiier à une contrainte de 200kPa.....	80
Figure IV.14 : courbe de contrainte-déformation pour les sites étudiier à une contrainte de 300kPa.....	81
Figure IV.15 : courbe de contrainte-déformation pour les sites étudiier à une contrainte de 400kPa.....	81
Figure IV.16 : Courbes de variation de volume.....	84
Figure IV.17 : Courbes de variation de volume pour les sites étudiées a une contrainte de 100kPa.....	85
Figure IV.18 : Courbes de variation de volume pour les sites étudiées a une contrainte de 200kPa.....	85
Figure IV.19 : Courbes de variation de volume pour les sites étudiées a une contrainte de 300kPa.....	86
Figure IV.20 : Courbes de variation de volume pour les sites étudiées a une contrainte de 400kPa.....	86
Figure IV.21 : Droites intrinsèques pour les différents sites étudiés.....	88
Figure IV.22 : Comparaison de la cohésion des différents sites.....	89

Figure IV.23 : Comparaison de l'angle de frottement interne des différents sites.....	89
---	----

Chapitre V

Figure V.1: Schéma de principe du phénomène de consolidation (Magnan, 2000).....	92
Figure V.2 : Courbe œdométrique (Magnan, 2000).....	94
Figure V.3 : Appareillage œdométrique utilisé.....	96
Figure V.4: Préparation de l'échantillon.....	96
Figure V.5: Détermination graphique de σ_p'	99
Figure V.6: Echantillon après essai.....	100
Figure V.7 : Les courbes de compressibilité pour les différents sites étudiés.....	102
Figure V.8 : Comparaison entre les courbes œdométriques des différents sites étudiés.....	102
Figure V.9 : Le coefficient de compressibilité C_c des marnes étudiées.....	103
Figure V.10 : Le coefficient de gonflement C_g des marnes étudiées.....	104

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1: Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.....7

Chapitre II

Tableau II .1: Détermination de la teneur en eau naturelle.....12

Tableau II.2: Masse volumique des grains solides.....13

Tableau II.3:Masses volumiques humides.....15

Tableau II.4:Classification les masses volumiques sec.....15

Tableau II.5:Masse volumique du sol sec.....16

Tableau II.6: Indice des vides des marnes étudiées.....16

Tableau II.7: L'état de saturation du matériau.....17

Tableau II.8: Degré de saturation pour les 7 sites.....17

Tableau II.9 : Limites de liquidité moyennes des marnes étudiées.....26

Tableau II.10 : Limites de plasticité des marnes étudiées.....26

Tableau II.11: classification selon l'indice de plasticité.....27

Tableau II.12: l'indice de plasticité des marnes étudiées.....27

Tableau II.13:Etat de consistance référentielle d'un sol.....28

Tableau II.14: l'indice de consistance pour les 5 sites.....28

Tableau II.15: Désignation du sol en fonction de son VBS.....30

Tableau II.16: Résultats des valeurs au bleu de méthylène.....30

Tableau II.17: La description des sols en fonction de leur teneur en CaCO_331

Tableau II.18: Résultats de la teneur en carbonate de calcium.....32

Tableau II.19:Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.....32

Tableau II.20: Résultats des matières organiques.....33

Tableau II.21: Définition des classes d'agressivité des sols en fonction de la teneur en sulfates SO

4.....34.

Tableau II.22: Les résultats d'agressivité des sols en fonction (%) de SO $\square_4$34.

Tableau II.23: Les résultats des chlorures.....35

Tableau II.24 Résultats finales pour les caractéristiques physiques.....36

Tableau II.25: Surface spécifique des principaux constituants argileux d'après Jean Jacques Guvot, Michel Robert.....40

Tableau II.26: Famille de la KAOLINITE.....41

Tableau II.27: Famille de l'ILLITE.....41

Tableau II.28: Famille de SMECTITES (à compléter les tableaux).....41

Tableau II.29: Famille de la CHLORITE41

Tableau II.30: simplifié d'identification des argiles (Rebours, 2004).....43

Tableau II.31: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Draa El Mizan.....44.

Tableau II.32: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ouadhia.....45

Tableau II.33: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ain Zaouia I.....46

Tableau II.34: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Boghni I.....47

Tableau II.35: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Frikat.....48

Tableau II.36: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ain Zaouia II.....49

Tableau II.37: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Boghni II.....50

Chapitre III

Tableau III.1: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 7 sites.....57

Tableau III.2: Résultats de l'essai CBR après immersion.....63

Tableau III.3: Résultats du gonflement aux essais CBR.....64

Chapitre IV

Tableau IV.1 : la cohésion.....89

Tableau IV.2 : l'angle de frottement interne.....89

Chapitre V

Tableau V.1 : Classification des sols suivant le coefficient de compressibilité (selon Terzaghi).....	99
Tableau V.2 : Résultats de l'œdomètre pour les septes sites.....	103

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Liste des principales notations et indices

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....1

Chapitre I : Etat de l'art sur les sols marneux

I.1. Introduction3

I.2. Généralités sur les matériaux marneux3

I.2.1. Les roches sédimentaires3

I.2.2. Définition de la marne4

I.2.3. Les différents types de marnes4

I.2.3.1 La couleur4

I.2.3.2 Les constituants remarquables4

I.2.3.3 L'intérêt stratigraphique et paléontologique5

I.2.4. Genèse des marnes5

I.2.4.1 Diagenèse des carbonates5

I.2.4.2 Diagenèse des minéraux argileux5

I.2.5. Caractéristiques des marnes6

I.2.6. Principaux types de marnes6

I.2.7. L'altération des marnes.....7

I.3. Dégradations des sols marneux.....8

I.4. Les sols marneux de la Grande Kabylie.....8

Conclusion.....8

Chapitre II : Essais d'identification

Introduction.....9

II.1. Etude géologique	9
II.2. Sites de prélèvement des matériaux étudiés	9
II.3. Caractéristiques physiques et minéralogiques.....	11
II.3.1. Caractéristiques physiques.....	11
II.3.1.1 Teneur en eau naturelle W % (NF P 94 – 050) – <i>Méthode par étuvage</i>	11
II.3.1.2 Masse volumique des sols	13
a) Masse volumique des grains solides des sols ρ_s selon (NF P 94 – 054)	13
b) Masse volumique humide de sol ρ (NF P 94 - 053)	14
c) Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064)	15
II.3.1.3 Indice des vides et Degré de saturation	16
II.3.1.3.1 Indice des vides e	17
II.3.1.3.2 Degré de saturation S_r (%)	17
II.3.1.4 Analyse granulométrique par sédimentométrie	18
II.3.1.4 .1 Qu'est-ce que la sédimentométrie - (NF P 94 – 057) ?.....	18
II.3.1.4.2 Pourquoi la sédimentométrie ?.....	18
II.3.1.5 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051).....	22
II.3.1.5 .1 Qu'est-ce que les limites d'Atterberg ?.....	22
II.3.1.5.2 Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg.....	23
II.3.1.5.3 Détermination de la limite de liquidité W_L (%)	23
II.3.1.5.4 Détermination de la limite de plasticité W_p	26
II.3.1.5.5 L'indice de plasticité I_p	27
II.3.1.5.6 L'indice de consistance I_c :.....	27
II.3.1.6 Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – <i>Essai à la tâche</i>	29
II.3.1.7 Teneur en carbonate de calcium CaCO_3 (NF P 94 – 048) – <i>Méthode du calcimètre</i>	31
II.3.1.7.1 Principe de l'essai	31
II.3.1.7.2 Mode opératoire	31

II.3.1.8 Teneur en matières organiques - (NF P 94-047) - <i>Méthode par calcination</i>	32
II.3.1.9 Autres analyses chimiques	33
II.3.1.9.1 Sulfates solubles dans l'acide - selon la norme NF EN 1744-1(P 18-660-1).....	33
II.3.1.9.2 Chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744-1(P 18-660-1).....	35
II.3.2. Analyse minéralogique	36
II.3.2.1 Rappels théoriques sur les Argiles	37
II.1.2.1.1 Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile.....	37
II.3.2.1.2 Aspects structuraux et composition	37
II.2.1 Méthode d'étude des argiles	40
II.2.2 Analyse par diffraction des rayons X.....	40
II.3. Principe de la méthode.....	42
II.4. Techniques d'analyse.....	43
II.5. Préparation des échantillons.....	43
II.6. Diagramme normal.....	44
Conclusion	51

Chapitre III : Compactage et portance des marnes étudiées

Introduction	52
III.1. Les principes de base du compactage.....	52
III.2. Le compactage au laboratoire.....	53
III.1.1. Essai Proctor normale (NF P 94 – 093).....	54
III.1.1.1 But de l'essai	54
III.1.1.2 Principe de l'essai	54
III.1.1.3 Matériel utilisé.....	54
III.1.1.4 Expression des résultats	54
III.1.2. Essai de portance californien - Essai C.B.R (NF P 94 – 078)	59
III.1.2.1 Définition de l'essai C.B.R	59
III.1.2.2 But de l'essai	59

III.1.2.3 Principe de l'essai	59
III.1.2.4 Mode opératoire de l'essai	60
III.1.2.5 Appareillage.....	61
III.1.2.5.1 Matériel et déroulement de la confection des éprouvettes.....	61
III.1.2.5.2 Matériel et exécution du poinçonnement	61
III.1.2.6 Résultats de l'Essai de portance californien CBR	62
Conclusion.....	65

Chapitre IV : Essais de cisaillement direct à la boîte

Introduction	66
IV.1. Notion de résistance au cisaillement (<i>LCPC - 1987</i>).....	66
IV.1.1 Comportement des sols saturés	67
IV.1.2 Comportement mécanique des sols	67
IV.2. But de l'essai	68
IV.3. Paramètres C et ϕ pour différents types de sols et différents types d'essais	69
IV.3.1. Sols pulvérulents	69
IV.3.2. Sols cohérents	70
IV.3.2.1 Type non consolidé – non drainé (essai UU)	70
IV.3.2.2 Type consolidé – non drainé (essai CU)	71
IV.3.2.3 Type consolidé – drainé (essai CD)	71
IV.4. Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte.....	71
IV.5. Appareillage	72
IV.6. Mode opératoire	73
IV.7. Déroulement de l'essai	74
IV.8. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement	75

IV.8.1. Avantages.....	75
IV.8.2.Inconvénients.....	75
IV.9. Exécution de l'essai	75
IV.9.1. Expression des résultats	75
IV.9.2 Présentation des résultats	75
IV.9.2.1. Les courbes de contraintes déformations $\tau = f(\varepsilon_h)$	76
IV.9.2.2.Les courbes de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$	82
Conclusion.....	90

Chapitre V : Essais de compressibilité à l'œdomètre

Introduction	91
V.1. Définitions	91
V.1.1. Compressibilité	91
V.1.1.1 les facteurs qui provoque la Compressibilité	91
V.1.2. Consolidation	92
V.1.3. Tassement	92
V.1.3.1 Composantes du tassement	93
V.1.4. Oedomètre.....	93
V.1.5. Courbe œdométrique.....	94
V.2. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité	94
V.2.1. Sol sur-consolidé $\sigma'_p > \sigma_0$	94
V.2.2. Sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma_0$	94
V.2.3. Sol sous consolidé $\sigma'_p < \sigma_0$	94
V.3. But de l'essai	94
V.4. Principe de l'essai	95
V.5. Appareillage	95
V.6. Mode opératoire	96
V.6.1. Préparation de l'éprouvette d'essai	96

V.6.2. Déroulement de l'essai	97
V.7. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre	97
V.7.1. L'indice des vides	97
V.7.2. Paramètres d'identification	98
V.7.3. Caractéristiques de compressibilité	98
V.7.3.1 Courbe de compressibilité	98
V.7.3.2. Indice de compression et de gonflement	99
a) Indice de compression	99
b) L'indice de gonflement	100
V.7.3.3. Contrainte de pré-consolidation	100
V.8. Présentation des essais	100
Conclusion.....	105

Liste des principales notations et indices

W : Teneur en eau naturelle ;

W_L : Teneur en limite liquidité ;

W_p : Teneur en limite de plasticité ;

W_r : Teneur en limite de retrait ;

I_p : Indice de plasticité ;

I_c : Indice de consistance ;

I_r : Indice de retrait ;

γ : Poids volumique total ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_s : Poids volumique des grains solides ;

γ_h : Poids humide ;

γ_d : Poids volumique sèche ;

γ_{sat} : Poids volumique saturé ;

γ' : Poids volumique déjaugé ;

e : Indice des vides ;

e_{max} : Indice des vides dans l'état plus lâche ;

e_{min} : Indice des vides dans l'état plus dense ;

I_D : Indice de densité ;

S_r : Degré de saturation ;

n : Porosité ;

W_{sat} : Teneur en eau saturé ;

ρ : Masse volumique total ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau ;

ρ_s : Masse volumique des grains solide ;

ρ_h : Masse volumique humide ;

ρ_d : Masse volumique sèche ;

ρ' : Masse volumique déjaugé;

ρ_{sat} : Masse volumique de saturée ;

m_e : Masse de l'eau ;

m_s : Masse des grains solides ;

m_h : Masse humide ;

m : Masse totale ;

P: Poids total du sol ;

P_w : Poids de l'eau ;

P_s : Poids des grains solides ;

V_w : Volume de l'eau ;

V_s : Volume des particules solides ;

V_a : Volume de l'aire ;

V_v : Volume des vides ;

V_t : Volume total ;

v : Vitesse de décantation de la particule ;

D : diamètre de la particule ;

μ : Viscosité dynamique du liquide ;

t : Temps de décantation ;

H_c : Déplacement de la suspension du densimètre ;

H : Profondeur effective du centre de poussé du densimètre ;

R_t : Lecture de l'éprouvette au temps t ;

R_b : Lecture de l'éprouvette témoin ;

VBS : Valeur au bleu de méthylène ;

M_b : Masse au bleu de méthylène ;

M_s : Masse sèche de la prise d'essai ;

V : Volume de solution de bleu utilisée ;

W_{CaCO_3} : Teneur en carbonate de calcium ;

W_{MO} : Teneur en matières organique ;

$W_{SO_4^{2-}}$: Teneur en sulfates ;

W_{Cl^-} : Teneur en chlorure ;

W_{opt} : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;

$\rho_{d\ opt}$: Masse volumique optimale ;

G : Gonflement linéaire relatif ;

I_{GBR} : Indice CBR par immersion ;

K : Coefficient de perméabilité ;

h : Charge hydraulique ;

C_u : Coefficient d'uniformité ;

C_c : Coefficient de courbure ;

τ : Contrainte de cisaillement ;

$\frac{\Delta v}{v}$: Variation de volume ;

$\frac{\Delta L}{L}$: Déformation horizontale ;

$\bar{\sigma}$: Contrainte normale totale ;

$\bar{\sigma}'$: Contrainte normale effective ;

$\square$: Déformation relative linéique ;

C' : Cohésion effective ;

ϕ' : Angle de frottement interne effective ;

C_u : Cohésion apparent ;

ϕ_u : Angle de frottement apparent ;

H_0 : Hauteur initial de l'échantillon ;

H : Hauteur initial de l'échantillon au moment considéré ;

h_p : Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solide ;

m_v : Coefficient de compressibilité ;

E_{oed} : Module oedométrique ;

C_c : Indice de compression ;

C_g, C_s : Indices de gonflement ;

C_r : Indice de ré-compression ;

$\bar{\sigma}_{p'}$: Pression de pré consolidation;

$\bar{\sigma}'_c$: Pression de consolidation;

INTRODUCTION GENERALE

L'exploitation des matériaux locaux peut apporter des solutions très intéressantes du point de vue économie et disponibilité. La marne par exemple fait partie des matériaux naturels les plus abondants en Algérie et particulièrement dans la région de la Grande Kabylie, la surface des affleurements marneux dans cette région dépasse les 1100 km². Il serait donc intéressant d'étudier le comportement de ce matériau dans le but de son utilisation dans d'éventuelles activités de génie civil, notamment lors de la réalisation des couches de chaussées, remblais, digues, support de fondations...

Cependant, ce matériau dit évolutif (dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps), nécessite une étude approfondie du point de vue mécanique et minéralogique avant de procéder à son utilisation dans le domaine du génie civil. Ceci permettra d'évaluer avec plus de précision les différents désordres qui peuvent apparaître à court ou à long terme, à savoir les (tassements, gonflements, poinçonnements, cisaillements et glissements).

Les marnes sont des roches relativement tendres, qui subissent une géodynamique très active à leur surface ce qui les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Elles présentent certainement une résistance élevée à l'état sec, mais leur comportement peut être différent en contact avec l'eau en fonction des minéraux argileux qui les composent.

Dans cette étude, nous avons fixé pour objectif la caractérisation des marnes du sud et de l'ouest de Tizi-Ouzou prélevées sur différents sites (Ain Zaouia I, Ain Zaouia II, Draa El Mizan, Boghni I, Boghni II, Frikat et Ouadhia,) en vue de leur utilisation dans le domaine du génie civil. Pour présenter ce travail, nous avons scindé ce mémoire en cinq chapitres, finalisés par des conclusions et des perspectives.

Dans le premier chapitre nous avons cerné cette étude par une recherche bibliographique portant des généralités sur les sols fins, particulièrement sur les sols marneux. Sont

présentées, également leurs compositions minéralogiques et les désordres généralement constatés à court ou à long termes.

Le deuxième chapitre, introduit la partie expérimentale de cette étude. Il comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des différentes marnes étudiées.

La première série d'essais mécaniques est présentée dans le chapitre trois, elle consiste en des essais de compactage Proctor et de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude au compactage et la portance des matériaux étudiés.

Le chapitre IV, présente les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais permettent de traduire le comportement des matériaux étudiés du point de vue résistance au cisaillement et variation de volume et d'en déduire les caractéristiques mécaniques correspondantes, à savoir l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c).

Le cinquième et dernier chapitre, est consacré à la dernière série d'essais, qui consiste en des essais de compressibilité à l'œdomètre. Dans ce chapitre, sont déterminés les paramètres de compressibilité des matériaux étudiés à savoir, les coefficients de compression C_c et de gonflement C_g .

Enfin, ce mémoire se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

CHAPITRE I

État de l'art sur les sols marneux

I.1. Introduction

Les massifs marneux sont très abondants dans la région de la grande Kabylie (Algérie), ces niveaux possèdent des caractéristiques mécaniques très intéressantes à l'état sec et peuvent présenter des épaisseurs relativement importantes. Ces caractéristiques les rendent difficiles à contourner par les différents types de fondations habituellement adoptées dans la région. Les massifs marneux par conséquent sont souvent support de fondation pour la plupart des ouvrages de génie civil (bâtiments, routes,...). Pour des raisons purement économiques, les résultats d'une étude géotechnique réalisée auparavant pour un site donné, sont généralement étendus sur d'autres sites voisins supposés visuellement de même nature.

C'est une fois que des problèmes d'instabilité surgissent notamment après la construction d'ouvrages, que l'on peut se rendre compte de la différence de nature des sites exploités. Malheureusement à ce stade, l'intervention pour réparation devient très onéreuse et même parfois irréalisable.

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des marnes en général, en se basant sur leurs définitions, leurs origines, leurs caractéristiques, leur classification et leur comportement. On s'intéressera également à l'eau dans la marne et son influence sur leur comportement mécanique.

I.2. Généralités sur les matériaux marneux

I.2.1. Les roches sédimentaires

Ce sont des roches d'origine superficielle formée par des dépôts de sédiment au niveau de la surface terrestre, la plus grande partie résulte d'un dépôt en milieu aquatique. Les sédimentaires peuvent résulter d'un processus d'altération ou d'érosion.

- ✓ Si l'altération est prédominante, on trouvera des minéraux d'altération aux cotés des minéraux présents dans les roches mères. On parle de roches résiduelles,
- ✓ Si l'érosion est prédominante, on obtient après transport, sédimentation et diagenèse, des roches détritiques,

- ✓ Si la roche mère mise en solution peut conduire à la formation de roche d'origine chimique (tufs calcaire), de roches d'origine ou biochimique (calcaires coralliens).

I.2.2. Définition de la marne

➤ **En géologie**, la marne est définie comme étant une roche sédimentaire constituée d'un mélange de calcaire et d'un pourcentage d'argile variant entre 30 à 70 %. Elle est moins compacte que les calcaires et moins plastique que les argiles.

➤ **En géotechnique**, les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et infrastructures, (*Mellal et Lamri, 2010*).

I.2.3. Les différents types de marnes

Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. On parle ainsi :

I.2.3.1 La couleur

- des marnes vertes du bassin de Paris,
- des marnes bleues d'Argenteuil,
- des marnes rouges de Marseille,
- des marnes bariolées du Trias lorrain.

I.2.3.2 Les constituants remarquables

- de marnes dolomitiques,
- de marnes micacées,
- de marnes sableuses,
- de marnes glauconieuses,
- de marnes bitumineuses,
- de marnes gypseuses, etc.

I.2.3.3 L'intérêt stratigraphique et paléontologique

- des marnes à foraminifères,
- des marnes à pholadomyies,
- des marnes à spongiaires,
- des marnes à radiolaires, etc.

Ces appellations qui compliquent singulièrement le problème amènent à la genèse de ces matériaux.

I.2.4. Genèse des marnes

Les argiles qui rentrent dans la constitution des marnes proviennent, soit de l'altération des massifs émergés, soit de la reprise des sols.

Après un transport plus ou moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation.

Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaire, les néoformations dominent (carbonates, silex, phosphate). Au cours du dépôt, et après celui-ci, interviennent les phénomènes de diagenèses (somme de processus de formation des roches à partir des boues). (*Dunoyer, 1969*) a distingué les phénomènes suivants :

I.2.4.1 Diagenèse des carbonates

L'étude de la sédimentologie des carbonates, distingue deux types de phénomènes diagénétiques :

- Ceux qui affectent la composition minéralogique et chimique (remplacement, recristallisation, dissolution, cimentation, formation de nodules).
- Ceux qui altèrent la structure (fracturation, déformation plastique, tassement par dessiccation), (*Schmidt, 1965*).

I.2.4.2 Diagenèse des minéraux argileux

Les transformations diagénétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, et de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage,

L'ensemble des phénomènes diagénétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité du phénomène qui s'est produit.

I.2.5. Caractéristiques des marnes

Les marnes sont constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse. La présence d'argile montmorillonitique ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques mécaniques mauvaises.

Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de texture. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement d'un sol.

Le comportement du matériau dépend des proportions des composantes, de la texture initiale et de la nature de la fraction argileuse. (*Hammar et Meziani, 1996*).

I.2.6. Principaux types de marnes

- **Les marnes bleues** : elles sont reconnaissables à leur couleurs bleue nuit. Ces marnes sont extrêmement fines et essentiellement composées d'argile, elles ne contiennent aucun élément détritique.
- **Les marnes nummulitiques ou grises souris** : elles contiennent une fraction d'élément détritique fins, en particulier des sables dont leur présence rend ces marnes reconnaissable puisqu'elles croquent sous la dent.
- **Les marnes gréseuses** : ces marnes ont une composante gréseuse importante, et même des niveaux de grés plus indurés inter-stratifiés dans les marnes.
- **Les marnes grises** : on les retrouve avec d'épaisseurs plus importantes et elles ne contiennent que de l'argile. (*Bouchez, 2008*).



Figure I.1: La marne bleue.



Figure I.2: Marnes noires (grise souris)-l'Oxfordien.



Figure I.3: Marne gréseuse vin Trias – Neffies.



Figure I.4: La marne grise de M'douha.

I.2.7. L'altération des marnes

L'altération des marnes se traduit essentiellement par une dégradation de la structure de la roche en surface sous l'effet de divers mécanismes (Buffalo et Gallart, 1989).

La couverture, le drainage, la morphologie, la stratification par rapport au pendage, le climat, agissent simultanément sur l'altération des marnes.

Cependant, le facteur le plus affluant est le drainage des nappes. On citera, parmi les paramètres d'altération :

- La détérioration des propriétés mécaniques,
- La diminution du poids volumiques sec,
- La modification des caractéristiques chimiques,
- L'apparition des fissures,
- L'évolution de la marne (matériaux argileux),
- Le chargement de couleur de l'état naturel,
- L'augmentation de la teneur en eau de saturation.

Tableau I.1: Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.				
Classification de Jung			Classification LCPC	
Roches	% d'argile		% CaCO ₃	Roches
Calcaire	0 - 5		0 - 10	Argile ou Silt
Calcaire argileux	5 - 35		10 - 30	Argile ou Silt-Marne
Marne	35 - 65		30 - 70	Marne
Argile calcaire	65 - 95		70 - 90	Calcaire-Marneux
Argile	95 - 100		90 - 100	Calcaire

Source : (Pejon, Le Roux et Guignard, 1997)

I.3.Dégradations des sols marneux

Le bassin versant marneux de la région des Terres noires est responsable de plus de 40% des apports de sédiments fins (*Brochot 1993*), que les matériaux solides transportés par les rivières (la taille des matériaux sont des fines transportées par les cours d'eau), et la fragilité des matériaux (la marne noire) lorsque il ya un contact avec une quantité importante d'eau qui a subi un écoulement entre 700 et 800 g/l. ces observations ont été constatées en 1993 par (*Antoine et al*).



Figure I.5 : Un écoulement marneux-Draix de 700 à 800 g/l, (*Antoine et al., 1993*).

I.4.Les sols marneux de la Grande Kabylie

Les sols marneux de la Grande Kabylie sont d'origine sédimentaire. Ils occupent majoritairement la dépression synclinale d'orientation Est-ouest, du bassin versant de l'oued Sébaou. Ils se présentent sous forme de dépôts massifs selon des épaisseurs pouvant atteindre 500 à 1000 mètres. Leur extension peut être estimée à 40 % de la superficie totale du bassin versant. En outre, des sols marno-calcaires stratifiés affleurent aussi dans la chaîne côtière d'Affir, selon des épaisseurs réduites de l'ordre de 20 voire 50 mètres (*Raymond, 1976*).

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description des sols fins en général et les marnes en particulier. Nous avons utilisé pour cela différentes échelles d'étude, permettant de montrer les différents minéraux constitutifs et les différents essais les caractérisant.

Le chapitre suivant introduit la partie expérimentale de cette étude, il comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire sur les marnes de la Grande Kabylie (le Sud et l'Ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou). Il permet leur caractérisation physique, chimique et minéralogique.

Chapitre II

Essais d'identification

Introduction

En mécanique des sols, on attache une grande importance à la rigueur dans la détermination des caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des sols, car elles serviront par la suite à expliquer certains de leurs comportements mécaniques tels que le tassement, le glissement ...etc.

Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés «essais d'identification» :

- ✓ La teneur en eau (w) ;
- ✓ Poids volumique des grains solide ;
- ✓ Poids volumique humide ;
- ✓ Poids volumique sec ;
- ✓ L'indice des vides, le degré de saturation ;
- ✓ Analyse granulométrique ;
- ✓ Les limites d'Atterberg ;
- ✓ Valeur de bleu de méthylène ;
- ✓ Teneur en carbonate, sulfates ;
- ✓ Teneur en matière organique ;

Parfois, un simple examen visuel d'un expert dans le domaine, permet de donner un nom au matériau étudié.

II.1. Etude géologique

Les travaux du géologue français Daniel Raymond cité par Mehidi (1997), montrent que la marne se trouve en abondance dans tout le Nord-Est de TIZI OUZOU. En effet la carte géographique de la Grande Kabylie situe le gisement dans toute la vallée qui contourne le DJEBEL SIDI BELLOUA et AISSA MIMOUN. L'étendue s'étale de TIMIZART LAGHBAR à MEKLA au sud ; de MAKOUA vers le Nord et en tirant vers OULAD OUARET par le Nord-Ouest.

II.2. Sites de prélèvement des matériaux étudiés

Les marnes utilisées dans cette étude ont été prélevées au niveau de la willaya de Tizi-Ouzou, des cotés sud et ouest, sur les sites suivants : Draa El Mizan, Ouadhia, Ain Zaouia (Site I et Site II), Boghni (Site I et Site II), Frikat.



1) site Frikat



2) site Ouadhia



3) site I Ain Zaouia



4) site Draa El Mizan



5) site II Ain Zaouia



6) site I Boghni



7) site II Boghni

Figure II.1: Sites de prélèvement des échantillons.

La marne a une couleur grise, friable et s'altère rapidement en présence d'eau et au contact d'air comme le montre la figure suivante :



Figure II.2: Altération de la marne sur site.

II.3. Caractéristiques physiques et minéralogiques

II.3.1. Caractéristiques physiques

Les essais d'identification sont réalisés au niveau du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

II.3.1.1 Teneur en eau naturelle W % (NF P 94 – 050) – Méthode par étuvage

C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105 °C (60°C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$W = \frac{p_w}{p_d} \times 100 \dots \dots \dots (II.1)$$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Dans le cas des matériaux étudiés, les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II .1: Détermination de la teneur en eau naturelle.	
Site de prélèvement des échantillons	W (%)
Draa El Mizan	18,39
Ouadhia	19,98
Ain Zaouia (SiteI)	21,46
Boghni (SiteI)	19,18
Frikat	19,26
Ain Zaouia (SiteII)	17,57
Boghni (SiteII)	16,75

Interprétation des résultats

En remarque que toutes les marnes prélevées des sites cités ci-dessus présentent des teneurs en eau relativement élevées (voir tableau II.1). Ceci peut être expliqué par le fait qu'elles soient prélevées en période hivernale (échantillon humide).

II.3.1.2 Masse volumique des sols

a) Masse volumique des grains solides des sols ρ_s selon (NF P 94 – 054) – Méthode au pycnomètre

La masse des particules solides est obtenue par pesage et exprimée en gramme.

Les quantités de sol utilisées pour l'essai sont 50 g et 100 g prélevées sur le tamisât de l'échantillon de sol au tamis de 2mm.

La masse volumique des particules solides de sol est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = (m_3 - m_1)\rho_w / [(m_2 - m_1) - (m_4 - m_3)] \dots \dots \dots (II.4)$$

m_1 : masse du pycnomètre vide (g)

m_2 : masse du pycnomètre plein d'eau (g)

m_3 : masse du pycnomètre avec le matériau (g)

m_4 : masse du pycnomètre avec le matériau et l'eau (g)

ρ_w : masse volumique de l'eau égale à 1 (g/cm³)

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

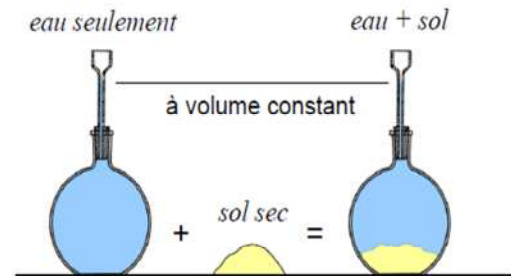


Figure II.3: Les étapes de l'essai au pycnomètre.



Figure II.4: Matériel d'essai au pycnomètre.

Tableau II.2: Masse volumique des grains solides	
SITE	ρ_s (g/cm ³)
Draa El Mizan	2,58
Ouadhia	2,53
Ain Zaouia (SiteI)	2,61
Boghni (SiteI)	2,56
Frikat	2,51
Ain Zaouia (SiteII)	2,60
Boghni (SiteII)	2,56

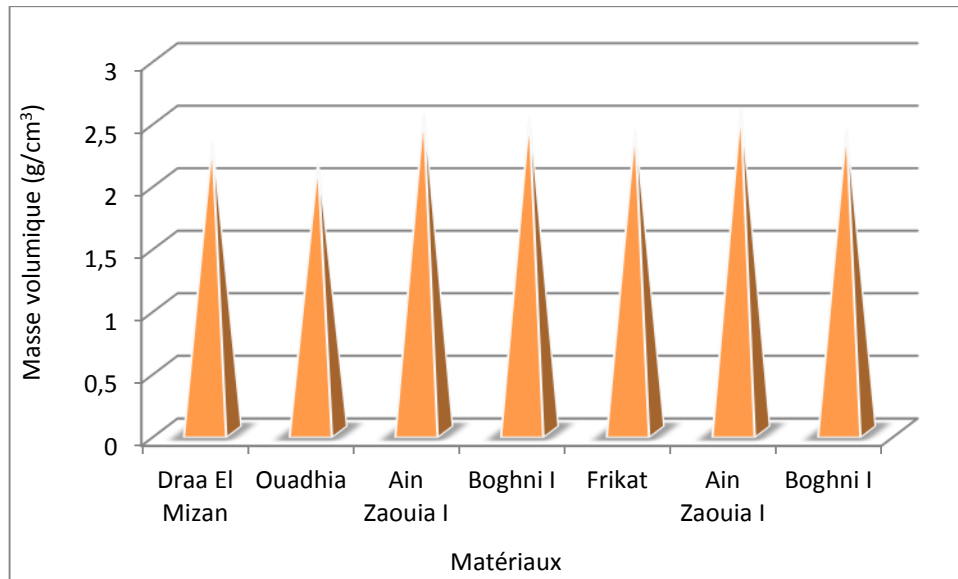


Figure II.5 : Masses volumiques des grains solides des marnes étudiées.

La masse volumique des particules solides de sol des sept sites est compris entre [2,51 ; 2,61]

b) Masse volumique humide de sol ρ_h (NF P 94 - 053) – Méthode de l'immersion dans l'eau

C'est le rapport de masse totale d'une certaine quantité de sol à son volume apparent.

$$\rho_h = m/V_t \dots \dots \dots (II.5)$$

➤ Méthode de mesure ρ_h par pesée hydrostatique

(La masse de l'échantillon est obtenue par pesage à l'air et le volume par la méthode de l'immersion dans l'eau).



Figure II.6: Matériel d'essai de l'immersion dans l'eau

La même masse de l'échantillon dans l'air est paraffinée et ensuite pesée dans l'air.

À la moyenne d'une balance hydrostatique, on pèse notre échantillon paraffiné dans l'eau.

Tableau II.3: masse volumique humide	
SITE	ρ_h (g/cm ³)
Draa El Mizan	2,581
Ouadhia	2,537
Ain Zaouia (SiteI)	2,619
Boghni (SiteI)	2,566
Frikat	2,511
Ain Zaouia (SiteII)	2,609
Boghni (SiteII)	2,566



Figure II.7: Matériel d'essai du poids volumique du sol sec.

Remarque

« Une fois la teneur en eau w , la masse volumique des grains solides ρ_s et la masse volumique de l'échantillon de sol ρ_h déterminés, il est facile de calculer la masse volumique du sol sec ρ_d , l'indice des vides e et degré de saturation S_r ».

c) Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064)

C'est le rapport de la masse du matériau sec au volume de ce même matériau sol.

$\rho_d = m_s / V_t$ avec la relation existante entre X_d et X_h qui est :

$$\rho_d = \rho_h / (1 + w) \dots \dots \dots (II)$$

Tableau II.4: Classification les masses volumiques sec.	
ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
<1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
>1.8	Dense

Tableau II.5: Masse volumique du sol sec		
SITE	ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
Draa El Mizan	2,315	Dense
Ouadhia	2,147	Dense
Ain Zaouia (SiteI)	2,549	Dense
Boghni (SiteI)	2,519	Dense
Frikat	2,420	Dense
Ain Zaouia (SiteII)	2,579	Dense
Boghni (SiteII)	2,421	Dense

II.3.1.3 Indice des vides et Degré de saturation

a. Indice des vides e

C'est le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = V_v / V_s \text{ avec : } e = (\rho_s / \rho_d) - 1 \dots \dots \dots (\text{II.7})$$

Remarque

« L'indice des vides peut être supérieur à 1, il varie généralement entre 0,1 et 5. Mais il peut atteindre des valeurs importantes ($e > 10$) pour certains sols. Il est exprimé sans unité ou en pourcentage (%) ».

Tableau II.6: Indice des vides pour les 7 sites	
SITE	e
Draa El Mizan	0,114
Ouadhia	0,178
Ain Zaouia (SiteI)	0,023
Boghni (SiteI)	0,016
Frikat	0,036
Ain Zaouia (SiteII)	0,008
Boghni (SiteII)	0,057

Interprétation des résultats

Dans le cas des sols étudiés, les résultats des indices des vides (voir tableau II.6) varient entre 0,008 et 0,178. Les marnes étudiées présentent des indices des vides faibles, ce qui signifie qu'elles sont très compactes.

b. Degré de saturation S_r (%)

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol.

$$S_r = V_w/V_v \text{ avec : } S_r = (\rho_s/\rho_w) \times (W / e) \dots \dots \dots (II.8)$$

Tableau II.7: L'état de saturation du matériau.	
Sr (%)	Appréciation
100	Saturé
76 - 99	Détrempé
51 - 75	Mouillé
26 - 50	Humide
1 - 25	Légèrement humide
0	Sec
D'après TERZAGHI	

Tableau II.8: Degré de saturation pour les 7 sites.		
SITE	Sr (%)	Appréciation
Draa El Mizan	25,89	Légèrement humide
Ouadhia	25,76	Légèrement humide
Ain Zaouia (SiteI)	29,99	Humide
Boghni (SiteI)	29,36	Humide
Frikat	25,38	Légèrement humide
Ain Zaouia (SiteII)	37,56	Humide
Boghni (SiteII)	26,70	Humide

Interprétation des résultats

Les degrés de saturation de ces marnes sont inférieurs à 40 %, ce qui permet de dire qu'on est en présence de sols non saturés.

II.3.1.4 Analyse granulométrique par sédimentométrie

1) Qu'est-ce que la sédimentométrie - (NF P 94 – 057) ?

La méthode est basée sur la loi de STOKES. Elle exprime la vitesse de décantation par gravité d'une particule sphérique mise en suspension dans un liquide visqueux.

La vitesse de décantation dépend du diamètre des grains : Par convention, le diamètre d'une particule est égal au diamètre de la particule sphérique de même masse volumique et qui a la même vitesse de décantation (*LCTP de Tizi-Ouzou*).

La méthode consiste à mesurer à différents intervalles de temps, à l'aide d'un densimètre, la densité d'une suspension de sol.

La relation s'écrit : $V = [(\rho_s - \rho_w) / 18\mu] \times D^2 \dots \dots \dots (II.9)$

V : vitesse de décantation de la particule (cm/s) ;

ρ_s : Masse volumique de la particule (g/cm³) ;

ρ_w : Masse volumique du liquide (g/cm³) ;

D : diamètre de la particule (cm) ;

μ : viscosité dynamique du liquide.

Soit t , le temps de décantation de quelques particules, la densité de la suspension à une profondeur H nous donne donc :

$$D = \left(\frac{18\mu}{\rho_s - \rho_w} \times \frac{H}{t} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (II.10)$$

Cette densité indique la concentration en particules de diamètre égal ou inférieur à D .

2) Pourquoi la sédimentométrie ?

L'analyse granulométrique par tamisage servant aux sols grenus étant incomplète pour un matériau possédant une quantité importante de grains fins (< 80 μ m), elle fait appel à la sédimentométrie pour une analyse complète du matériau.

La sédimentométrie permet l'identification et la classification des sols à grains fins.

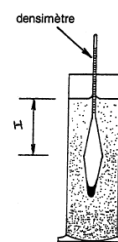


Figure II.8: Loi de stokes.

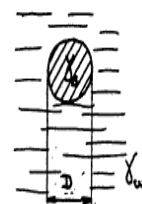


Figure II.9: densimètre

3) Principe de l'essai

- On prend le passant au tamis 0,080 mm au moment du lavage de la quantité pesée à l'état sec au cours de l'étude granulométrique par tamisage.
- On le sèche jusqu'à dessiccation complète.
- On le désagrège à l'aide d'un maillet et on le mélange pour avoir un échantillon homogène.
- On pèse 50 grs d'échantillon qu'on mélange dans une éprouvette graduée avec un demi-litre d'eau distillée avec 5% d'hexametaphosphate de sodium ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) pendant deux minutes et on y ajoute de l'eau distillée jusqu'à avoir 1000 ml de mélange.



Figure II.10: Matériel d'essai d'Analyse granulométrique par sédimentométrie

- Agitation de la solution avec un mélangeur manuel pendant 2 minutes en suite on déclenche le chronomètre et au bout de 30 S on prend la première lecture au densimètre. Les autres lectures suivantes à effectuer durant l'essai sont successivement: (1- 2 –5 –10 –20 – 40 – 80 –240 –1440mn).
- On calcule les pourcentages des tamisas qui complètent la courbe granulométrique (LHCC de Tizi-Ouzou).

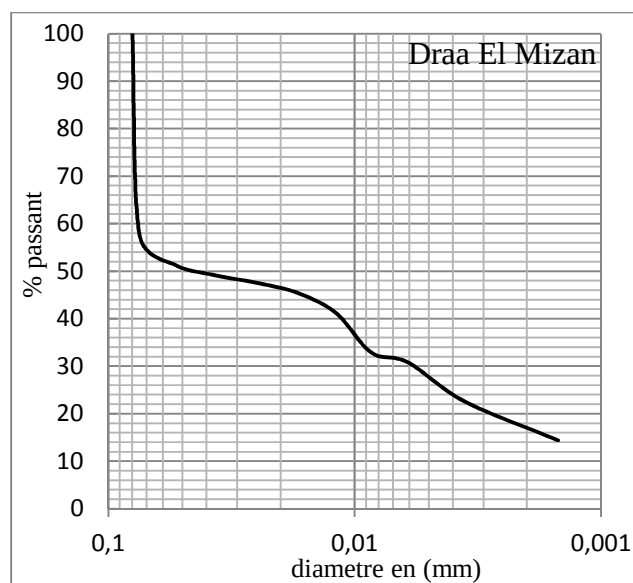
1. Site Draa El Mizan

Figure II.11 : Analyse granulométrique par Sédimentation site (1).

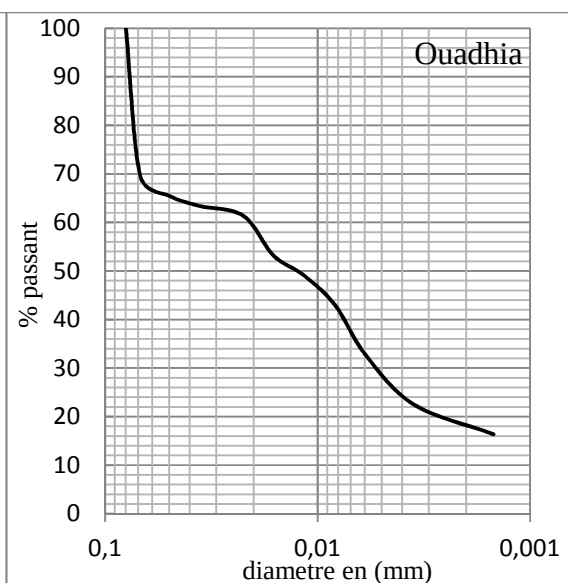
2. Site Ouadhia

Figure II.12 : Analyse granulométrique par Sédimentation site (2).

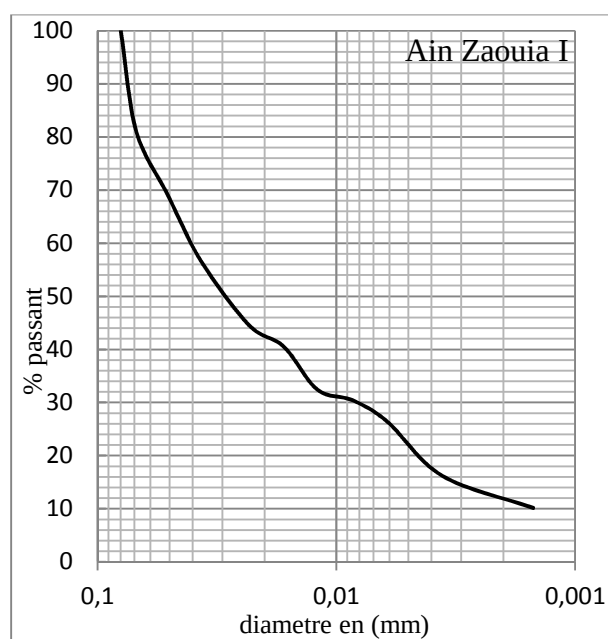
3. Site Ain Zaouia I

Figure II.13 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (3).

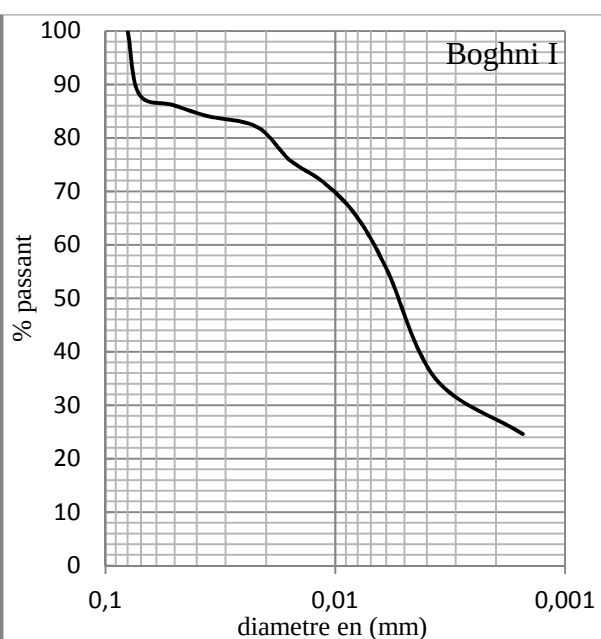
4. Site Boghni I

Figure II.14 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (4).

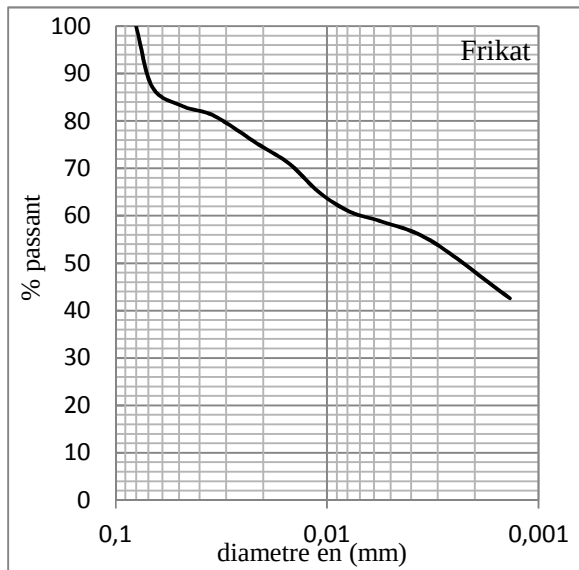
5. Site Frikat

Figure II.15 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (5).

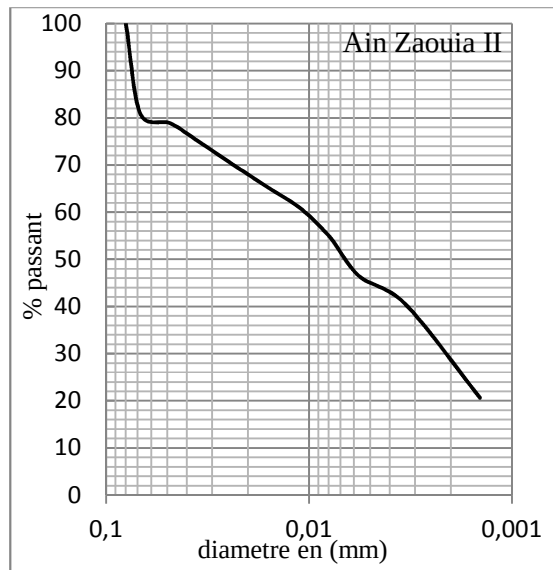
6. Site Ain Zaouia II

Figure II.16 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (6).

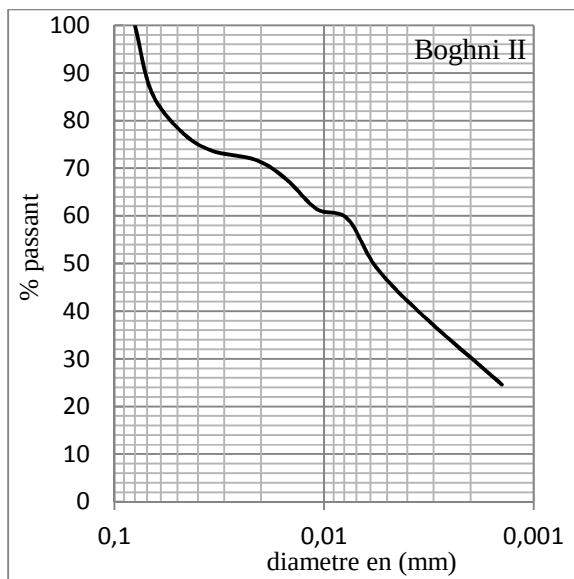
7. Site Boghni II

Figure II.17 : courbe d'Analyse granulométrique par sédimentation site (7).

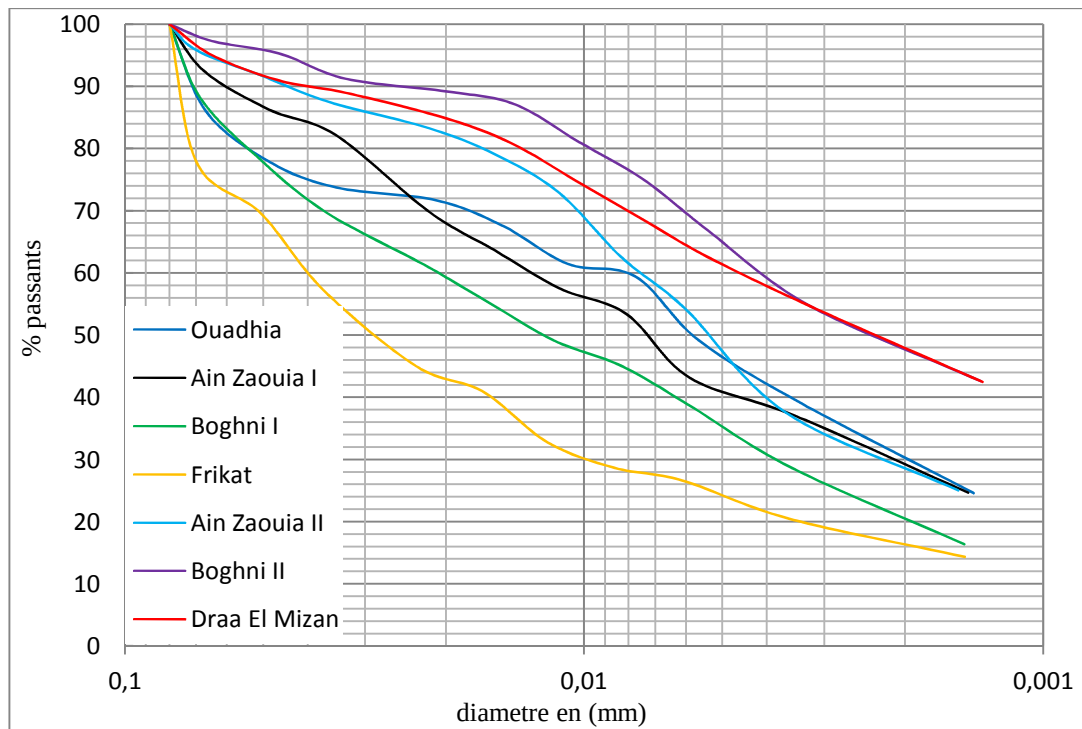


Figure II.18: Analyse granulométrique par sédimentation pour les sept sites.

Interprétation des résultats

Les résultats de la sédimentométrie sont exprimés par des courbes semi-logarithmiques donnant le pourcentage des tamisât cumulés en fonction du diamètre des grains (voir figure III.18). La granulométrie de ces sols est inférieure à 80 μm , ce qui permet de les classer dans la catégorie des sols fins.

II.3.1.5 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

1. Qu'est-ce que les limites d'Atterberg ?

Ce sont des teneurs en eau correspondant à des états physiques bien définis d'un matériau. Lorsque la quantité d'eau d'un sol varie, la consistance de ce sol peut varier dans des limites parfois importantes (LCTP de Tizi-Ouzou).

Suivant l'eau qu'il contiendra, le sol pourra être mou, boueux, souple, pâteux ou dur. Par convention on définit quatre états du sol qui sont :

- ✓ l'état solide sans retrait ;
- ✓ l'état solide avec retrait ;



Figure II.19: Coupelle de casagrande.

- ✓ l'état plastique ;
- ✓ l'état liquide.

2. Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg

On détermine au laboratoire les teneurs en eau qui correspondent aux changements d'état : W_{le} et W_p . Ces limites sont déterminées d'une façon empirique :

W_l → coupelle de Casagrande.

W_p → par fragmentation de cylindre de 3 mm de diamètre et de 10 cm à 15 cm de longueur.

Ces essais se font sur la fraction de matériau $< 0,40$ mm.

Détermination de la limite de liquidité W_l (%)

C'est la teneur en eau correspondante au passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique. La limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs effectués à l'appareil de Casagrande.



Figure II.20: Détermination de la limite de liquidité.

Les résultats obtenus sur les échantillons étudiés « marne » sont présentés comme suit :

1. Site Draa El Mizan

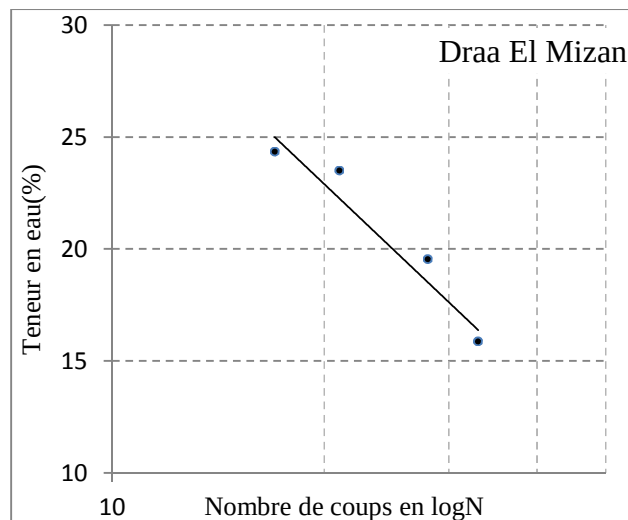


Figure II.21: Courbe des limites de liquidité site(1).

2. Site Ouadhia

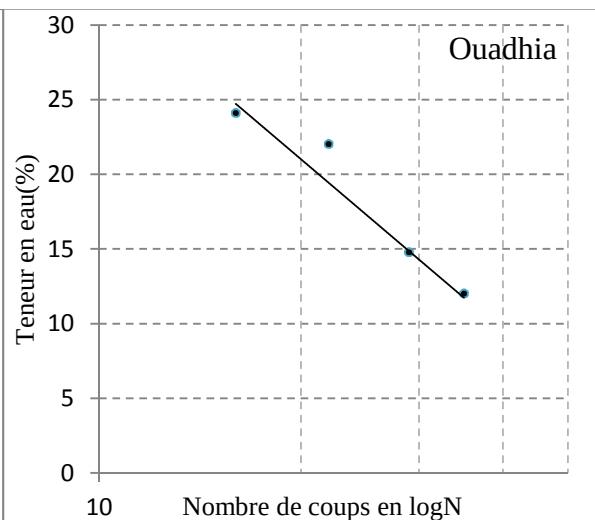


Figure II.22: Courbe des limites de liquidité site (2).

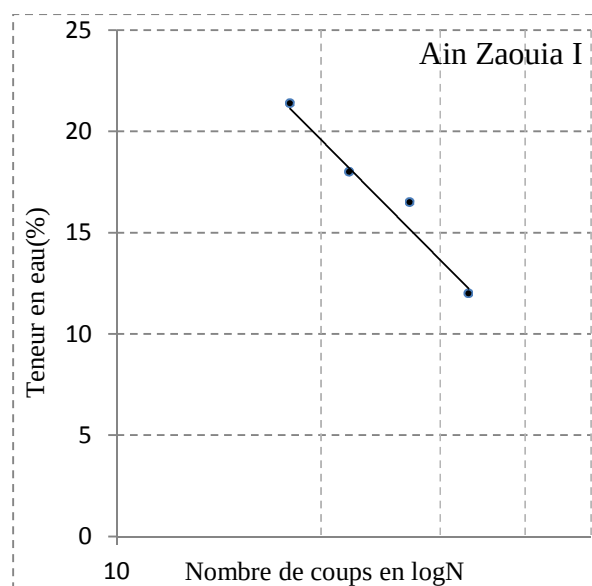
3. Site Ain Zaouia I

Figure II.23: Courbe des limites de liquidité site (3).

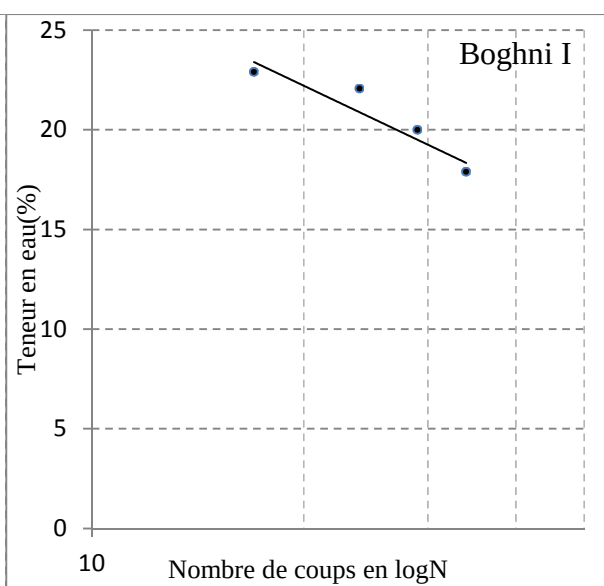
4. Site Boghni I

Figure II.24: Courbe des limites de liquidité site (4).

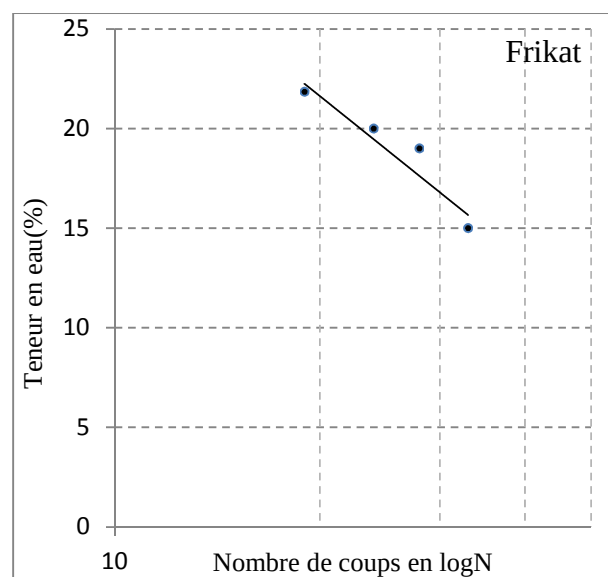
5. Site Frikat

Figure II.25: Courbe des limites de liquidité site (5).

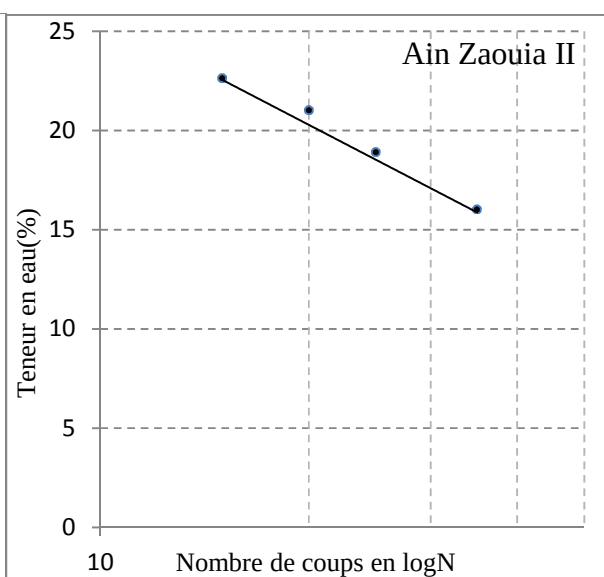
6. Site Ain Zaouia II

Figure II.26: Courbe des limites de liquidité site (6).

7. Site Boghni II

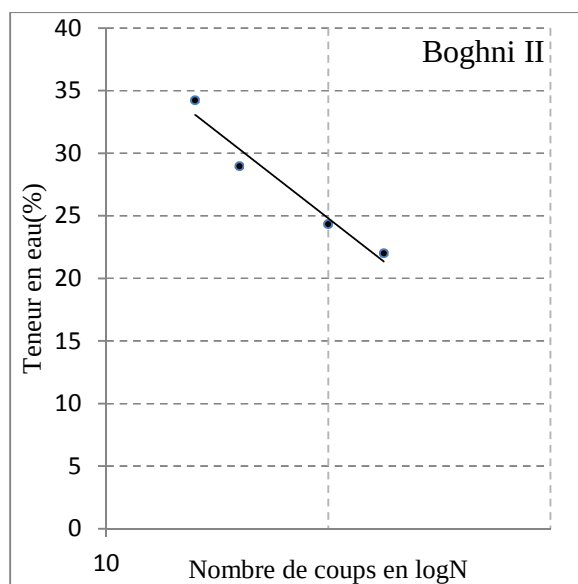


Figure II.27: Courbe des limites de liquidité site (7).

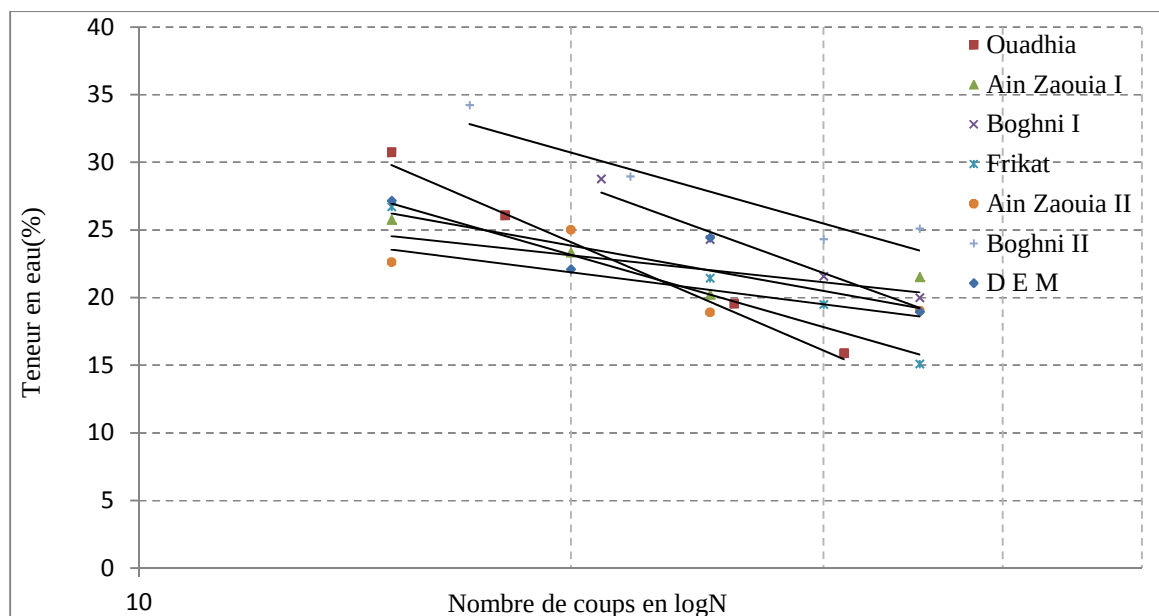


Figure II.28: Courbe comparative entre les différents sites.

Tableau II.9 : Détermination des limites de liquidité moyennes des (7) sites.	
Site de prélèvement des échantillons	WL (%)
Draa El Mizan	28,62
Ouadhia	26,71
Ain Zaouia (SiteI)	26,70
Boghni (SiteI)	27,16
Frikat	23,80
Ain Zaouia (SiteII)	21,15
Boghni (SiteII)	22,80

4. Détermination de la limite de plasticité Wp %

➤ Principe de l'essai

C'est la teneur en eau correspondante au passage de l'état plastique à l'état solide.

La limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau ayant atteint un diamètre de 3 mm et une longueur de 10 cm à 15 cm se casse en le soulevant en son milieu de 2 cm à 3 cm de hauteur.

➤ Equipements nécessaires

- Plaque en verre ou en marbre ;
- Une balance ;
- L'étuve.



Figure II.29: Etape de la limite de plasticité.

Tableau II.10 : Détermination de la limite de plasticité des (7) sites.	
SITE	Wp (%)
Draa El Mizan	16,30
Ouadhia	21,54
Ain Zaouia (SiteI)	18,77
Boghni (SiteI)	17,67
Frikat	15,40
Ain Zaouia (SiteII)	16,15
Boghni (SiteII)	17,22

5. **L'indice de plasticité I_p (%) :** C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, qui définit l'étendu du domaine plastique d'un sol :

$$I_p = W_l - W_p \dots \dots \dots (II.2)$$

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

Tableau II.11: 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 II.12: l'indice de plasticité pour les (7) sites.		
SITE	I_p	Degré de plasticité
Draa El Mizan	12,32	Sol peu plastique
Ouadhia	5,17	Sol peu plastique
Ain Zaouia (SiteI)	7,93	Sol peu plastique
Boghni (SiteI)	9,49	Sol peu plastique
Frikat	8,40	Sol peu plastique
Ain Zaouia (SiteII)	5,00	Sol peu plastique
Boghni (SiteII)	5,58	Sol peu plastique

Interprétation des résultats

L'indice de plasticité déduit après détermination des limites de liquidité et de plasticité des marnes étudiées est compris entre 5 et 30, ce qui indique des sols peu plastique.

6. L'indice de consistance I_c :

De ces valeurs, peut être déterminé l'indice de consistance I_c qui permet d'apprécier la consistance des sols plastiques en se référant aux plages de valeurs présentées ci-dessous.

$$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} \dots \dots \dots (II.3)$$

Tableau II.13:Etat de consistance référentielle d'un sol	
Indice de consistance I_c	Etat-du sol
$I_c > 1$	solide
$0 < I_c < 1$	plastique
$I_c < 0$	liquide

Tableau II.14: l'indice de consistance pour les 7 sites		
SITE	I_c	Etat du sol
Draa El Mizan	2,23	solide
Ouadhia	4,80	solide
Ain Zaouia (SiteI)	2,89	solide
Boghni (SiteI)	2,23	solide
Frikat	0,67	plastique
Ain Zaouia (SiteII)	1,20	solide
Boghni (SiteII)	3,59	solide

Interprétation des résultats

On remarque que l'indice de consistance des marnes des sites Draa El Mizan, Ouadhia, Ain Zaouïa (site I), Boghni (site I), Ain Zaouïa (siteII) et Boghni (site II), est supérieur à 1 ($I_c > 1$), ce qui nous permet de dire que nos sols sont dans l'état solide, tandis que l'indice de consistance de marne prélevée de site Frikat est inférieur à 1 ($I_c < 1$), ce qui nous permet de dire que nos sols sont dans l'état plastique (voir tableau II.14).

II.3.1.6 Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche

Cet essai permet de mesurer la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans le sol. L'essai s'effectue sur **70 g** de matériau trempé dans **0,5 L** d'eau distillé et maintenus en permanence sous agitation.



Figure II.30: Matériel d'essai au bleu de méthylène – Essai à la tâche

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbé par l'échantillon de sol testé. Plus la fraction argileuse est importante plus elle adsorbe du bleu de méthylène.

Le test permet de repérer l'instant de la saturation au bleu, des particules d'argile. On prélève une goutte de liquide contenant le sol imbibé de bleu, que l'on dépose sur un papier filtre spécial.

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



Figure II.31: Résultats de l'essai à la tâche.

La valeur au bleu du sol est donnée par la relation suivante :

$$VBS = Mb/Ms \times 100 \text{ et } Mb = V \times 100 \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec : Mb : la masse de bleu permettant la saturation par adsorption (g);

Ms : masse sèche de la prise d'essai (g) ;

V : volume de solution de bleu utilisée (cm³).

Tableau II.15: Désignation du sol en fonction de son VBS.	
VBS (en grammes de bleu pour 100 g de sol)	Désignation du sol
$VBS \leq 0,2$	sol sableux
$0,2 < VBS \leq 2,5$	sol limoneux
$2,5 < VBS \leq 6$	sol limoneux - argileux
$6 < VBS \leq 8$	sol argileux
$VBS > 8$	sol très argileux

Tableau II.16: Résultats des valeurs au bleu de méthylène.		
SITE	VBS	Désignation du sol
Draa El Mizan	2,57	sol limoneux - argileux
Ouadhia	2,00	sol limoneux
Ain Zaouia (SiteI)	2,85	sol limoneux - argileux
Boghni (SiteI)	2,71	sol limoneux - argileux
Frikat	2,14	sol limoneux
Ain Zaouia (SiteII)	3,14	sol limoneux - argileux
Boghni (SiteII)	2,42	sol limoneux

Interprétation des résultats

Les valeurs obtenues au bleu de méthylène montrent que les sites de Ouadhia ; Frikat et Boghni (SiteII) présentent des sols limoneux. Tandis que les sites Draa El Mizan, Ain Zaouia (SiteI et SiteII) et Boghni (SiteI) présentent des sols limoneux argileux.

II.3.1.7. Teneur en carbonate de calcium CaCO_3 (NF P 94 – 048) – Méthode du calcimètre

➤ Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai.



Figure II.32: Appareil de détermination de CaCO_3 .

➤ Mode opératoire

La détermination de la teneur en CaCO_3 s'effectue au calcimètre Dietrich-Frühling.

En première étape : L'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO_2 dégagé par la réaction du HCL d'un volume de 10 ml sur le carbonate de calcium de contenu : 1g.

En deuxième étape : soit une prise d'échantillon de masse 1g passant au tamis de 0.2mm diluée dans une solution de CaCO_3 ce qui donnera par la suite un volume de CO_2 .

L'acide chlorhydrique dilué décompose le carbonate de calcium selon la réaction :



Figure II.33: Principaux étapes de la méthode de calcimètre.

La teneur en CaCO_3 d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de **60-70%**.

Tableau II.17: La description des sols en fonction de leur teneur en CaCO_3 .	
Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation du sol
0 - 10	Argile
10 - 30	Argile marneuse
30 - 70	Marne
70 - 90	Calcaire marneux
90 - 100	Calcaire

Tableau II.18: Résultats de la teneur en carbonate de calcium.		
Site	CaCO ₃ (%)	Désignation du sol
Draa El Mizan	57,66	Marne
Ouadhia	14,87	Argile marneuse
Ain Zaouia (SiteI)	20,88	Argile marneuse
Boghni (SiteI)	52,21	Marne
Frikat	32,21	Marne
Ain Zaouia (SiteII)	28,42	Argile marneuse
Boghni (SiteII)	44,04	Marne

II.3.1.8. Teneur en matières organiques - (NF P 94-047) - Méthode par calcination

Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique. On les identifie in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur.

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant au tamis 0,4 mm, préalablement séché à 65°, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.



Figure II.34: Détermination de la teneur pondérale en matières organiques.

Au-delà de 2 à 3 % de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme. Les sols contenant plus de 5 % de matière organique sont à proscrire.

Tableau II.19: Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.			
Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique		
0 - 3	Sol inorganique		
3 - 10	Sol faiblement organique	FO	Vase
10 -30	Sol moyennement organique	MO	Sol tourbeux
> 30	Sol très organique	TO	Tourbe

Tableau II.20: Résultats des matières organiques.		
Site	Matières organiques MO (%)	Désignation géotechnique
Draa El Mizan	1,83	sol inorganique
Ouadhia	1,51	sol inorganique
Ain Zaouia (SiteI)	0,99	sol inorganique
Boghni (SiteI)	1,3	sol inorganique
Frikat	1,22	sol inorganique
Ain Zaouia (SiteII)	1,65	sol inorganique
Boghni (SiteII)	0,99	sol inorganique

Interprétation des résultats

La teneur en matières organiques est comprise entre 0 et 3% (voir tableau II.20). En se basant sur la classification présentée sur le tableau II.19, les sols étudiés sont des sols inorganiques.

II.3.1.9 Autres analyses chimiques

a/ Sulfates solubles dans l'acide - selon la norme NF EN 1744-1(P 18-660-1)

➤ Principe

Les sulfates, extraits à l'acide chlorhydrique dilué à partir d'une prise d'essai du granulat, sont dosés par gravimétrie.

La teneur en ion sulfate est exprimée en pourcentage de masse du granulat.

➤ Préparation de la prise d'essai

Concasser et réduire le sous-échantillon par étapes. Broyer en suite et continuer à réduire jusqu'à obtenir une masse d'environ 20 g passant au tamis étalon de 0,125 mm. Prendre environ 2 g de cette matière comme prise d'essai.

Si un séchage est nécessaire en cours de préparation, la température ne devra pas dépasser $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$ pour éviter l'oxydation des sulfures.



Figure II.35: Détermination des sulfates solubles dans l'acide.

Tableau II.21: Définition des classes d'agressivité des sols en fonction de la teneur en sulfates SO_4			
Teneur en sulfates SO_4 (%) dans le sol sec	Degré d'agressivité	symbole	Niveau de protection
0,24 - 0,6	Faiblement agressif	A1	1
0,6 - 1,2	Moyennement agressif	A2	2
1,2 - 2,4	Fortement agressif	A3	2
> 2,4	Très fortement agressif	A4	3

Tableau II.22: Les résultats d'agressivité des sols en fonction (%) de SO_4				
Sites	Teneur en sulfates SO_4 (%)	Degré d'agressivité	Symbole	Niveau de protection
Draa El Mizan	1,64	Fortement agressif	A3	2
Ouadhia	4,03	Très fortement agressif	A4	3
Ain Zaouia (SiteI)	1,02	Moyennement agressif	A2	2
Boghni (SiteI)	1,8	Fortement agressif	A3	2
Frikat	3,53	Très fortement agressif	A4	3
Ain Zaouia (SiteII)	1,14	Moyennement agressif	A2	2
Boghni (SiteII)	1,19	Moyennement agressif	A2	2

Interprétation des résultats

La teneur en SO_4 varie entre 1,02 et 4,03 c'est des teneurs classée comme moyennement à très fortement agressives. Ce pendant, les marnes de Boghni (SiteII) et de Ain Zaouia (SiteI et SiteII) présentent des teneurs en SO_4 moyennement agressives, tandis que les marnes de Draa El Mizan et Boghni (SiteII) présentent une teneur en SO_4 fortement agressive. Les autres marnes (Ouadhia et Frikat) par contre, présentent une teneur très fortement agressive.

b/ Chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744-1(P 18-660-1)

Une prise d'essai d'un granulat est traitée à l'eau pour en extraire les ions chlore. La méthode d'analyse du soluté est basée sur le titrage de Volhard, où l'on ajoute à la solution contenant les chlorures un excès d'une solution de nitrate d'argent ; la quantité n'ayant pas réagi est titrée en retour par une solution étalon de thiocyanate, en employant une solution de sulfate d'ammonium et de fer (III) comme indicateur.

Les chlorures sont exprimés et rapportés en teneur en ion chlore en pourcentage massique du granulat.

Tableau II.23: Les résultats des chlorures	
SITES	Chlorures Cl^-
Draa El Mizan	traces
Ouadhia	traces
Ain Zaouia (SiteI)	traces
Boghni (SiteI)	traces
Frikat	traces
Ain Zaouia (SiteII)	traces
Boghni (SiteII)	traces



Figure II.36: Détermination des chlorures solubles dans l'eau.

Interprétation des résultats

Sur les Sept sites étudiés les résultats obtenus montrent qu'il y a une faible teneur en chlorures (traces).

Tableau II.24 Résultats finales pour les caractéristiques physiques

Sites	D E M	Ouadhia	Ain Zaouia I	Boghni I	Frikat	Ain Zaouia II	Boghni II
W (%)	18,39	19,98	21,46	19,18	19,26	17,57	16,75
Wl (%)	28,62	26,71	26,70	27,16	23,80	21,15	22,80
Wp (%)	16,30	21,54	18,77	17,67	15,40	16,15	17,22
Ip (%)	12,32	5,17	7,93	9,49	8,40	5,00	5,58
Ic (%)	2,23	4,80	4,89	2,23	0,67	1,20	3,59
ρ_s (g /cm³)	2,58	2,53	2,61	2,56	2,51	2,60	2,56
ρ_h (g /cm³)	2 ,581	2,537	2,619	2 ,566	2,511	2 ,609	2,566
ρ_d (g /cm³)	2,31	2,14	2,54	2 ,51	2,42	2,57	2,42
e	0,114	0,178	0,023	0,016	0,036	0,008	0,057
Sr (%)	25,89	25,76	29,99	29,36	25,38	37,56	26,70
% < 80 μm	63 ,88	51,83	61,60	63,34	62,59	64,86	58,65
VBS	2,57	2,00	2,85	2,71	2 ,14	3,14	2,42
CaCO₃ (%)	57,66	14,87	20,88	52,21	32,21	28,42	44,04
MO (%)	1,83	1,51	0,99	1,30	1,22	1,65	0,99
SO₄□ (%)	1 ,64	4,03	1,02	1,80	3,53	1,14	1,19
Cl □ (%)	trace	trace	trace	trace	trace	trace	trace

II.3.2. Analyse minéralogique

L'analyse minéralogique peut présenter des buts multiples, entre autres, elle consiste à déterminer la nature et les proportions des constituants d'un sol.

Dans ce présent chapitre, on envisage de mettre en évidence les relations entre la composition minéralogique des marnes et les caractéristiques mécaniques (résiduelles), car les minéraux argileux jouent un rôle prépondérant sur la valeur de ces paramètres mécaniques.

Ainsi, savoir que la présence d'un tel minéral argileux a une incidence sur telle caractéristique, devient très intéressant.

Afin de concrétiser des relations, on a utilisé sept échantillons provenant des sites de : Draa El Mizan, Ouadhia, Ain Zaouia (Site I), Boghni (Site I), Frikat, Ain Zaouia (Site II) et Boghni (Site II).

II.3.2.1 Rappels théoriques sur les Argiles

II.1.2 Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile

Les argiles sont le plus souvent des silicates d'alumine hydratés sous formes de feuillets, composés de l'assemblage de niveaux tétraédriques et octaédriques (figure II.1 Mitchell, 1979):

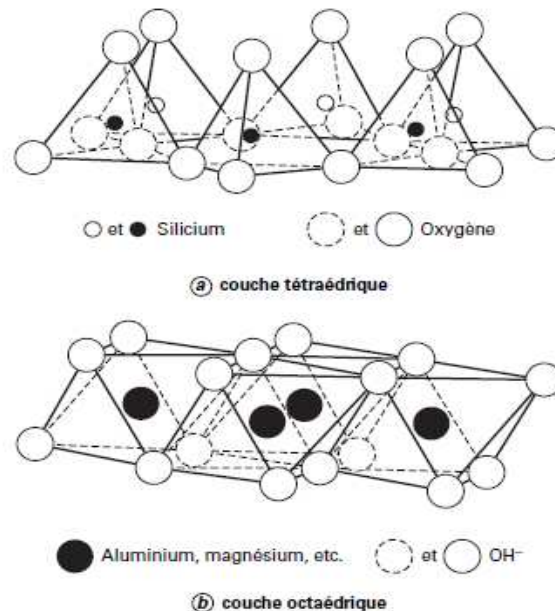


Figure II.37: Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, (Mitchell, 1979).

- les tétraèdres (figure a) sont constitués d'un atome central de silicium entouré de quatre atomes d'oxygène (de formule chimique SiO_2 , comme la silice);(Delage et Cui, 2008).
- les octaèdres (figure b) ont en leur centre un ion métallique (généralement l'aluminium Al^{+++} , parfois substitué par le magnésium Mg^{++} ou le potassium K^+) entouré d'ions OH^- .

II.1.2. Aspects structuraux et composition

Suivant l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en deux types :

II.1.2.1 Le type de feuillets TO ou 1:1 formé d'une couche tétraédrique (T) et d'une couche octaédrique (O)(figure II.2). Ces argiles, dont l'unité structurale de base est dissymétrique, sont représentées par le groupe des kaolinites et des serpentites, ces dernières étant beaucoup plus rares.

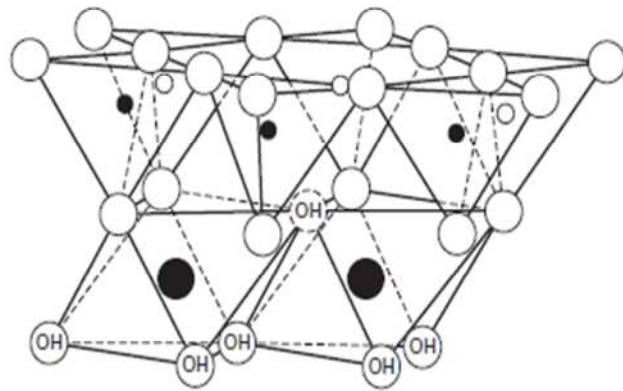
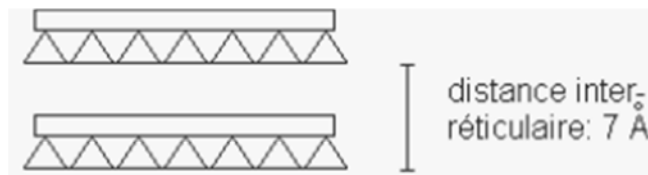


Figure II.38: Structure des feuillets TO, d'après Mitchell.



II.1.2.2 Le type de feuillets TOT ou 2:1 formé d'une couche octaédrique (O) entourée de deux couches tétraédriques (T). Ces argiles, qui présentent une unité structurale de base symétrique, comportent de nombreux groupes dont la structure et les propriétés sont très variables.

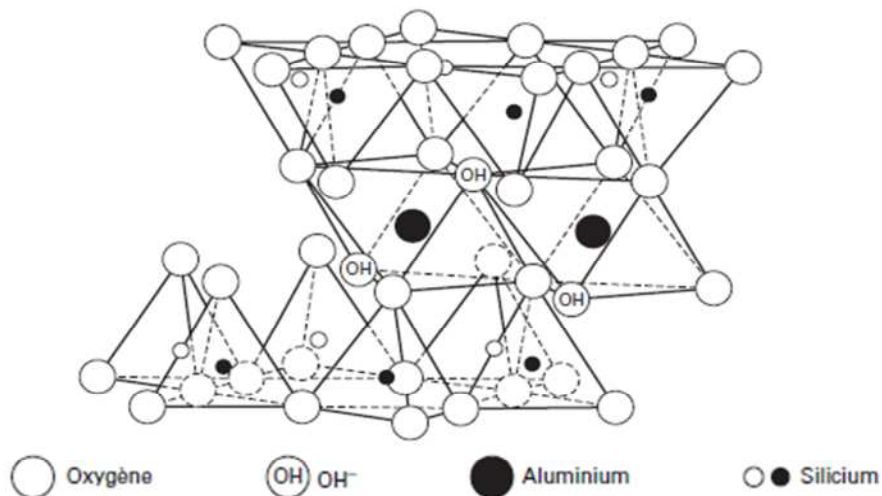


Figure II.39: Structure des feuillets TOT, d'après Mitchell, 1979.

Les argiles présentent une structure en famille des phyllosicates :

a) Les phylliteux à 7°A

Kaolinite : Elle est formée de la superposition d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique (Te-Oc) (type 1/1).

b) Les phylliteux à 10°A et 14°A

Famille des smectites : Elles sont de type (2/1) (Te-Oc-Te), c'est-à-dire constituée d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques.

Cette famille renferme la montmorillonite et l'illite.

Une couche burcitique hydroxylée peut encore venir s'ajouter au feuillet (2/1).

c) Les phylliteux inter-stratifiés

Cette expression désigne les minéraux formés l'empilement régulier, ou non de feuillets de minéraux argileux simple ou différent. Les combinaisons possibles (nature et proportions des différents feuillets) sont considérables.

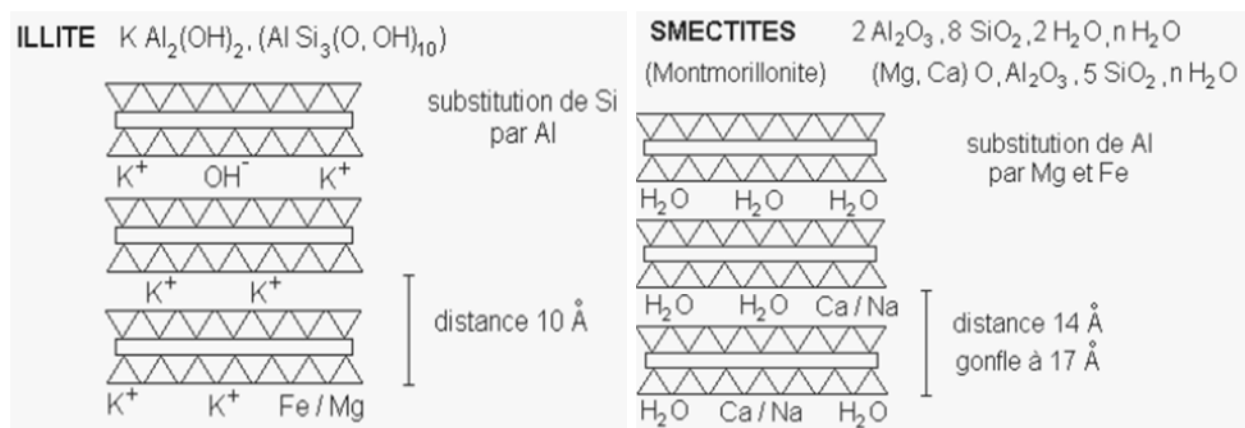
❖ Inter-stratifiés réguliers

Un minéral inter-stratifié est considéré comme régulier si l'empilement des différents types de feuillets qui le composent se fait selon des séquences répétitives.

❖ Inter-stratifiés irréguliers

Un minéral inter-stratifié est considéré comme irrégulier si l'empilement des différents types de feuillets est aléatoire, c'est-à-dire si aucune séquence répétitive ne se de sine.

Comme les inter-stratifiés irréguliers ne constituent pas d'entités minérales déterminées mais présentent un comportement de mélange de minéraux argileux simples. Leur dénomination se fait donc leur détermination d'une manière descriptive.



II.2. Méthode d'étude des argiles

Les méthodes classiques sont les suivantes :

- Méthode de caractérisation de la morphologie des minéraux.

Exemple : la microscopie électronique (à balayage).

- Méthode de caractérisation de la cristalochimie par :
 - Analyse thermique.
 - Spectroscopie infra-rouge (I.R).
 - Détermination de la composition chimique des minéraux par analyse chimique totale.
- Méthode indirecte basée sur certaines propriétés des argiles.
 - Mesure de la surface spécifique des minéraux argileux (tableau).
 - Détermination de la capacité d'échange.
- Caractérisation de la structure des minéraux argileux par la méthode de diffraction aux rayons **X (P.X)**.

Tableau II.25: Surface spécifique des principaux constituants argileux d'après Jean Jacques Guvot, Michel Robert.

Désignation	Formule structurale	Surface totale en m ² /g	Surface externe en m ² /g	Surface interne en m ² /g
kaolinite	Si ₂ O ₂ A ₁₂ (OH) ₄	10 - 30	10 - 30	0
Illite	Si _{4x} Al _x Al Fe'' ' 2 OH ₂ K _x	100- 175	80 - 120	
Montmorillonite	Si ₄ O ₁₀ (A ₁₂ - xMgx) OH ₂ CEX	700 - 800	80	600 - 700
Vermiculite	Si - xAl O (Mg - Yfe '' ') OH CE (X - Y)	760	40 - 70	700
Chlorite		100 - 175	100	

II.2.1. Analyse par diffraction des rayons X

L'analyse minéralogique fait appel à l'observation au microscope électronique, l'étude par diffraction des rayons **X**, à l'analyse chimique.

L'analyse minéralogique d'un sol est généralement un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols fins est fonction de leur composition minéralogique.

Par exemple une forte teneur en montmorillonite indiquera un sol très sensible à l'eau pouvant donner lieu à des gonflements ou des retraites importants.

Les argiles sont facilement identifiables par leurs raies caractéristiques (voir tableaux).

a/ Tableau II.26: Famille de la KAOLINITE

Minéraux	Raies caractéristiques
Kaolinite	7,14(10) - 3,57(10) - 2,338(8) - 1,487(10) - 1,283(7) - 1,126 (8)
Dickite	7,17(10) - 3,592(10) - 2,345(10) - 1,988(8) - 1,666(10) - 1,322(10) - 1,192(6)
Nacrite	7,15(10) - 4,42(8) - 3,59 - 2,416(10) - 1,489(8) - 1,372(6)
Anauxite	7,4(8) - 4,6(10) - 4,08(10) - 3,59(8) - 1,67(6) - 1,502(8)
Dombasite	4,80(10) - 3,536(10) - 2,834(6) - 2,334(7) - 1,662(6) - 1,496(6)

b/ Tableau II.27: Famille de l'ILLITE

Illite	9,98(10) - 4,47(8) - 3,31(6) - 2,56(8) - 1,98(6) - 1,50(8) - 1,29(6)
---------------	--

c/ Tableau II.28: Famille de SMECTITES (à compléter les tableaux)

Minéraux	Raies caractéristiques
Montmorillonite	15,3(10) – 4,50(10) – 3,07(10) – 2,55 (10) – 1,497(10)
Beidellite	15,1(10) – 4,45(10) – 3,02(10) – 2,60(10) – 2,49 (10) – 1,488(10)
Nontronite	16,6(10) – 4,52(7) – 3,066(6) – 1,519(10) – 1,310(7) – 1,258(4)
Vermiculite	13,7(10) – 2,65(4) – 2,55(6) – 2,39(8) – 1,533(9) – 1,321(4)
Saponite	15,8(8) – 4,57(10) – 2,65(8) – 1,527(10) – 1,320(80) – 1 ,301(8)

d/ Tableau II.29: Famille de la CHLORITE

Minéraux	Raies caractéristiques
Dia-bonite	15(10) – 7,15(1) – 4,62(6) – 3,58(7) – 2,47(6) – 1,545(7)
Pennine	14,3(6) – 7,17(10) – 4,78(10) – 3,585(10) – 2,867(6) – 1,579(4)
Clino-chlorite	3,53(10) – 1,998(9) – 1,564(9) – 1,535(10) – 1,393(10) – 1,220(8)
Daphnie	6,76(9) – 3,47(5) – 2,55(4) – 2,39(4) – 2,00(5) – 1,55(7)

II.3. Principe de la méthode

Tout corps cristallisé, peut être analysé par diffraction de rayon X car ses atomes sont organisés selon des plans.

Cristallins spécifiques, un faisceau de rayon X est diffracté sur le réseau de plans cristallins selon « la loi de Bragg » (figure II.1).

$$\lambda = 2 \times d \sin \theta \quad \text{.....(II.1)}$$

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

θ : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.



Figure II.40 : schéma d'un diffractomètre.

Ainsi, pour une source émettrice de rayon X donné (λ), le balayage selon un angle d'incidence (θ) d'une préparation, permet accéder à la connaissance de tous les espacements réticulaires de l'échantillon.

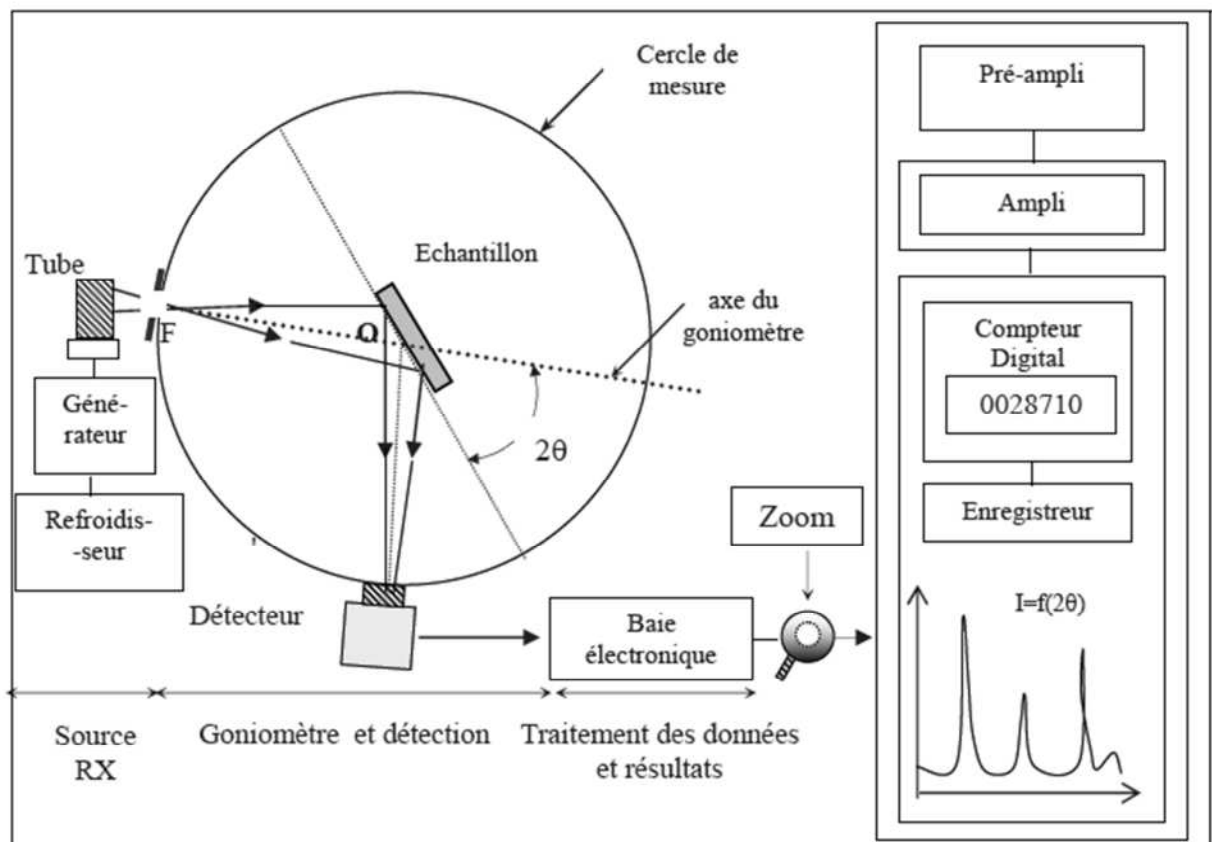


Figure II.41: schéma d'un diffractomètre.

II.4. Techniques d'analyse

Dans les cas les plus fréquents dont celui des minéraux argileux, l'échantillon est composé de très fines particules. Les techniques d'investigation aux rayons X les plus favorables sont :

- Méthode des poudres ;
- Méthode des agrégats orientés.

II.5. Préparation des échantillons

Pour les argiles les distances réticulaires (001) varient d'une manière, caractéristiques après, certains traitements spécifiques.

La détermination des minéraux argileux est basée sur le comportement de la distance (001) à ces traitements ainsi, chaque échantillon nécessite l'enregistrement de trois diagrammes. On utilise généralement deux lames (l'une en verre et l'autre en Aluminium).

Tableau II.30: simplifié d'identification des argiles (Rebours, 2004)

Type de traitement	Position des raies	Diagnostic
Plaquette brute	14-15 Å	Montmorillonite (Bentonite, Smectite) Chlorite Vermiculite
	10 Å	Illite et Micas
	7 Å	Kaolinite (001) Berthiérine raie (002) des argiles à 14 Å
	N.B. : On observe aussi des raies (001) d'ordre supérieur pour chacun des espacements type	
Plaquette glycolée	déplacement raie 14-15 Å vers 17-20 Å	Présence d'argiles gonflantes : Montmorillonite (Bentonite, Smectite)
Plaquette calcinée à 550°C	14 Å conservée	Chlorite (modification des intensités relatives)
	déplacement raie 14-15 Å vers 10 Å	Montmorillonite (Bentonite, Smectite) (voir test glycol) Vermiculite
	disparition raie 7 Å	Kaolinite
	conservation raie 7 Å	Berthiérine (pas de raie à 14 Å)
	"	Chlorite (si raie 14 Å garde sa position)

II.6. Diagramme normal

C'est le diagramme de référence auquel on se reporte pour juger les déplacements occasionnés par les autres traitements.

II.6.1. Site Draa El Mizan

Tableau II.31: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Draa El Mizan.					
Minéraux	Montmoril	Montmoril	Kaolinite	Illite	Calcite
Type et pourcentage	15.1(0.8)	14.6(0.8)	15.6(1.0)	43.7(7.2)	11.0(0.8)

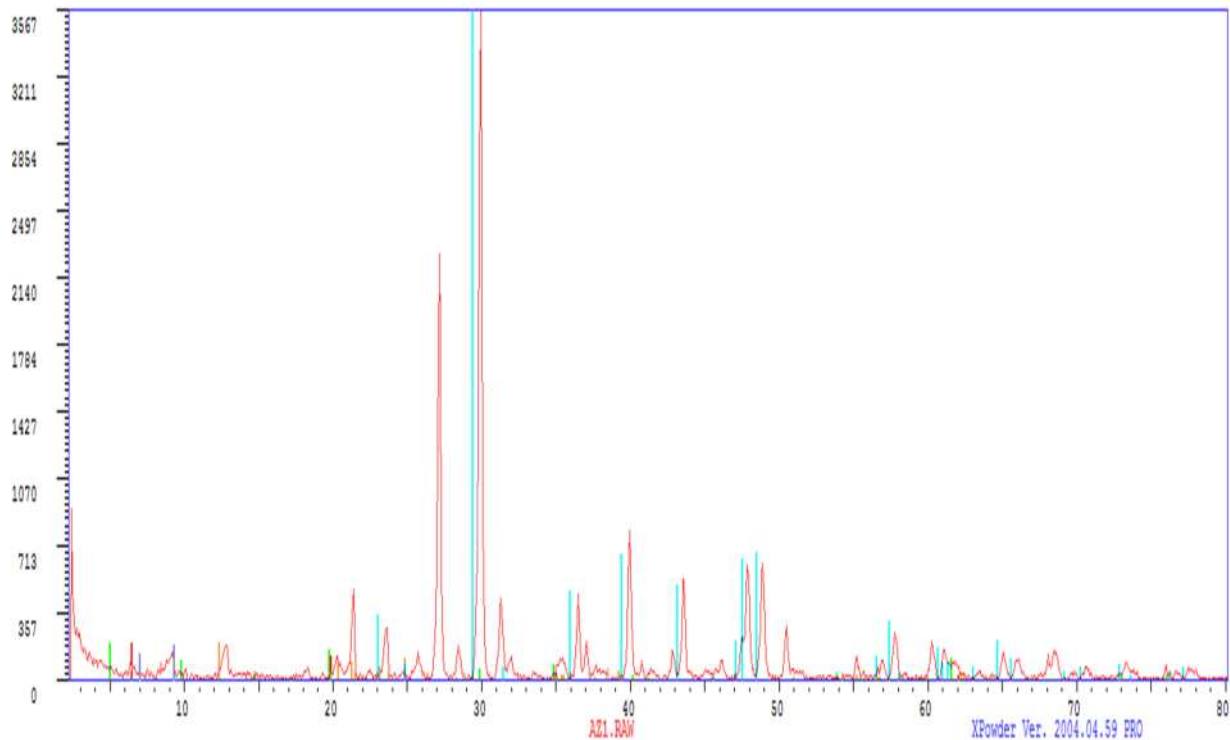


Figure II.42 : Diffractogramme des marnes du site Draa El Mizan.

II.6.2. Site Ouadhia

Tableau II.32: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ouadhia.					
Minéraux	Montmoril	Illite	Nacrite	Calcite	Quartz
Type et pourcentage	09.5(0.8)	27.3(6.6)	07.0(0.8)	07.0(0.8)	49.1(1.5)

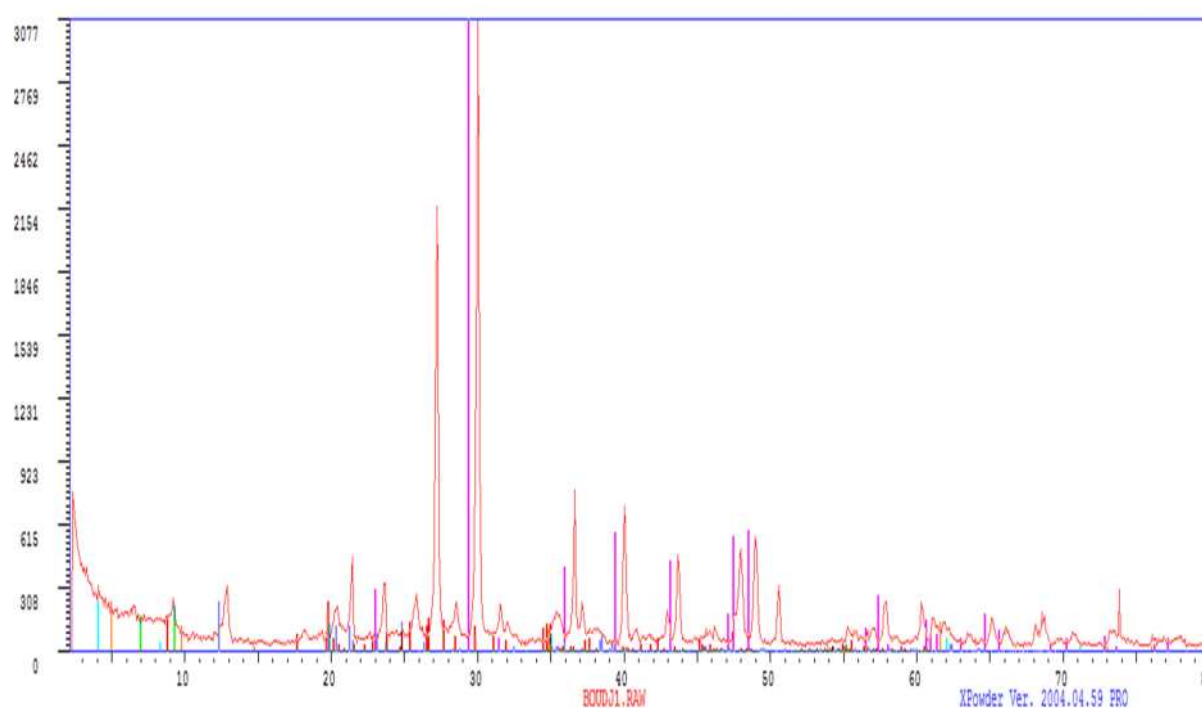


Figure II.43 : Diffractogramme des marnes du site Ouadhia.

II.6.3. Site Ain Zaouia I

Tableau II.33: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ain Zaouia I.					
Minéraux	Montmoril	Kaolinite	Illite-Mo	Illite	Calcite
Type et pourcentage	44.1(1.6)	06.0(0.8)	05.8(0.7)	15.6(0.7)	15.2(5.6)

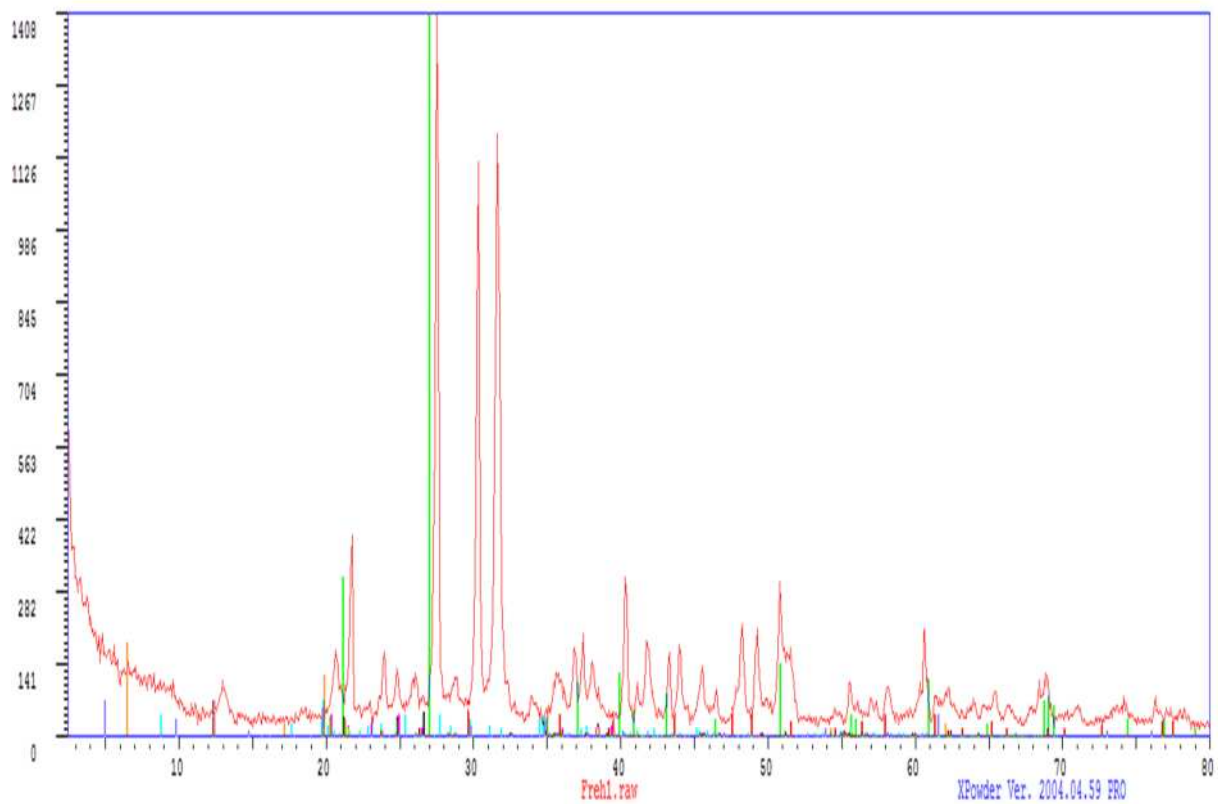


Figure II.44 : Diffractogramme des marnes du site Ain Zaouia I.

II.6.4. Site Boghni I

Tableau II.34: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Boghni I.					
Minéraux	Montmoril	Montmoril	Illite-Mo	Kaolinite	Calcite
Type et pourcentage	20.5(0.8)	29.8(0.8)	21.2(6.0)	20.9(2.2)	07.6(0.8)

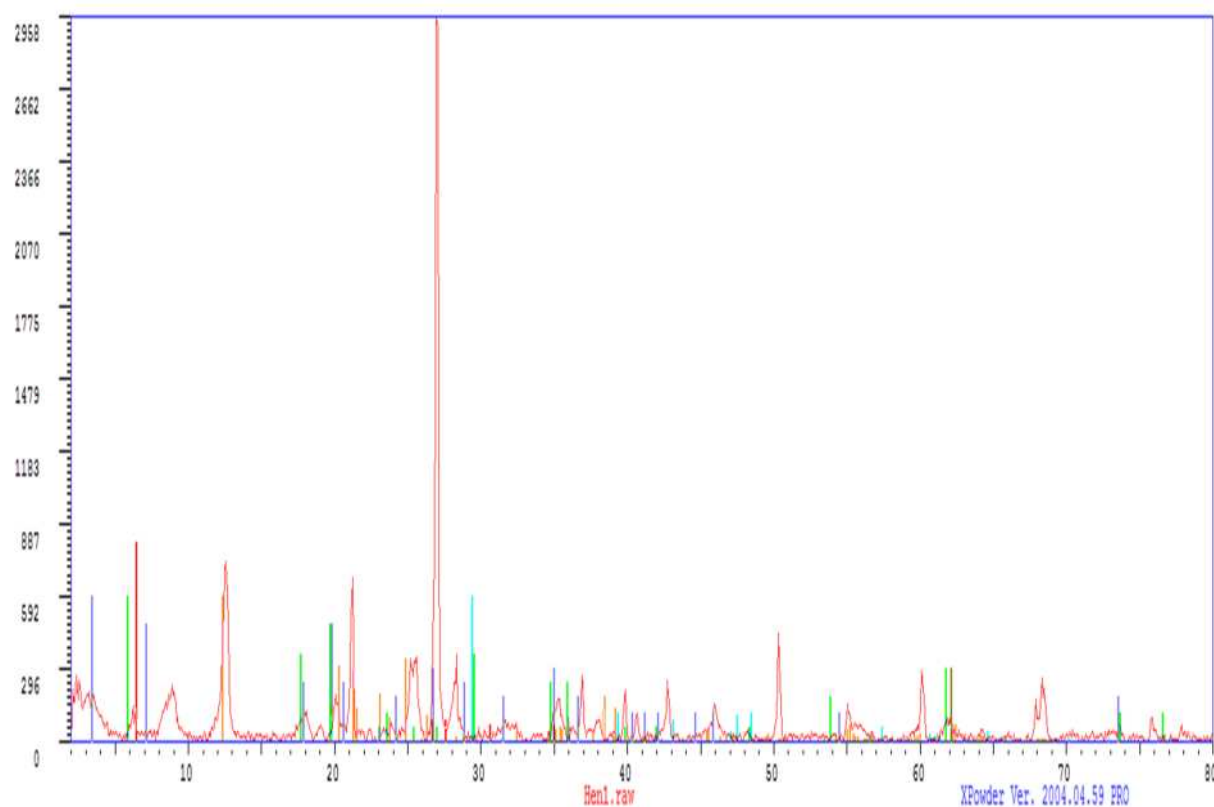


Figure II.45 : Diffractogramme des marnes du site Boghni I.

II.6.5. Site Frikat

Tableau II.35: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Frikat.						
Minéraux	Montmorillonite	Illite	Illite-Mo	Nacrite	Calcite	Quartz
Type et pourcentage	17.9(0.8)	19.1(1.2)	19.1(1.2)	13.7(1.1)	16.4(0.7)	13.2(0.8)

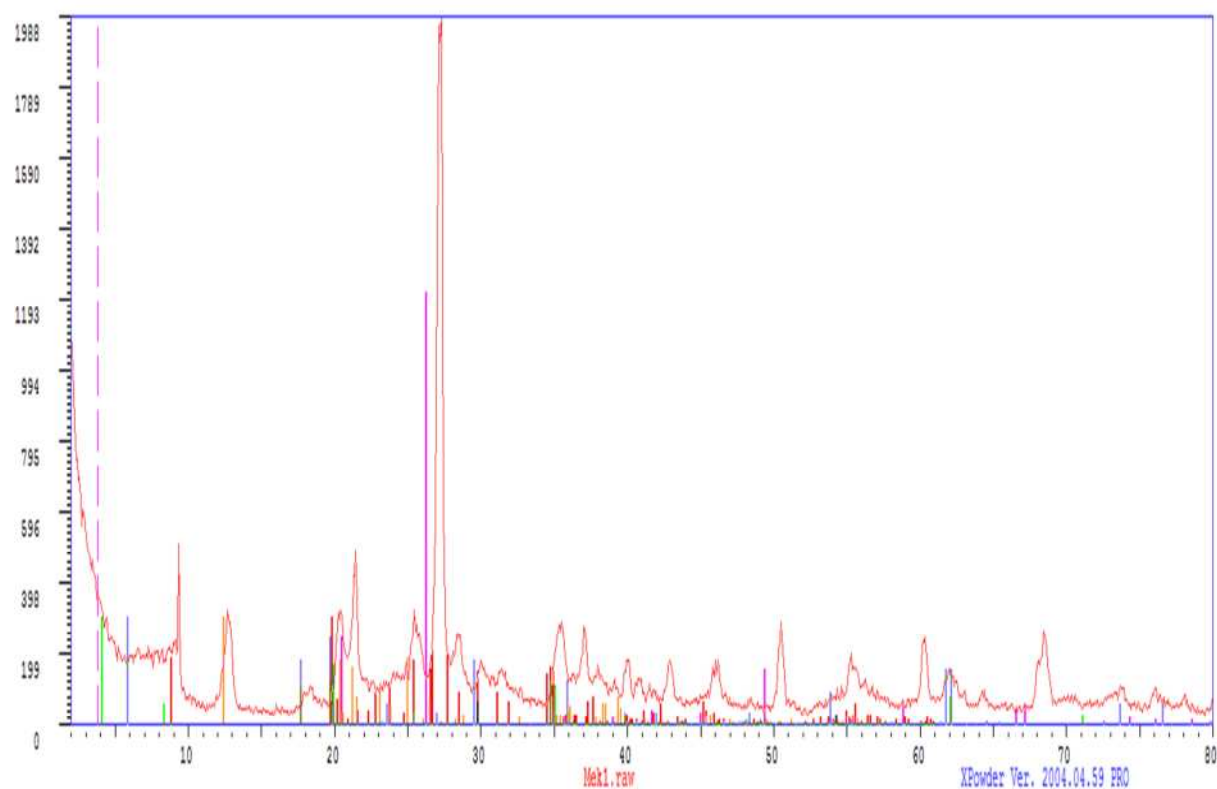


Figure II.46 : Diffractogramme des marnes du site Frikat.

II.6.6. Site Ain Zaouia II

Tableau II.36: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Ain Zaouia II.							
Minéraux	Illite-Mo	Calcite	Kaolinite	Illite	Quartz	Montmoril	Montmoril
Type et pourcentage	06.1(0.8)	12.1(0.8)	06.0 (1.2)	31.6 (5.4)	32.7 (1.4)	05.8 (0.8)	05.6 (0.7)

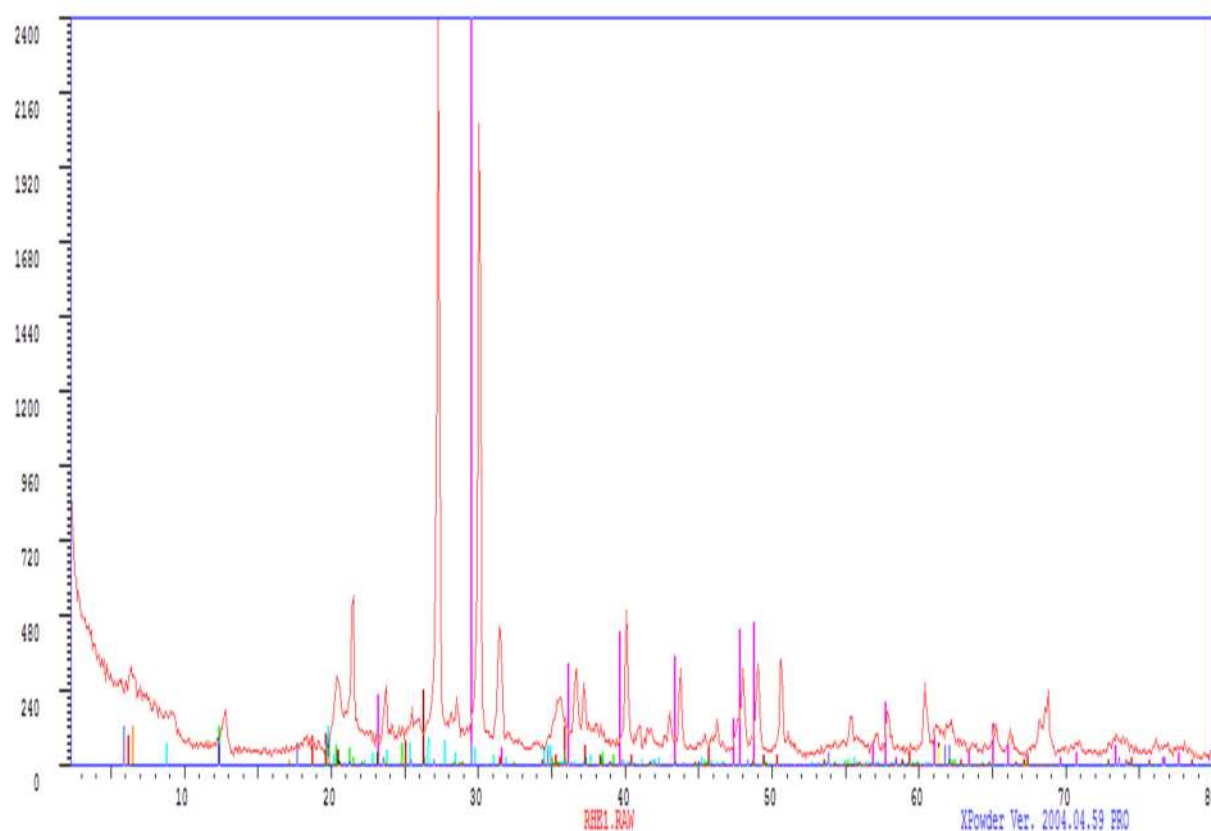


Figure II.47 : Diffractogramme des marnes du site Ain Zaouia II.

II.6.7. Site Boghni II

Tableau II.37: minéraux constituant l'échantillon prélevé à Boghni II.					
Minéraux	Montmoril	Illite	Kaolinite	Calcite	Calcite
Type et pourcentage	16.2(0.8)	44.4(7.1)	26.0(1.1)	07.2(0.8)	06.3(0.8)

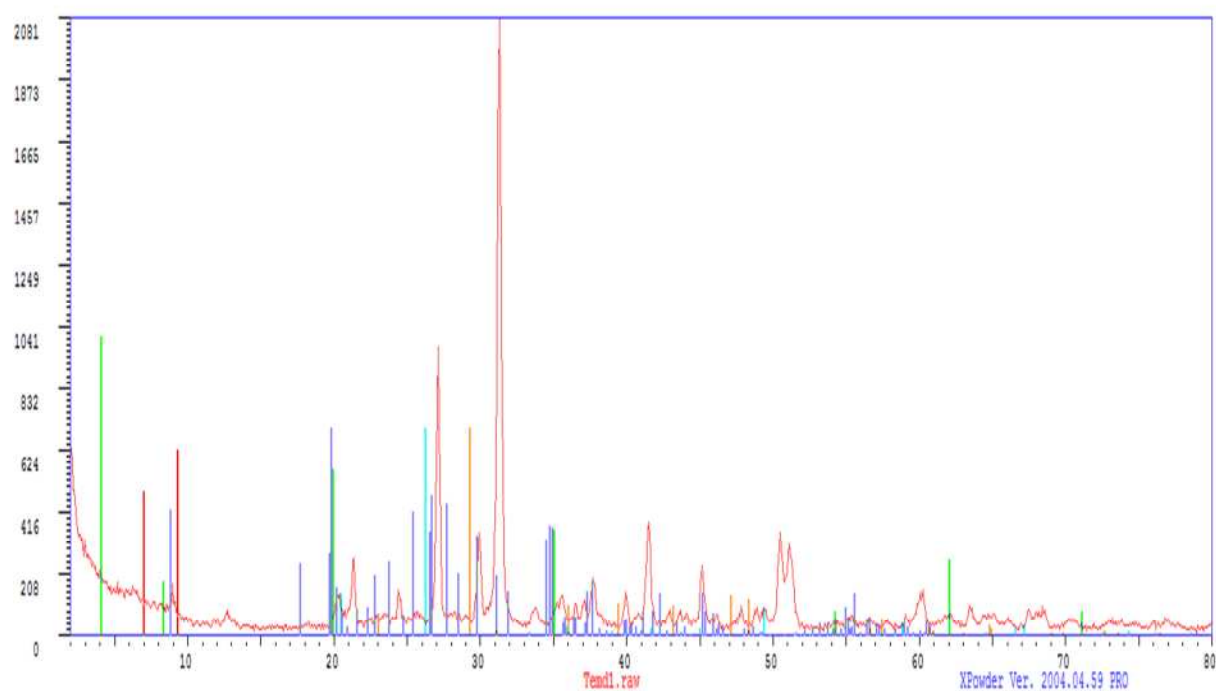


Figure II.48 : Diffractogramme des marnes du site Boghni II.

Interprétation des résultats

Les diffractogrammes réalisés par la diffraction des rayons x (DRX) après les traitements successifs des différents échantillons sont présentés sur les Figures ci-dessus. On a utilisé un logiciel pour déterminer tous les minéraux constituant les échantillons (X powder)

Un pic autour de $7\text{\AA}$ montre clairement la présence de kaolinite. La raie à $10.0\text{\AA}$ indique la présence d'illite, le pic de la smectite est de $14/15\text{\AA}$ qui est aussi présent dans tous les échantillons étudiés, mais a des pourcentages différents.

Les composantes des familles minéralogiques principales se trouvent en dominance aux échantillons de site Ain Zaouïa I pour la smectite ou (montmorillonite), l'illite est dominante aux échantillons prélevés à Draa El Mizan, Ouadhia, Frikat, Ain Zaouïa II et Boghni II, la kaolinite est dominante au site de Boghni I

La présence du quartz est remarquable surtout pour les sites Ouadhia plus de 49% et Ain Zaouïa II plus de 32% à cause de la période d'extraction de l'échantillon (période hivernale).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'essais d'identification réalisés au laboratoire, ce qui a permis d'avoir une idée sur leurs natures physiques, chimiques et minéralogiques.

Les résultats obtenus, montrent que les marnes étudiées ne contiennent pas toutes les mêmes types de minéraux. Ceci peut en conséquence avoir un effet non négligeable sur leur comportement mécanique.

Dans ce qui suit, nous allons entamer l'étude de leur comportement mécanique, commençant d'abord par les essais de compactage et les essais de portance CBR qui feront l'objet du prochain chapitre.

Chapitre III

Compactage et portance des matériaux étudiés

Introduction

Le compactage des sols est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à augmenter le poids volumique sec (γ_d) du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent (V_t).

En générale, après le compactage, le sol acquière :

- Une augmentation de la densité sèche ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

Cependant, la portance dépend de la nature du sol, de son pourcentage d'eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa densité en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage.

III.1. Les principes de base du compactage

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. La masse volumique sèche (ρ_d) d'un sol compacté sera donc supérieure à celle d'un sol non compacté. C'est d'ailleurs cette caractéristique qui permet de vérifier l'efficacité du compactage.

La masse volumique du sol sec est influencée par trois variables :

- ✓ La teneur en eau ;
- ✓ L'énergie de compactage ;
- ✓ La granulométrie.

Objectifs du compactage

- Une augmentation de la densité sèche ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité

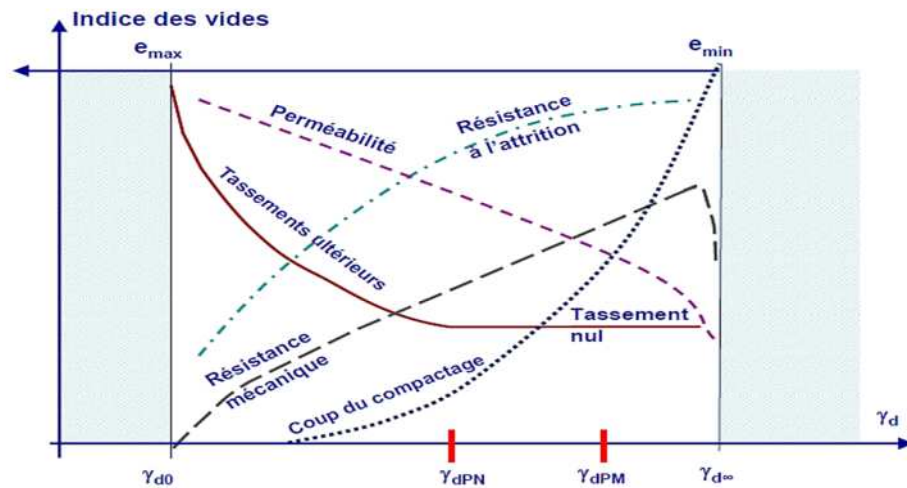


Figure III.1 : Objectifs du compactage.

III.2. Le compactage au laboratoire

Le compactage au laboratoire est réalisé par les essais 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.

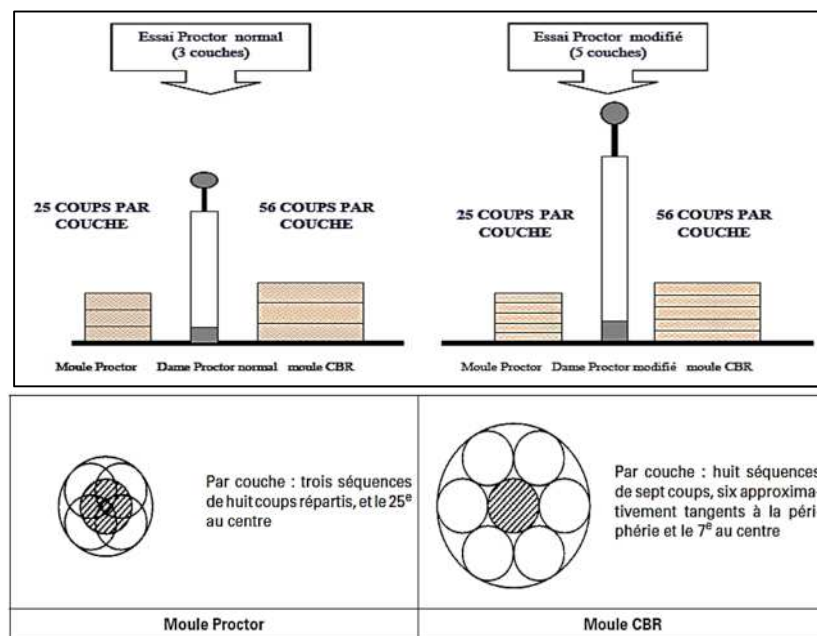


Figure III.2 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

III.1.1. Essai Proctor normale (NF P 94 – 093)

III.1.1.1 But de l'essai

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 capacité portante maximale, (Boudlal, 2007).

III.1.1.2 Principe de l'essai

L'essai Proctor consiste à prélever des échantillons de sol qu'on fait passer à l'étuve pendant 24h à une température 105°C par suite on prépare généralement six quantités de sol de masses équivalentes de ces échantillons aux quelles on ajoutera un certain pourcentage d'eau qui varie progressivement d'un même intervalle pour chaque couche à compacter.

Puis procéder au compactage par couche successive dans un moule Proctor avec une méthodologie précise. L'aboutissement de cet essai permet d'obtenir une teneur en eau optimale (W_{opt}) qui correspond à une densité maximale (ρ_d).

III.1.1.3 Matériel utilisé

- ✓ Moule Proctor ;
- ✓ Dame Proctor ;
- ✓ Règle à raser ;
- ✓ Balance ;
- ✓ Etuve ;
- ✓ Eau et éprouvette graduée.



Figure III.3 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai Proctor normal.

III.1.1.4 Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- La masse de matériau sec contenu dans le moule ;
- La masse volumique du matériau sec en tenant compte du volume réel du moule
- Utilisé, avec les coordonnées suivantes :

$$\rho_d = (m_2 - m_1) / (1 + w) V \dots \dots \dots (III.1)$$



Figure III.4 : Etape de démoulage du moule Proctor.

On porte chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante.

1. Site Draa El Mizan

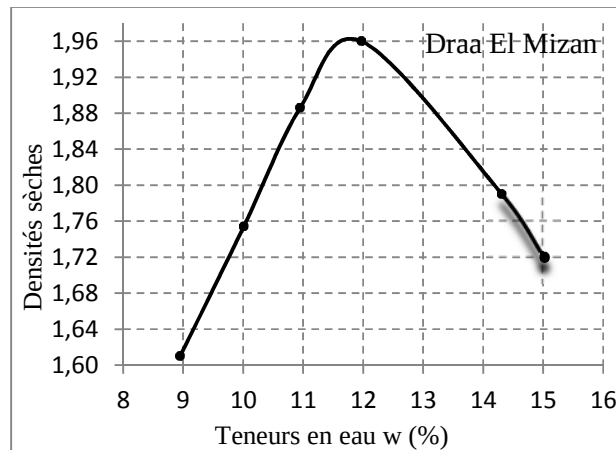


Figure III.5 : Compactage de la marne de Draa El

2. Site Ouadhia

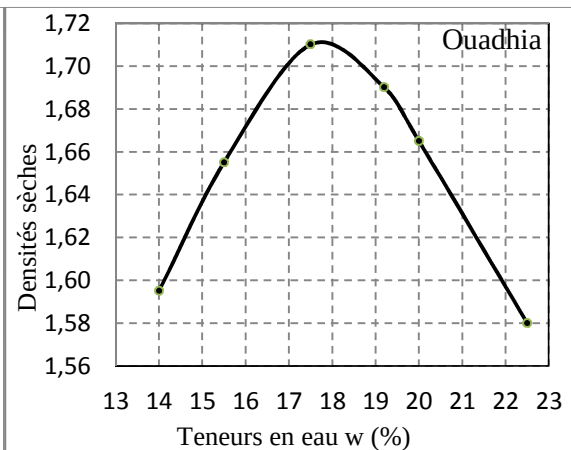


Figure III.6 : Compactage de la marne de Ouadhia.

3. Site Ain Zaouia I

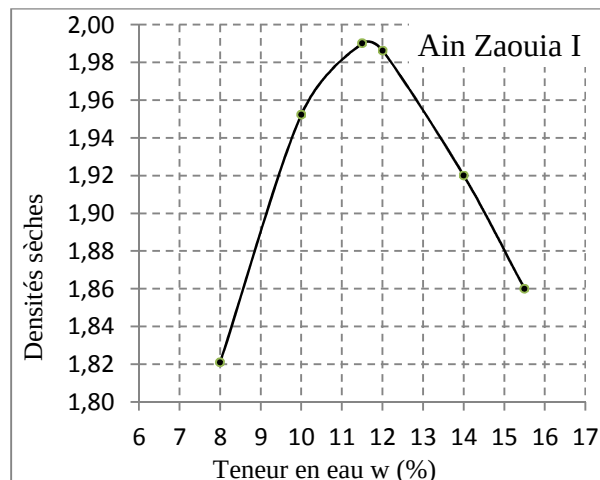


Figure III.7 : Compactage de la marne de Ain Zaouia I.

4. Site Boghni I

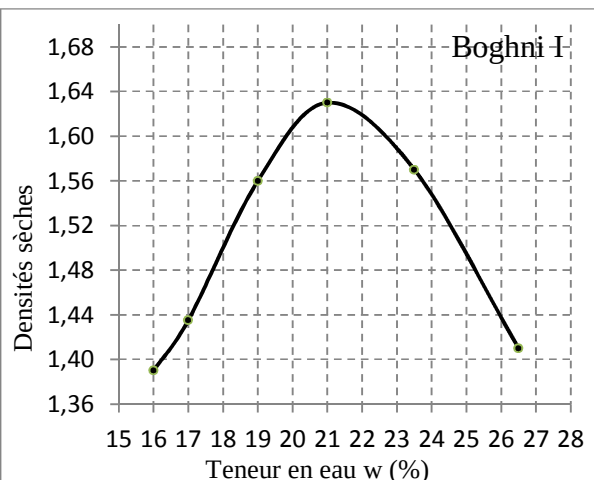
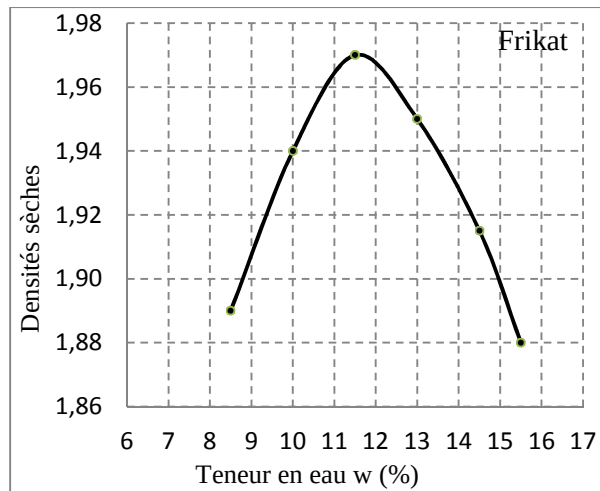


Figure III.8 : Compactage de la marne de Boghni I.

5. Site Frikat



6. Site Ain Zaouia II

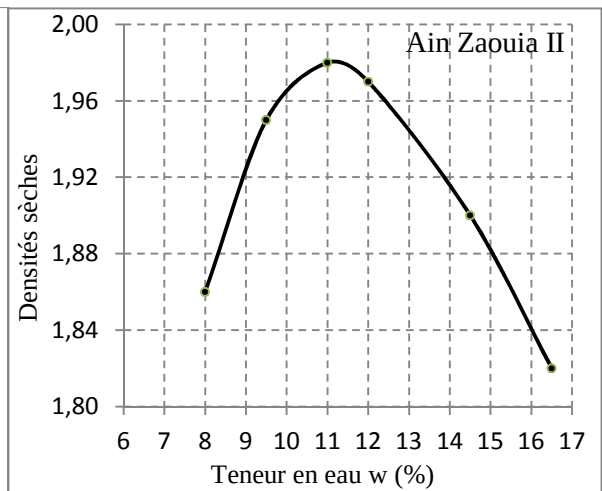


Figure III.9 : Compactage de la marne de Frikat.

Figure III.10 : Compactage de la marne de Ain Zaouia II.

7. Site Boghni II

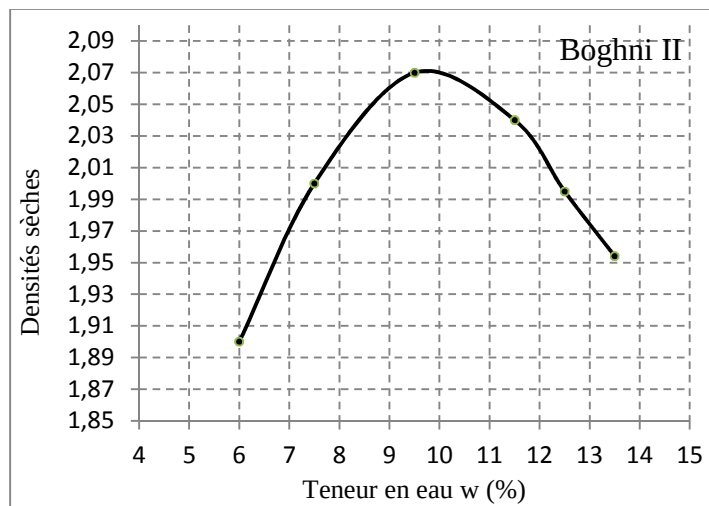


Figure III.11 : Compactage de la marne de Boghni II.

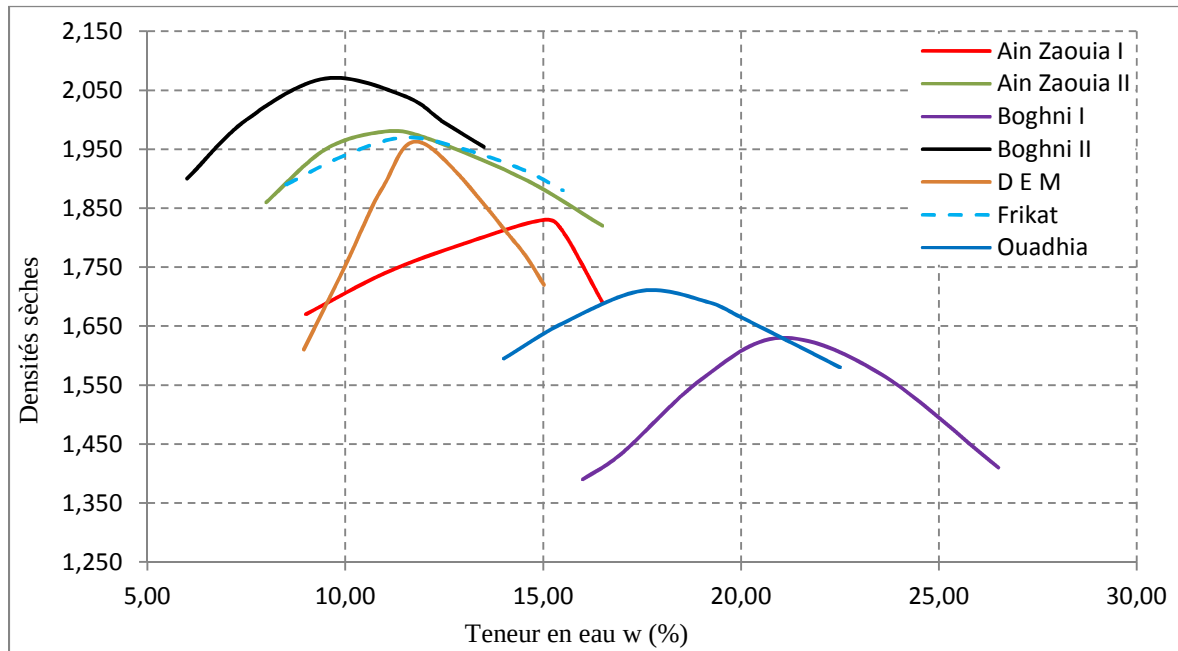


Figure III.12: Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Tableau III.1: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 7 sites.		
Sites	W _{opt} (%)	ρ _{dopt} (g /cm³)
Draa El Mizan	12,00	1 ,960
Ouadhia	17,50	1,710
Ain Zaouia (SiteI)	15,00	1,830
Boghni (SiteI)	21,00	1,630
Frikat	11,50	1,970
Ain Zaouia (SiteII)	12,00	1,980
Boghni (SiteII)	9,50	2,070

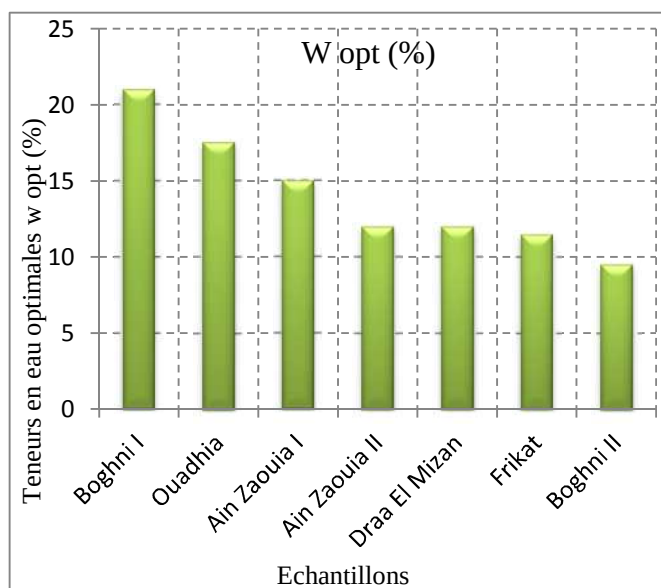
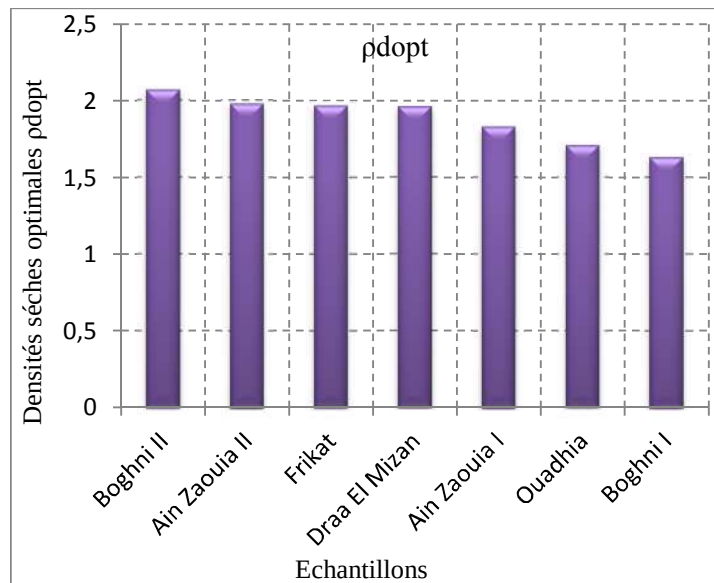


Figure III.13 : Teneurs en eau optimales des marnes étudiées

Figure III.14 : La masse volumique sèche optimale ρ_{dopt}

Interprétation des résultats

A l'issue des essais réalisés, les valeurs obtenues ρ_{dopt} permettent de conclure que, les marnes prélevées des sites de Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II, présentent des densités sèches relativement proches les unes des autres, et c'est les plus fortes densités obtenues correspondant aux teneurs en eau les plus faibles.

Elles varient entre 1,83 à 2,07 à des teneurs en eau allant de 09,50% (la valeur la plus faible) à 15,00% (la valeur la plus élevée).

Par contre, les marnes de Ouadhia et Boghni I, présentent des densités sèches relativement faible à des teneurs en eau optimales plus importante (17.50% et 21.00%), ceci peut être expliqué par la présence de muscovite absorbante à l'eau.

γ_{dop} est nettement plus importante dans le cas des échantillons prélevés à Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II, ceci est dû à leur texture massive et compacte.

W_{opt} la plus élevée est enregistrée dans le cas de la marne qui contient le plus grand pourcentage de minéraux instables issus de la transformation directe des minéraux argileux.

L'allure des courbes montre que la marne de Ouadhia est moins sensible à l'eau, elle présente une courbe plus aplatie relativement aux autres types de marnes. Tandis que la marne de Boghni I, présente une courbe plus bombée qui signifie sa sensibilité à l'eau comparativement aux autres marnes.

III.1.2. Essai de portance californien - Essai C.B.R (NF P 94 – 078)

III.1.2.1 Définition de l'essai C.B.R

L'essai C.B.R 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 2^{ème} 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.1.2.2 But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance 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 couches sur des remblais et les couches de forme, dans lesquelles on ne peut admettre que de faibles déformations.

❖ **Les essais CBR permettent, la détermination de :**

- **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 recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.



Figure III.15: Appareil C.B.R.

III.1.2.3 Principe de l'essai

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston 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 est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs obtenues par les formules suivantes :

$$\begin{cases} I_{(2.5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{13.35} \\ I_{(5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{20} \end{cases}$$

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

Dans le cas de l'indice CBR par immersion, le gonflement linéaire relatif **G** est calculé comme suite:

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100 \dots \dots \dots (\text{III.2})$$

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm)

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.4 mm



Figure III.16: Essai CBR, imbibition et gonflement à l'immersion.

III.1.2.4 Mode opératoire de l'essai

Les essais CBR avant et après immersion, sont réalisés au laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou selon la norme (NF P 94-078).



Figure III.17: Matériel de confection des éprouvettes de l'essai CBR.

III.1.2.5 Appareillage

III.1.2.5.1 Matériel et déroulement de la confection des éprouvettes

Avant introduction du matériau dans le moule :

- Solidariser la plaque de base et le moule CBR.
- Placer le disque d'espacement avec une feuille de papier filtre au fond du moule.
- Fixer la rehausse.

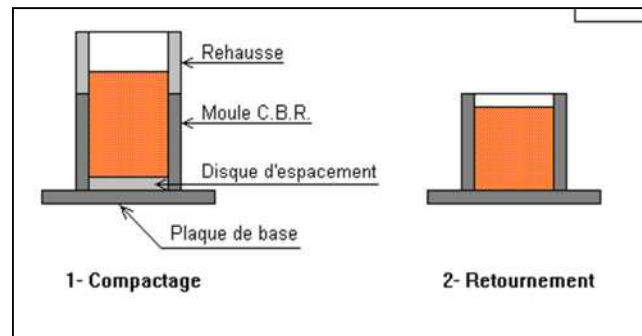


Figure III.18: Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Procédure de compactage : le compactage de l'échantillon dans le moule CBR se fait avec la teneur en eau optimale selon les normes du Proctor modifié.

III.1.2.5.2 Matériel et exécution du poinçonnement

- ✓ Placer l'ensemble « plaque de base, moule CBR, éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston ;
- ✓ Procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- ✓ Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau (stopper dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement ;
- ✓ Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon ;
- ✓ Exécuter le poinçonnement à vitesse constante ;
- ✓ Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de (0 - 0,625 - 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 - 10) mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

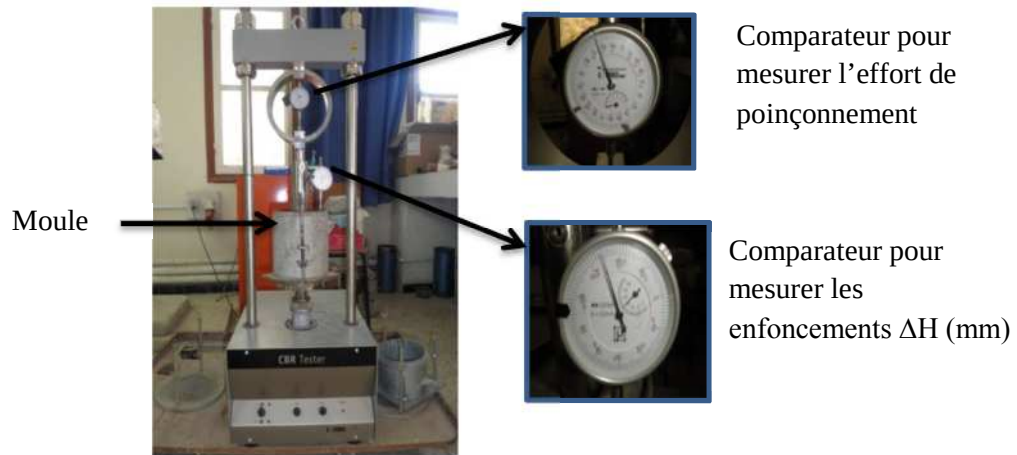


Figure III.19: Presse CBR.

III.1.2.6 Résultats de l'Essai de portance californien CBR

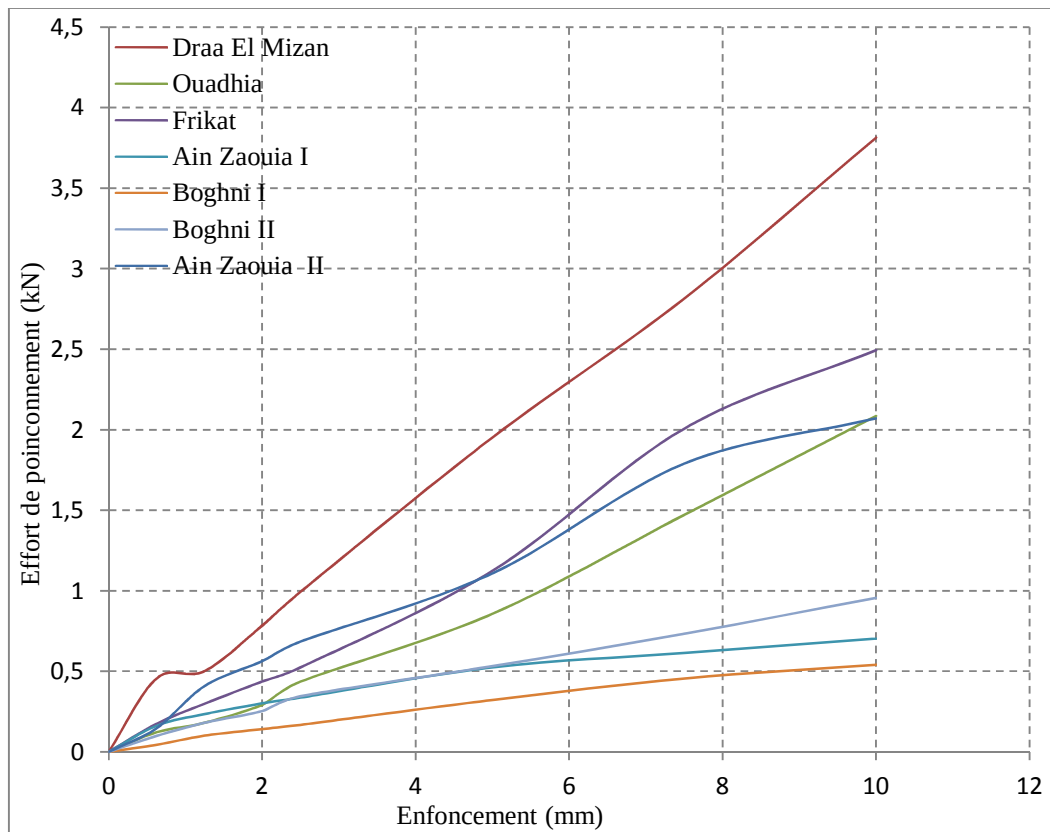


Figure III.20 : courbes comparatives des essais CBR entre les sols des différents sites

Tableau III.2: Résultats de l'essai CBR après immersion				
Sites	W (%)	I _(2.5) (%)	I ₍₅₎ (%)	CBR _{imm} (%)
Draa El Mizan	12,712	7,4404	9,7595	9,759
Ouadhia	7,888	3,261	4,284	4,284
Ain Zaouia I	5,069	2,585	2,661	2,661
Boghni I	17,076	2,522	2,6215	2,621
Frikat	5,444	3,927	5,617	5,617
Ain Zaouia II	13,826	1,254	1,6105	1,610
Boghni II	3,089	5,1273	5,541	5,541

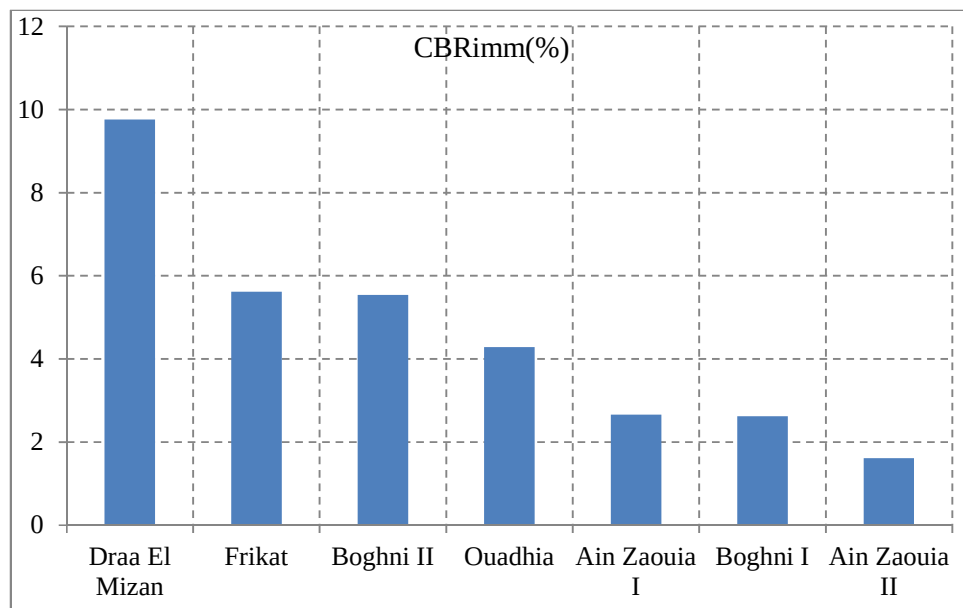


Figure III.21 : l'indice CBR immédiat des marnes étudiées ICBR_{imm}.

Tableau III.3: Résultats du gonflement aux essais CBR.	
Sites	G (%)
Draa El Mizan	0,1880
Ouadhia	0,8461
Ain Zaouia I	0,5811
Boghni I	0,7863
Frikat	0,0854
Ain Zaouia II	0,4786
Boghni II	0,6837

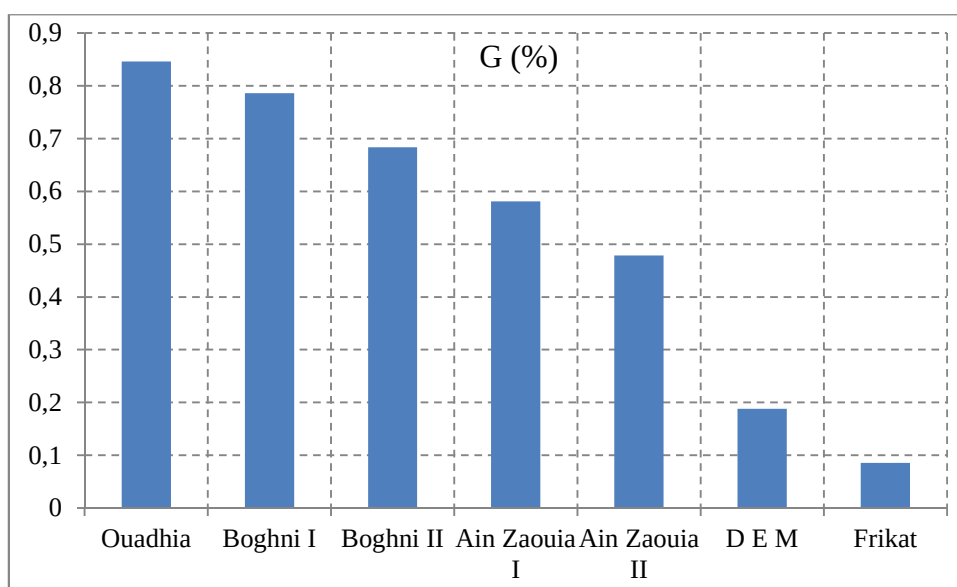


Figure III.22 : le gonflement linéaire relatif G des marnes étudiées

Interprétation des résultats

D'une manière générale, les indices CBR après immersion obtenues sur les marnes étudiées sont inférieurs à 80 (Voir Tableau III.9) ce qui nous permet de déduire qu'il s'agit de marnes à très faibles portances (recommandation du laboratoire central des travaux publics LCTP de Tizi Ouzou).

Les sites de Ain Zaouia I, Boghni I et Ain Zaouia II, présentent des portances plus faibles ceci peut être dû au faible pourcentage en CaCO_3 qu'elles contiennent. La présence de cet élément est généralement signe de résistance.

L'indice CBR après immersion est inférieur à 80 ainsi, ces matériaux à l'état humide ne peuvent constituer un bon support de fondations en présence d'eau, sauf peut-être dans le cas des chaussées à faibles trafics, ou après un éventuel traitement.

Du point de vue gonflement, les marnes étudiées sont peu gonflantes en présence d'eau, ainsi elles présentent une certaine stabilité, ce qui laisse un champ ouvert pour leur éventuelle exploitation dans le génie civil.

Conclusion

Le compactage des différentes marnes étudiées a donné des résultats intéressants et assez comparables entre les différents sites (Draa El Mizan , Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II) à l'exception des marnes de Ouadhia et Boghni I.

Les essais CBR après immersion par contre, montrent de faibles portances de ces marnes en présence d'eau. Cependant, ces essais ne peuvent cerner le comportement mécanique de ces matériaux. D'autres essais mécaniques sont réalisés pour mieux connaître leur comportement sous d'autres types de sollicitations, à savoir les essais de cisaillement direct à la boîte et les essais de compressibilité à l'œdomètre. Ces derniers feront respectivement, l'objet des chapitres suivants.

Chapitre III

Compactage et portance des matériaux étudiés

Introduction

Le compactage des sols est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à augmenter le poids volumique sec (γ_d) du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent (V_t).

En générale, après le compactage, le sol acquière :

- Une augmentation de la densité sèche ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

Cependant, la portance dépend de la nature du sol, de son pourcentage d'eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa densité en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage.

III.1. Les principes de base du compactage

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. La masse volumique sèche (ρ_d) d'un sol compacté sera donc supérieure à celle d'un sol non compacté. C'est d'ailleurs cette caractéristique qui permet de vérifier l'efficacité du compactage.

La masse volumique du sol sec est influencée par trois variables :

- ✓ La teneur en eau ;
- ✓ L'énergie de compactage ;
- ✓ La granulométrie.

Objectifs du compactage

- Une augmentation de la densité sèche ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité

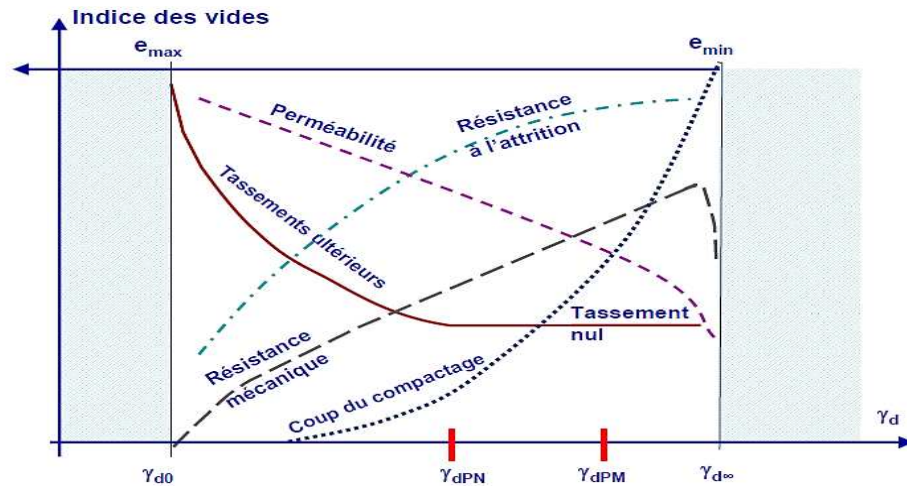


Figure III.1 : Objectifs du compactage.

III.2. Le compactage au laboratoire

Le compactage au laboratoire est réalisé par les essais 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.

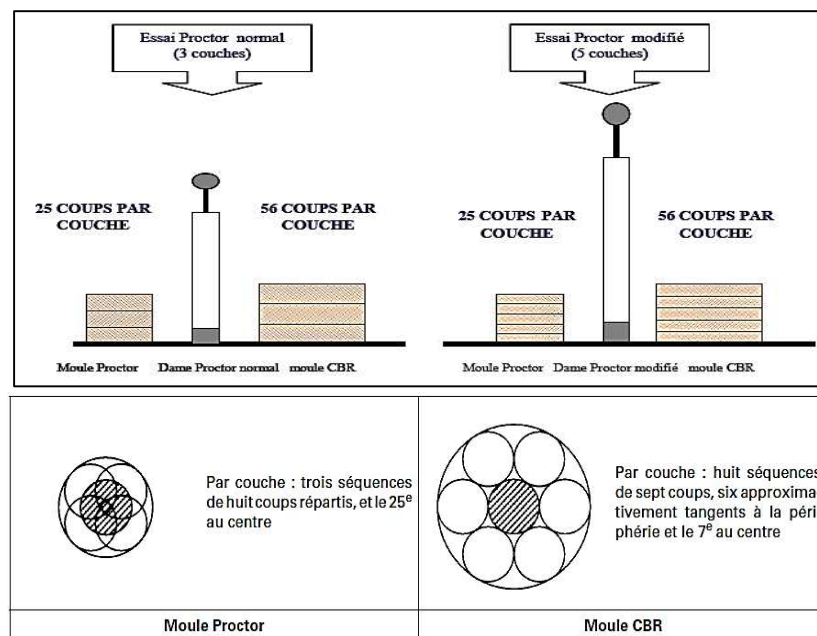


Figure III.2 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

III.1.1. Essai Proctor normale (NF P 94 – 093)

III.1.1.1 But de l'essai

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 capacité portante maximale, (Boudlal, 2007).

III.1.1.2 Principe de l'essai

L'essai Proctor consiste à prélever des échantillons de sol qu'on fait passer à l'étuve pendant 24h à une température 105°C par suite on prépare généralement six quantités de sol de masses équivalentes de ces échantillons aux quelles on ajoutera un certain pourcentage d'eau qui varie progressivement d'un même intervalle pour chaque couche à compacter.

Puis procéder au compactage par couche successive dans un moule Proctor avec une méthodologie précise. L'aboutissement de cet essai permet d'obtenir une teneur en eau optimale (W_{opt}) qui correspond à une densité maximale (ρ_d).

III.1.1.3 Matériel utilisé

- ✓ Moule Proctor ;
- ✓ Dame Proctor ;
- ✓ Règle à raser ;
- ✓ Balance ;
- ✓ Etuve ;
- ✓ Eau et éprouvette graduée.



Figure III.3 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai Proctor normal.

III.1.1.4 Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- La masse de matériau sec contenu dans le moule ;
- La masse volumique du matériau sec en tenant compte du volume réel du moule
- Utilisé, avec les coordonnées suivantes :

$$\rho_d = (m_2 - m_1) / (1 + w) V \dots \dots \dots (III.1)$$



Figure III.4 : Etape de démoulage du moule Proctor.

On porte chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante.

1. Site Draa El Mizan

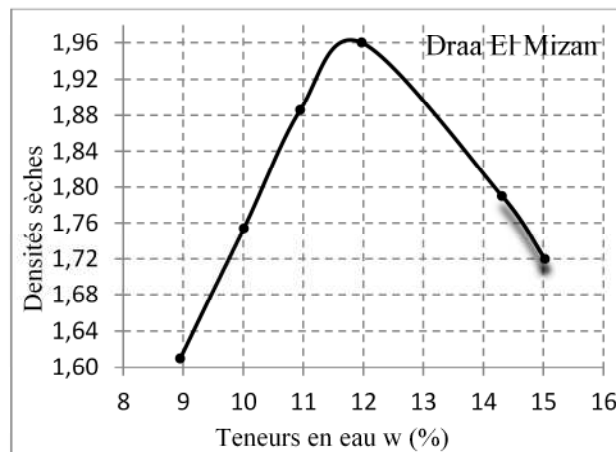


Figure III.5 : Compactage de la marne de Draa El Mizan.

2. Site Ouadhia

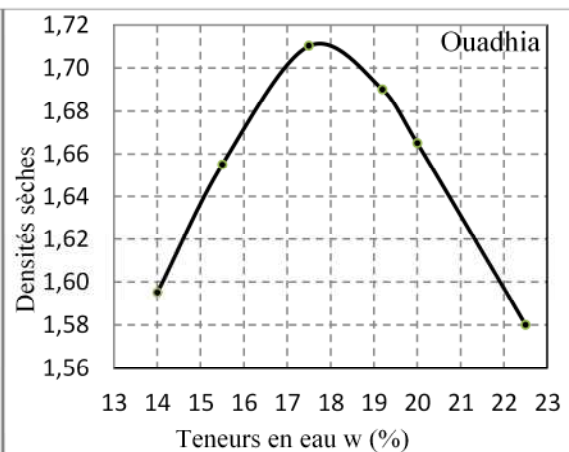


Figure III.6 : Compactage de la marne de Ouadhia.

3. Site Ain Zaouia I

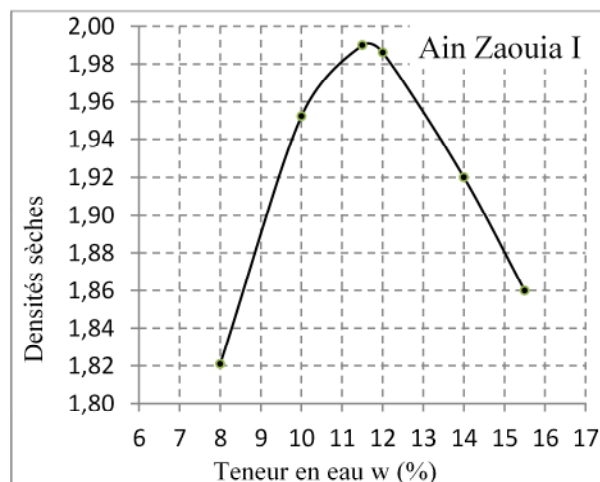


Figure III.7 : Compactage de la marne de Ain Zaouia I.

4. Site Boghni I

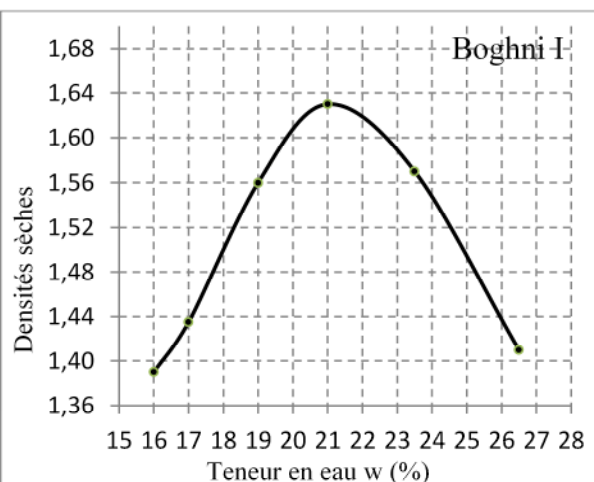
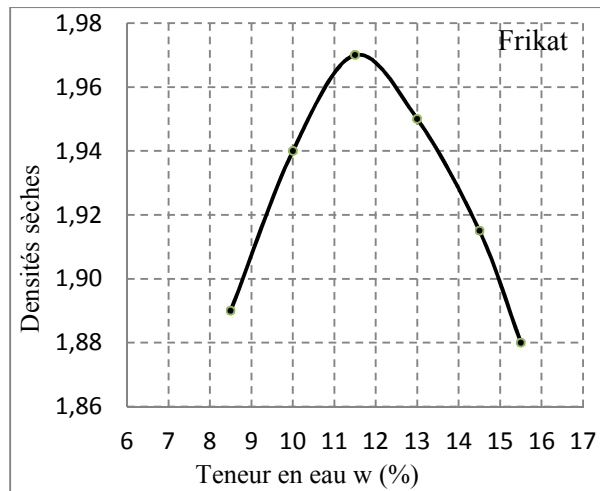


Figure III.8 : Compactage de la marne de Boghni I.

5. Site Frikat



6. Site Ain Zaouia II

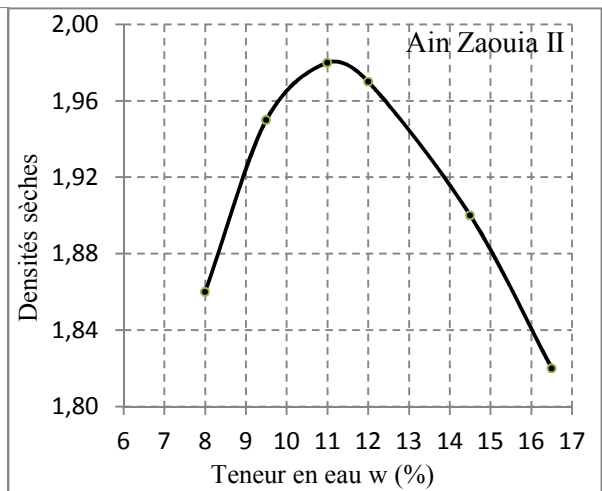


Figure III.9 : Compactage de la marne de Frikat.

Figure III.10 : Compactage de la marne de Ain Zaouia II.

7. Site Boghni II

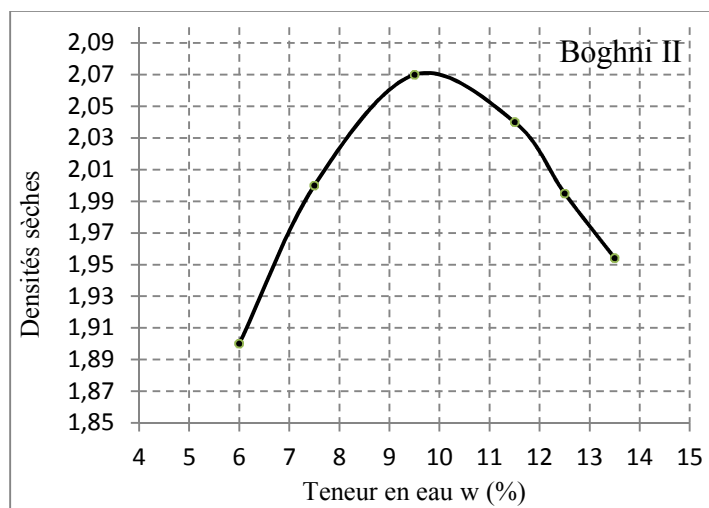


Figure III.11 : Compactage de la marne de Boghni II.

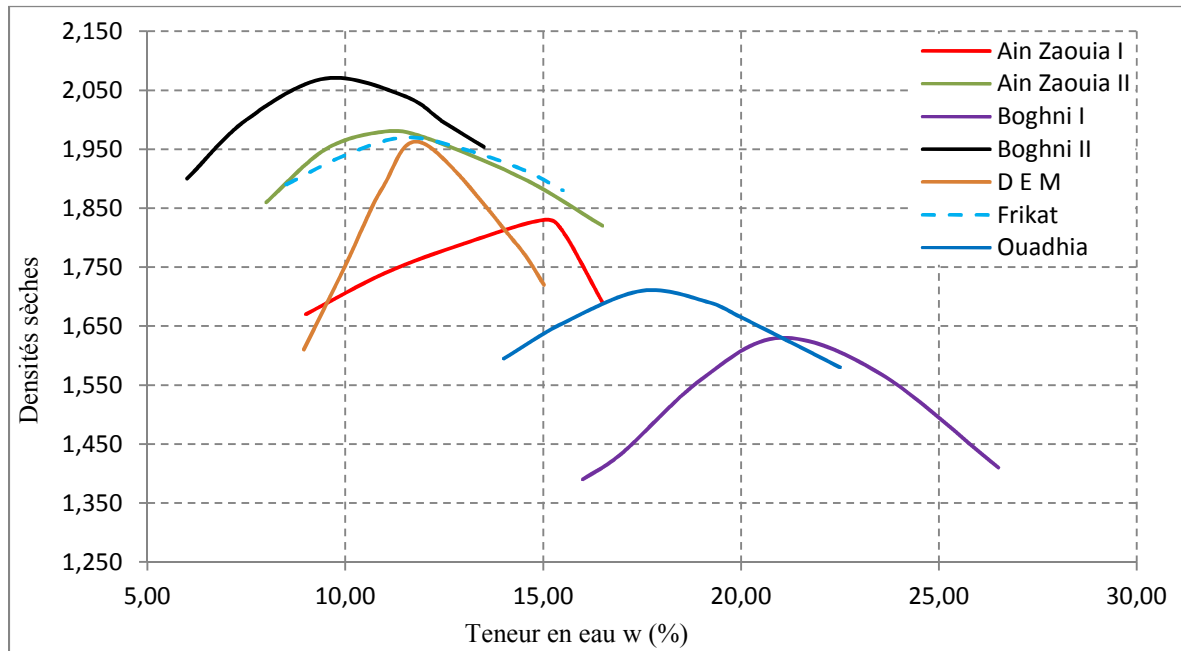


Figure III.12: Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Tableau III.1: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 7 sites.		
Sites	W _{opt} (%)	ρ _{dopt} (g /cm³)
Draa El Mizan	12,00	1 ,960
Ouadhia	17,50	1,710
Ain Zaouia (SiteI)	15,00	1,830
Boghni (SiteI)	21,00	1,630
Frikat	11,50	1,970
Ain Zaouia (SiteII)	12,00	1,980
Boghni (SiteII)	9,50	2,070

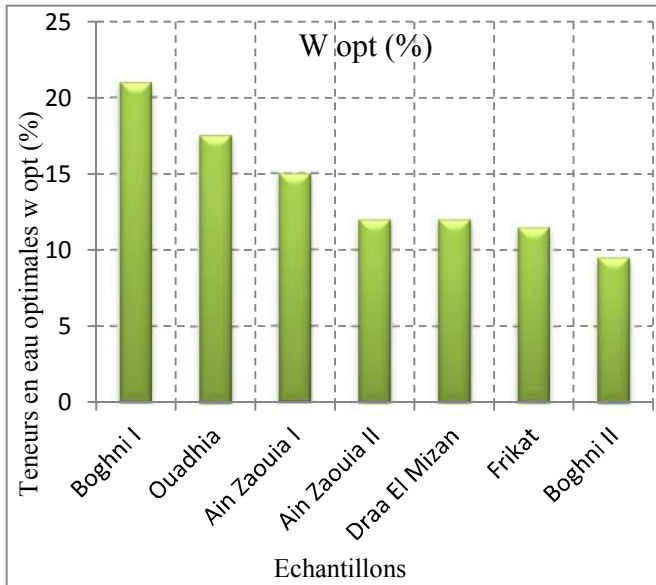
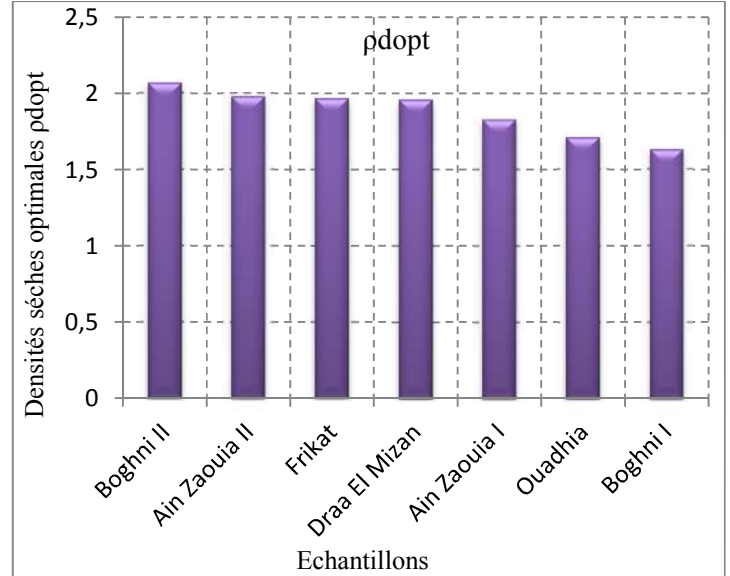


Figure III.13 : Teneurs en eau optimales des marnes étudiées

Figure III.14 : La masse volumique sèche optimale ρ_{dopt}

Interprétation des résultats

A l'issue des essais réalisés, les valeurs obtenues ρ_{dopt} permettent de conclure que, les marnes prélevées des sites de Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II, présentent des densités sèches relativement proches les unes des autres, et c'est les plus fortes densités obtenues correspondant aux teneurs en eau les plus faibles.

Elles varient entre 1,83 à 2,07 à des teneurs en eau allant de 09,50% (la valeur la plus faible) à 15,00% (la valeur la plus élevée).

Par contre, les marnes de Ouadhia et Boghni I, présentent des densités sèches relativement faible à des teneurs en eau optimales plus importante (17.50% et 21.00%), ceci peut être expliqué par la présence de muscovite absorbante à l'eau.

γ_{dop} est nettement plus importante dans le cas des échantillons prélevés à Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II, ceci est dû à leur texture massive et compacte.

W_{opt} la plus élevée est enregistrée dans le cas de la marne qui contient le plus grand pourcentage de minéraux instables issus de la transformation directe des minéraux argileux.

L'allure des courbes montre que la marne de Ouadhia est moins sensible à l'eau, elle présente une courbe plus aplatie relativement aux autres types de marnes. Tandis que la marne de Boghni I, présente une courbe plus bombée qui signifie sa sensibilité à l'eau comparativement aux autres marnes.

III.1.2. Essai de portance californien - Essai C.B.R (NF P 94 – 078)

III.1.2.1 Définition de l'essai C.B.R

L'essai C.B.R 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 2^{ème} 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.1.2.2 But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance 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 couches sur des remblais et les couches de forme, dans lesquelles on ne peut admettre que de faibles déformations.

❖ **Les essais CBR permettent, la détermination de :**

- **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 recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.



Figure III.15: Appareil C.B.R.

III.1.2.3 Principe de l'essai

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston 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 est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs obtenues par les formules suivantes :

$$\begin{cases} I_{(2.5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{13.35} \\ I_{(5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{20} \end{cases}$$

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

Dans le cas de l'indice CBR par immersion, le gonflement linéaire relatif **G** est calculé comme suite:

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100 \dots \dots \dots (\text{III.2})$$

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm)

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.4 mm



Figure III.16: Essai CBR, imbibition et gonflement à l'immersion.

III.1.2.4 Mode opératoire de l'essai

Les essais CBR avant et après immersion, sont réalisés au laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou selon la norme (NF P 94-078).



Figure III.17: Matériel de confection des éprouvettes de l'essai CBR.

III.1.2.5 Appareillage

III.1.2.5.1 Matériel et déroulement de la confection des éprouvettes

Avant introduction du matériau dans le moule :

- Solidariser la plaque de base et le moule CBR.
- Placer le disque d'espacement avec une feuille de papier filtre au fond du moule.
- Fixer la rehausse.

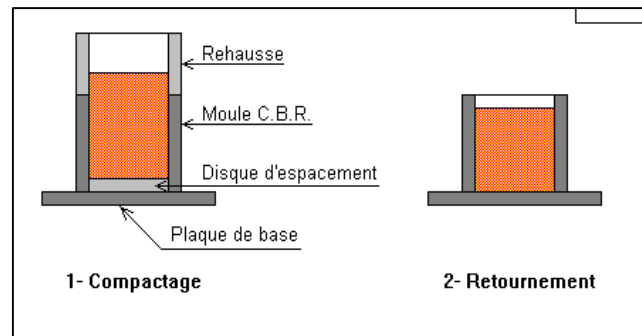


Figure III.18: Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Procédure de compactage : le compactage de l'échantillon dans le moule CBR se fait avec la teneur en eau optimale selon les normes du Proctor modifié.

III.1.2.5.2 Matériel et exécution du poinçonnement

- ✓ Placer l'ensemble « plaque de base, moule CBR, éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston ;
- ✓ Procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- ✓ Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau (stopper dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement ;
- ✓ Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon ;
- ✓ Exécuter le poinçonnement à vitesse constante ;
- ✓ Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de (0 - 0,625 - 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 - 10) mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

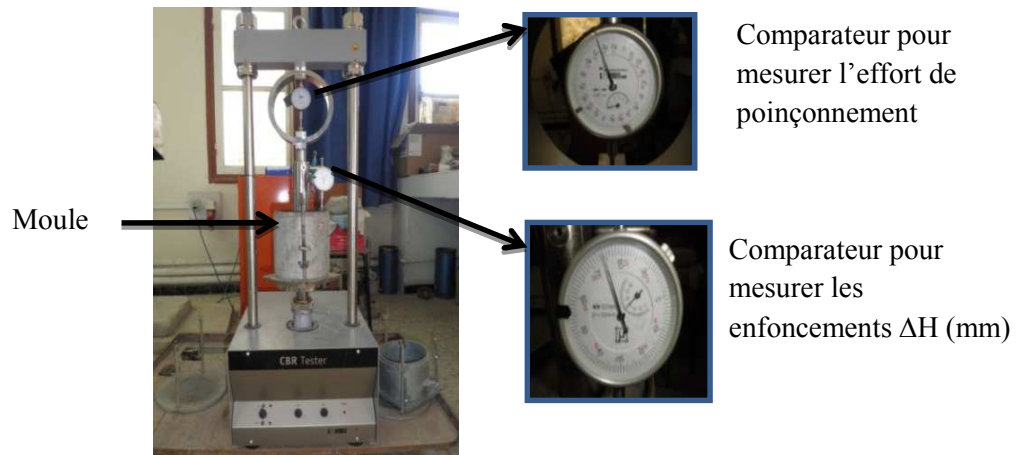


Figure III.19: Presse CBR.

III.1.2.6 Résultats de l'Essai de portance californien CBR

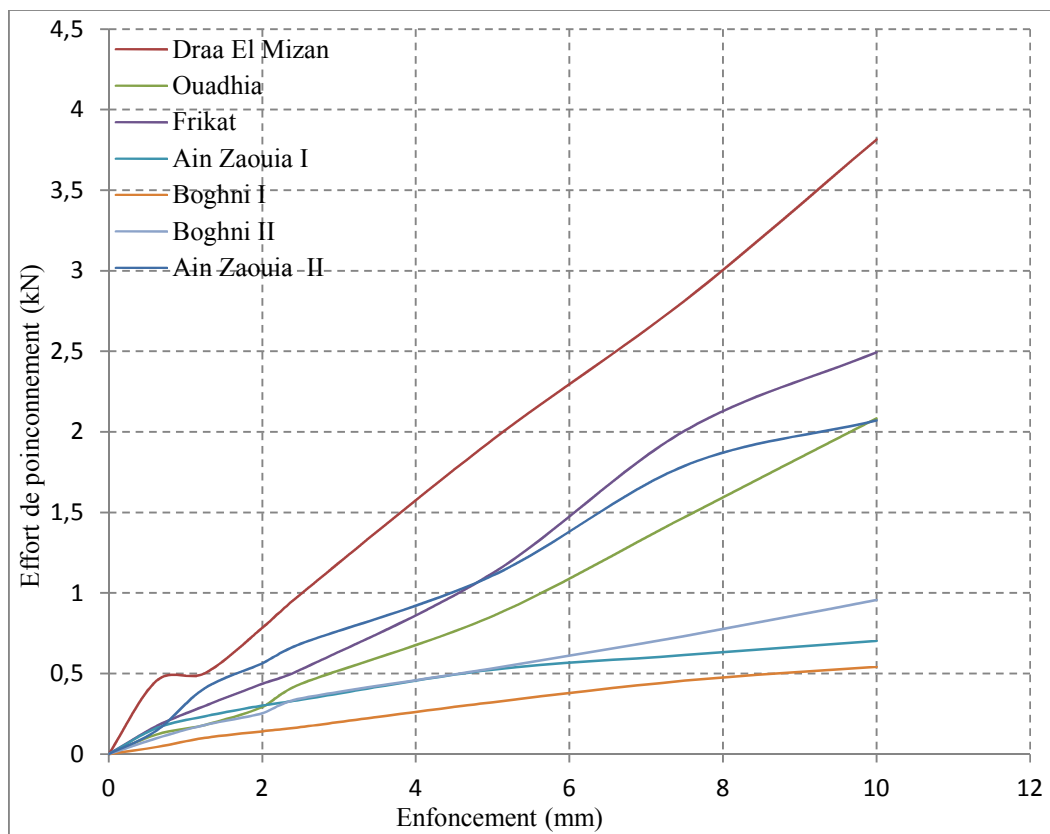


Figure III.20 : courbes comparatives des essais CBR entre les sols des différents sites

Tableau III.2: Résultats de l'essai CBR après immersion				
Sites	W (%)	I _(2.5) (%)	I ₍₅₎ (%)	CBR _{imm} (%)
Draa El Mizan	12,712	7,4404	9,7595	9,759
Ouadhia	7,888	3,261	4,284	4,284
Ain Zaouia I	5,069	2,585	2,661	2,661
Boghni I	17,076	2,522	2,6215	2,621
Frikat	5,444	3,927	5,617	5,617
Ain Zaouia II	13,826	1,254	1,6105	1,610
Boghni II	3,089	5,1273	5,541	5,541

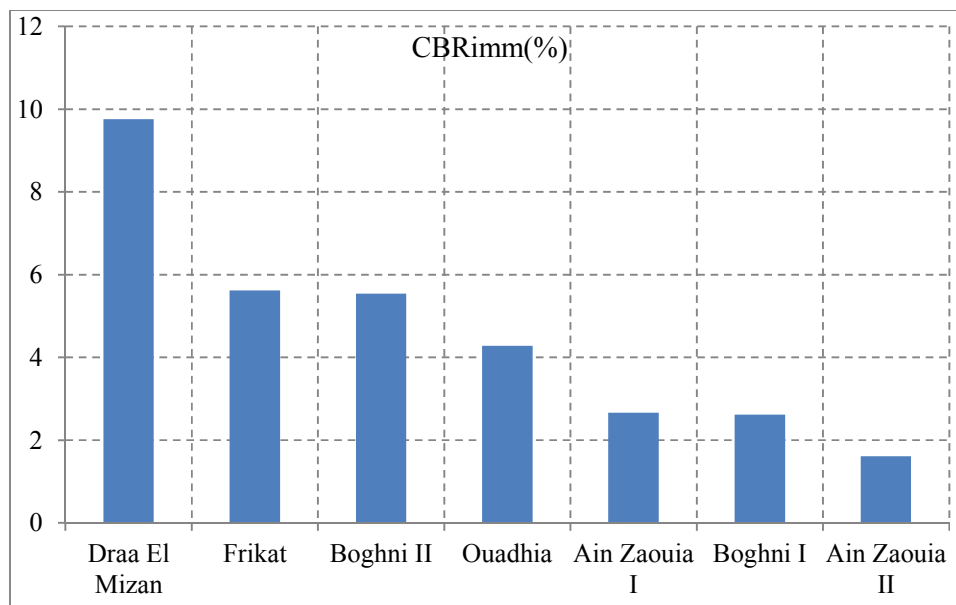


Figure III.21 : l'indice CBR immédiat des marnes étudiées ICBR_{imm}.

Tableau III.3: Résultats du gonflement aux essais CBR.	
Sites	G (%)
Draa El Mizan	0,1880
Ouadhia	0,8461
Ain Zaouia I	0,5811
Boghni I	0,7863
Frikat	0,0854
Ain Zaouia II	0,4786
Boghni II	0,6837

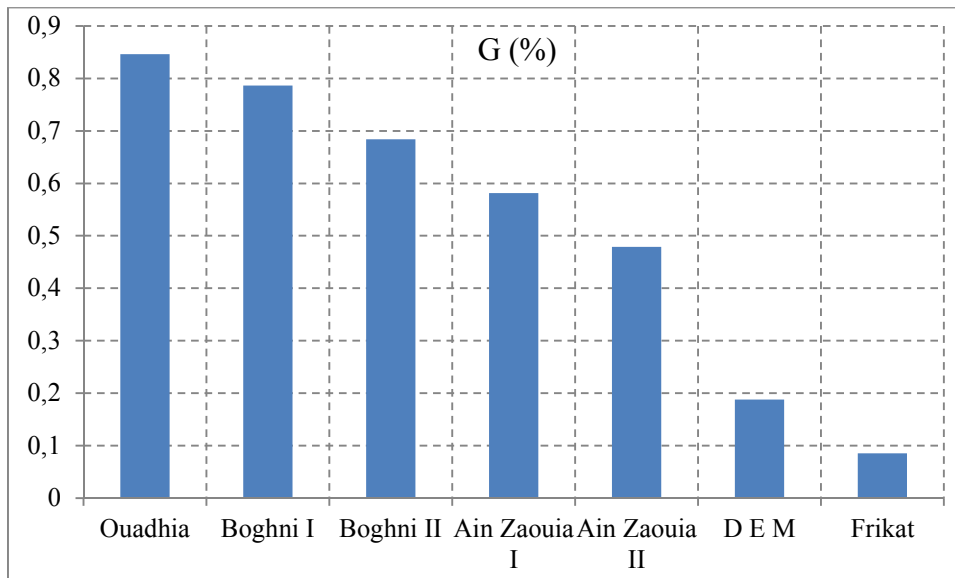


Figure III.22 : le gonflement linéaire relatif G des marnes étudiées

Interprétation des résultats

D'une manière générale, les indices CBR après immersion obtenues sur les marnes étudiées sont inférieurs à 80 (Voir Tableau III.9) ce qui nous permet de déduire qu'il s'agit de marnes à très faibles portances (recommandation du laboratoire central des travaux publics LCTP de Tizi Ouzou).

Les sites de Ain Zaouia I, Boghni I et Ain Zaouia II, présentent des portances plus faibles ceci peut être dû au faible pourcentage en CaCO_3 qu'elles contiennent. La présence de cet élément est généralement signe de résistance.

L'indice CBR après immersion est inférieur à 80 ainsi, ces matériaux à l'état humide ne peuvent constituer un bon support de fondations en présence d'eau, sauf peut-être dans le cas des chaussées à faibles trafics, ou après un éventuel traitement.

Du point de vue gonflement, les marnes étudiées sont peu gonflantes en présence d'eau, ainsi elles présentent une certaine stabilité, ce qui laisse un champ ouvert pour leur éventuelle exploitation dans le génie civil.

Conclusion

Le compactage des différentes marnes étudiées a donné des résultats intéressants et assez comparables entre les différents sites (Draa El Mizan , Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II) à l'exception des marnes de Ouadhia et Boghni I.

Les essais CBR après immersion par contre, montrent de faibles portances de ces marnes en présence d'eau. Cependant, ces essais ne peuvent cerner le comportement mécanique de ces matériaux. D'autres essais mécaniques sont réalisés pour mieux connaître leur comportement sous d'autres types de sollicitations, à savoir les essais de cisaillement direct à la boîte et les essais de compressibilité à l'œdomètre. Ces derniers feront respectivement, l'objet des chapitres suivants.

Chapitre IV

Essais de cisaillement direct à la boîte

Introduction :

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrages de soutènement, remblai, talus,...etc), il est nécessaire de connaître la « résistance » du sol. Cette résistance est souvent difficile à déterminer, spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

La « résistance » d'un sol peut être définie par de nombreux critères : résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétrométrique, essai pressiométrique, essai triaxial et essai de cisaillement rectiligne, dit « à la boîte ».

IV.1. Notion de résistance au cisaillement (LCPC - 1987)

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.

Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation ϵ dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique indiqué sur la figure IV.1.

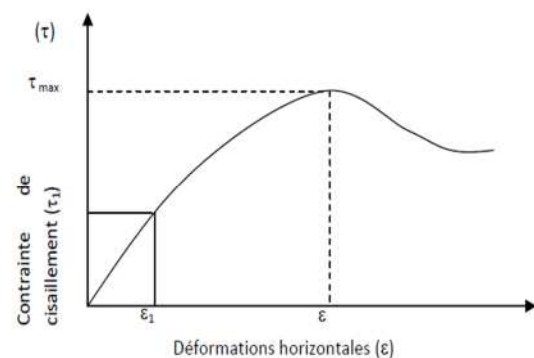


Figure IV.1 : Courbe de contraintes-déformations (LCPC, 1987).

La résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} ,
- La contrainte de cisaillement correspondante à une déformation très grande,
- La contrainte de cisaillement correspondante à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 .

Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

IV.1.1 Comportement des sols saturés

En mécanique des sols, le comportement des sols saturés est régi par la théorie de *Terzaghi* (1926,1948), qui divise la contrainte totale appliquée au sol, en une contrainte effective, relative au squelette solide et une pression interstitielle du fluide présent entre les particules solides du sol.

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma' + u \\ \tau &= \tau'\end{aligned}$$

On peut aussi définir la résistance de cisaillement, en terme de contrainte totale (C, φ) et en terme de contrainte effective (C', φ'). Ces deux formes de résistance représentent respectivement la résistance de cisaillement à court terme et la résistance de cisaillement à long terme qui peuvent s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned}\tau &= \sigma \operatorname{tg} \varphi + C \\ \tau' &= \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + C'\end{aligned}$$

IV.1.2 Comportement mécanique des sols

Le comportement mécanique du sol, tant en ce qui concerne les déformations que la résistance au cisaillement, est lié d'après *Terzaghi* aux variations des contraintes effectives et non pas à celle des contraintes totales, ce qui dénote l'importance des *paramètres* C' et φ' dans l'étude du comportement à la rupture par cisaillement des sols.

➤ Au cours du cisaillement, pour le cas des *sols pulvérulents*, à forte perméabilité, l'écoulement plus ou moins rapide de l'eau favorise la dissipation totale des pressions interstitielles.

Et tous les efforts sont repris par le squelette solide, qui est caractérisé par ses paramètres de résistance effectives C' et φ' .

➤ Par contre pour le cas des sols cohérents qui possèdent une faible perméabilité, les pressions interstitielles apparaissent en cours du cisaillement. Et cette apparition dépend des conditions dans lesquelles le cisaillement se produit. C'est-à-dire de la manière dont le drainage du sol est assuré et du temps pendant lequel la consolidation peut se produire. La détermination de C' et φ' expérimentalement, nécessite alors la connaissance de la valeur de la pression interstitielle.

Celle-ci(u) peut se faire soit par mesure directe pendant l'essai (triaxial) soit par un cisaillement suffisamment lent pour que la valeur de la pression interstitielle soit toujours nulle.

Ce problème de la mesure de la pression interstitielle a été contourné par Casagrande (Werner *schmidt*, 1961) en proposant trois types d'essais :

- ✓ Les essais consolidés - drainés CD
- ✓ Les essais non consolidé - non drainés UU
- ✓ Les essais consolidés - non drainés CU

IV.2. But de l'essai

Les valeurs de la résistance au cisaillement qui s'appliquent sur le plan de rupture, ainsi définies sont portées sur un graphe en fonction de la contrainte normale σ .

La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque ».

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle φ » et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « valeur C ».

L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi \dots \dots \dots (IV.1)$$

Elle exprime « **la loi de coulomb** ».

- **Sols pulvérulents** : la droite passe par l'origine des axes.
- **Sols cohérents** : la droite ne passe pas par l'origine des axes. (Cordary, 1994).

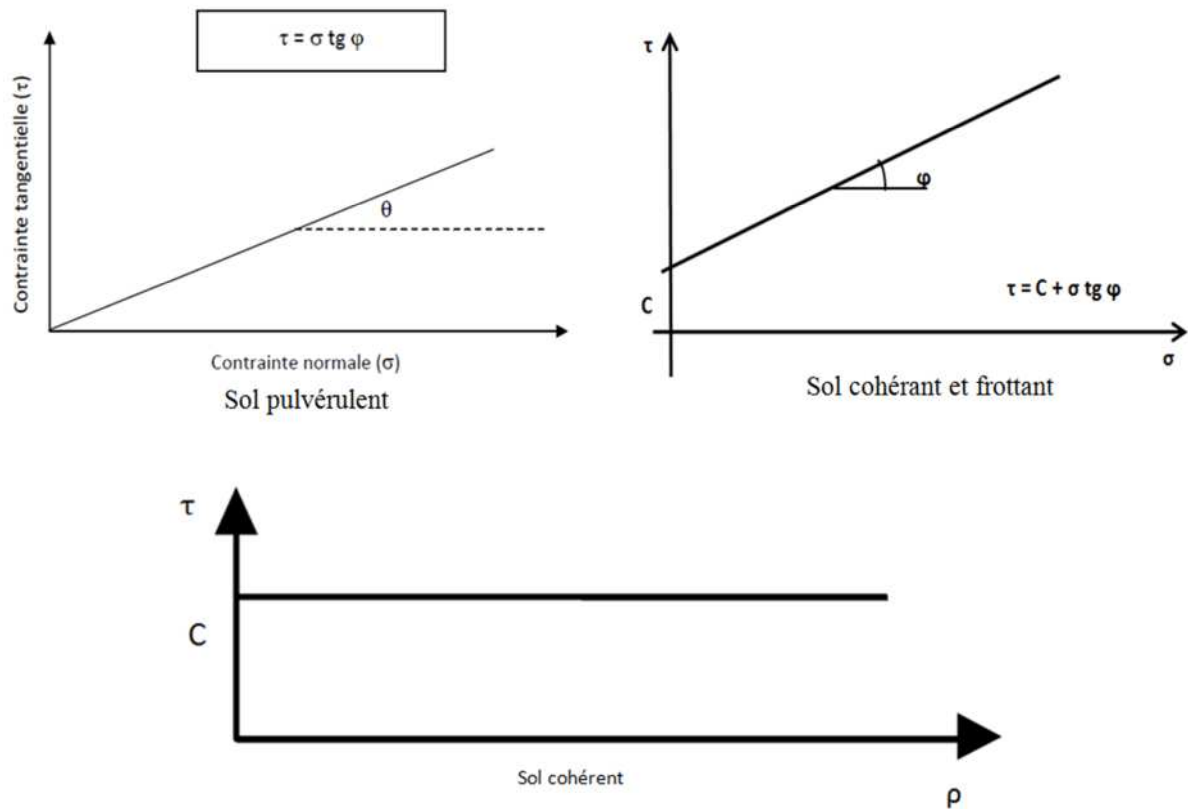


Figure IV.2 : Droite intrinsèque

IV.3. Paramètres C et φ pour différents types de sols et différents types d'essais

Comme il a été montré dans la loi de *Mohr-Coulomb* la résistance de cisaillement dans le sol est liée principalement à la contrainte normale appliquée au plan de rupture par deux paramètres. Ces derniers sont généralement considérés comme étant des paramètres intrinsèques au sol, la cohésion " C " et l'angle de frottement " φ ".

Deux grandes catégories de sols seront envisagées dans ce mode opératoire :

- les sols pulvérulents : les graviers et les sables,
- les sols cohérents : argiles et limons.

IV.3.1. Sols pulvérulents

Dans ce cas, la droite de coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme « C » est nul. L'équation de coulomb devient: $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$ (IV.2)

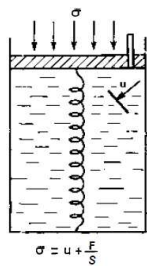
L'angle φ , appelé « angle de frottement interne », dépend essentiellement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. (Schmitt *et al*, 2008).

IV.3.2. Sols cohérents

L'eau joue un rôle fondamental dans la résistance au cisaillement des sols cohérents. Pour simplifier le problème, seuls seront considérés les sols saturés. (LCPC, 1987).

Les valeurs de C et de φ obtenues dépendent essentiellement de la vitesse de l'essai et de la perméabilité des sols, car l'un des paramètres déterminants est la pression interstitielle de l'eau, pression qui est directement liée aux conditions de drainage de l'essai.

Dans la pratique de l'essai, des contraintes totales σ s'exerceront sur l'échantillon ; mais les caractéristiques de cisaillement de ce sol cohérent dépendront largement des contraintes intergranulaires ou effectives qui seront supportées par le squelette solide du sol.



$$\sigma = u + F/S \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

F : force de compression du ressort.

S : surface du piston.

Figure IV.3 : Modèle rhéologique de sol saturé.

Comme peut le montrer le schéma de la *figure (V.3)* où le squelette solide serait figuré par un ressort, les contraintes σ et σ' sont liées par la relation fondamentale :

$$\sigma = \sigma' + u \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

Où u est la pression interstitielle de l'eau.

Trois types d'essai peuvent être définis suivant qu'il y a drainage ou non, consolidation ou non ; la consolidation consistant à charger l'échantillon en le drainant jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit totalement dissipée ($u = 0$), (LCPC -1987).

IV.3.2.1 Type non consolidé – non drainé (essai UU)

L'éprouvette ne subit aucune consolidation, ni aucun drainage préalable, sous la contrainte normale σ de l'essai. C'est un essai rapide et sauf dans des cas très particuliers, la droite de coulomb dans le diagramme (τ, σ) est horizontale (pour un sol cohérent saturé).

$$\tau = C_u \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

La rapidité de l'essai doit être telle qu'elle ne permette aucun drainage de l'échantillon. Ce type d'essai est le plus couramment utilisé pour les études de fondations.

IV.3.2.2 Type consolidé – non drainé (essai CU)

Chaque éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience, sous la même contrainte normale σ , que celle qu'elle subira pendant l'essai. La contrainte de cisaillement est suffisamment rapide pour que le drainage n'ait pas le temps de s'effectuer, donc pour que la pression interstitielle u de l'eau ne puisse pas se dissiper en cours d'essai.

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation :

$$\tau = C_{cu} + \sigma tg\varphi_{cu} = C_{cu} + (\sigma' + u)tg\varphi_{cu} \dots\dots\dots(IV.6)$$

IV.3.2.3 Type consolidé – drainé (essai CD)

Cet essai est mené comme l'essai du type consolidé – non drainé, mais la vitesse de cisaillement est suffisamment lente pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et être considérée comme nulle à chaque instant ($u = 0$). Il en résulte que $\sigma = \sigma'$. L'essai, se faisant en contraintes effectives, donne une cohésion et un angle de frottement effectifs.

L'équation de coulomb devient :

$$\tau = C' + \sigma' tg\varphi' \dots\dots\dots(IV.7)$$

IV.4. Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi – boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée *figure (V.4)*.

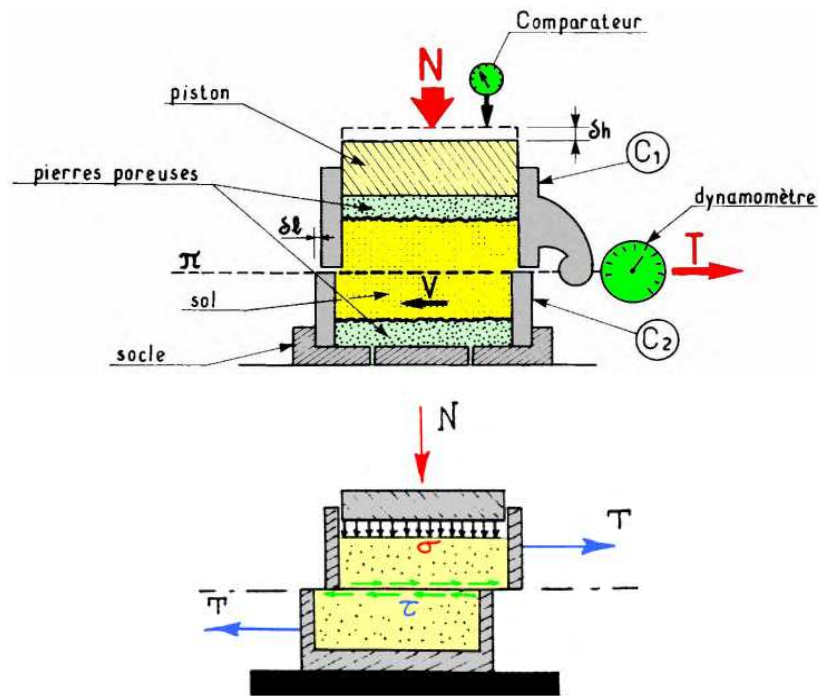


Figure IV.4 : Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte.

La demi – boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N_{est} mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi – boîte supérieure.(Techoani, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan horizontal imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée.(LCPC, 1987).

IV.5. Appareillage

L'appareil comprend essentiellement :

- La boîte de cisaillement de section intérieure $A = L \times L = (60 \times 60) \text{ mm}^2$, elle est composée de deux demi-boîtes ;
- Un système mécanique permettant d'appliquer les contraintes verticales désirées ;
- Un système mécanique permettant de déplacer horizontalement la demi- boîte inférieure ;
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillement ;
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déformations horizontales ;
- Un comparateur au 1/100 de millimètres indiquant les déplacements verticaux ;
- Un chronomètre pour prendre les mesures chaque 15 secondes.

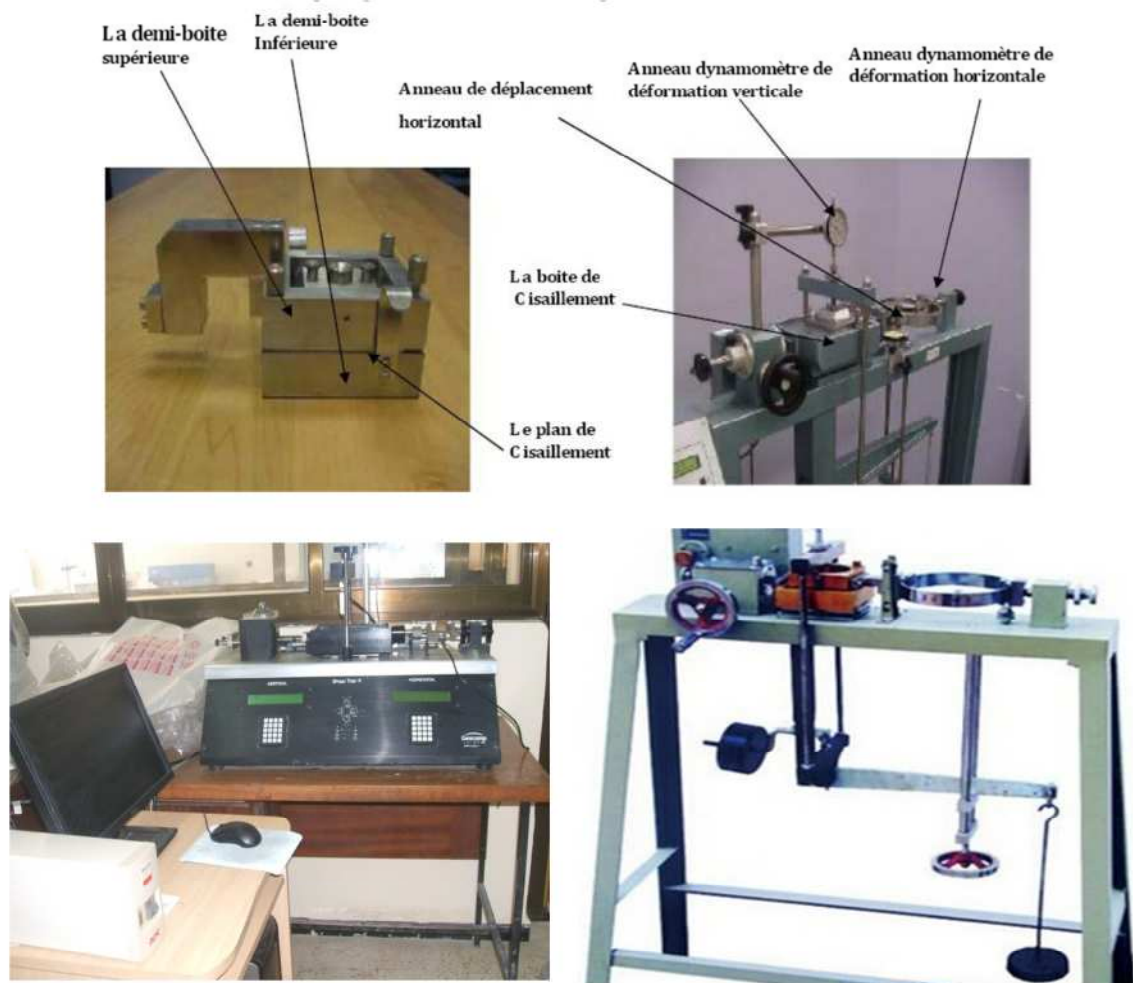


Figure IV.5: Appareillage de cisaillement direct à la boîte.

IV.6. Mode opératoire

Les essais sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur des échantillons humidifiés à leurs teneurs en eau optimale.

- Densifier l'échantillon dans un anneau où son volume est connu et le mettre dans la boîte de cisaillement ;



Figure IV.6: Anneau (60*60)mm².



Figure IV.7: Remplissage et compactage.

- Mettre la plaque rainurée et la plaque poreuse à la base;
- Fixation des demi-boîtes;

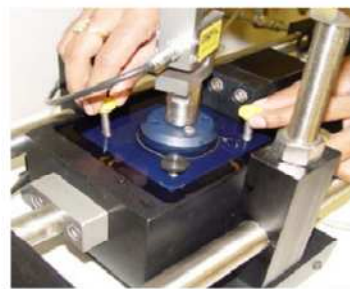


Figure IV.8: Fixation des deux demi-boîtes.

- Mettre la boîte sur le chariot et positionner les Compérateurs et capteurs pour Prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle),



Boîte de cisaillement carrée



Boîte de cisaillement circulaire

Figures IV.9: Différentes boîtes de cisaillement.

IV.7. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement ;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = (100, 200, 300) \text{ kPa}$, maintenue constante tout le long de l'essai ;
- Mettre tous les compérateurs à zéro ;
- Régler la vitesse de la machine de façon à imposer un déplacement horizontal relatif entre les deux demies- boîte constant ;
- Démarrer la machine et prendre les lectures des trois compérateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers ; toute les 15secondes ;

- La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe $\tau = f(\Delta l)$, ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées.
- Toutes les lectures obtenues par les comparateurs sont converties en unités de calcul.

IV.8. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

IV.8.1. Avantages

- Simple (la manipulation est facile) ;
- Rapide (la durée d'exécution courte) ;
- Economique (le coût n'est pas cher).

IV.8.2. Inconvénients

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;
- Frottement des deux demi-boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

IV.9. Exécution de l'essai

Les échantillons de marne étudiés sont humidifiés à l'optimum et densifiés de la même manière, avec la même énergie de compactage. Ils sont reproduits minutieusement de telle sorte à limiter au maximum l'influence du mode de préparation sur leur résistance au cisaillement.

IV.9.1. Expression des résultats

- L = longueur de la boîte de cisaillement, ($L = 60$ mm);
- ΔL : déplacement horizontale (mm);
- S_c : la section corrigée, $S_c = L(L - \Delta L)$ en mm^2 ;
- La variation de volume en pourcentage (%), $\varepsilon_v = (\Delta V/V)$;
- Avec ΔV : variation volumique en mm^3 .

La contrainte tangentielle $\tau = T / S_c$ en kPa où T est la force de cisaillement en (daN).

IV.9.2 Présentation des résultats

Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes :

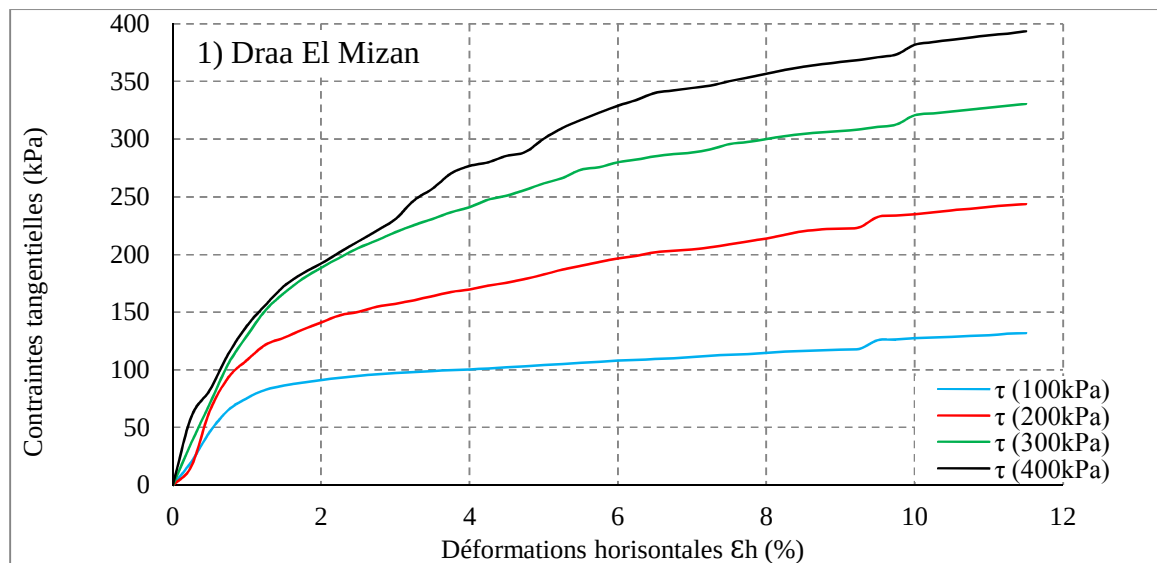
- Courbe contrainte déformation $\tau = f(\varepsilon_h)$, $\varepsilon_h = \Delta L / L$ étant la déformation horizontale
- Courbe de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$,
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant les contraintes normales appliquées.

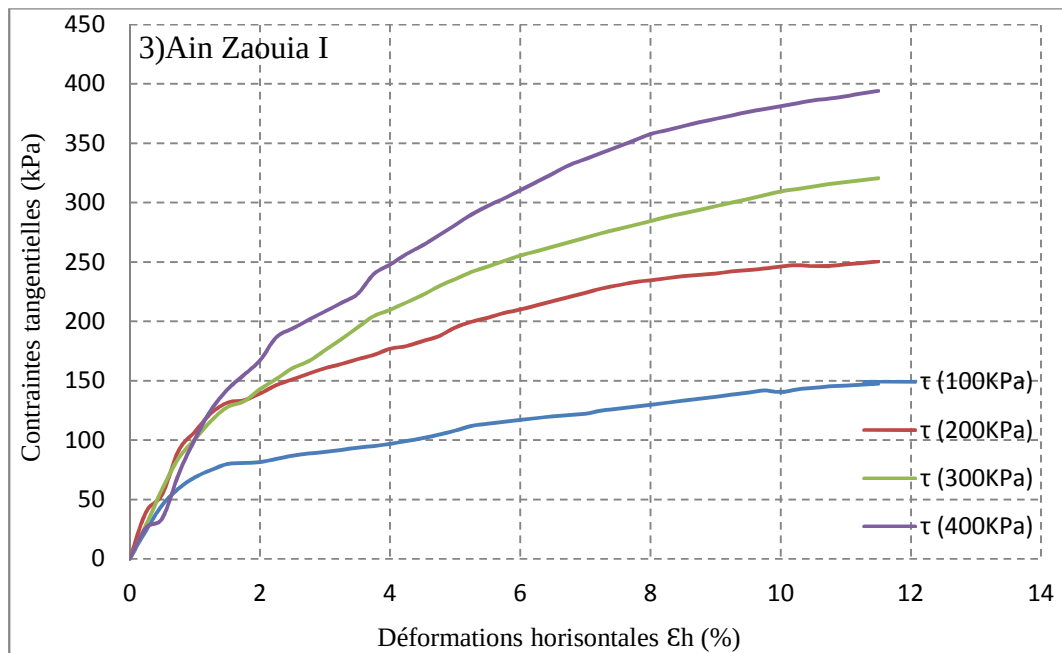
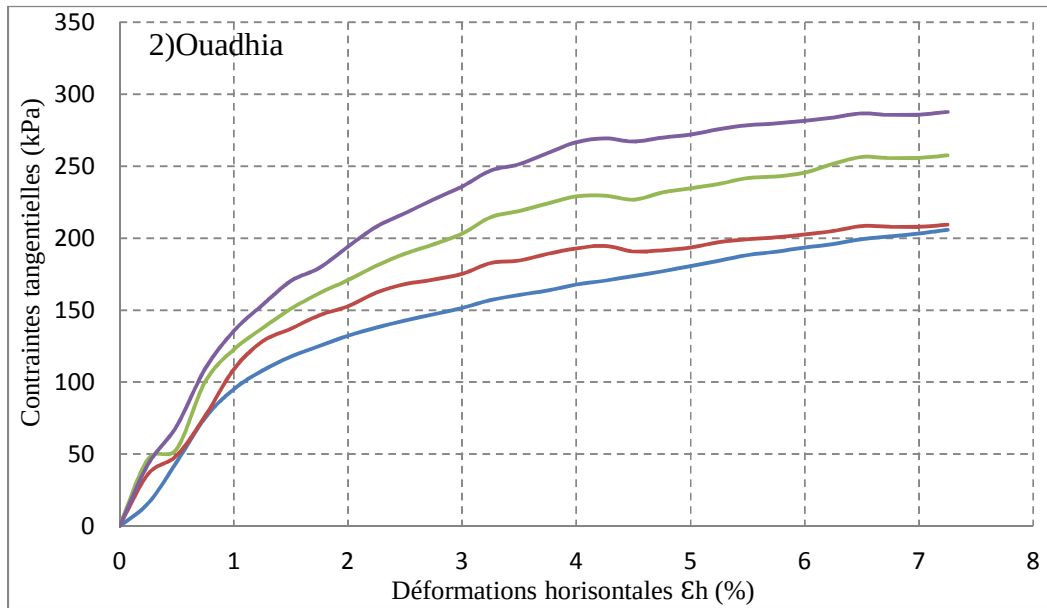
La figure (IV.10) suivante montre un exemple d'échantillon après cisaillement :

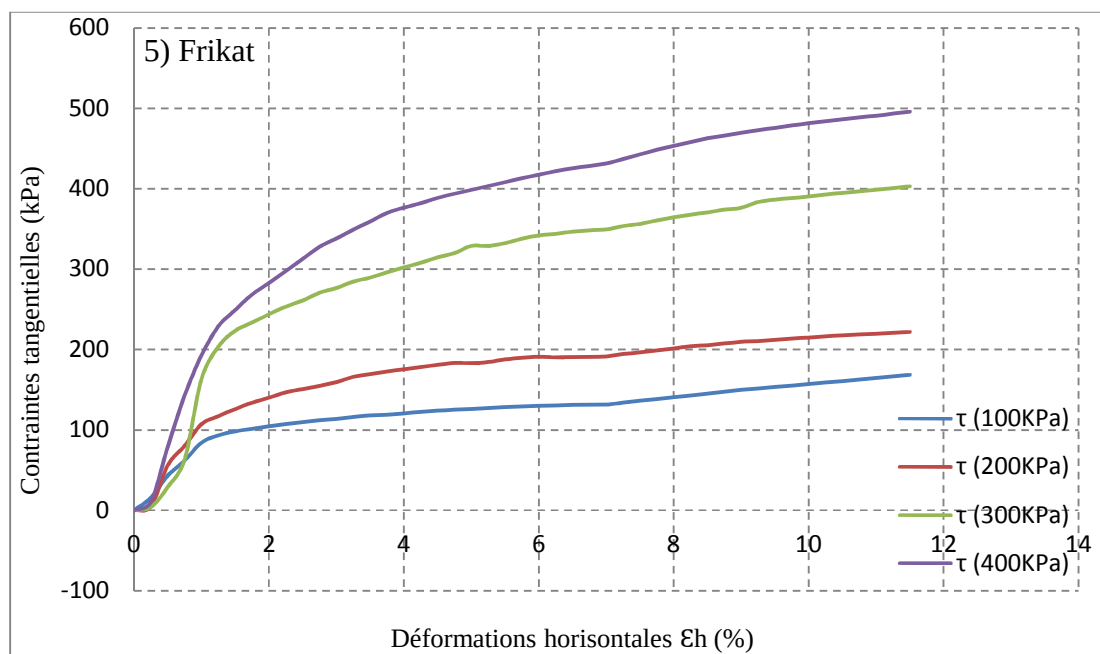
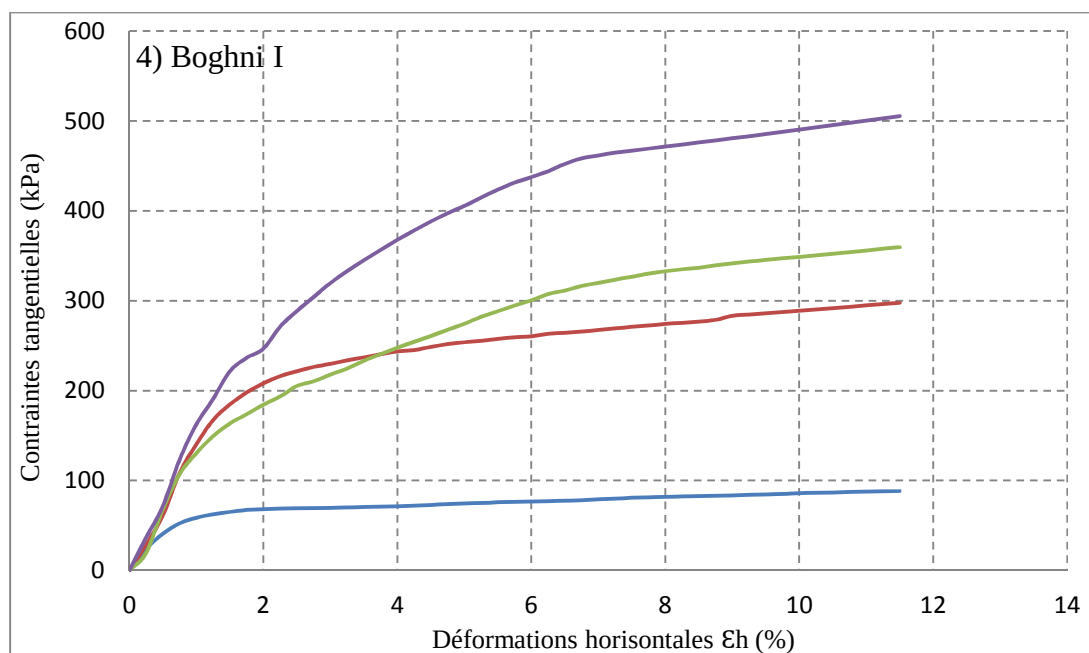


Figure IV.10 : Echantillons après cisaillement.

IV.9.2.1. Les courbes de contraintes déformations $\tau = f(\epsilon_h)$







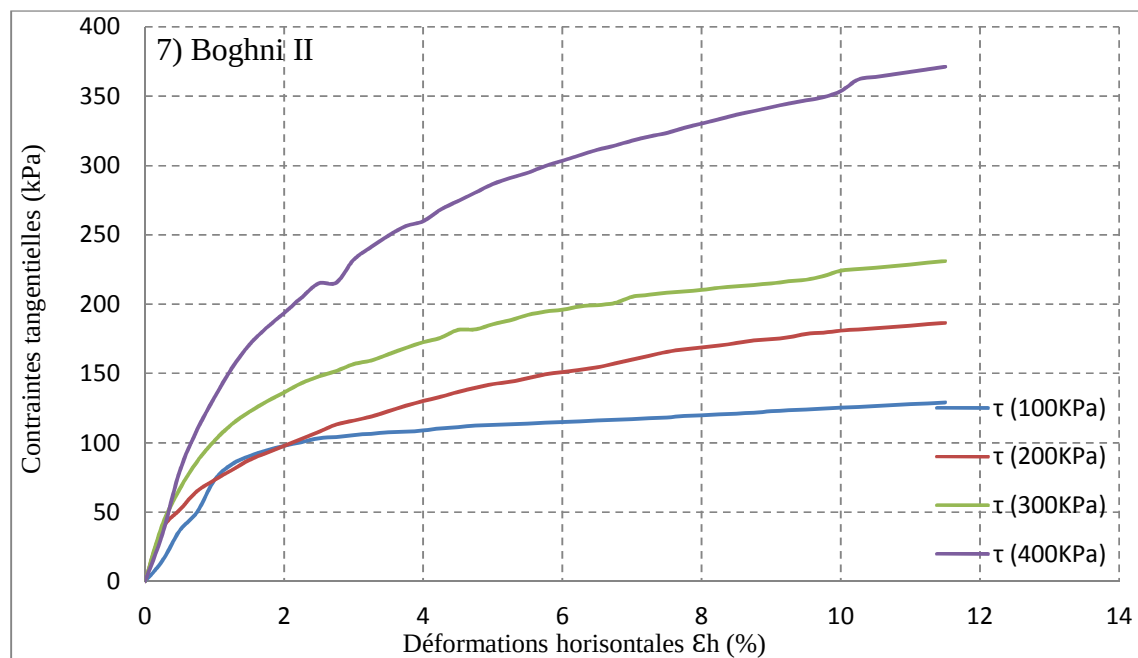
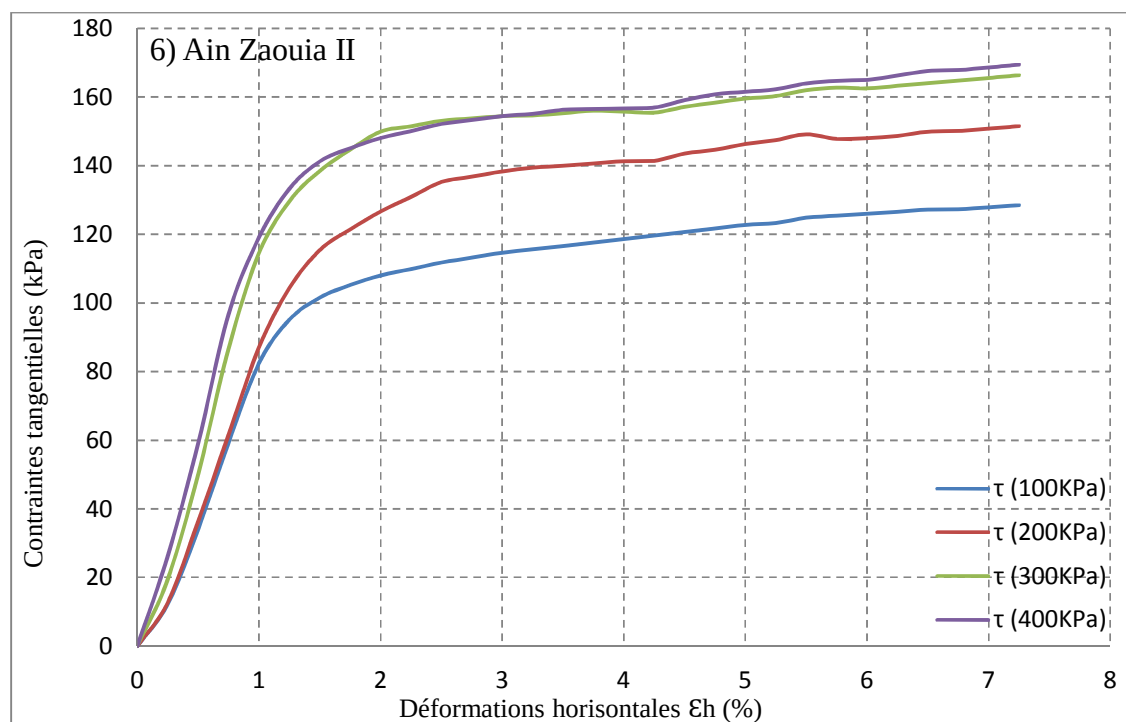
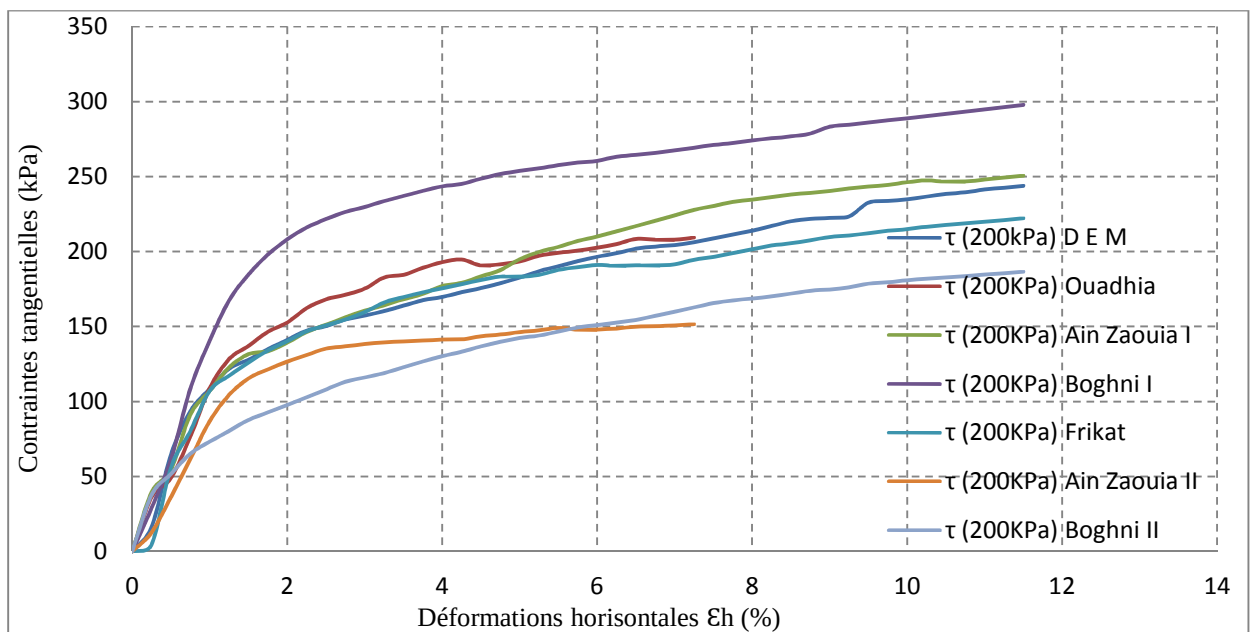
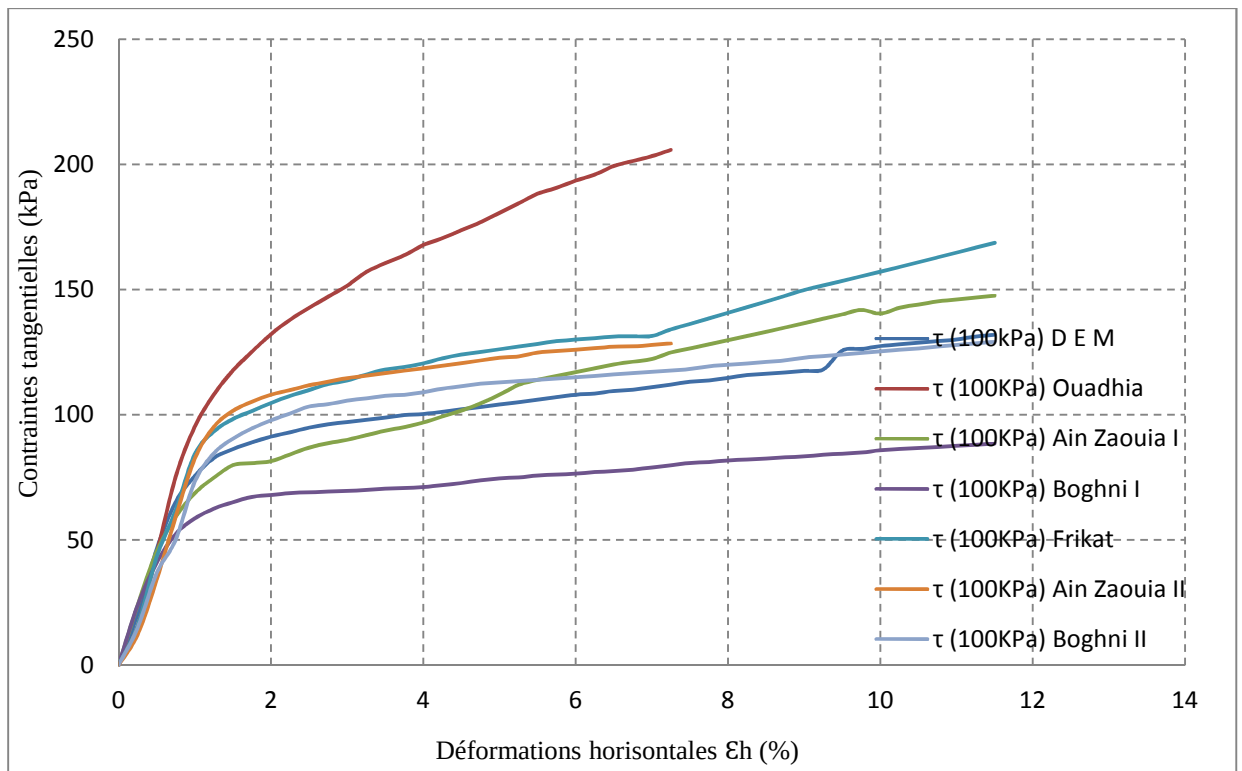
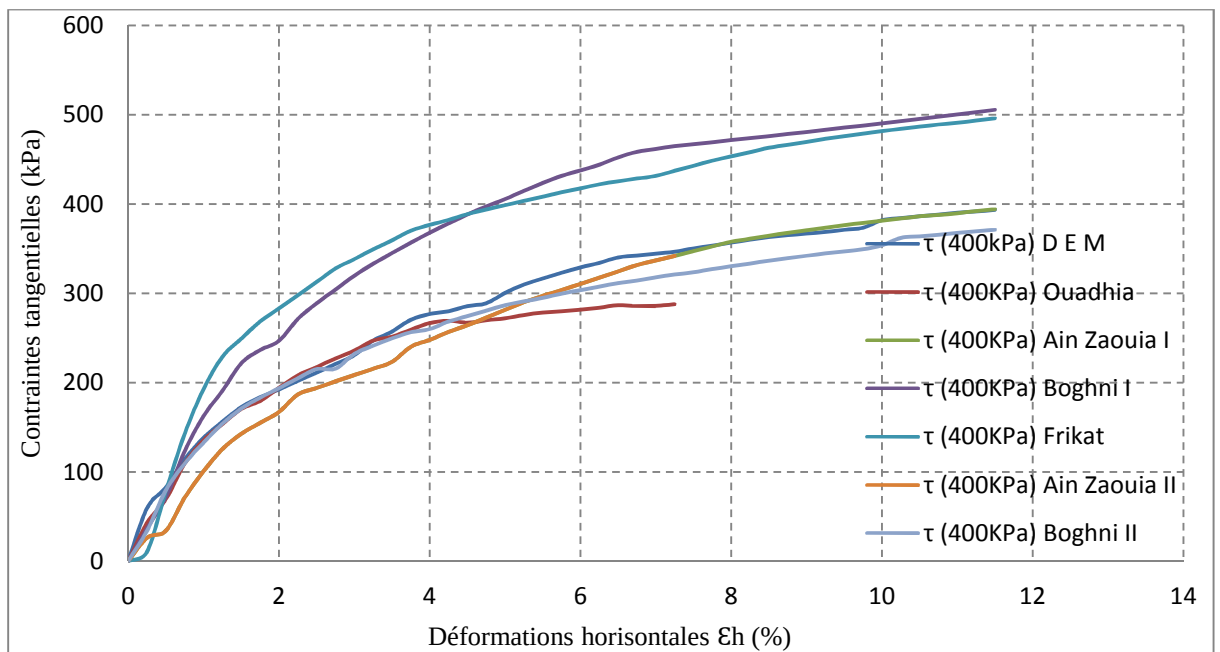
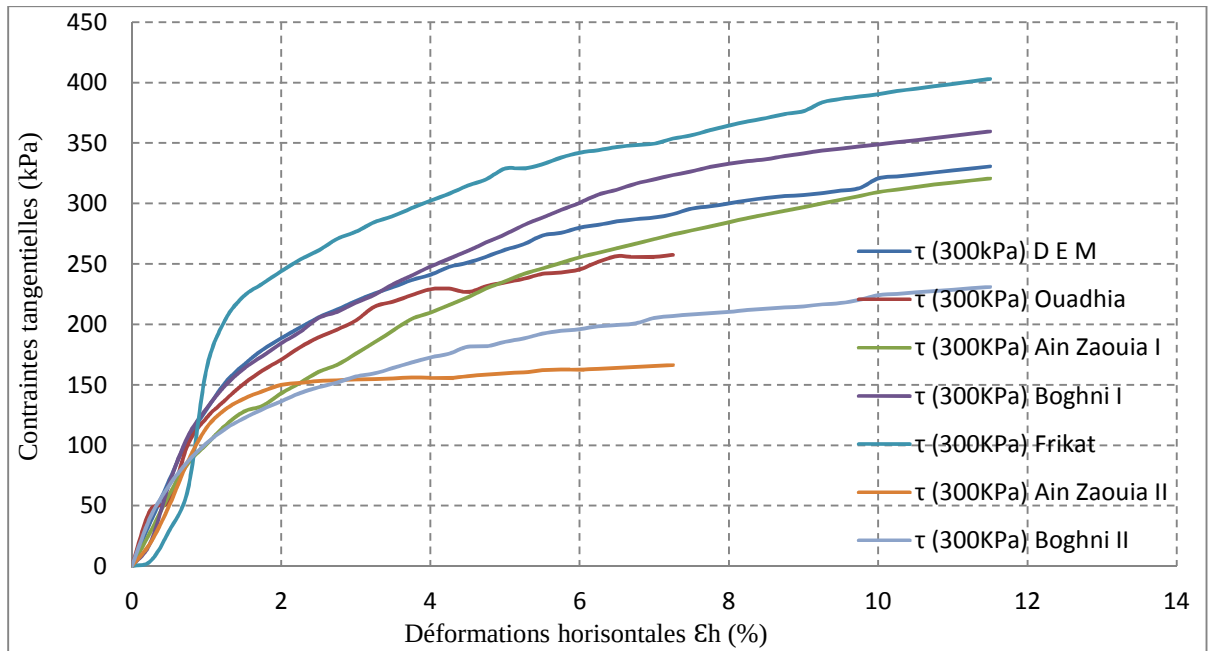


Figure IV.11 : Courbes de contraintes-déformations.





Interprétation des résultats

Les courbes de contraintes- déformations pour les différents matériaux étudiés sont présentées sur la figure (IV.11). Elles montrent que la résistance au cisaillement des échantillons étudiés augmente initialement en fonction des déformations axiales. Au-delà de ϵ_h d'environ 5%, les courbes de contraintes déformations ont tendance de plus en plus à évoluer en paliers, notamment sous les faibles contraintes normales. Les courbes ne présentent pas de pics de cisaillement.

Les particules composant les échantillons se resserrent sous de fortes contraintes normales, par conséquent, les échantillons développent une meilleure résistance.

Les marnes issues de Ouadhia et de Ain Zaouïa II, présentent des résistances plus faibles que les autres marnes.

Le cas de 100 kPa :

La marne la plus résistante est celle de Boghni I contrairement à Ouadhia, qui présente les plus faibles contraintes.

Le cas de 200 KPA :

La marne la plus résistante est celle de Ain zaouia II, contrairement à celle de Boghni I, qui présente les plus faibles contraintes.

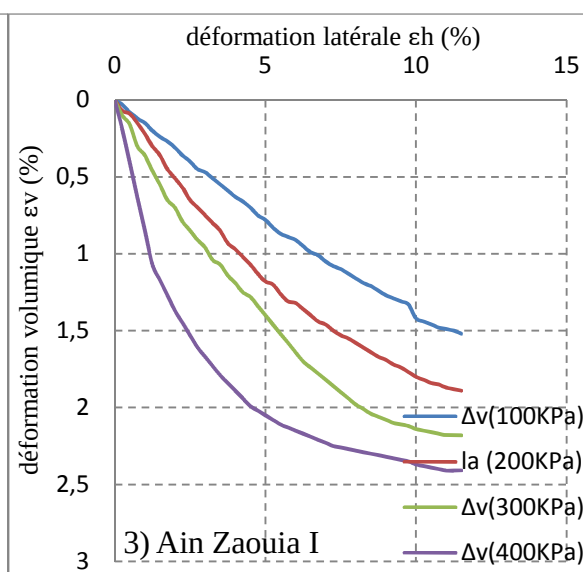
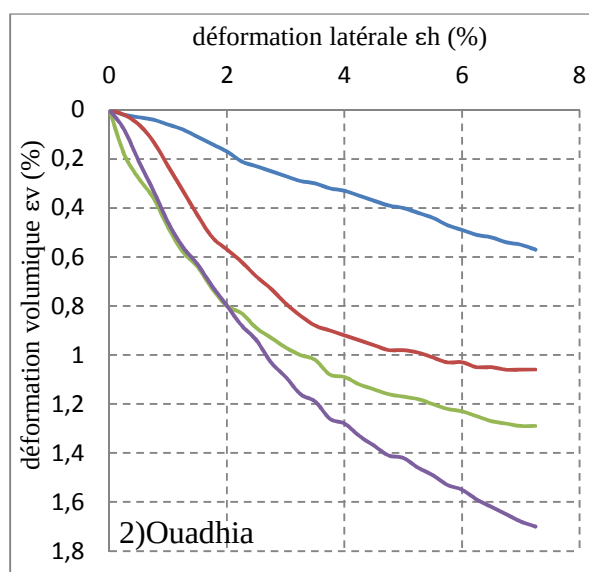
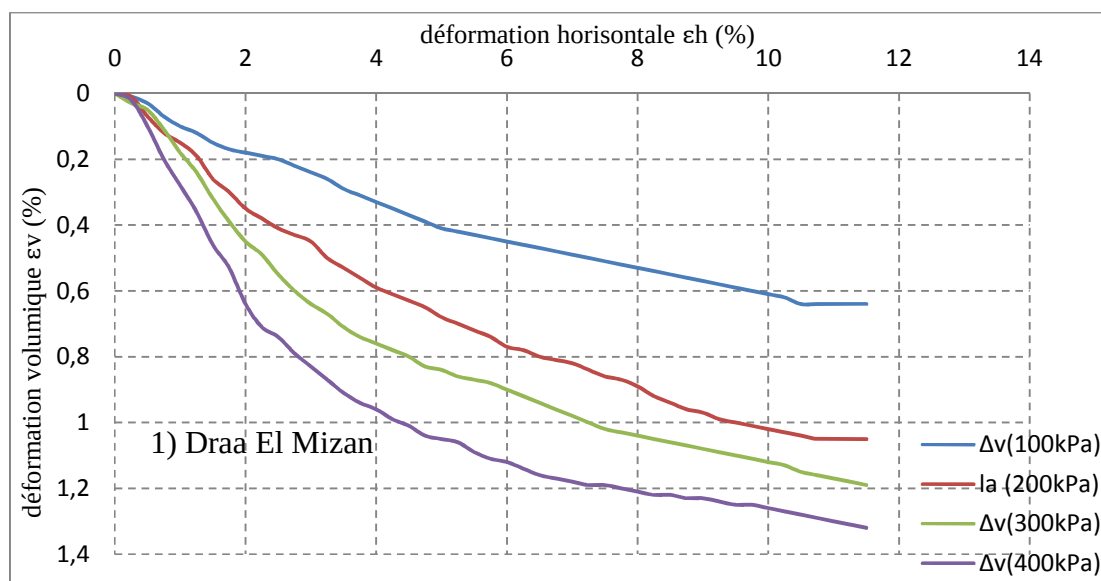
Le cas de 300 KPA :

La marne la plus résistante est celle de Ain zaouia II, contrairement à celle de DEM et Boghni 1, qui présente les plus faibles contraintes.

Le cas de 400 KPA :

Dans ce cas la marne de Ouadhia est la moins résistante elle présente le τ le plus faible, contrairement à Boghni I et D E M qui présentent les contraintes les plus élevée.

On peut dire ainsi que le comportement en cisaillement des matériaux étudiés est sensiblement lié à la contrainte normale appliqué.

IV.9.2.2. Les courbes de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ 

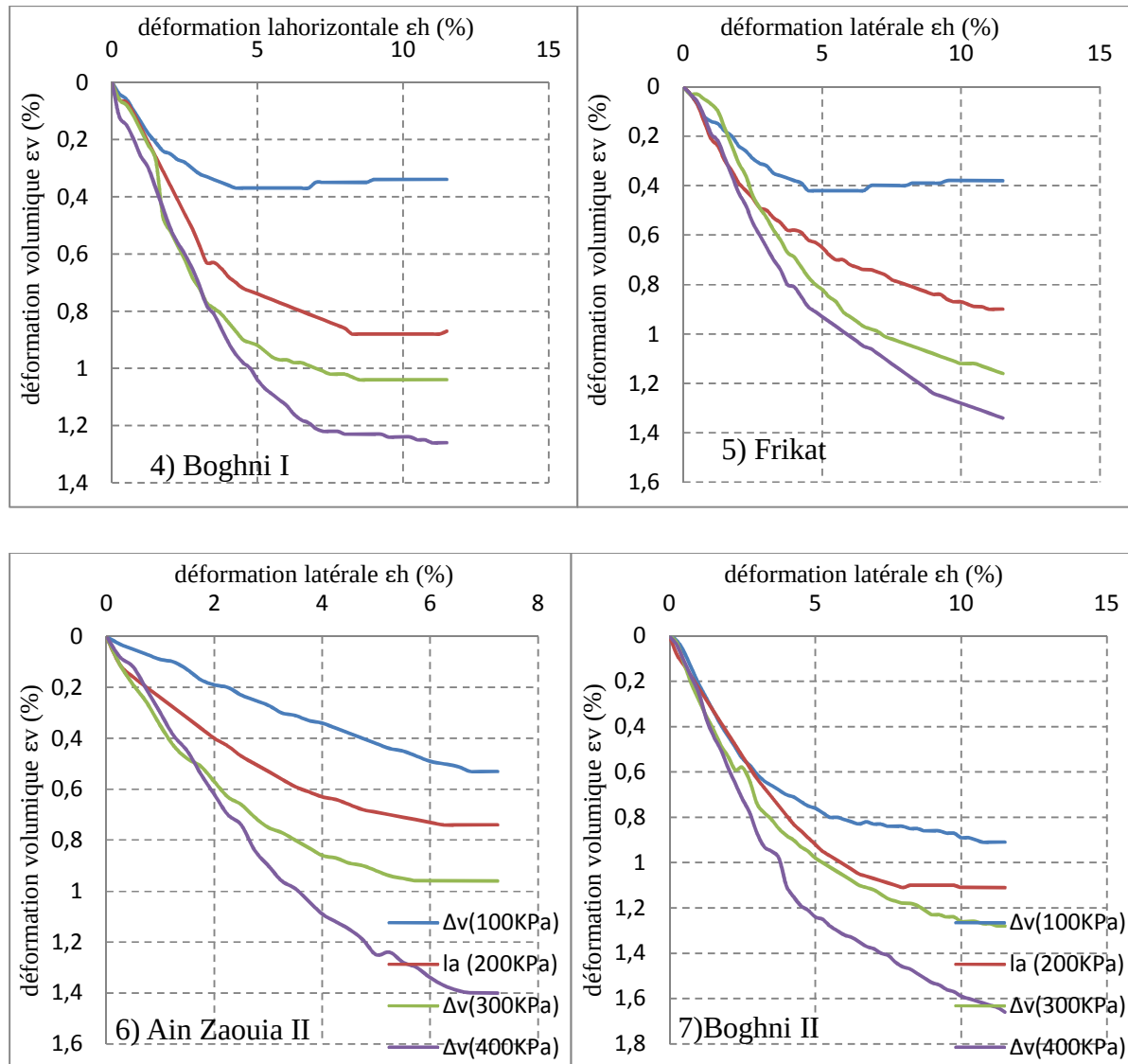
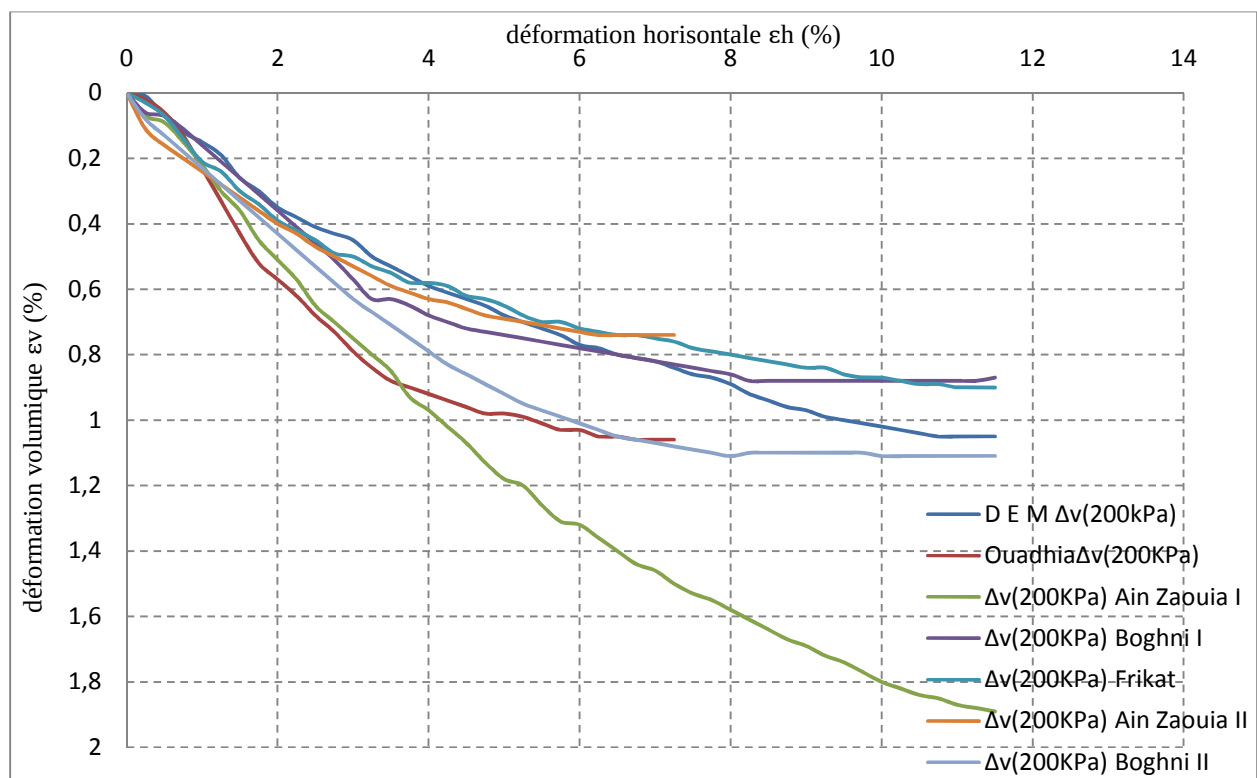
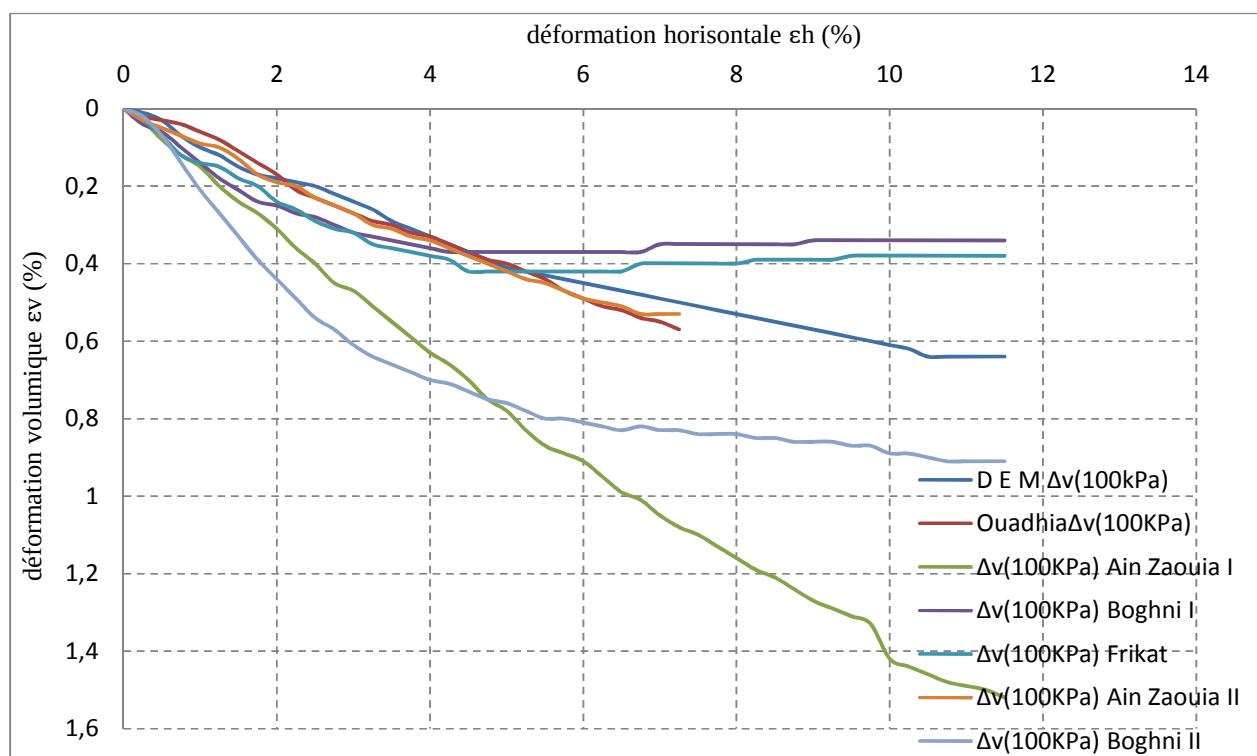
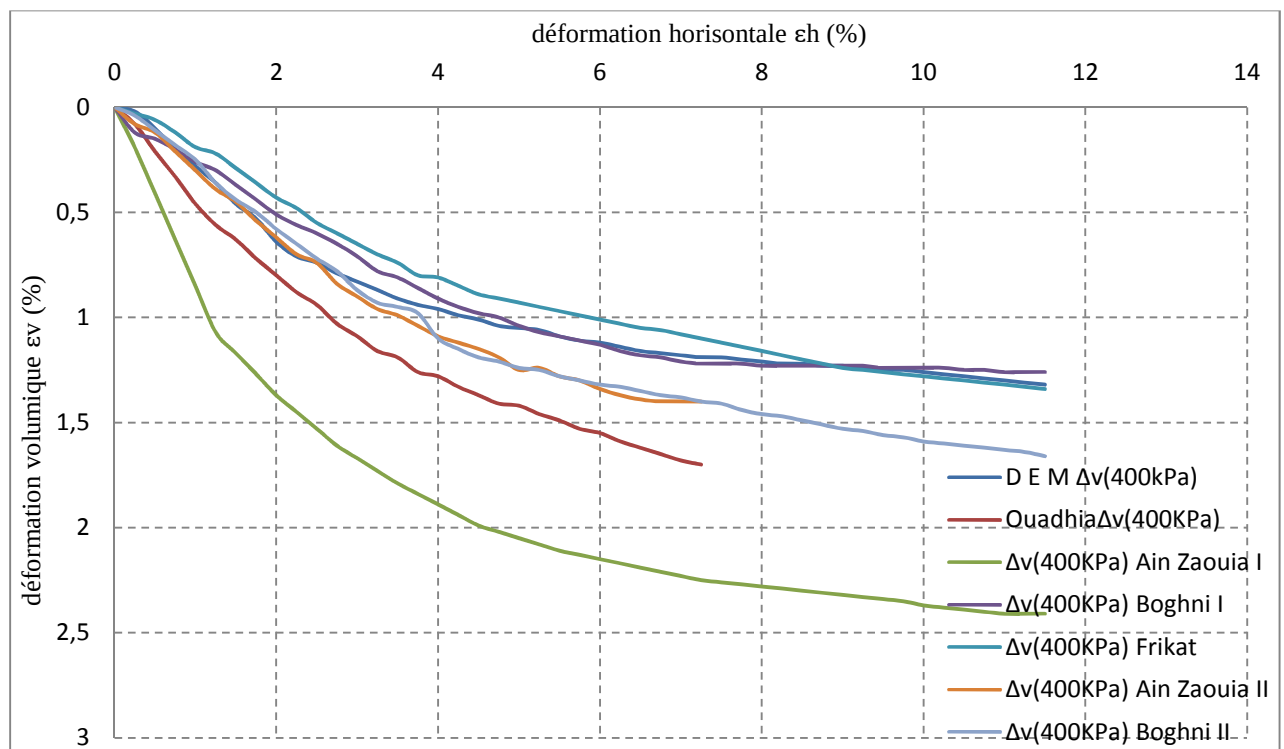
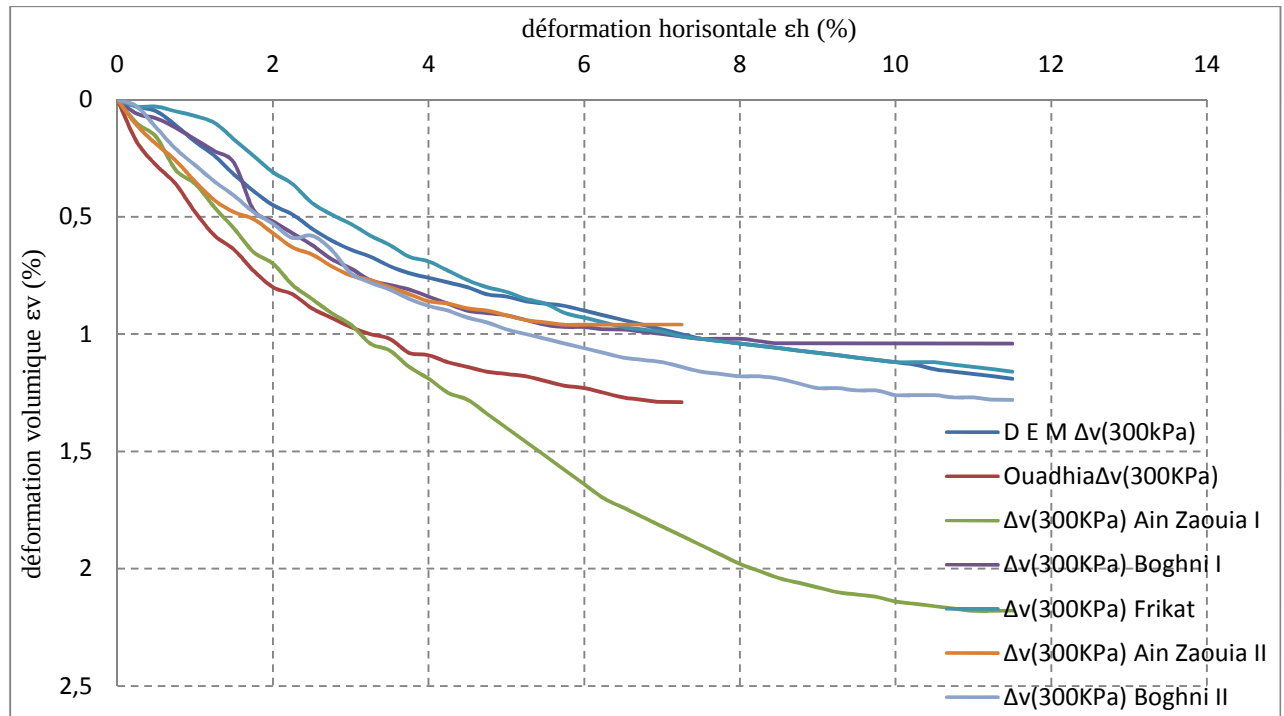


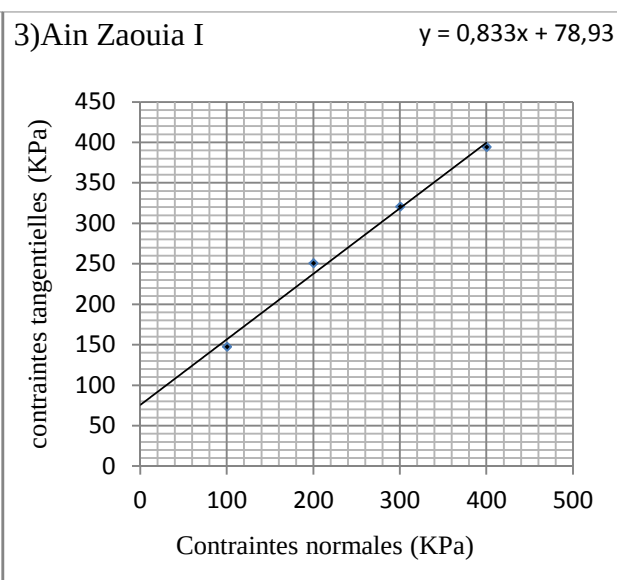
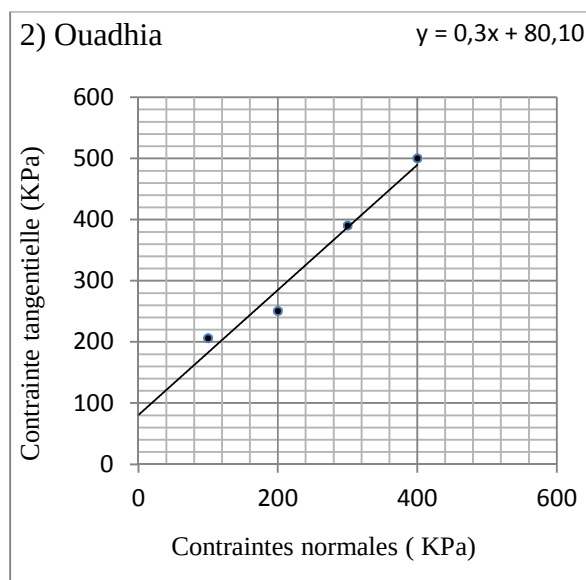
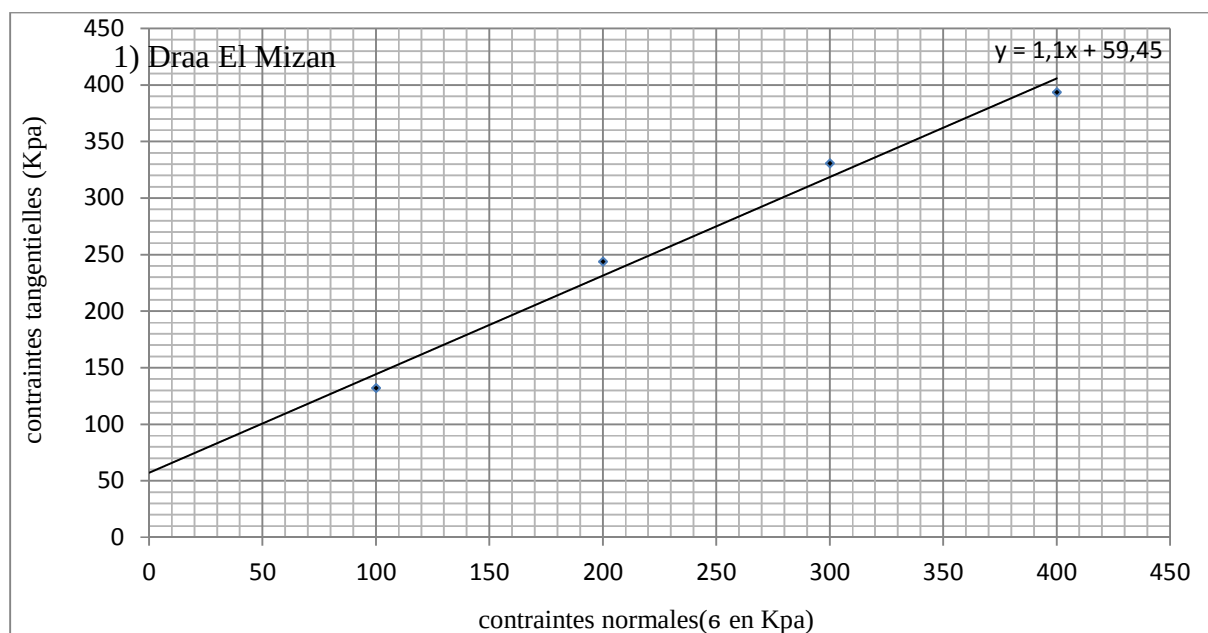
Figure IV.16 : Courbes de variation de volume.





Interprétation des résultats

Les courbes de variation de volume montrent que les matériaux étudiés présentent un comportement totalement contractant tout le long de l'essai. Ces sols sont de plus en plus contractants en fonction des contraintes normales appliquées. Cependant, la marne de Ain Zaouia I se montre plus contractante que les autres marnes.

c) Les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ 

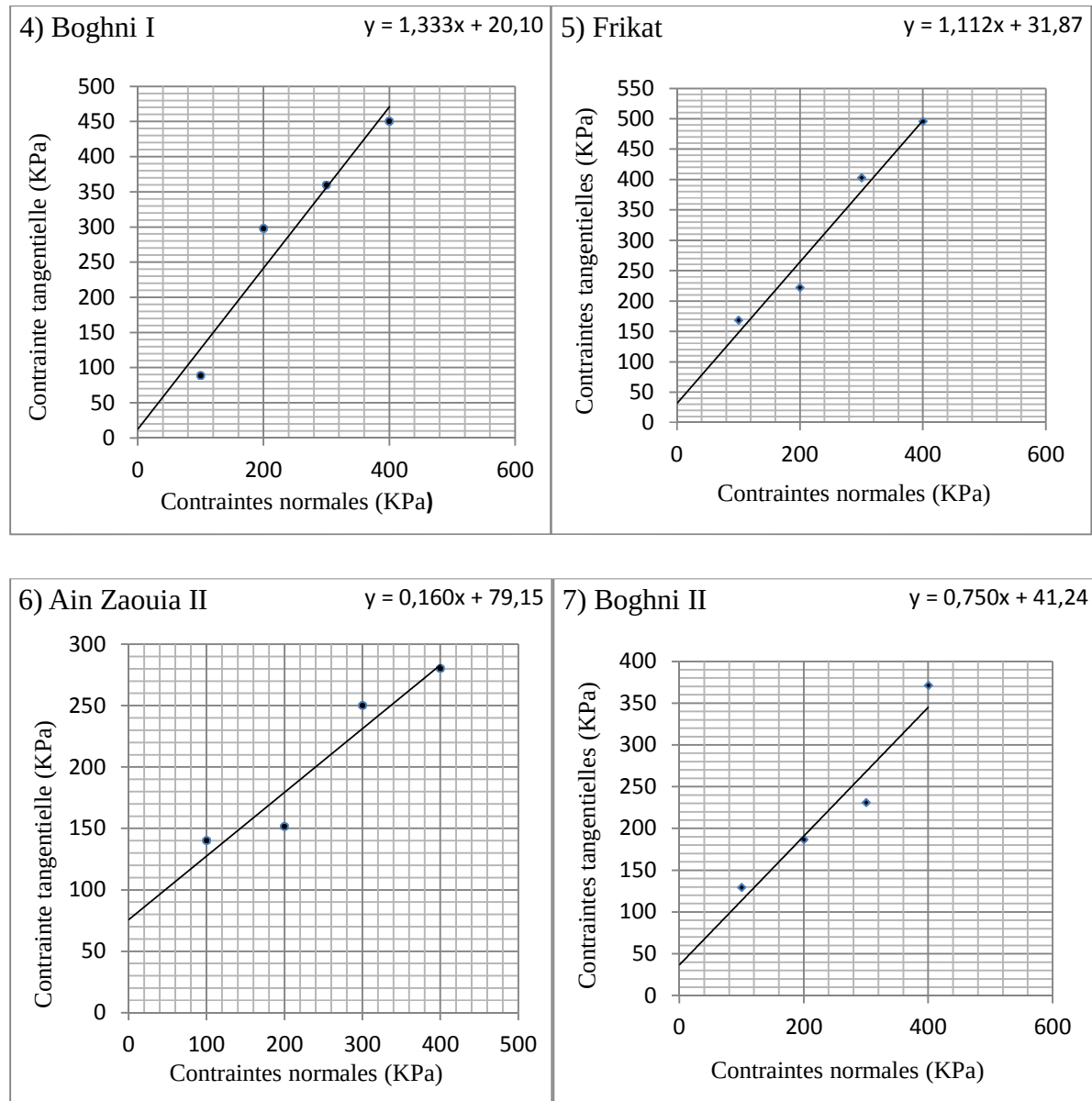


Figure IV.21 : Droites intrinsèques pour les différents sites étudiés.

Tableau IV.1 la cohésion	
Sites	C (Kpa)
Ouadhia	80,10
Ain Zaouia II	79,15
Ain Zaouia I	78,93
D E M	59,45
Boghni II	41,42
Frikat	31,87
Boghni I	20,10

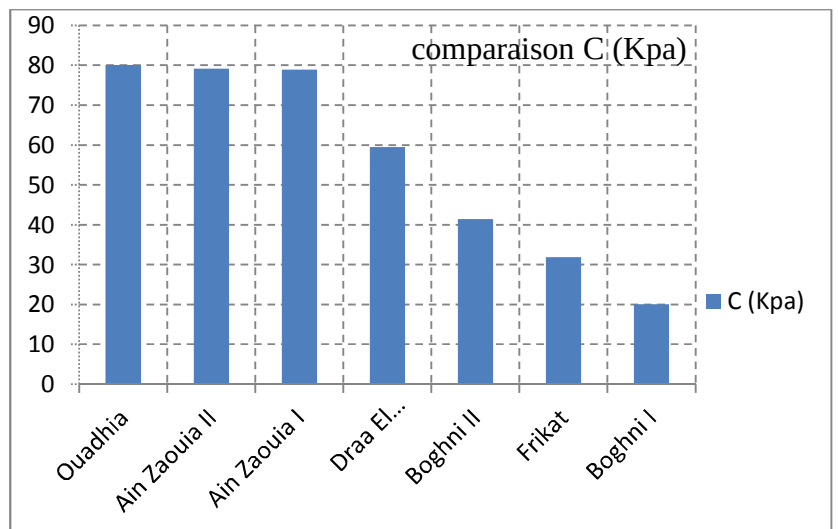


Figure IV.22 : Comparaison de la cohésion des différents sites.

Tableau IV.2 l'angle de frottement interne	
Sites	ϕ (°)
Boghni I	29,81
Frikat	27,85
D E M	27,67
Ain Zaouia I	23,07
Boghni II	21,37
Ouadhia	9,68
Ain Zaouia II	5,27

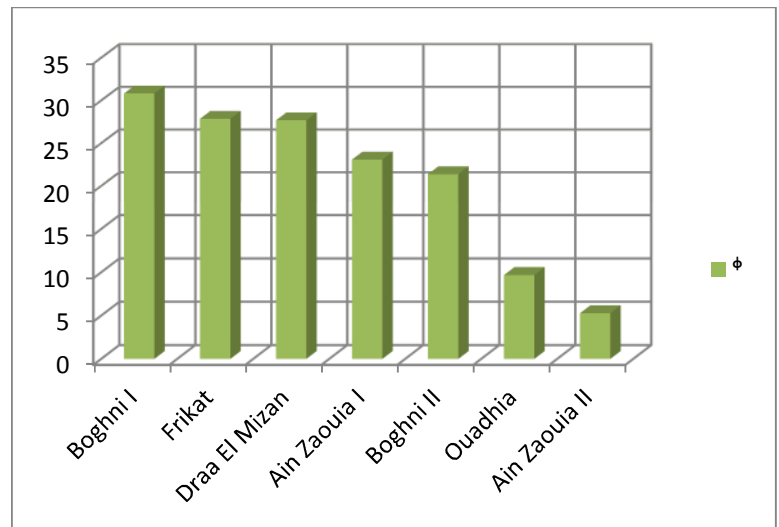


Figure IV.23 : Comparaison de l'angle de frottement interne des différents sites.

Interprétation des résultats

Les caractéristiques mécaniques obtenues montrent que certains matériaux étudiés présentent des angles de frottement assez élevés et comparables allant de 21,37 à 29,81 degrés, Ceci indique un domaine de variation restreint pour les marnes (Draa El Mizan, Ain Zaouïa I, Boghni I, Frikat et Boghni II). Tandis que les marnes de Ouadhia et Ain Zaouïa II présentent des angles de frottement assez faibles ne dépasse pas 9,68 degrés.

Les cohésions obtenues par contre, montrent un écart important entre les différents sites. En effet, la cohésion la plus faible de 10,10 kPa est enregistrée pour la marne de Boghni I, tandis qu'une cohésion largement supérieure de 80,10 kPa est enregistrée pour la marne de Ouadhia.

Cependant, ces valeurs ne sont pas proportionnelles au pourcentage du CaCO_3 présent dans les différentes marnes étudiées. On peut dire ainsi que le comportement des marnes ne dépend pas uniquement de ce paramètre, d'autres composants peuvent intervenir et peuvent avoir une influence des uns sur les autres. Ce qui influe sensiblement sur le comportement de la marne en question.

Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des marnes étudiées, à savoir leur résistance au cisaillement, leur variation de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques. Les résultats obtenus ont montré que le comportement en cisaillement des différentes marnes ne peut être lié à un seul paramètre.

La compression et le gonflement constituent à leur tour un domaine très intéressant pour la caractérisation des matériaux. L'étude du comportement à l'œdomètre des différentes marnes fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre V

Essais de compressibilité à l'œdomètre

Introduction (il faut bien choisir les couleurs des courbes pour les distinguer facilement : fig V.8) !!!

Pour la stabilité des ouvrages et pour la sécurité des personnes et des biens, il faut toujours s'assurer que le sol ou on veut construire est un sol capable de supporter le poids de l'ouvrage considéré et de ces éléments annexes.

C'est pour cela que l'étude des tassements des sols est l'un des points les plus importants de tous les projets de construction. En effet, le plus souvent la charge ainsi transmise au sol est dirigée suivant la verticale et les déformations qui en résultent sont en majeure partie dirigées suivant cette direction.

V.1. Définitions

V.1.1. Compressibilité

Il s'agit de l'aptitude d'un corps à diminuer de volume (à masse constante) sous l'effet d'une augmentation de pression. Elle se manifeste instantanément et n'est pas nécessairement réversible.

V.1.1.1 les facteurs qui provoquent la Compressibilité

Un sol soumis à une sollicitation externe se comprimera à cause des facteurs suivants :

- Expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les vides.
- Déformation des grains de sol (très faible).

Les charges que l'on rencontre ordinairement dans les applications du génie civil ne causent généralement qu'une très faible compression des grains individuels de sol et on peut ne pas en tenir compte. Les sols compressibles se trouvent le plus souvent sous la nappe phréatique et peuvent être considérés comme complètement saturés (le cas le plus défavorable).

On supposera donc un degré de saturation de 100% pour les besoins des calculs de tassement. De la même façon, on ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel.

C'est donc le troisième facteur qui contribuera le plus au changement de volume des sols comprimés. À mesure que le fluide interstitiel est chassé, les grains de sol sont réarrangés suivant une configuration plus dense et par conséquent plus stable ; il en résulte une diminution de volume et un tassement de la surface. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol. L'ampleur du réarrangement des grains et de la compression dépend de la rigidité du squelette, elle-même fonction de la structure du sol, qui dépend de l'histoire géologique du dépôt et de l'intervention humaine. (Arabet, 2010).

V.1.2. Consolidation

On définit la consolidation (ou consolidation primaire) d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol, (Magnan, 2000). Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais œdométriques à chargement par paliers, on utilise les courbes de consolidation obtenues sous chacune des charges successivement appliquées à l'éprouvette (Figure I.11).

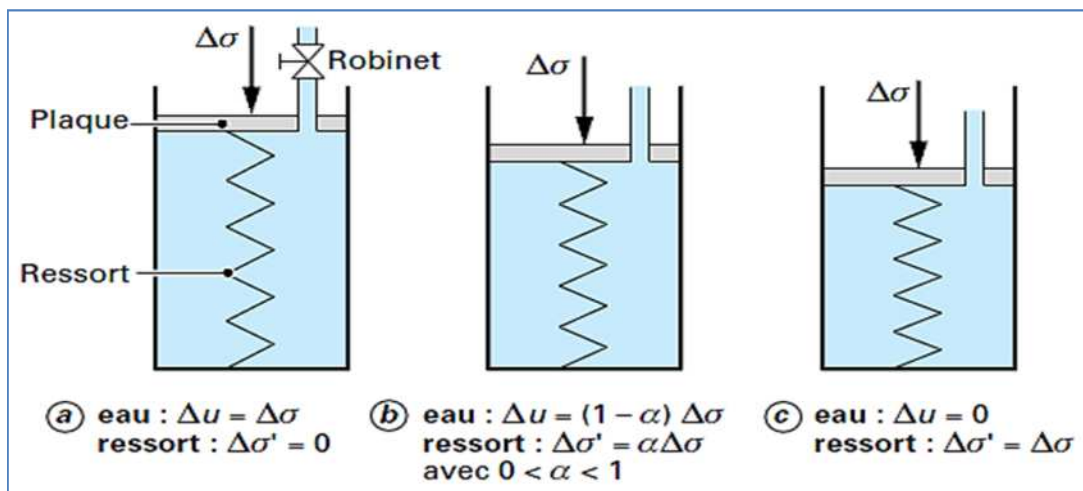


Figure V.1: Schéma de principe du phénomène de consolidation (Magnan, 2000).

V.1.3. Tassement

C'est un abaissement du niveau du terrain qui correspond principalement à l'évacuation d'une partie de l'eau vers des zones de moindres pressions interstitielles (consolidation).

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Les tassements des sols non saturés sont presque instantanés tandis que 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. Le calcul des tassements est nécessaire pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service.

V.1.3.1 Composantes du tassement

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement primaire et tassement secondaire. Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale, (*Berga, 2004*) :

$$S_t = S_p + S_s = S_i + S_c + S_s$$

Avec :

- S_i le tassement immédiat, sans expulsion d'eau,
- S_c le tassement de consolidation (sans déformation latérale),
- S_s le tassement résultant de la compression secondaire (sans déformation latérale),
- S_p le tassement primaire.

Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols (*Magnan, 2000*) :

- Les calculs de type œdométrique, généralement appliqués pour les remblais, les radiers et les charges de grandes dimensions par rapport à l'épaisseur des sols déformables, en particulier les sols argileux saturés et compressibles ;
- Les calculs de type pressiométrique, utilisés de façon fréquente en France pour évaluer le tassement des fondations superficielles, notamment pour les sols grenus (sables et graves, souvent difficiles à prélever et caractériser en laboratoire) ;
- Les calculs globaux en élasticité ou élasto-plasticité, mis en œuvre par la méthode des éléments finis.

V.1.4. Oedomètre

C'est un dispositif permettant la pression unidirectionnelle d'un échantillon de sol saturé, soumis à des charges verticales, drainé suivant cette direction et maintenu latéralement par une paroi rigide. Un comparateur permet de suivre le tassement de l'échantillon.

V.1.5. Courbe œdométrique

- On applique d'abord une première charge et on attend la fin de la consolidation sous cette charge, puis on applique une deuxième charge double de la précédente et on attend qu'il y ait consolidation, chaque charge suivante est double de la précédente
- On calcule à chaque charge l'indice des vides en fin de consolidation on peut tracer la courbe $e = f(\log \sigma)$ appelée courbe œdométrique, (Magnan, 2000).

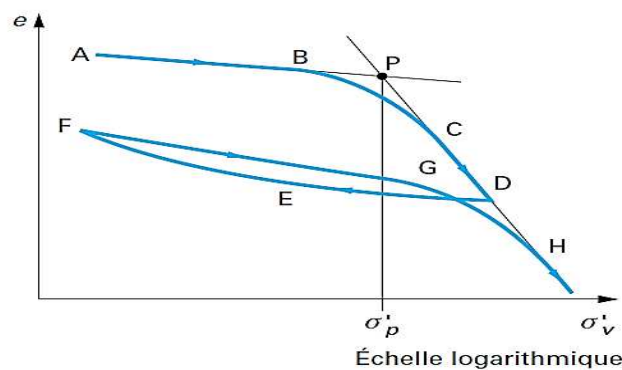


Figure V.2 : Courbe œdométrique (Magnan, 2000).

V.2. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

Soit σ'_p la pression de pré-consolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de σ_0 la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z .

V.2.1. Sol sur-consolidé $\sigma'_p > \sigma_0$

Un sol est dit sur-consolidé s'il a subi au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres, par exemple, certaines couches de sol ayant subi le poids des glaciers aujourd'hui disparus.

V.2.2. Sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma_0$

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

V.2.3. Sol sous consolidé $\sigma'_p < \sigma_0$

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou normalement compactés ou bien d'une vase, (Magnan, 1991).

V.3. But de l'essai

Les sols fins sont caractérisés par une faible perméabilité, l'eau qui se trouve dans leurs vides est expulsé très lentement lors d'un chargement donc le tassement évolue dans le temps, c'est ce qu'on appelle un tassement de consolidation.

Comme se tassement est a long terme, on évalue celui-ci ainsi que temps de consolidation à l'aide de l'essai de consolidation œdométrique en laboratoire.

L'essai œdométrique a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_p , les pentes C_s et C_c qui permettent de déterminer le tassement de consolidation du sol.

V.4. Principe de l'essai

Un échantillon de sol est placé dans une cellule cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Les déformations verticales ou tassements de l'échantillon après chargement sont mesurés à l'aide d'un comparateur au (1/100 de mm).

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé (c'est-à-dire ; les charges sont appliquées sur un piston) par l'intermédiaire d'un bras de levier. Le chargement s'effectue par paliers lorsque le tassement correspondant au premier palier est stabilisé.

Les diamètres des cellules varient selon la classe granulaire des échantillons. Les cellules usuelles sont de diamètre : (50mm, 70mm, 80mm). Pour les essais qui suivent nous prendrons les cellules de diamètres 50mm et 75mm et de hauteur 19mm.

V.5. Appareillage

Les œdomètres utilisés sont à chargement par l'avant, ils se composent de :

- Un moule œdométrique métallique rigide de section cylindrique ;
- Un dispositif de chargement ou bâti de chargement : il doit appliquer les charges suivant l'axe du piston ;
- Des jeux de masse variant de 0,5 Kg à 64 kg (pour la grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (pour la petite cellule) : ce sont des disques plats fondus ;
- Un comparateur ;

❖ Appareillage d'usage courant

- Une trousse coupante pour tailler l'échantillon ;

- Une balance électronique de précision pour mesurer les teneurs en eau ;
- Une étuve ;
- Un couteau ;
- Un chronomètre ;
- Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

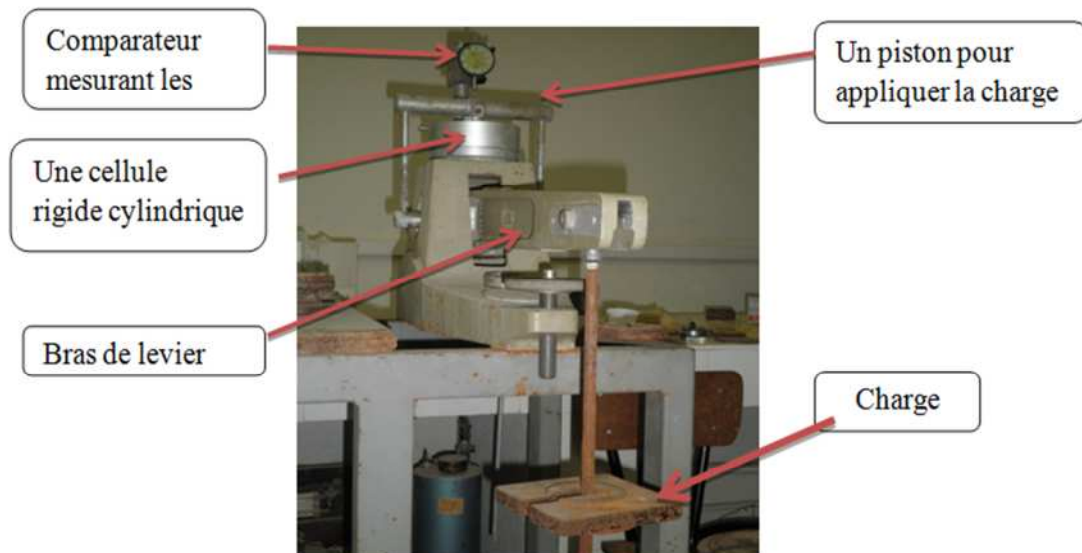


Figure V.3 : Appareillage œdométrique utilisé.

V.6. Mode opératoire

V.6.1. Préparation de l'éprouvette d'essai

- a) Humidifier le sol à l'optimum Proctor.
- b) Mettre l'échantillon dans la cellule en 3 couches, puis le densifier par une masse constante de manière à reproduire la même énergie de compactage sur tous les échantillons afin d'éviter l'influence de ce paramètre sur leur comportement (voir figures b et c).
- c) Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule, comme la montre les figures (d et e).



Figure V.4: Préparation de l'échantillon.

V.6.2. Déroulement de l'essai

Les principaux points du déroulement des essais œdométriques sont :

- Une fois l'échantillon est prêt, le placer dans la cellule entre deux pierres poreuses. L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.
- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures de 0,5 à 64 kg (Grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (petite cellule).
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 64 à 1Kg et de 32 à 0,5Kg.
- La durée des paliers de chargement déchargement est de 24 heures (temps nécessaire pour la stabilité des déformations).
- Pour chaque palier, effectuer sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon.

V.7. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre

L'essai œdométrique permet de déterminer :

- L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai et son évolution au cours de la consolidation.
- Les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale, le poids volumique initial et le poids volumique du sol sec.
- Les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré-consolidation.

V.7.1. L'indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

$$e = \frac{h - h_p}{h_p} \quad \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec : H : hauteur de l'échantillon au moment considéré ;

h_p : hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solide ;

Dans la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (1), par contre dans la seconde, elle est donnée par la relation (2) :

$$h_p = \frac{m_s}{\rho_s \times S} \quad \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec : m_s : Masse de l'échantillon sec ;

ρ_s : Masse volumique des grains solides ;

S : section droite de l'enceinte.

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_s \times S} \quad \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon ;

m_h : Masse initiale humide de l'échantillon ;

m_s : Masse de l'échantillon sec ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau (1 g/cm³) ;

S : section droite de l'enceinte.

V.7.2. Paramètres d'identification

L'échantillon soumis à l'essai œdométrique sera caractérisé par les paramètres suivants :

- Teneur en eau initiale de l'échantillon : $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \quad \dots\dots\dots(V.4)$

- Masse volumique initial du sol sec : $\rho_d = \frac{m_s}{H_0 S} \quad \dots\dots\dots(V.5)$

- Masse volumique initial : $\rho = \frac{W_h}{H_0 S} \quad \dots\dots\dots(V.6)$

V.7.3. Caractéristiques de compressibilité

V.7.3.1 Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme $\Delta e - \text{Log}(\sigma)$ en reliant les points (e_i, σ_i) , e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge (σ_i) ; la figure (V.4) illustre l'allure d'une courbe de compressibilité $e_i = f(\sigma_i)$. La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties : une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

La détermination de la contrainte de pré-consolidation notée σ_p' se fait graphiquement : soit par la méthode de Casagrande ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité comme elle est représentée par la figure IV.9.

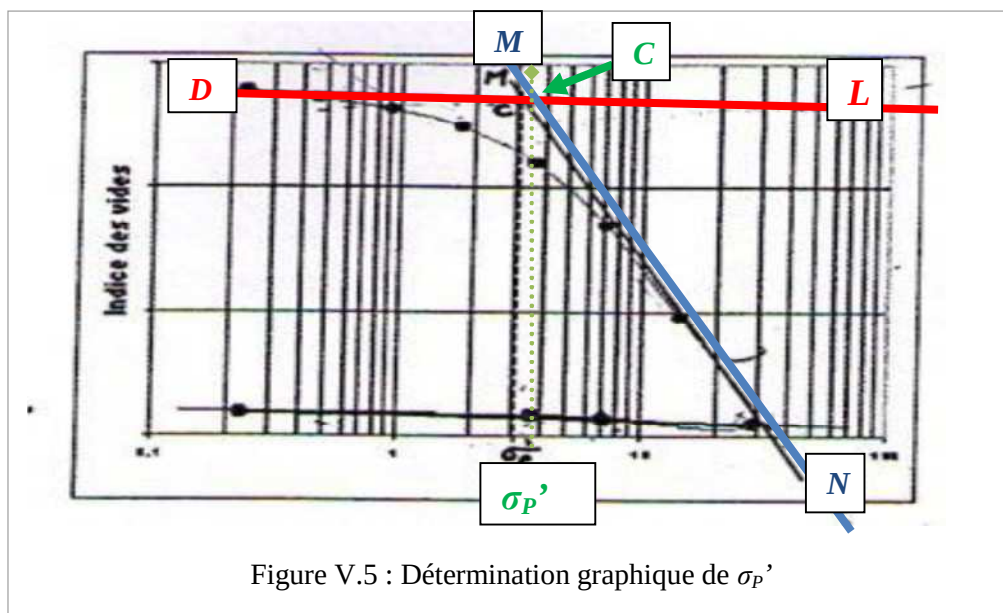


Figure V.5 : Détermination graphique de σ_p'

V.7.3.2. Indice de compression et de gonflement

a) Indice de compression

Par définition, l'indice de compression, noté C_c , est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \left. \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log} \sigma')} \right|_{MN} \dots\dots\dots (\text{V.7})$$

Tableau V.1 : Classification des sols suivant le coefficient de compressibilité (selon Terzaghi)		
$C_c < 0,02$	Sol incompressible	sable
$0,02 < C_c < 0,05$	Sol très peu compressible	
$0,05 < C_c < 0,1$	Sol peu compressible	
$0,1 < C_c < 0,2$	Sol moyennement compressible	Argile raide (kaolinite)
$0,2 < C_c < 0,3$	Sol assez fortement compressible	Argile moyenne
$0,3 < C_c < 0,4$	Sol très très compressible	
$C_c > 0,5$	Sol très extrêmement compressible	Argile molle (montmorillonite)

b) L'indice de gonflement

Est, par définition, la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure 3 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). Notée C_g , son expression est donnée par la relation :

$$C_g = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right|_{DL} \dots\dots\dots (V.8)$$

V.7.3.3. Contrainte de pré-consolidation

Les droites DL et MN de la figure 3 se coupent au point C . La contrainte (σ) correspondant au point C est appelée « Contrainte de Pré-consolidation » et notée σ_p' .

V.8. Présentation des essais

Les essais œdométriques sont réalisés dans les conditions de l'optimum.

- L'échantillon après essai

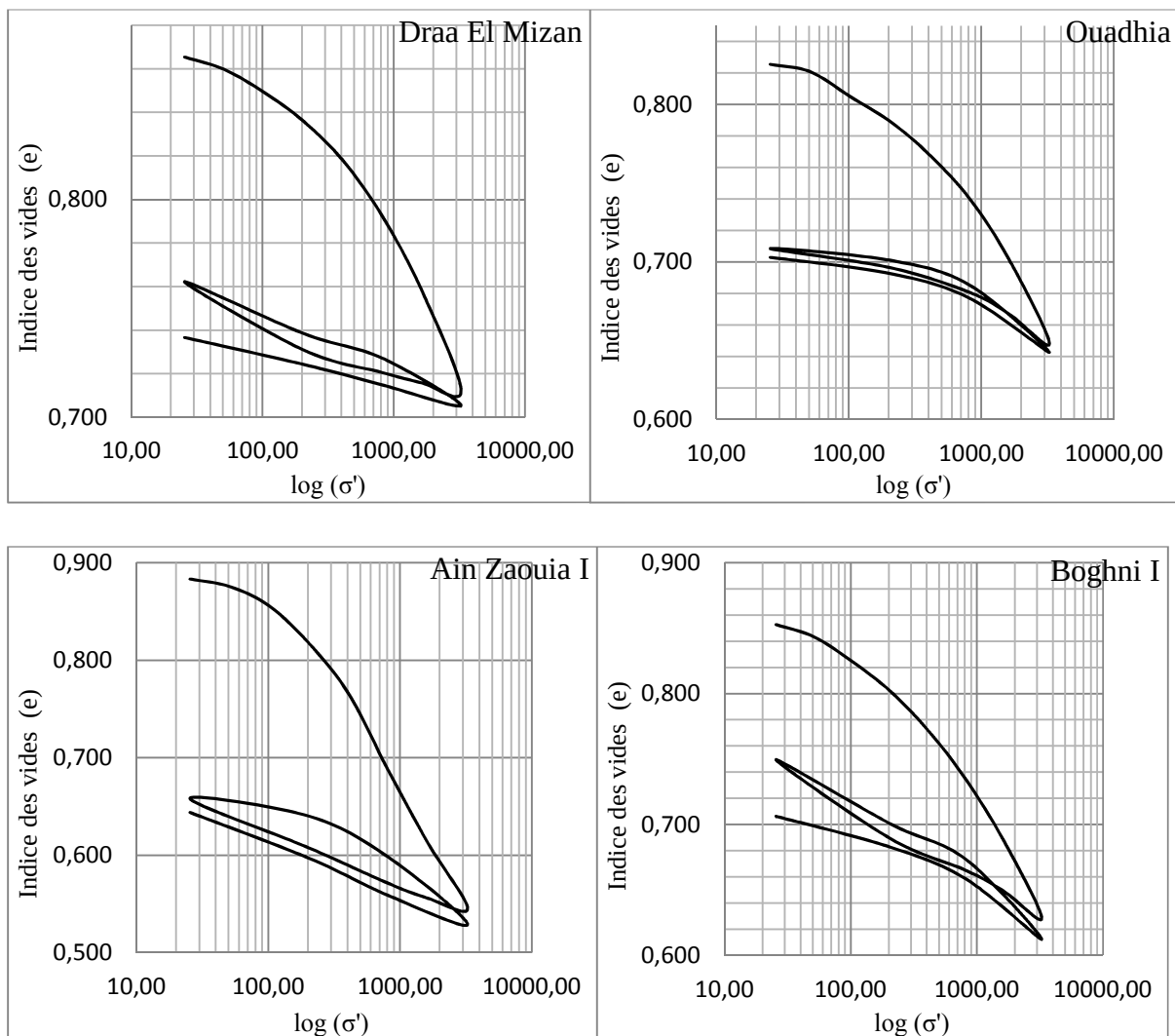


Figure V.6: Echantillon après essai.

- **Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de $\log(\sigma')$**

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité, il faut, en premier lieu calculer les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction de (Δh) (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants.

- **Les courbes de compressibilité**



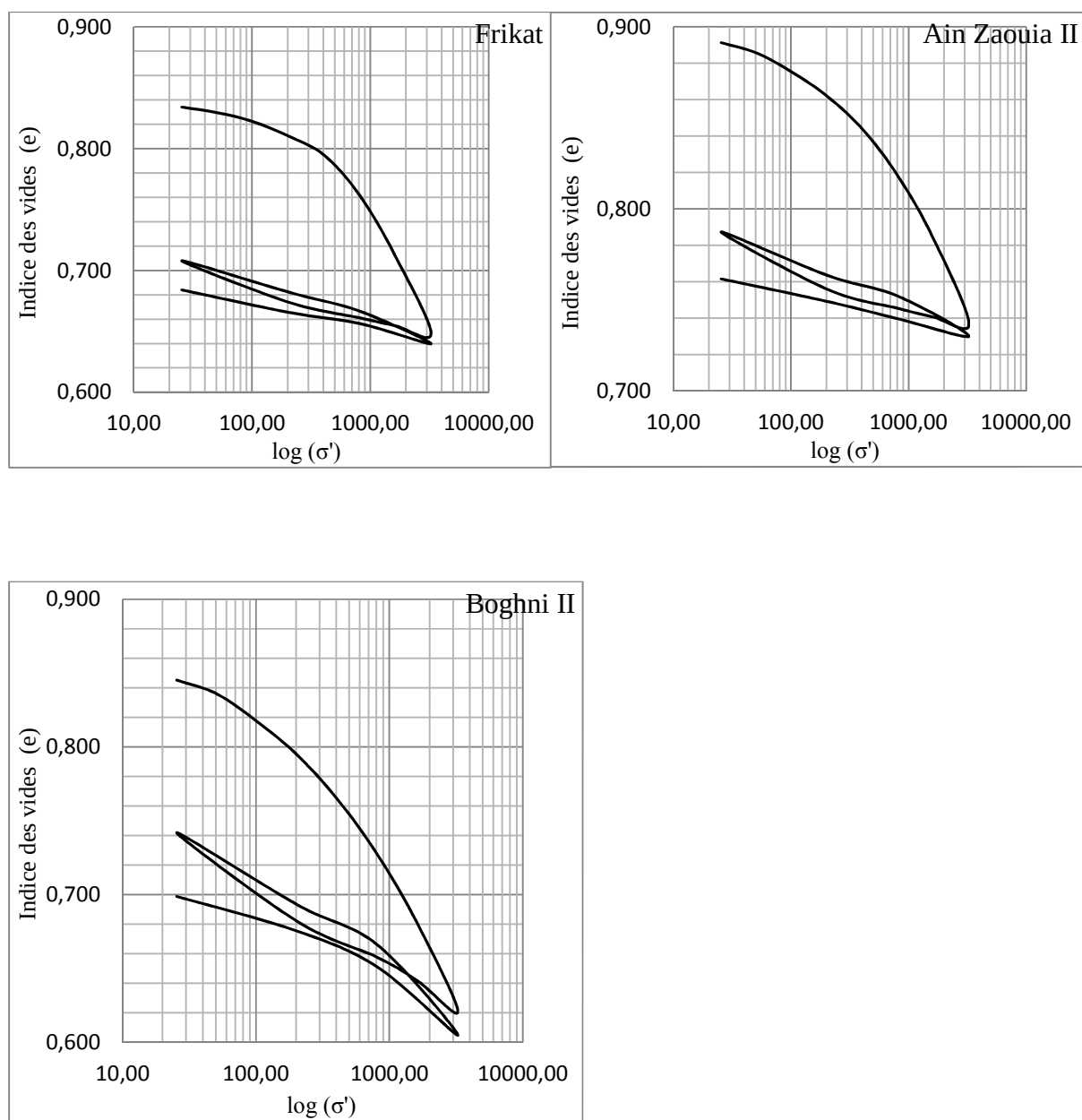


Figure V.7 : Les courbes de compressibilité pour les différents sites étudiés.

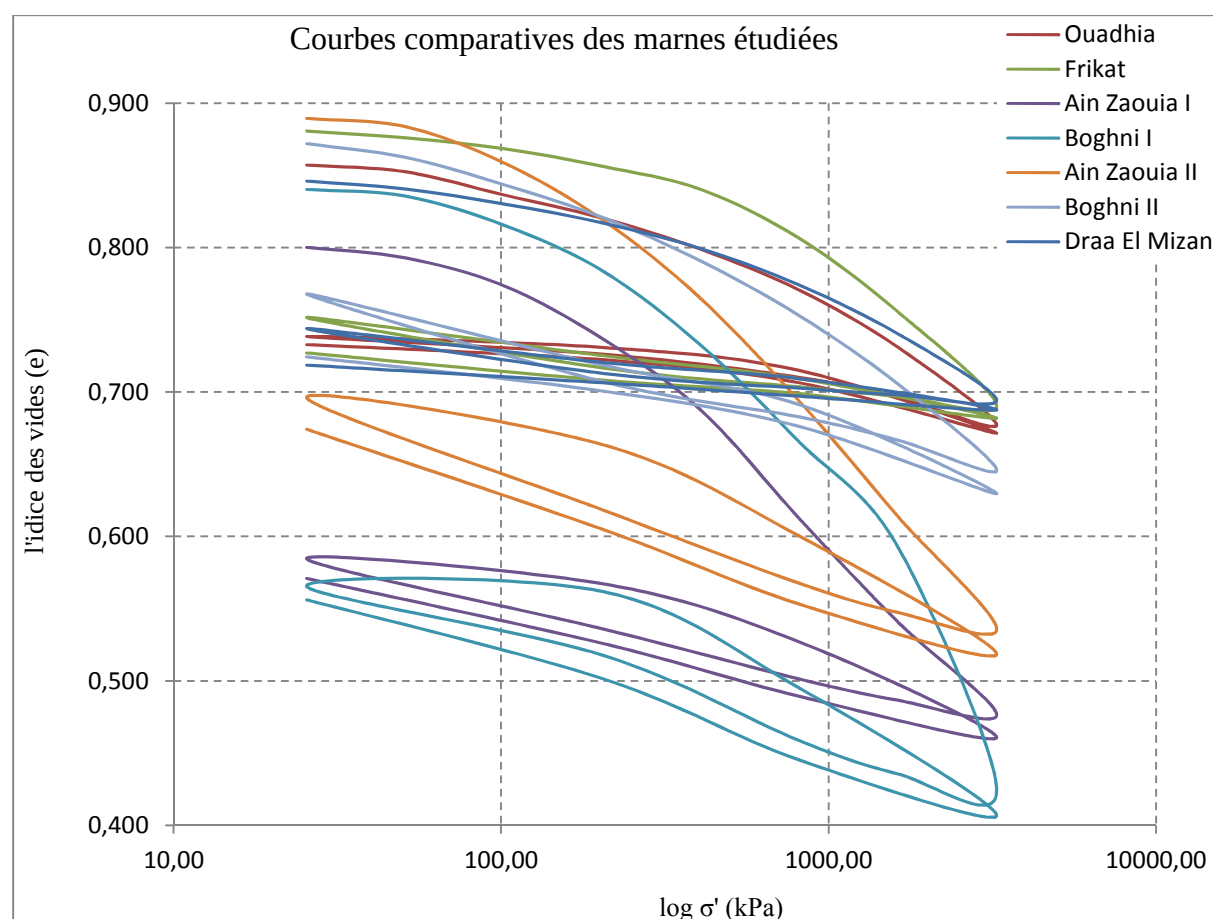
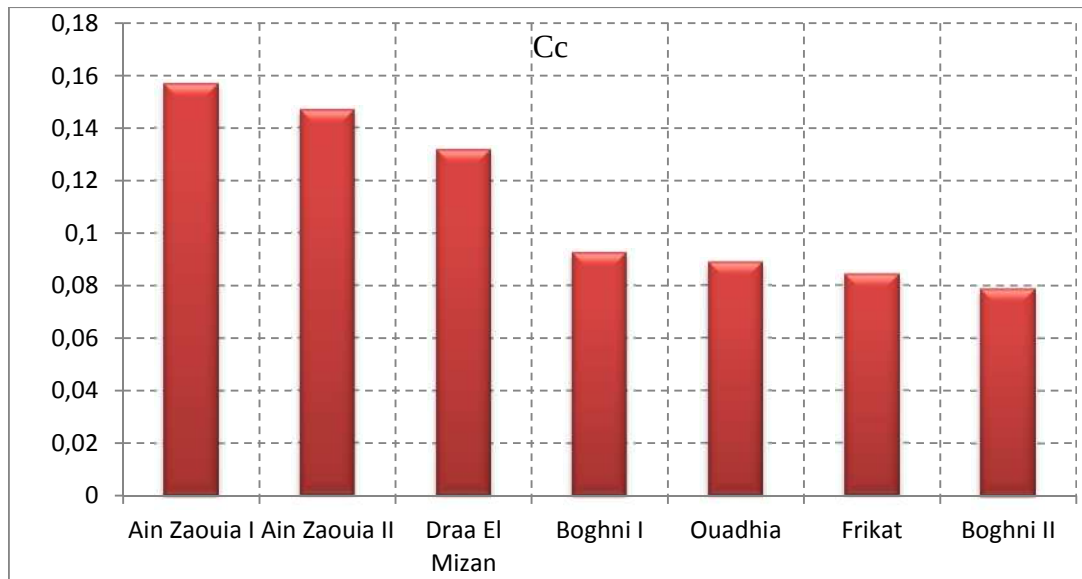
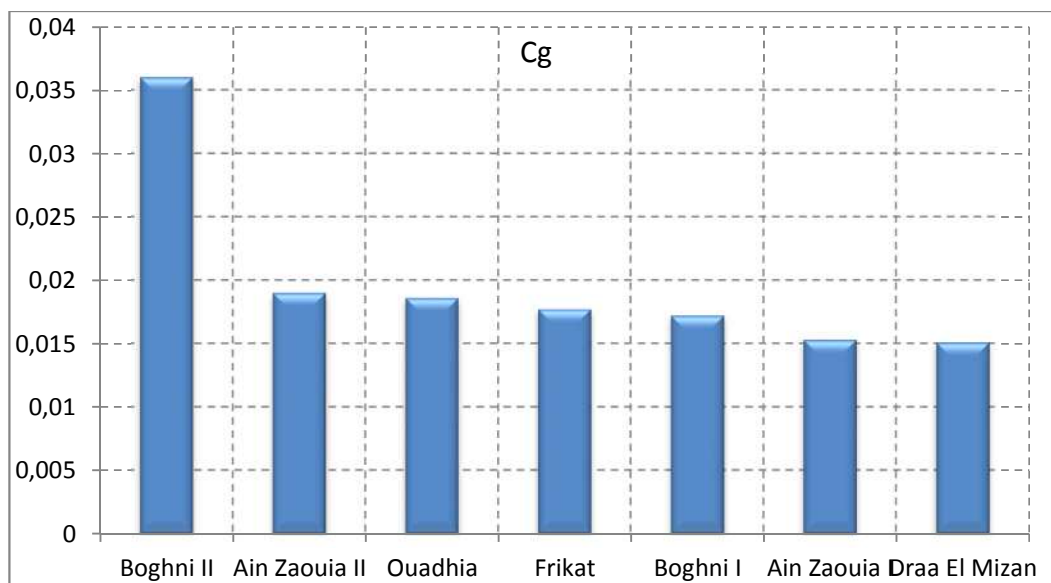


Figure V.8 : Comparaison entre les courbes œdométriques des différents sites étudiés.

Tableau V.2 : Résultats de l'œdomètre pour les septes sites.		
Sites	Cc	Cg
Draa El Mizan	0,1320	0,0151
Ouadhia	0,0890	0,0186
Ain Zaouia I	0,1570	0,0153
Boghni I	0,0926	0,0172
Frikat	0,0845	0,0177
Ain Zaouia II	0,1470	0,0190
Boghni II	0,0790	0,0360

Figure V.9 : Le coefficient de compressibilité C_c des marnes étudiéesFigure V.10 : Le coefficient de gonflement C_g des marnes étudiées

Interprétation des résultats

Les essais de compressibilité réalisés montrent que les marnes étudiées présentent des courbes décalées les unes des autres, notamment celles correspondantes aux sites de Draa El Mizan, Ain Zaouïa I et Ain Zaouïa II. On a veillé à ce que les échantillons soient compactés à la

même énergie de compactage, néanmoins les indices des vides initiaux (avant essai) présentent des valeurs très différentes.

Les cycles de chargement-déchargements appliqués, montrent que les marnes d'Ouadhia, Boghni I et Frikat sont légèrement influencées, les échantillons reprennent pratiquement les mêmes parcours en déchargement-rechargement. Tandis que les marnes issues de Draa El Mizan, Ain Zaouïa I, Ain Zaouïa II et Boghni II sont assez influencés, elles présentent des chemins de comportement différents au cours des cycles déchargement-rechargement.

Cependant, les résultats obtenus aux essais oedométriques (selon la classification de *Terzaghi*) montrent que les marnes issues de Draa El Mizan, Ain Zaouïa I et Ain Zaouïa II sont des sols moyennement compressibles. Tandis que les marnes de Ouadhia, Boghni I, Frikat et Boghni II sont peu compressibles.

Du point de vue gonflement, les valeurs du coefficient de gonflement obtenues pour les différents sites sont compris entre 0,01 et 0,04 ($0,01 < C_g < 0,04$), ceci permet de conclure que les matériaux étudiés sont peu gonflants. (*Sanglerat, 1981*).

Conclusion

Les essais œdométriques, réalisés sur des échantillons humidifiés à des teneurs en eau optimales, ont permis d'étudier leur compressibilité et leur gonflement ainsi que leur comportement sous plusieurs cycles de chargement-déchargement. Cependant, les matériaux étudiés sont peu à moyennement compressibles et peu gonflants.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le travail réalisé fait partie d'un projet global mené sur l'étude des marnes de la Grande Kabylie. Il a pour objectif principal leur caractérisation physique, chimique, minéralogique et mécanique. Ceci permet une étude comparative entre les marnes prélevées des différents sites. Dans ce mémoire nous nous sommes intéressés particulièrement aux marnes du Sud et de l'Ouest de la région, particulièrement, les marnes issues des sites : Draa El Mizan, Ouadhia, Ain Zaouïa I, Boghni I, Frikat, Ain Zaouïa II et Boghni II. Cependant, les résultats obtenus à l'issue des différents essais réalisés permettent de tirer les conclusions suivantes :

Essais d'identifications

- ✓ L'analyse minéralogique réalisée montre que les marnes étudiées comportent des mélanges de minéraux argileux (Kaolinite, Illite et Montmorillonite) à des proportions très variables en fonction des sites de leur prélèvement.
- ✓ La présence du quartz est remarquable surtout pour le site Ouadhia plus de 49% et Ain Zaouïa II plus de 32%.
- ✓ La teneur en matière organique est très faible pour toutes les marnes étudiées (0.99% à 1,83%).
- ✓ Les essais au bleu de méthylène ont montré que les valeurs les plus importantes sont constatées pour les marnes de Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Boghni I et Ain Zaouia II.
- ✓ L'analyse chimique a montré une présence de SO_4^{2-} dont la proportion est relativement plus importante dans la marne de Ouadhia ; avec des traces de Cl^- pour toutes les marnes étudiées.
- ✓ Les limites d'Atterberg (w_L , w_p et I_p) ne sont pas liées uniquement à la teneur en carbonate ($CaCO_3$) qui varie dans une plage importante allant de 14% à 57%. Ce dernier se présente en faibles proportions dans les marnes de Ouadhia, Ain Zaouïa I et Ain Zaouïa II.

Essais de compactage Proctor et de portance CBR

- ✓ Les marnes de Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Frikat, Ain Zaouia II et Boghni II, présentent une meilleure aptitude au compactage avec des densités de (1,96 ;1,83 ;1,97 ;1 ;98 et 2,07) à des teneurs en eau plus faibles.
- ✓ Par contre, les marnes de Ouadhia et Boghni I présentent une faible aptitude au compactage avec des densités de (1,71 et 1,63) à des teneurs en eau plus élevés.
- ✓ Les indices CBR après immersion obtenus pour les marnes étudiées sont très faibles, ainsi elles présentent une faible portance en présence d'eau. Cependant, les sites de Ouadhia, Ain Zaouïa I et Ain Zaouïa II présentent des portances plus faibles, ceci peut être dû au faible pourcentage qu'elles contiennent en CaCO_3 , sachant que la présence de ce paramètre est généralement signe de résistance.
- ✓ Les marnes étudiées sont peu gonflantes en présence d'eau. Néanmoins, le gonflement est plus apparent dans le cas des marnes de Ouadhia et Boghni I.

Essais de cisaillement direct à la boîte

- ✓ Les angles de frottement internes sont assez élevés ($21,37^\circ$ à $29,81^\circ$) pour les marnes (Draa El Mizan, Ain Zaouia I, Boghni I, Frikat et Boghni II). Tandis que les marnes de Ouadhia et Ain Zaouia II présentent des angles de frottement assez faibles ne dépassant pas $9,68$ degrés.
- ✓ Les cohésions obtenues par contre, montrent un écart important entre les différents sites. En effet, la cohésion la plus faible est enregistrée pour la marne de Boghni I (20,10 kPa), tandis qu'une cohésion largement supérieure est enregistrée pour la marne de Ouadhia (80,10 kPa).

Essais œdométriques

- ✓ Les résultats obtenus pour les différents sites montrent que les marnes issues de Draa El Mizan, Ain Zaouïa I et Ain Zaouïa II sont des sols moyennement compressibles. Tandis que les marnes de Ouadhia, Boghni I, Frikat et Boghni II sont peu compressibles.
- ✓ Les matériaux (les différentes marnes) étudiés sont peu gonflants.

En perspectives, nous pouvons dire que le travail réalisé peut contribuer à enrichir davantage les bases de données existantes concernant les marnes de la Grande Kabylie. Néanmoins, il faudra le compléter par d'autres essais à court et à long termes (essais

triaxiaux, effet des agents climatiques,...) et le reproduire sur le maximum de sites possible afin de balayer toute la région. Ceci permettra de mieux cerner le comportement de ces matériaux (marnes), et de passer à la modélisation numérique afin de tirer des conclusions plus significatives et plus générales.

- 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.
- Arabet L., (2010).** Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre. MEMOIRE DE MAGISTER. Université 20 Août 1955 de SKIKDA.
- Atterberg A., (1919).** Die plastizitat und Bindigkeit liefernden Bestandteile der Tone. Intern. Mitt. Fur Bodenkunde.
- Bahloul H et Djaned M., (1994).** Résistance résiduelle des marnes en relation avec la minéralogie. Géologie de l'ingénieur appliquée de l'Université .U.S.T.H.B de l'Algérie.
- Bakkari A., (2007).** Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis à des processus de séchage et d'humidification, thèse de doctorat, L'école Nationale Des Ponts et Chaussées.
- Bekkouche A, Djedid A et Aissa Mamoune S M., (2003).** Identification et Prévision du gonflement des sols expansifs, article de Département de Génie Civil, FSI, Université Aboubakr Belkaïd-Tlemcen, Algérie, pp 1-10.
- Benaissa A., (1993).** Elément de mécanique des sols. Office des publications Universitaires, de Ben-Aknoun (Alger).
- Berga A. (2003-2004).** Eléments de Mécanique des Sols. Centre Universitaire de Béchar.
- Berthaud Y, Buhan P, Schmitt N., (2008).** Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.
- Bouchez C., (2008).** Rapport de sédimentologie : étude des milieux de dépôts, L3 Sciences de la Terre et des Planètes, pp 2-8.
- Boudlal O., (2007).** Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, mémoire de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Boudlal O et Melbouci B., (2012).** Étude macroscopique du comportement des multicouches (argile-marne) de la Grande Kabylie (Algérie): étude expérimentale à l'appareil triaxial. European Journal of Environmental and Civil Engineering Vol. 16, No. 6, June 2012, 669–682.
- Boudlal O., (2013).** Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations, Thèse de Doctorat de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Bouزيد F., (1997).** Etude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : Bentonite, Mémoire de magister en génie civil. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène d'Alger.
- Bragg W L., (1913).** Explication des résultats expérimentaux de F & K [condition de diffraction].

- Brette A., (2002).** Cours de laboratoire partie 6 - les sols, Lycée Pierre Caraminot 19300 E
- Brochot S., (1993).** Érosion de badlands dans le système Durance-Etang de Berre, Cemagref-Agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse, Grenoble, 7 fascicules.gletons, B.T.S. Travaux Publics, pp 109-152, France.
- Buffalo M., (1989).** L'érosion des terres noires dans la région de Buech (Hautes-Alpes, France).Thèse de doctorat en géologie, Aix-Marseille **III**, 230 p.
- Callaud., (2004).** Cours de mécanique des sols, Tome I : propriétés des sols. Institut International d'Ingénieur de l'Eau et de l'Environnement, groupe EIER - ETSHER.
- Cordary D., (1994).** Mécanique des sols, Edition Lavoisier, Paris.
- Costet J et Sanglerat G., (1981).** Cours pratique de mécanique des sols, 1 plasticité et calcul des tassements, 3^{ème} Edition, Dunod, Janvier 1981.
- De Charpentier M., (1817).** Sur la géognosie des environs de Vic, NOTICE « Sur la position géognostique du terrain salifère des environs .de Wimpffen sur Le Necker, sur les sondages qu'on y a exécutés depuis 1817, et sur les salines qu'on y a établies », pp 256-266. France.
- Degoutte G et Royet P., (2009).** Aide-mémoire de mécanique des sols, publication de l'ENGREF, France, pp 15 à 18.
- Delage P et Cui Yu-Jun., (2008).** L'eau dans les sols non saturés. École nationale des ponts et chaussées (ENPC), Document c301, Technique de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Dunoyer de Segonzac G., (1969).** Les matériaux argileux dans la diagénèse, passage au métamorphisme, Mémoire du Service de la carte géologique d'Alsace et de Lorraine, n° 29.
- Durville J L et Héraud H., (1995).** Description des roches et des massifs rocheux. C352, traité Construction, nov. 1995.
- Dysli M., (1993).** Compléments aux cours photocopiés de technologie et de mécanique des sols. 3e édition. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Freissmuth H., (2002).** Influence de l'eau sur le comportement mécanique des roches argileuses, Thèse de doctorat, Ecole Des Mines De Paris.
- Habib P., (1997).** Génie géotechnique - Applications de la mécanique des sols et des roches, ELLIPSES, 222 p.
- Hammar D. et Mezini S. (1996).** Identification et caractérisation mécanique de la marne de Tizi-Ouzou : Application au Domaine Routier. Mémoire d'ingénieur d'état en Génie Civil.
- Jennings J E B & Burland J B., (1962).** Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils. Géotechnique, vol. 12, pp. 125-144.

Jean Guvot et Michel R., (1999).

LCPC., (1985) : Essais œdométriques, méthodes d'essais LPC n°13, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées, Paris, France.

LCPC., (1987). Essai de cisaillement à la boîte, méthode d'essai LPC n° 21, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées, Paris, France.

LCTP., Laboratoire centrale des travaux publics, de Tizi-Ouzou ; Essais d'identifications, Mécanique des sols.

LHCC., (2013). Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre de Tizi-Ouzou ; Analyses granulométriques par la sédimentométrie et chimiques.

LMBTP., (2010). Laboratoire des Matériaux du Bâtiment et Travaux Publics de Tizi-Ouzou; Fiche synthétique des travaux pratiques de mécanique des sols, Edition Module HLM32, 2009/2010.

LNBT., Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics D'HAÏTI. Les sols et leurs propriétés. Dossier 2.

Léreau J., (2006). Géotechnique 1, Cours-Chapitres 1, Institut National Des Sciences Appliquées De Toulouse, 2005-2006.

Magnan J P., (1991). Résistance au cisaillement, Dossier Techniques de l'Ingénieur, article C216, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp 8-15, Paris, France.

Magnan J P., (1997). Description, identification et classification des sols, Dossier Techniques de l'Ingénieur article C208, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp 2-15, Paris, France.

Magnan J P., (1999). L'eau dans le sol, Dossier Techniques de l'Ingénieur C212, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp 2-22, Paris, France.

Magnan J P., (2000). Déformabilité des sols, Tassements, Consolidation, Dossier Techniques de l'Ingénieur C 214, Laboratoire central des ponts et chaussées, pp 3-23, Paris, France.

Mehidi K., (1997) .Contribution à l'étude du comportement mécanique des marnes remaniées de Kabylie, Mémoire de magister de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Mellal F et Lamri B., (2010) .Etude du comportement physico-mécanique d'une marne argileuse traitée à la chaux éteinte. (Cas de l'autoroute Est-Ouest Tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana (Algérie)). Université Hassiba Ben Bouali De Chlef, Algérie, pp 574-583.

Merrien-Soukatchoff V., (2010 – 2011). Géotechnique, polycopie géotechnique. Ecole des Mines de Nancy.

Mohr O., (1914). Abhandlungen ans dem gebiet. Der Technischen Mechanik, 2.Anfl. Ernst. Sons., Berlin, S. 192-235.

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

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

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

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

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

Norme **AFNOR** analyse granulométrique par la sédimentométrie (**NF P - 057**).

Norme **AFNOR** valeur au bleu de méthylène (**NF P 94 - 068**).

Norme **AFNOR** teneur en carbonate (**NF P 94 - 048**).

Norme **AFNOR** teneur en matière organique (**NF P 94 - 047**).

Norme **AFNOR** teneur en sulfate **NF EN 1744 - 1 (P 18 - 660 - 1)** et (**NF P 18 - 011**).

Norme **AFNOR** chlorures solubles dans l'eau **NF EN 1744 - 1 (P 18 – 660 - 1)**.

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

Norme **AFNOR** C.B.R (**NF P 94 – 078**).

Norme **AFNOR** le cisaillement (**NF P 94-71 - 1**).

Norme **AFNOR** l'oedomètre (**NF P 94-90 - 1**).

Olson R E., (1974). Shearing strengths of kaolinite, illite and montmorillonite. J. Geotech. Eng. Div., GT11, pp. 1215-1229.

Pejon J et Le Roux et Guignard D., (1997). Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures, BELLETIN of the international Association of ENGINEERING GEOLOGY, Paris –N°55.

Pilot G Amar S et Le Roux A., (1969). Relation entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux Français. Bull. Liais. Labo. P et Ch. N°43 Janv-Fevr 1970, pp. 69-80.

Raymond D., (1976). Evolution sédimentaire et tectonique du nord-ouest de la Grande Kabylie (Algérie), au cours du cycle alpin. Univ. Pierre et Marie Curie. Thèse doctorat d'état, sciences naturelles. Paris, 156p.

Robert M, Veneau G, Abreu M M., (1987). Etudes microscopiques d'associations aluminium argiles ou fer-argiles, Micromorphologie des sols - soil Micromorphology, Proc. VII Int. Work. Meet. On Soil Micromorphology. N. Fedoroff and M. A. Courty, ed., France, A.F.E.S. 467- 474 (1987).

Robitaille V et Tremblay D., (1997). Mécanique des sols, théorie et pratique, Edition Modulo, 1997, Canada.

- Schlosser F., (1973).** Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols, aide-mémoire, laboratoire centrale des ponts et chaussées (LCPC), Paris, pp : 5-15.
- Schmidt V., (1965).** Faciès, diagenesis and reservoir properties in the Gigas beds (upper Jurassic) Northwestern Germany in Dolomitization and Limestone diagenesis, Soc.Econ. Pal. Miner, Spec. Publ., 13, pp124-168.
- Taylor R k et Smith TJ., (1986).** The engineering geology of clay minerals: swelling, shrinking and mudrock break down. Clay minerals, pp. 235-260.
- Techouani Nana J M (1999).** (Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols). Institut Internationl d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.
- Terzaghi K., (1926).** The mechanics of adsorption and of the smelling of gels. Colloid symposium monograph, pp. 58-78, New York: Chemical Catalog Co.
- Terzaghi K et Peck R B., (1948).** Soil mechanics in engineering practice. Wiley (New York).
- Xiang-Ling LI., (1999).** Comportement Hydromécanique des Sols Fins: de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de Doctorat en Sciences Appliquées, Université de Liège.