

REPUBLICQUE 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 RECHERCHE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement

THEME

*Caractérisation mécanique et minéralogique des
marnes de la Grande Kabylie
(Application aux marnes du centre)*

Présentée par :

M^{elle} KICHI Hafidha

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 DJEMAI Mohammed	Maître de conférences à l'UMMTO	Examineur.
Mr HAMZA Ali	Maître de conférences à l'UMMTO	Examineur.
M^{me} AIT BACHIR Samia	Maître assistante à l'UMMTO	Invitée.

Promotion : 2013/2014

Remerciements

Au premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant.

En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs Années d'études.

Mes remerciements les plus sincères pour mon promoteur Mr BOUDLAL Omar qui a encadré ce travail de Master II et m'a fait bénéficier à la fois de ses immenses compétences scientifiques et de sa grande disponibilité. Qui m'a beaucoup appris avec lui.

Un remerciement très spécial pour Mr BOUKHERROUB M^{ed} Ameziane responsable du laboratoire pédagogique de MDS du département de génie civil, qui était derrière moi et qui a mis à ma disposition tout les moyens nécessaires pendant les mois passés au laboratoire.

Je tiens également à remercier Mr MELBOUCI Bachir, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (U.M.M.T.O), qui m'a honoré d'avoir accepté de présider le jury de soutenance du présent mémoire.

J'adresse mes plus vifs remerciements aux Professeurs Mr DJEMAI Mohammed, Maître de Conférence à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et Mr HAMZA Ali, Maître de Conférence à (l'U.M.M.T.O) d'avoir accepté de juger mon travail.

Je souhaite remercier chaleureusement M^{me} AIT BACHIR Samia, Maître Assistante à (l'U.M.M.T.O) du département de génie civil, pour son soutien et son aide dans la partie minéralogique, pour ses conseils avisés et d'avoir accepté de juger mon travail.

Mes profonds remerciements sont adressés sans doute à Mr SAHRAOUI Amar, directeur du Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre (L.H.C.C) de Tizi-Ouzou et Mr NAJAYE, directeur du Laboratoire des Matériaux du Bâtiments et Travaux Publics (L.M.B.T.P) de Tizi-Ouzou et les techniciens du Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) de Tizi-Ouzou, pour leur conseils et les moyens qu'ils ont mis à notre disposition pour pouvoir réaliser ce travail et qui m'ont permis de faire une partie de mes essais aux niveaux de leurs laboratoire.

Enfin, mes remerciements vont particulièrement à LACHEBI Kamel et AMEL membres du laboratoire LGEA de m'avoir aussi qui m'ont aidé à effectuer certains essais expérimentales.

Dédicace

Je dédie ce lapidaire travail :

 *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, mon père et mes deux frères qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

 *A mes très chères sœurs*

 *A ma famille sans exception et mes proches*

 *A mes copines proches « Samiha, Souhila et yasmina »*

 *A mon copain « Mohand »*

 *A tous mes amis (es)...*

 *A tous les étudiants (es) de ma promotion.*

Kichi Hafidha

Liste des principales notations et indices

- W : Teneur en eau naturelle ;
 W_l : Teneur en limite de 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 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 solides ;
 ρ_h : Masse volumique humide ;
 ρ_d : Masse volumique sèche ;
 ρ' : Masse volumique déjaugé ;

ρ_{sat} : Masse volumique 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'air ;
 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 de bleu permettant la saturation par adsorption ;
 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 organiques ;
 $W_{SO_4^-}$: Teneur en sulfates ;
 W_{Cl} : Teneur en chlore ;
 W_{opt} : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;
 $\rho_{d\ opt}$: Masse volumique optimale ;

G : Gonflement linière relatif ;

I_{CBR} : 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 (tangentielle);

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

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

σ : Contrainte normale totale;

σ' : Contrainte normale effective ;

ε : Déformation relative linéique ;

C' : Cohésion effective;

φ' : Angle de frottement interne effectif;

C_u : Cohésion apparente ;

φ_u : Angle de frottement apparent ;

H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon ;

H : Hauteur de l'échantillon au moment considéré ;

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

m_v : Coefficient de compressibilité ;

$E_{\text{œd}}$: Module œdométrique ;

C_c : Indice de compression ;

C_g, C_s : Indice de gonflement ;

C_r : Indice de ré-compression ;

σ_p' : Pression de pré-consolidation ;

σ'_c : Pression de consolidation.

Liste des figures

Chapitre I

- Figure I. 1 : Schéma simplifié des trois phases du sol.
- Figure I. 2 : Schéma simplifié des trois phases du sol avec des paramètres dimensionnels.
- Figure I. 3 : Limites d'Atterberg – (NF P 94-051).
- Figure I. 4 : Etats de consistance d'un sol. ((Berga, 2003).
- Figure I. 5 : États d'un sol en fonction de sa teneur en eau (Merrien-soukatchoff.V, 2010 – 2011).
- Figure I. 6 : Courbes Proctor.
- Figure I. 7 : Abaque de plasticité de Casagrande (Dysli, 1997).
- Figure I. 8 : Schéma de principe du phénomène de consolidation (Magnan, 2000).
- Figure I. 9 : Fissure sur les murs et Fissures diagonales (Derriche Z et al.2002).
- Figure I. 10 : Risque à prendre en compte lors de la construction (Freeah 2006).
- Figure I. 11 : Cisaillement au niveau des nœuds (Derriche Z et al.2002).
- Figure I. 12 : Dégradation des routes et des chaussées d'après (Freeah, 2006 et Jennings, 1962).
- Figure I. 13 : Un écoulement marneux-Draix de 700 à 800 g/l, (Antoine et al. 13 août 1993).
- Figure I. 14 : La marne bleue.
- Figure I. 15 : Marnes noires (grise souris)-l'Oxfordien.
- Figure I. 16 : Marne gréseuse vin Trias – Neffies.
- Figure I. 17 : La marne grise de M'douha.
- Figure I. 18 : Schéma de la particule de kaolinite.
- Figure I. 19 : Schéma de la particule de montmorillonite.
- Figure I. 20 : Schéma de la particule d'illite.
- Figure I. 21 : Abaque de plasticité de Casagrande et position des minéraux argileux les plus connus.

Chapitre II

Figure II. 1 : Les sites de prélèvement de la marne de Tizi-Ouzou.

Figure II. 2 : Altération de la marne sur les sites.

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

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

Figure II. 5 : Matériel d'essai de l'immersion dans l'eau.

Figure II. 6 : Matériel d'essai du poids volumique du sol sec.

Figure II. 7 : Loi de Stokes.

Figure II. 8 : densimètre.

Figure II. 9 : Matériel d'essai d'Analyse granulométrique par sédimentométrie.

Figure II. 10 : Analyse granulométrique par sédimentation site (1).

Figure II. 11 : Analyse granulométrique par sédimentation site (2).

Figure II. 12 : Analyse granulométrique par sédimentation site (3).

Figure II. 13 : Analyse granulométrique par sédimentation site (4).

Figure II. 14 : Analyse granulométrique par sédimentation site (5).

Figure II. 15 : Analyse granulométrique par sédimentation pour les cinq sites.

Figure II. 16 : Coupelle de Casagrande.

Figure II. 17 : Détermination de la limite de liquidité.

Figure II. 18 : Courbe des limites de liquidité site(1).

Figure II. 19 : Courbe des limites de liquidité site (2).

Figure II. 20 : Courbe des limites de liquidité site (3).

Figure II. 21 : Courbe des limites de liquidité site (4).

Figure II. 22 : Courbe des limites de liquidité site (5).

Figure II. 23 : Courbe comparative entre les différents sites.

Figure II. 24 : Etape de la limite de plasticité.

Figure II. 25 : Matériel d'essai au bleu de méthylène – *Essai à la tâche*.

Figure II. 26 : Résultats de l'essai à la tâche.

Figure II. 27 : Appareille de détermination de CaCO_3 .

Figure II. 28 : Principaux étapes de la méthode de calcimètre.

Figure II. 29 : Détermination de la teneur pondérale en matières organiques.

Figure II. 30 : Détermination des sulfates solubles dans l'acide.

Figure II. 31 : Détermination des chlorures solubles dans l'eau.

Figure II. 32 : Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, (Mitchell, 1979).

Figure II. 33 : Structure des feuillets TO, d'après Mitchell, 1979.

Figure II. 34 : Structure des feuillets TOT, d'après Mitchell, 1979.

Figure II. 35 : Schéma d'un diffractomètre.

Figure II. 36 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

Figure II. 37 : Diffractogramme des marnes du site M'douha.

Figure II. 38 : Diffractogramme des marnes du site Krim-Belkacem.

Figure II. 39 : Diffractogramme des marnes du site Boukhalfa.

Figure II. 40 : Diffractogramme des marnes du site Les Chaabenes.

Figure II. 41 : Diffractogramme des marnes du site Habitat.

Chapitre III

Figure III. 1 : Objectifs du compactage.

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

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

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

Figure III. 5 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (1).

Figure III. 6 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (2).

Figure III. 7 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (3).

Figure III. 8 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (4).

Figure III. 9 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (5).

Figure III. 10 : Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Figure III. 11 : Appareille C.B.R.

Figure III. 12 : Essai CBR, imbibition et gonflement par immersion.

Figure III. 13 : Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

Figure III. 14 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Figure III. 15 : Presse CBR.

Figure III. 16 : Empreinte du poinçonnement.

Figure III. 17 : Effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement pour chaque site.

Figure III. 18 : Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Chapitre IV

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

Figure IV. 2 : Droite intrinsèque.

Figure IV. 3 : Modèle rhéologique de sol saturé.

Figure IV. 4 : Principe de l'essai de cisaillement.

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

Figure IV. 6 : Anneau (60*60).

Figure IV. 7 : Remplissage et compactage.

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

Figure IV. 9 : Différentes boîtes de cisaillement.

Figure IV. 10 : Echantillons après cisaillement.

Figure IV. 11 : Courbe de contraintes - déformations.

Figure IV. 12 : Courbes de variation de volume.

Figure IV. 13 : Droites intrinsèques pour les différents sites étudiés.

Figure IV. 14 : Comparaison entre les droites intrinsèques des différents sites étudiés.

Chapitre V

Figure V. 1 : Courbe œdométrique (Magnan, 2000).

Figure V. 2 : Appareillage œdométrique utilisé.

Figure V. 3 : Préparation de l'échantillon.

Figure V. 4 : Détermination graphique de σ_p' .

Figure V. 5 : Echantillon après essai.

Figure V. 6 : Les courbes de compressibilité pour les différents sites étudiés.

Figure V. 7 : Comparaison entre les courbes œdométriques des différents sites étudiés.

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1 : Degré de plasticité des sols.

Tableau I. 2 : La description des sols en fonction de leur teneur en CaCO_3 .

Tableau I. 3 : Classification LCPC des sols grenus d'après (Léreau, 2006).

Tableau I. 4 : Quelques valeurs indicatives d'après (Boeck cité par Filliat).

Tableau I. 5 : Limites d'Atterberg pour les minéraux argileux, d'après (Cornell, 1951).

Tableau I. 6 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.

Chapitre II

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

Tableau II. 2 : Masse volumique des grains solides.

Tableau II. 3 : masse volumique humide.

Tableau II. 4 : Classification les masses volumiques sec.

Tableau II. 5 : Masse volumique du sol sec.

Tableau II. 6 : Indice des vides pour les 5 sites.

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

Tableau II. 8 : Degré de saturation pour les 5 sites.

Tableau II. 9 : Site M'douha.

Tableau II. 10 : Site Krim-Belkacem.

Tableau II. 11: Site Boukhalfa.

Tableau II. 12 : Site Les Chaabenes.

Tableau II. 13 : Site Habitat.

Tableau II. 14 : Détermination de la limite de liquidité site (1).

Tableau II. 15 : Détermination de la limite de liquidité site (2).

Tableau II. 16 : Détermination de la limite de liquidité site (3).

Tableau II. 17 : Détermination de la limite de liquidité site (4).

Tableau II. 18 : Détermination de la limite de liquidité site (5).

Tableau II. 19 : Détermination des limites de liquidité moyennes des (5) sites.

Tableau II. 20 : Détermination de la limite de plasticité des (5) sites.

Tableau II. 21 : Classification selon l'indice de plasticité.

Tableau II. 22 : L'indice de plasticité pour les (5) sites.

- Tableau II. 23 : Etat de consistance référentielle d'un sol.
- Tableau II. 24 : L'indice de consistance pour les 5 sites.
- Tableau II. 25 : Désignation du sol en fonction de son VBS.
- Tableau II. 26 : Résultats des valeurs au bleu de méthylène.
- Tableau II. 27 : La description des sols en fonction de leur teneur en CaCO_3 .
- Tableau II. 28 : Résultats de la teneur en carbonate de calcium.
- Tableau II. 29 : Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.
- Tableau II. 30 : Résultats des matières organiques.
- Tableau II. 31 : Définition des classes d'agressivité des sols en fonction de la teneur en SO_4^- .
- Tableau II. 32 : Les résultats d'agressivité des sols en fonction (%) de SO_4^- .
- Tableau II. 33 : Résultats des chlorures.
- Tableau II. 34 : Résultats finales pour les caractéristiques physiques.
- Tableau II. 35 : Surface spécifique des principaux constituants argileux d'après Jean Jacques Guvot, Michel Robert.
- Tableau II. 36 : Famille de la KAOLINITE
- Tableau II. 37 : Famille de l'ILLITE.
- Tableau II. 38 : Famille de SMECTITES.
- Tableau II. 39 : Famille de la CHLORITE.
- Tableau II. 40 : Résultats des diffractogrammes pour les cinq sites.

Chapitre III

- Tableau III. 1 : Résultats de l'essai Proctor site (1).
- Tableau III. 2 : Résultats de l'essai Proctor site (2).
- Tableau III. 3 : Résultats de l'essai Proctor site (3).
- Tableau III. 4 : Résultats de l'essai Proctor site (4).
- Tableau III. 5 : Résultats de l'essai Proctor site (5).
- Tableau III. 6 : Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 5 sites.
- Tableau III. 7 : Résultats du gonflement aux essais CBR.
- Tableau III. 8 : Résultats de l'essai CBR après immersion.

Chapitre IV

- Tableau IV. 1 : Caractéristiques mécaniques au cisaillement direct à la boîte.

Chapitre V

- Tableau V. 1 : Résultats de l'odomètre pour les cinq sites.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Liste des principales notations et indices

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les sols	3
Introduction.....	3
I.1. Origine des sols.....	3
I.1.1 Les mécanismes de la météorisation.....	3
I.1.2 Transport et dépôts.....	4
I.2. Propriétés physiques des sols.....	4
I.2.1 Définition des sols.....	4
I.2.2 Eléments constitutifs d'un sol.....	4
I.2.2.1 Phase solide.....	5
I.2.2.2 Phase liquide.....	5
I.2.2.3 Phase gazeuse.....	5
I.3. Caractéristiques physiques des sols.....	5
I.3.1 Description.....	5
I.3.2 Les relations entre les paramètres physiques.....	7
I.3.3 Propriétés colloïdales des sols fins.....	7
I.3.4 Un autre essai caractérise l'argilosité des sols.....	9
I.3.4.1 La valeur de bleu de méthylène du sol (VBS).....	9
I.3.4.2 Teneur en carbonate CaCO_3	9
I.3.4.3 Teneur en matière organique.....	10
I.3.4.3.1 Méthode classique.....	10
I.3.4.3.2 Méthode thermique.....	10
I.4. Conclusions.....	10
I.5. Compactage des sols.....	11
I.6. Classifications des sols.....	12
I.6.1 Classification des sols grenus.....	12
I.6.2 Classification des sols fins.....	13
I.7. Caractéristiques mécaniques des sols.....	15
I.7.1 Comportement des sols saturés.....	15
I.7.2 Comportement mécanique des sols.....	16

I.8.	Tassement.	17
I.8.1	Composantes du tassement.	17
I.9.	Compressibilité.	18
I.10.	Consolidation.	18
I.11.	Les désordres dans les sols.	19
I.12.	Dégradations des sols marneux.	21
I.13.	Généralités sur le matériau marne.	21
I.13.1	Les roches sédimentaires.	21
I.13.2	Définition de la marne.	21
I.13.3	Les différents types de marnes.	22
I.13.3.1	La couleur.	22
I.13.3.2	Les constituants remarquables.	22
I.13.3.3	L'intérêt stratigraphique et paléontologique.	22
I.13.4	Genèse des marnes.	22
I.13.4.1	Diagenèse des carbonates.	23
I.13.4.2	Diagenèse des minéraux argileux.	23
I.13.5	Caractéristiques des marnes.	23
I.13.6	Quelques types de marnes.	23
I.13.7	L'altération des marnes.	24
I.14.	Les argiles.	25
I.14.1	Structure des argiles.	26
I.14.2	Les minéraux argileux.	26
I.14.3	Famille minéralogique.	26
I.14.3.1	Classification.	26
I.14.4	Identification des minéraux argileux dans un sol.	28
I.14.4.1	Diffraction des rayons X.	28
I.14.4.2	Analyse différentielle thermique.	28
I.14.4.3	Microscopie électronique.	28
I.14.4.4	Méthode de Casagrande.	28
	Conclusion.	29
 Chapitre II : Essais d'identification.		30
	Introduction.	30
II.1.	Etude géologique.	30
II.2.	Les matériaux utilisés.	30
II.3.	Caractéristiques physiques et minéralogiques.	32
II.3.1	Caractéristiques physiques.	32
II.3.1.1	Teneur en eau naturelle W % (NF P 94 – 050) – Méthode par étuvage.	32
II.3.1.2	Masse volumique des sols.	33
II.3.1.2.1	Masse volumique des grains solides des sols ρ_s selon (NF P 94 – 054) – Méthode au pycnomètre.	33

II.3.1.2.2	Masse volumique humide de sol ρ_h (NF P 94 - 053) – Méthode de l’immersion dans l’eau.....	34
II.3.1.2.3	Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064).....	35
II.3.1.3	Indice des vides et Degré de saturation.	35
II.3.1.3.1	Indice des vides e.....	35
II.3.1.3.2	Degré de saturation Sr (%).	36
II.3.1.4	Analyse granulométrique par sédimentométrie.....	37
II.3.1.4.1	Qu’est-ce que la sédimentométrie - (NF P 94 – 057) ?	37.
II.3.1.4.2	Pourquoi la sédimentométrie ?	37
II.3.1.5	Limites d’Atterberg (NF P 94 – 051).	42
II.3.1.5.1	Qu’est-ce que les limites d’Atterberg ?	42
II.3.1.5.2	Pourquoi déterminer les limites d’Atterberg.	42
II.3.1.5.3	Détermination de la limite de liquidité Wl	42
II.3.1.5.4	Détermination de la limite de plasticité Wp.	46
II.3.1.5.5	L’indice de plasticité Ip.	47
II.3.1.5.6	L’indice de consistance Ic.	48
II.3.1.6	Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche.	49
II.3.1.7	Teneur en carbonate de calcium CaCO ₃ (NF P 94 – 048) – <i>Méthode du calcimètre</i> . 51	
II.3.1.7.1	Principe de l’essai.....	51
II.3.1.7.2	Mode opératoire.....	51
II.3.1.8	Teneur en matières organiques - (NF P 94-047) - <i>Méthode par calcination</i>	52
II.3.1.9	Autres analyses chimiques.....	53
II.3.1.9.1	Sulfates solubles dans l’acide - selon la norme NF EN 1744-1(P 18-660-1).....	53
II.3.1.9.2	Chlorures solubles dans l’eau NF EN 1744-1(P 18-660-1).....	55
II.3.2.	Analyse minéralogique.	57
II.3.2.1	Rappels théoriques sur les Argiles.....	57
II.3.2.1.1	Interactions physico-chimiques entre l’eau et l’argile	57
II.3.2.1.2	Aspects structuraux et composition.	58
II.3.2.2	Méthode d’étude des argiles.	60
II.3.2.3	Analyse par diffraction des rayons X.	61
II.3.2.4	Principe de la méthode.....	62
II.3.2.5	Techniques d’analyse.	63
II.3.2.6	Préparation des échantillons.	63
II.3.2.7	Diagramme normal.	64
	Conclusion.....	67

Chapitre III : Compactage et portance des marnes étudiées. 67

	Introduction.....	67
III.1.	Les principes de base du compactage.	68
III.2.	Essai Proctor.....	68
III.1.1	Essai Proctor normale (NF P 94 – 093).....	69
III.1.1.1	But de l’essai.....	69
III.1.1.2	Principe de l’essai.....	69

II.1.1.3	Matériel utilisé.....	69
III.1.1.4	Expression des résultats.....	69
III.1.2.	Essai de portance californien - Essai C.B.R (NF P 94 – 078).....	75
III.1.2.1	Définition de l'essai C.B.R.....	75
III.1.2.2	But de l'essai.....	75
III.1.2.3	Principe de l'essai.....	75
III.1.2.4	Mode opératoire de l'essai.....	76
III.1.2.5	Appareillage.....	76
III.1.2.5.1	Matériel et déroulement de la confection des éprouvettes.....	76
III.1.2.5.2	Matériel et exécution du poinçonnement.....	77
	Conclusion.....	81
Chapitre IV : Essais de cisaillement direct à la boîte.....		82
	Introduction.....	82
IV.1.	Notion de résistance au cisaillement (LCPC - 1987).....	82
IV.2.	But de l'essai.....	83
IV.3.	Paramètres C et φ pour différents sols et différents types d'essais.....	84
IV.3.1	Sols pulvérulents.....	84
IV.3.2	Sols cohérents.....	84
IV.3.2.1	Type non consolidé – non drainé (essai UU).....	85
IV.3.2.2	Type consolidé – non drainé (essai CU).....	85
IV.3.2.3	Type consolidé – drainé (essai CD).....	85
IV.4.	Principe de la méthode.....	86
IV.5.	Appareillage.....	87
IV.6.	Mode opératoire.....	88
IV.7.	Déroulement de l'essai.....	89
IV.8.	Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement.....	89
IV.8.1.	Avantages.....	89
IV.8.2.	Inconvénients.....	89
IV.9.	Exécution de l'essai.....	89
IV.9.1.	Expression des résultats.....	90
IV.9.2.	Présentation des résultats.....	90
IV.9.2.1	Les courbes contraintes déformations $\tau = f(\epsilon_h)$	91
IV.9.2.2	Les courbes de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$	92
IV.9.2.3	Les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$	93
	Conclusion.....	96

Chapitre V : Essais de compressibilité à l'œdomètre	97
Introduction.....	97
V.1. Définitions.....	97
V.1.1 Compressibilité.....	97
V.1.2 Consolidation.....	97
V.1.3 Tassement.....	97
V.1.4 Oedomètre.....	97
V.1.5 Courbe oedométrique.....	98
V.2. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité.....	98
V.2.1 Sol sur-consolidé $\sigma'_p > \sigma_0$	98
V.2.2 Sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma_0$	98
V.2.3 Sol sous consolidé $\sigma'_p < \sigma_0$	98
V.3. But de l'essai.....	99
V.4. Principe de l'essai.....	99
V.5. Appareillage.....	99
V.6. Mode opératoire.....	100
V.6.1 Préparation de l'éprouvette d'essai.....	100
V.6.2 Déroulement de l'essai.....	101
V.7. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre.....	101
V.7.1 L'indice des vides.....	101
V.7.2 Paramètres d'identification.....	102
V.7.3 Caractéristiques de compressibilité.....	102
V.7.3.1 Courbe de compressibilité.....	102
V.7.3.2 Indice de compression et de gonflement.....	103
V.7.3.2.1 Indice de compression.....	103
V.7.3.2.2 Indice de gonflement.....	103
V.8. Présentation des essais.....	104
V.8.1 L'échantillon après essai.....	104
V.8.2 Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de $\log(\sigma')$	104
V.8.3 Les courbes de compressibilité.....	105
Conclusion.....	107
Conclusions et perspectives	108
Bibliographique.....	110
ANNEXE I : Essais d'identifications.	
ANNEXE II : Essais Proctor normal et modifié.	
ANNEXE III : Essais de cisaillement direct à la boîte.	
ANNEXE IV : Essais oedométriques.	

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. Ce qui 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 de Tizi-Ouzou prélevées de cinq sites différents plus ou moins proches (Krim Belkacem, Habitat, Les Chaabenes, M'douha et Boukhalfa) 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 leur composition 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 à long terme 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 est le dernier chapitre, 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 compressibilité C_c et de gonflement C_g .

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

Chapitre I

Généralités sur les sols

Introduction

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

Dans ce chapitre sont présentés les sols fins en général, la définition des sols et leurs origines, leurs caractéristiques, leur classification et leur comportement, l'eau dans le sol et son influence sur les sols fins et les sols étudiés dans cette recherche et plus particulièrement sur les marnes.

I.1. Origine des sols

L'étude de la provenance des sols appartient à la géodynamique externe, un domaine de la géologie qui traite des processus de modification du relief des continents et des fonds océaniques. Du point de vue de la géologie, la formation des roches sédimentaires n'est qu'une des étapes menant à la formation des sols. Elle est associée à deux phases d'érosion : la météorisation de la roche superficielle et le transport des débris, (*Robitaille et Tremblay, 1997*).

I.1.1 Les mécanismes de la météorisation

La météorisation comprend deux processus :

- Un processus mécanique de désagrégation physique de la roche,
- Un processus chimique d'altération de la roche.

Les mécanismes de désagrégation physique ne modifient pas la structure des minéraux ; ils fragmentent les roches en une quantité de débris plus petits. Au contraire, les mécanismes d'altération chimique modifient et parfois même détruisent la structure minérale des roches.

I.1.2 Transport et dépôts

Comme nous venons de le voir, les débris minéraux résultant de la désagrégation physique de la roche et les produits de l'altération chimique peuvent évoluer sur le site même de la météorisation pour former des horizons distincts. Le plus souvent, les débris solides et les produits d'altération en solution sont emportés par les agents de transports (le vent, le ruissellement, les courants marins et glaciers) et se déposent dans des bassins de sédimentation. L'agent de transport et les mécanismes de dépôt déterminent toutes les caractéristiques et propriétés des dépôts de sol.

❖ **Les principaux types de dépôts sont :**

- ✓ Les dépôts alluvionnaires ;
- ✓ Les dépôts lacustres ;
- ✓ Les dépôts marins ;
- ✓ Les dépôts glaciaires ;
- ✓ Les dépôts éoliens.

I.2. Propriétés physiques des sols

I.2.1 Définition des sols

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

➤ **Les roches :** agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau c'est la mécanique des roches.

➤ **Les sols :** agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles c'est la mécanique des sols, (*Léreau, 2006*).

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

I.2.2 Eléments constitutifs d'un sol

Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz.

➤ **Il est donc, en général, constitué de trois phases :**

- Une phase solide dont les grains solides, dans leur arrangement naturel constituent le squelette,
- Une phase liquide (eau),
- Une phase gazeuse (en général de l'air).

I.2.2.1 Phase solide

Les grains solides proviennent de l'altération de la roche mère. Ces grains ont des dimensions supérieures à 2 μ . Les particules les plus fines ($d < 2 \mu$) sont issues d'une désagrégation mécanique de la roche mère puis, après dissolution sous l'action de l'eau, sont le résultat d'une altération chimique.

Ces grains constituent l'élément fondamental de l'analyse des sols. Leur taille, leur forme, leur enchevêtrement sont capitales pour le comportement du sol, et ne dépendent pas des conditions extérieures.

I.2.2.2 Phase liquide

L'eau existe sous différentes formes dans les sols :

- **Eau de constitution** : elle fait partie du réseau cristallin et est difficilement déplaçable,
- **Eau liée** : elle est maintenue à la surface des grains par des forces d'attractions moléculaires. Epaisseur moyenne: 1 à 5 μ . Ce phénomène n'est important que pour les grains fins,
- **Eau capillaire** : retenue par les pores du sol par les forces de capillarité,
- **Eau libre** : cette eau remplit l'espace resté libre des pores et interstices. Elle s'écoule dans le sol et obéit aux lois de l'hydraulique.

I.2.2.3 Phase gazeuse

Lorsque le sol n'est pas saturé, la phase gazeuse est constituée par un mélange d'air, de vapeur d'eau et éventuellement de gaz provenant de la décomposition de matières organiques.

I.3. Caractéristiques physiques des sols

I.3.1 Description

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains Paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le Squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol.

Pour cela considérons la représentation suivante d'un sol dans lequel les trois phases Sont séparées (*figure I.1*), (*Léreau, 2006*).

❖ Représentation schématique :

- volume élémentaire de sol.
- trois phases séparées.
- volumes et poids de chacune des phases. (*Degoutte et Royet, 2009*).



Figure I.1 : Schéma simplifié des trois phases du sol.

❖ **Les grandeurs mesurables :** V : volume total (apparent)

W : poids total du sol

V_s : volume des particules solides

W_s : poids des particules solides

V_a : volume de l'air

W_w : poids de l'eau

V_w : volume de l'eau

V_v : volume des vides entre les particules

$$W = W_s + W_w$$

$$V_v = V_w + V_a$$

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

❖ **Paramètres dimensionnels :** *poids volumiques*



Figure I.2 : Schéma simplifié des trois phases du sol avec des paramètres dimensionnels.

- Poids volumique...
- des grains solides $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$
 - de l'eau $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$
 - total (du sol) $\gamma = \frac{W}{V}$
 - du sol sec $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$
 - du sol saturé $\gamma_{sat} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V} = \frac{W_{sat}}{V}$
 - du sol déjaugé $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

❖ **Paramètres sans dimension :** caractérisation de l'état du sol

relations volumiques

- porosité $n = \frac{V_v}{V}$
- indice des vides $e = \frac{V_v}{V_s}$
- degré de saturation $S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$

- teneur en eau

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

relation pondérale

I.3.2 Les relations entre les paramètres physiques

Elles définissent l'état d'un sol :

- état de compressibilité → *poids volumique* $\gamma_s \approx \text{constant}$ (26,5 kN/m³)
- quantité d'eau → *w ou Sr*
- quantité de vides → *e ou n*

La caractérisation d'un sol nécessite trois paramètres indépendants :

- utilisation d'un diagramme de phases
- utilisation d'un formulaire → *relations entre caractéristiques physiques*

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

I.3.3 Propriétés colloïdales des sols fins

On appelle sol fin un sol comportant au moins 50 % (en poids) de grains de dimension inférieure à 80 μm . Le comportement d'un sol fin est très lié à sa teneur en eau, mais aussi à sa structure cristalline et à sa composition minéralogique, (*Degoutte et Royet, 2009*).

➤ Rôle de l'eau

Plus un sol est fin, plus la surface spécifique des grains est grande et plus l'eau, molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains.

L'eau adsorbée est de l'eau attirée par polarité par les particules d'argiles.

Elle constitue une fine pellicule qui entoure le grain, et qui peut être éliminée totalement, seulement par un chauffage très intense (200 à 300°).

Cette eau, très visqueuse, joue le rôle de lubrifiant des grains. L'eau libre, qui circule librement entre les grains, et que l'on peut éliminer à l'étuve à 100° environ crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

- ✓ **En laboratoire**, le rôle de l'eau est couramment apprécié par des essais qui mesurent les teneurs en eau de changement d'état liquide, plastique, solide, aussi appelées :

⚡ La limite d'Atterberg :

- **WL** = limite de liquidité,
- **WP** = limite de plasticité.

On appelle indice de plasticité la valeur

$$IP = WL - WP$$



Figure I.3 : Limites d'Atterberg – (NF P 94-051).

Un essai, moins courant, mesure W_s = limite de retrait qui permet de distinguer l'état solide sans retrait où l'eau capillaire est présente et un état solide avec retrait où l'eau capillaire est en partie éliminée.

L'élimination de l'eau capillaire entraîne une diminution de volume (fentes de retrait). Ce phénomène de retrait, plus ou moins sensible selon les argiles, a une importance fondamentale dans les problèmes d'étanchéité des bassins : un bassin étanché par un sol argileux peut voir son étanchéité compromise par les fentes de retrait s'il est maintenu vide pendant une certaine période, surtout par climat chaud.

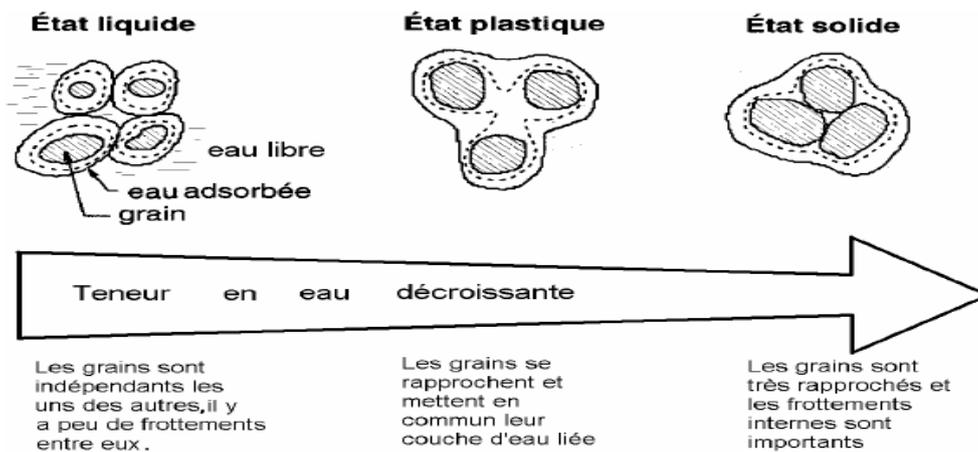


Figure I.4 : Etats de consistance d'un sol. ((Berga, 2003).

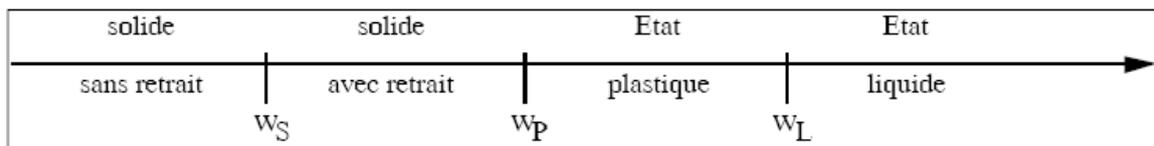


Figure I.5 : États d'un sol en fonction de sa teneur en eau (Merriensoukatchoff.V, 2010 – 2011).

L'indice de plasticité $IP = W_L - W_P$ a un intérêt tout à fait fondamental.

Ainsi, pour les chantiers de terrassement, des matériaux pour lesquels $IP > 30$ sont difficiles à mettre en place et à compacter.

Tableau I.1: Degré de plasticité des sols	
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

I.3.4 Un autre essai caractérise l'argilosité des sols

I.3.4.1 La valeur de bleu de méthylène du sol (VBS)

Il s'agit aussi d'un paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol. Son application est récente.

Ce paramètre, noté VBS (valeur de bleu du sol), représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules argileuses

Contenues dans la fraction du sol considéré ; c'est donc une grandeur directement liée à la surface spécifique du sol, (Léreau, 2006).

L'essai consiste à introduire progressivement du bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenue en agitation. On prélève périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier chromatographique. Dès qu'une auréole bleutée se développe autour de la tache ainsi formée on peut considérer que l'adsorption du bleu de méthylène sur les particules d'argile est terminée. En effet, c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole.

La VBS traduit globalement la quantité et la qualité (activité) et la fraction argileuse du sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100g de sol.

❖ Ordres de grandeur



I.3.4.2 Teneur en carbonate CaCO_3

Le principe consiste à déterminer, par un procédé chimique, la teneur en calcaire actif (CaCO_3) contenu dans un échantillon de sol.

Les sols fins contenant du carbonate de calcium peuvent être désignés comme indiqué dans le tableau suivant, en complément de leur classification géotechnique, (Magnan, 1997).

Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation géotechnique
0 - 10	Argile } Argile marneuse } Sols Marne }
10 - 30	
30 - 70	
70 - 90	Calcaire marneux } Calcaire } Roches
90 - 100	

I.3.4.3 Teneur en matière organique

Les matières organiques sont très variées, et il est de ce fait quasiment impossible de déterminer par des essais simples chacune des variétés. On se contente dans la pratique d'un dosage pondéral global, suffisant pour les études de génie civil.

Plusieurs méthodes de dosage sont possibles :

I.3.4.3.1 Méthode classique

Les matières organiques sont oxydées par un mélange de bichromate de potassium et d'acide sulfurique concentré.

I.3.4.3.2 Méthode thermique

Celle-ci fait appel à l'analyse thermique différentielle (A.T.D), méthode plus longue mais Plus précise que la méthode classique, (*Schlosser, 1973*).

- ✓ Suivant leur teneur en matières organiques, les sols peuvent être qualifiés de :
- Faiblement organiques si : $C_{MO} < 10 \%$.
- Moyennement organiques si : $10 \% < C_{MO} < 30 \%$.
- Fortement organiques si : $30 \% < C_{MO}$.

Les tourbes ont des teneurs en matières organiques comprises entre 50 et 100 %, (*Magnan, 1997*).

I.4. Conclusions

Un sol se caractérise par la nature et les propriétés de ses particules et par son état.

- La nature du sol est définie par sa granularité, sa plasticité (ou son équivalent de sable), la nature de ses particules (minéraux, matières organiques).
- L'état du sol est défini par l'indice des vides (ou la teneur en eau) pour les sols saturés et par l'indice des vides et le degré de saturation (ou la teneur en eau) pour les sols non saturés. Il s'apprécie également en valeur relative par l'indice de consistance pour les sols cohérents (ou fins) et l'indice de densité pour les sols pulvérulents (ou grenus).

❖ La description d'un sol donne des indications sur :

- sa granularité (indication de ses deux classes granulaires principales);
- la forme et l'état de surface de ses grains ;
- sa plasticité ou son équivalent de sable ;
- son état de densité ou de consistance ;
- sa couleur, son odeur ;

- sa structure visible à l'œil nu ;
- son origine ou son niveau géologique ;
- son appellation régionale ou locale.

I.5. Compactage des sols

L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique (*figure I.6*).

Pour la construction de remblai de grande masse (barrages, remblais routiers...), on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal ; en couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie supérieure.

Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- W_{opn} (ou W_{opm}) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- $\gamma_{d\ opn}$ (ou $\gamma_{d\ opm}$) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié).

Si l'énergie de compactage croît, les courbes deviennent plus pointues. L'eau étant incompressible, ces diverses courbes ont pour enveloppe l'hyperbole :

$$W_{sat} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$$

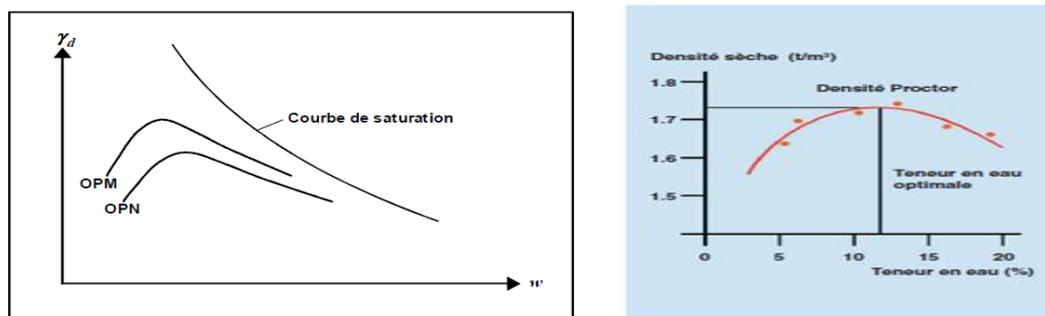


Figure I.6 : Courbes Proctor

I.6. Classifications des sols

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

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

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

I.6.1 Classification des sols grenus

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

Tableau I.3: Classification LCPC des sols grenus d'après (Léreau, 2006).

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
			Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse
			Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
			Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux
			Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux

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

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

I.6.2 Classification des sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg.

Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (fig I.7).

Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, (Léreau, 2006).

On définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques : **L_t**
- Les limons peu plastiques : **L_p**
- Les argiles très plastiques : **A_t**
- Les argiles peu plastiques : **A_p**

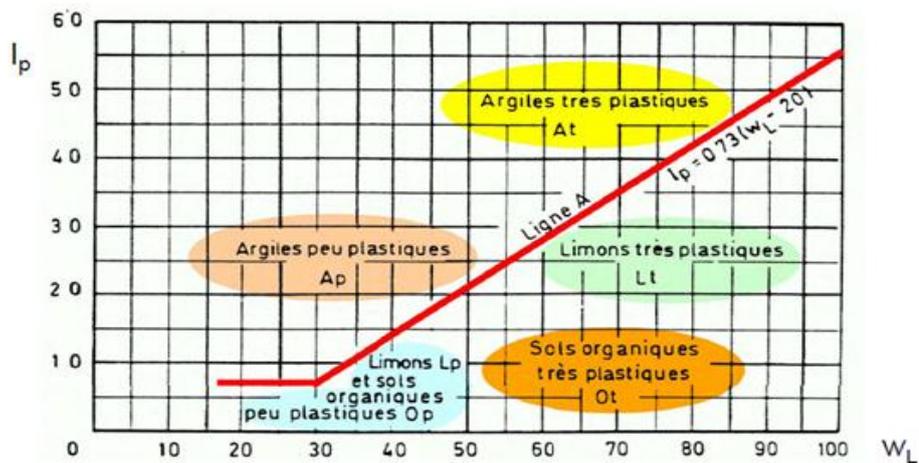


Figure I.7 : Abaque de plasticité de Casagrande (Dysli, 1997).

Tableau I.4: quelques valeurs indicatives d'après (Boeck cité par Filliat).

Matériau	Limite de liquidité wl (%)	Limité de plasticité wp (%)	Indice de plasticité Ip (%)
Sable	10 25		
Limon	20 35	10 30	5 15
Argile	40 150	15 50	20 100
Colloïdes	150	50	100
Marnes vertes du Sannoisien			
-à Marne la vallée	79	36	43
-à Arcueil	69	32	37
Marne de pantin			
-à Marne la vallée	55	27	28
-à Antony	81	41	36
Marne d'Argenteuil			
-à Arcueil	76	31	45
-à Marne la vallée	76,5	35,5	41
Marne de saint Ouen			
-à Bobigny	57,5	41,5	16
Argile Plastique	78	36	42

Tableau I.5: Limites d'Atterberg pour les minéraux argileux, d'après (Cornell, 1951).

Minéral	Limite de liquidité wl en %	Limite de plasticité wp en %
Montmorillonite	100 - 900	50 - 100
Nontronite (variété de smectite)	37 - 72	19 - 27
Illite	60 - 120	35 - 60
Kaolinite	30 - 110	25 - 40
Halloysite hydraté	50 - 70	47 - 60
Halloysite déshydraté	35 - 55	30 - 45
Attapulгите	160 - 230	100 - 120
Chlorite	44 - 47	36 - 40
Allophane	200 - 250	130 - 140

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols. Leur inconvénient est qu'ils ne sont pas applicables dans tous les cas. Parmi les causes de leur limite d'usage, c'est qu'ils ne considèrent comme critère de classification que quelques paramètres si ce n'est pas un seul tel que l'analyse granulométrique.

I.7. Caractéristiques mécaniques des sols

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*".

I.7.1 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.

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau = \tau'$$

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 :

$$\tau' = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + C'$$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$$

I.7.2 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 effective 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 qui sont réalisés suffisamment lentement après consolidation, pour que la pression interstitielle soit toujours nulle. Cet essai permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques de la résistance du sol, C' et φ' .

✓ Les essais non consolidé - non drainés UU qui sont extrêmement rapides. L'essai dur généralement une dizaine de minutes dans la pratique courante donne lieu à une courbe

intrinsèque horizontale caractérisée par une cohésion non drainé appelée cohésion apparente C_u et un angle de frottement quasi-nul.

✓ Les essais consolidés - non drainés CU qui représentent une variante des essais précédents, sauf qu'ils permettent par la mesure directe de la pression interstitielle de déterminer directement les caractéristiques de cisaillement en terme de contraintes totales (C, φ) et en terme de contraintes effectives (C', φ').

I.8. Tassement

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.

I.8.1 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.

I.9. Compressibilité

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

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

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, L, 2010*).

I.10. 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.8*).

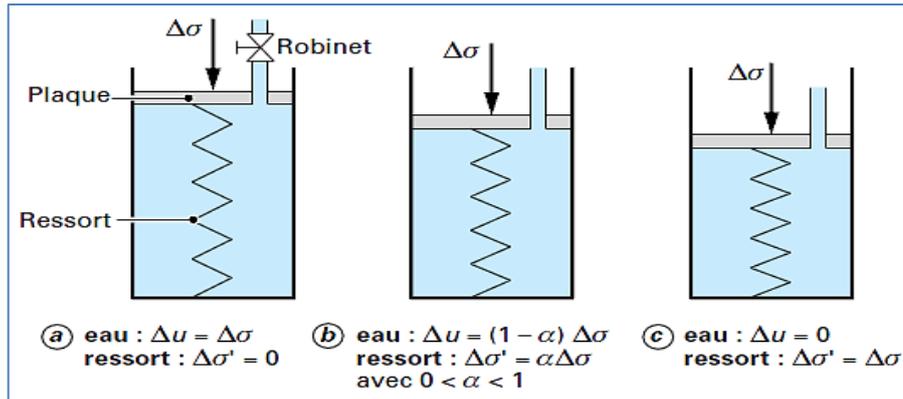


Figure I.8 : Schéma de principe du phénomène de consolidation (Magnan, 2000).

I.11. Les désordres dans les sols

Le problème principal est le retrait-gonflement qui cause des fissures apparaissant clairement sur les constructions et sur les routes. Ces fissures occasionnent des ouvertures dans les fenêtres et les portes et elles se propagent dans la maçonnerie et la structure de l'ouvrage.

Les ouvrages sont sujets au gonflement principalement dans la structure et la maçonnerie du bâtiment. Parmi ces derniers, Les maisons individuelles, construites sans mesures de précaution de construction sur ce type de sol, sont sujettes à des dégradations et des fissures au niveau des poteaux, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle, ou filante et les pieux). Voir figure I.9, (Derriche et al.2002), figure I.10, (Freeah 2006).

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (terrassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement. Voir figure I.11, (Derriche et al.2002).

Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al, 1987; Freeah 2006 et Mouroux et al, 1988). Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols fins gonflants aux U.S.A (1976) ont été chiffrés à environ 2.25 milliards de dollars.



Figure I.9 : Fissure sur les murs et Fissures diagonales (Derriche Z et al.2002).

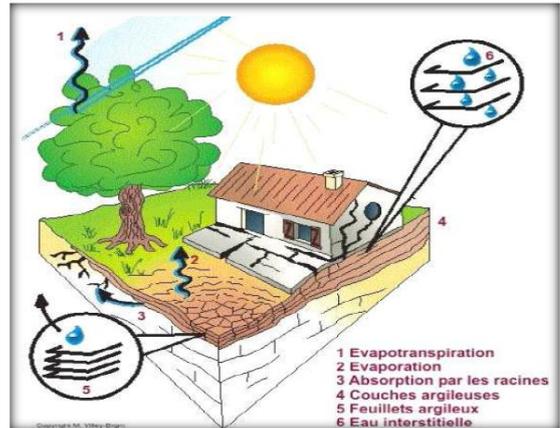


Figure I.10 : Risque à prendre en compte lors de la construction (Freeah 2006).



Figure I.11: Cisaillement au niveau des nœuds (Derriche Z et al.2002).

❖ Cas des chaussées

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée.

Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous-sol. D'après (Jennings, 1962), il peut être attribué au climat et à la surcharge. D'autres auteurs signalent que sur les routes d'importance moyenne, il ya apparition de divers type de fissures. Les désordres subits par la chaussée se résument (Freeah, 2006).

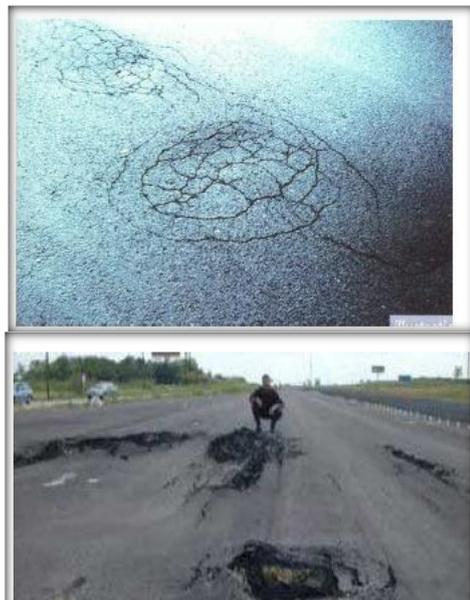


Figure I.12 : Dégradation des routes et des chaussées d'après (Freeah, 2006 et Jennings, 1962).

I.12. 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 y a 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.13 : Un écoulement marneux-Draix de 700 à 800 g/l, (*Antoine et al. 13 août 1993*).

I.13. Généralités sur le matériau marne

I.13.1 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 résultent 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.13.2 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 et 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.13.3 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.13.3.1 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.13.3.2 Les constituants remarquables

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

I.13.3.3 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.13.4 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.13.4.1 Diagenèse des carbonates

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

- 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.13.4.2 Diagenèse des minéraux argileux

Les transformations diagenétiques 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 diagenétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité du phénomène qui s'est produit.

I.13.5 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.13.6 Quelques types de marnes

- **Les marnes bleues** : elles sont reconnaissables à leur couleurs bleu 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.14 : La marne bleue.



Figure I.15 : Marnes noires (grise souris) l'Oxfordien.

Figure I.16 : Marne gréseuse
vin Trias – Neffies.

Figure I.17 : La marne grise de M'douha.

I.13.7 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.6: 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.14. Les argiles

D'une manière générale, un sol contenant plus de 3% de particules argileuses possède déjà des propriétés d'un sol argileux. Lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30%, le sol est considéré comme une argile, (Xiang-Ling LI, 1999).

Les particules d'argiles présentent la fraction minérale inférieure à 2 μ m. L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée, et en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable. Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sols, sont attirées les une vers les autres et se regroupent. Cette attraction, qui porte le nom de cohésion, est à l'origine de la consistance. Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile devient plastique et qu'il est possible de la façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier et le sable, (Robitaille et Tremblay, 1997).

I.14.1 Structure des argiles

Les argiles sont les particules fines dont la genèse est un processus plus ou moins accompli en partant de la roche mère. Le passage de la roche mère à l'argile est provoqué par un ensemble d'actions mécaniques, chimiques, et cristallographiques complexes connues sous le nom de processus pédo-génétique. Les grains argileux sont constitués d'un empilement de feuillets chargés électriquement qui glissent les uns par rapport aux autres. On dit qu'ils ont des propriétés colloïdales, (*Rousset, 1988*).

I.14.2 Les minéraux argileux

Les argiles sont essentiellement composées de minéraux argileux. Les caractéristiques physico-chimiques de ces derniers sont donc des facteurs déterminants pour le comportement mécanique. Les particules des minéraux argileux présentent, en effet, deux caractéristiques Particulières et importantes, (*Xiang-Ling LI, 1999*) :

- Elles sont de très petite taille et associent l'eau à leur structure, ce qui leur confère des propriétés colloïdales intéressantes du point de vue géo-mécanique ;
- La majorité des minéraux argileux se caractérise par une microstructure lamellaire ou foliaire organisée elle-même selon une intégration multi-échelle. En conséquence, la surface spécifique des minéraux argileux ainsi que la capacité d'échange cationique peuvent être élevées. Ces deux paramètres rendent compte de plusieurs propriétés hydromécaniques importantes, tels que le phénomène d'adsorption d'eau autour des particules argileuses et au sein de la structure foliaire, la capacité de gonflement chez certaines espèces minérales, l'étendu du domaine plastique, etc... (*Boudlal, 2013*).

I.14.3 Famille minéralogique

I.14.3.1 Classification

Les propriétés physiques des couches adsorbées dépendent aussi de la nature du minéral qui constitue le grain. L'étude des couches adsorbées et des minéraux argileux est importante pour bien comprendre le comportement des argiles que la granulométrie seule ne saurait expliquer. C'est ainsi que nous classons les minéraux argileux en différents groupes : famille, espèce et variété. Les trois familles les plus connues sont la kaolinite, la montmorillonite et l'illite, (*Berga, 2003-2004*).

1) La kaolinite

Les argiles de la famille de la kaolinite sont les constituants essentiels de la plus part des argiles utilisées en céramique. Leur surface spécifique ne dépasse pas 20 à 30 m²/mg. Les phénomènes de surface sont donc peu intenses. Autrement dit, ces minéraux sont relativement inactifs. La formule chimique de cette famille est du type Si₂Al₂O₅(OH)₄ pour une demi-maille, elle est donc assez riche en alumine.

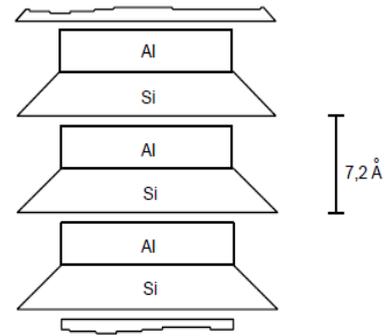


Figure I.18 : Schéma de la particule de kaolinite.

2) La montmorillonite

Les sols de la famille de la montmorillonite peuvent absorber de l'eau dans des proportions considérables, donnant lieu à des gonflements caractéristiques. Ceci est dû au fait que les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles à cause de la structure floconneuse, et l'eau pénètre facilement entre les feuillets.

D'autre part, la surface spécifique de cette famille est élevée, elle peut dépasser 150 m²/g, ce qui donne une grande importance aux phénomènes de surface. La montmorillonite est alors une famille de minéraux argileux actifs. La formule chimique des montmorillonites est du type Si₄Al_(2-x)Mg_xO₁₀(OH)₂x (cations échangeables) nH₂O.

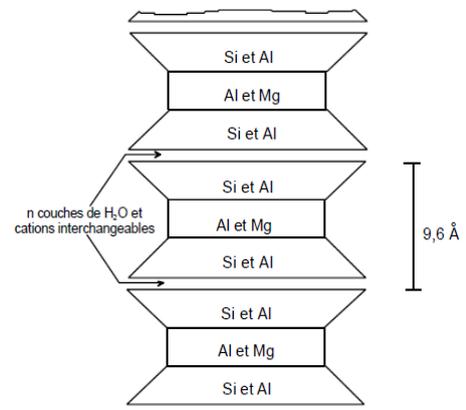


Figure I.19 : Schéma de la particule de montmorillonite.

3) L'illite

Les argiles de la famille de l'illite sont parmi les minéraux les plus répandus à la surface de la terre. La structure de l'illite est analogue à celle des micas, mais la matière est beaucoup plus finement divisée. La formule chimique pour une demi-maille de l'illite est de la forme Si_(4-x)Al_xAl₂O₁₀(OH)₂xK.

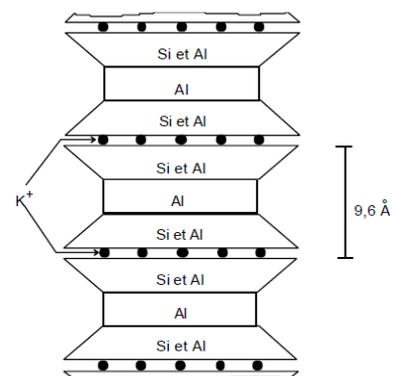


Figure I.20 : Schéma de la Particule d'illite.

I.14.4 Identification des minéraux argileux dans un sol

I.14.4.1 Diffraction des rayons X

C'est une méthode de comparaison des spectres de diffraction de l'échantillon avec les spectres des minéraux connus. Cette méthode ne donne qu'une idée très approximative de la nature et la quantité des minéraux présents dans le sol.

I.14.4.2 Analyse différentielle thermique

Elle se fait par chauffage continu d'un échantillon dans un four électrique en présence d'une substance inerte de référence. La structure particulière des minéraux argileux déterminera des variations thermiques à des températures bien définies pour des minéraux donnés. Les variations enregistrées peuvent ensuite être comparées avec celles de minéraux connus.

I.14.4.3 Microscopie électronique

Ce procédé présente des difficultés d'interprétation et ne permet pas d'obtenir des données quantitatives.

I.14.4.4 Méthode de Casagrande

C'est une démarche simplifiée basée sur les limites d'Atterberg. Il s'agit de placer sur l'abaque de plasticité de Casagrande (*Figure I.21*) les points correspondant à l'échantillon et de comparer sa position avec celle des minéraux connus. Cette méthode peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision

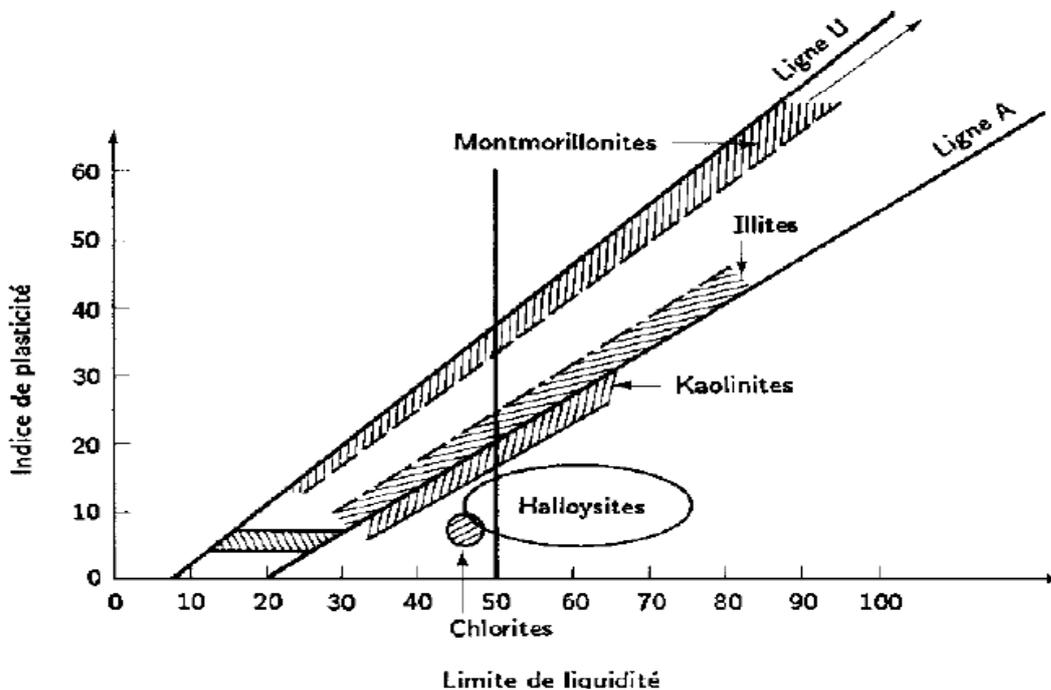


Figure I.21 : Abaque de plasticité de Casagrande et position des minéraux argileux les plus connus.

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description des sols fins en général 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.

En s'intéressant précisément aux marnes de la Grande Kabylie (ville de Tizi-Ouzou), le chapitre suivant comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogique.

Chapitre II

Essais d'identification

Introduction

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés (physiques, chimiques, minéralogiques, ...) qui permettent de le caractériser.

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

- ✓ La teneur en eau (w) ;
- ✓ Masse volumique des grains solides ;
- ✓ Masse volumique humide ;
- ✓ Masse volumique sèche ;
- ✓ 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 ;
- ✓ Analyse minéralogique.

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

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 MAKOUDA vers le Nord et en tirant vers OULAD OUARET par le Nord-Ouest.

II.2. Les matériaux utilisés

Les marnes utilisées dans cette étude ont été prélevées au niveau de la willaya de Tizi-Ouzou sur les sites suivants: M'douha, Krim-Belkacem, Boukhalfa, Les Chaabenes et l'Habitat.



1) site M'douha



2) site Krim-Belkacem



3) site Boukhalfa



4) site Les Chaabenes



5) site Habitat

Figure II.1 : Les sites de prélèvement de la marne de Tizi-Ouzou.

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 les sites.

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.	
Sites de prélèvement des échantillons	W (%)
M'douha	5,44
Krim-Belkacem	3,59
Boukhalfa	12,71
Les Chaabenes	5,08
Habitat	6,25

Interprétation des résultats

A l'exception de la marne de Boukhalfa dont la teneur en eau est relativement élevée ; les marnes issues des autres sites, présentent des teneurs en eau naturelles faibles. Ceci peut être expliqué par le fait que ces dernières se présentent sous forme de blocs compacts, donc avec un volume des vides très réduit et une perméabilité très faible, d'où la difficulté d'infiltration d'eau, sachant que les échantillons sont prélevés en période hivernale.

II.3.1.2 Masse volumique des sols

II.3.1.2.1 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 2 mm.

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

$$\rho_s = (m_3 - m_1) \rho_w / [(m_2 - m_1) - (m_4 - m_3)] \dots \dots \dots (II.2)$$

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)

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

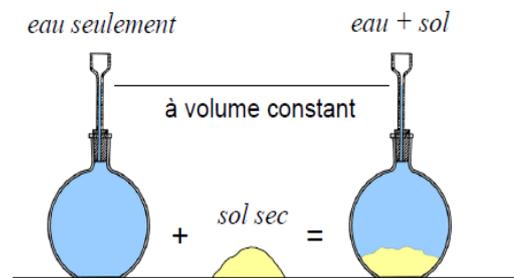


Figure II.3 : Les étapes de l'essai au pycnomètre.



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

Tableau II.2: Masse volumique des grains solides	
Sites	ρ_s (g/cm³)
M'douha	2,5
Krim-Belkacem	2,59
Boukhalfa	2,617
Les Chaabenes	2,604
Habitat	2,551

II.3.1.2.2 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.

$$\rho_h = m / V_t \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

➤ **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).

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.



Figure II.5 : Matériel d'essai de l'immersion dans l'eau.

Tableau II.3: masse volumique humide	
Sites	ρ_h (g/cm ³)
M'douha	2,534
Krim-Belkacem	2,596
Boukhalfa	2,326
Les Chabenes	2,45
Habitat	2,393



Figure II.6 : 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 ».

II.3.1.2.3 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 ρ_d et ρ_h qui est :

$$\rho_d = \rho_h / (1 + w) \dots \dots \dots (\text{II.4})$$

ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
< 1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

Sites	ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
M'douha	2,403	Dense
Krim-Belkacem	2,47	Dense
Boukhalifa	2,063	Dense
Les Chaabenes	2,331	Dense
Habitat	2,252	Dense

II.3.1.3 Indice des vides et Degré de saturation

II.3.1.3.1 Indice des vides e

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

$$e = V_v / V_s \quad \text{avec :} \quad e = (\rho_s / \rho_d) - 1 \dots \dots \dots (\text{II.5})$$

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 (%) », (Boudlal, 2007).

Sites	e
M'douha	0,0403
Krim-Belkacem	0,0485
Boukhalfa	0,2685
Les Chaabenes	0,1171
Habitat	0,1327

Interprétation des résultats

Dans le cas des sols étudiés, les résultats des indices des vides pour les cinq sites (voir tableau II.6) varient de **0,0403** à **0,2685** ce qui nous permet de connaître la proportion des vides, et de conclure que les marnes étudiées sont très compactes, ce qui confirme les résultats obtenus précédemment à la mesure de la teneur en eau naturelle.

II.3.1.3.2 Degré de saturation Sr (%)

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

$$Sr = V_w / V_v \text{ avec : } Sr = (\rho_s / \rho_w) \times (W / e) \dots \dots \dots \text{(II.6)}$$

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

D'après TERZAGHI

Sites	Sr (%)	Appréciation
M'douha	33,75	Mouillé
Krim-Belkacem	19,17	Légèrement humide
Boukhalfa	12,38	Légèrement humide
Les Chaabenes	11,29	Légèrement humide
Habitat	12,01	Légèrement 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

II.3.1.4.1 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 : $V = [(\rho_s - \rho_w) / 18\mu] \times D^2 \dots \dots \dots (II.7)$

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.

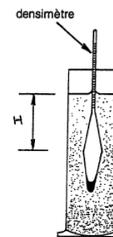


Figure II.7 : Loi de Stokes.

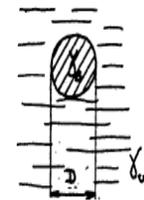


Figure II.8 : densimètre

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

$$D = \left(\frac{18\mu}{\rho_s - \rho_w} \times \frac{H}{t} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (II.8)$$

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

II.3.1.4.2 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 μm), 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.

➤ **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 g 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.9 : Matériel d'essai d'Analyse granulométrique par sédimentométrie

- Agitation de la solution avec un mélangeur manuel pendant 2 minutes ensuite 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 tamis qui complètent la courbe granulométrique, (*LHCC de Tizi-Ouzou*).

1. Tableau II.9: Site M'douha

diamètre (mm)	0,0613	0,0478	0,0345	0,0223	0,0163	0,0117	0,0082	0,0059	0,0034	0,0014
% passant	97,63	59,47	49,93	40,39	24,49	18,13	18,13	14,95	11,77	5,34

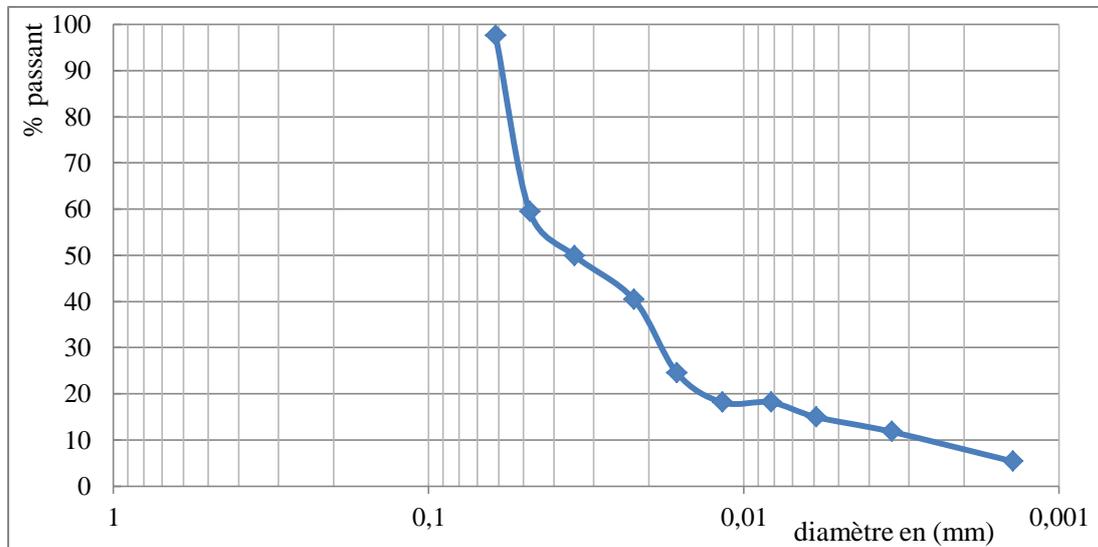


Figure II.10 : Analyse granulométrique par Sédimentation site (1).

2. Tableau II.10: Site Krim-Belkacem

diamètre (mm)	0,0634	0,046	0,0335	0,0223	0,0161	0,0115	0,0082	0,0059	0,0034	0,0014
% passant	84,91	75,37	62,65	40,39	30,85	24,49	18,13	14,95	11,77	5,34

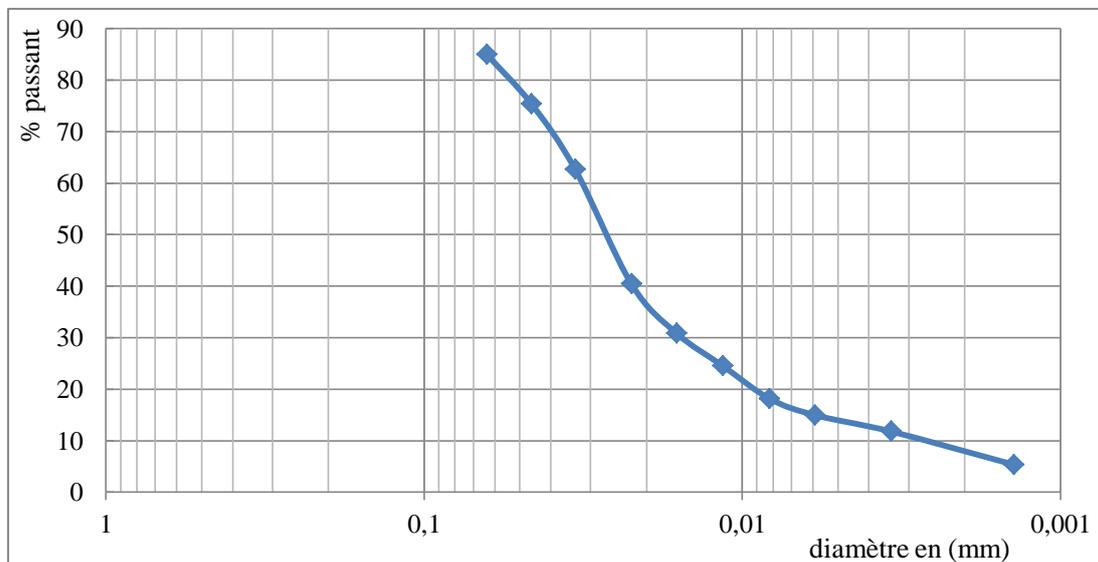


Figure II.11 : Analyse granulométrique par sédimentation site (2).

3. Tableau II.11: Site Boukhalfa

diamètre (mm)	0,0629	0,0452	0,033	0,0215	0,0154	0,0111	0,008	0,0057	0,0033	0,0014
% passant	88,09	81,73	69,01	56,29	49,93	40,39	34,03	30,85	24,49	8,59

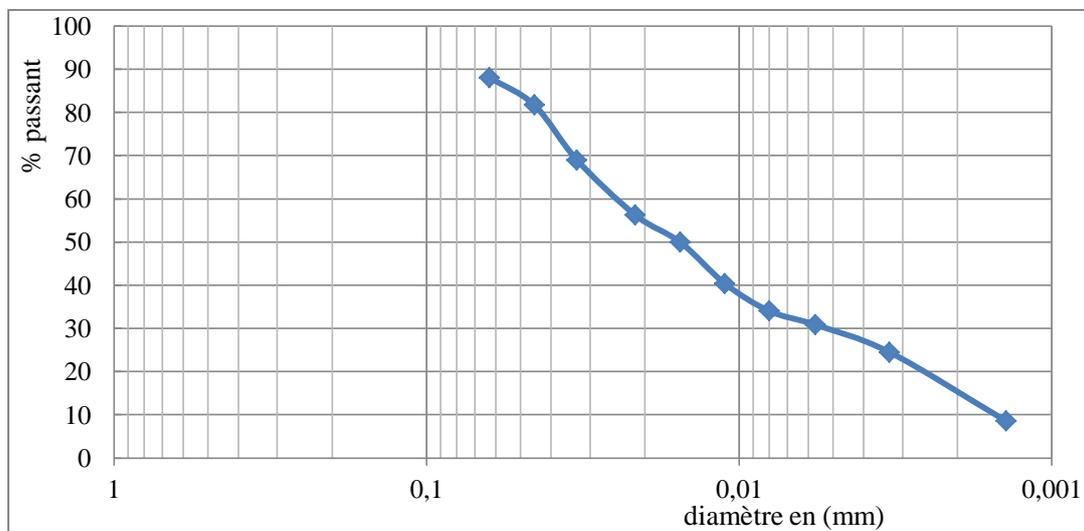


Figure II.12 : Analyse granulométrique par sédimentation site (3).

4. Tableau II.12: Site Les Chaabenes

diamètre (mm)	0,0634	0,046	0,034	0,0223	0,0116	0,0115	0,0082	0,0058	0,0034	0,0014
% passant	84,91	75,37	56,29	40,39	34,03	24,49	21,31	18,13	11,77	5,34

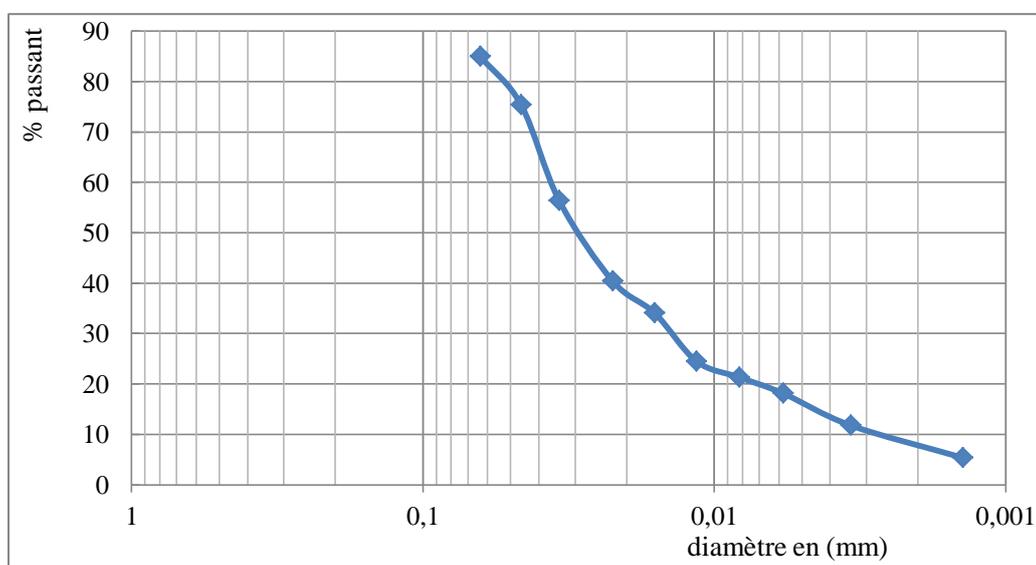


Figure II.13 : Analyse granulométrique par sédimentation site (4).

5. Tableau II.13: Site Habitat

diamètre (mm)	0,0629	0,0456	0,0338	0,0221	0,0159	0,0114	0,0081	0,0054	0,0034	0,0014
% passant	88,09	78,55	59,47	43,57	37,21	30,85	24,49	21,31	14,95	5,37

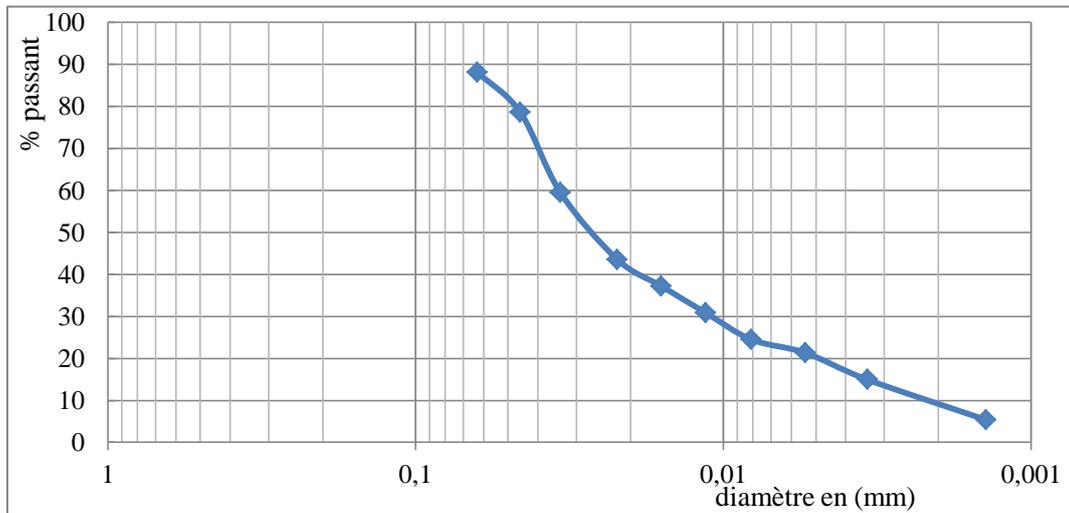


Figure II.14 : Analyse granulométrique par sédimentation site (5).

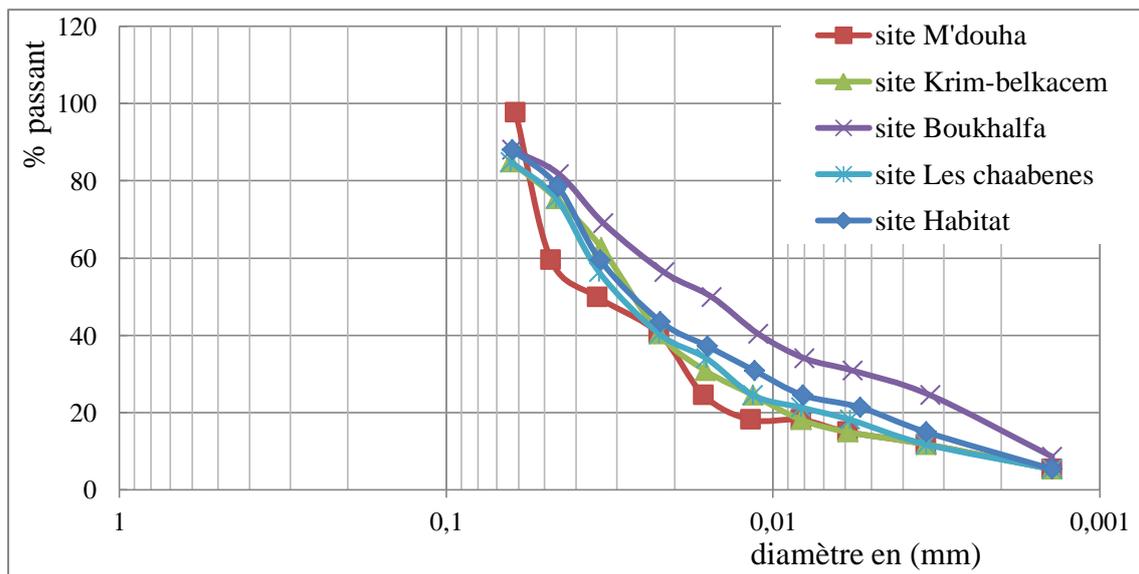


Figure II.15 : Analyse granulométrique par sédimentation pour les cinq sites.

✚ 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 II.15). 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)

II.3.1.5.1 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 ;
- ✓ l'état plastique ;
- ✓ l'état liquide.

II.3.1.5.2 Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg

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

W_I → 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.



Figure II.16 : Coupelle de Casagrande.

II.3.1.5.3 Détermination de la limite de liquidité W_I

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'appareille de Casagrande.



Figure II.17 : Détermination de la limite de liquidité.

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

1. Site M'douha

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	22	29	35
Teneur en eau %	28,64	28	26,73

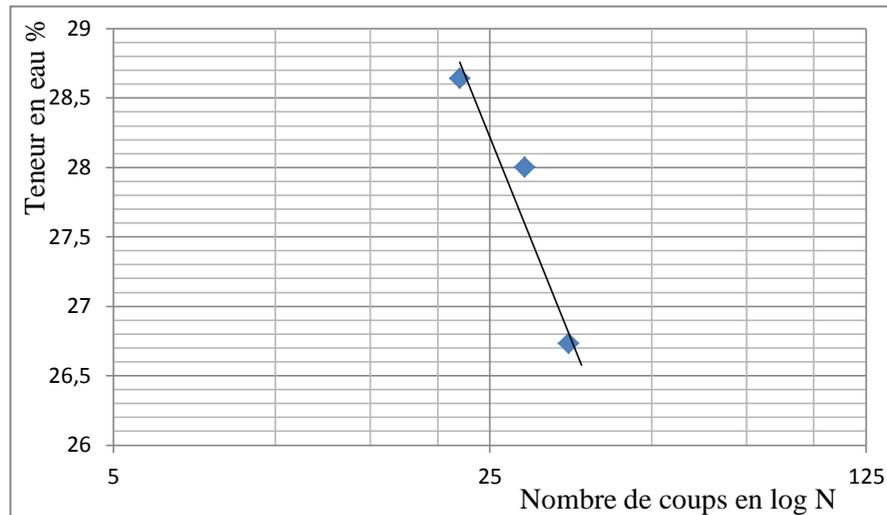


Figure II.18 : Courbe de limite de liquidité à 25 coups site(1).

2. Site Krim-Belkacem

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	19	26	34
Teneur en eau %	27,27	26,13	26,74

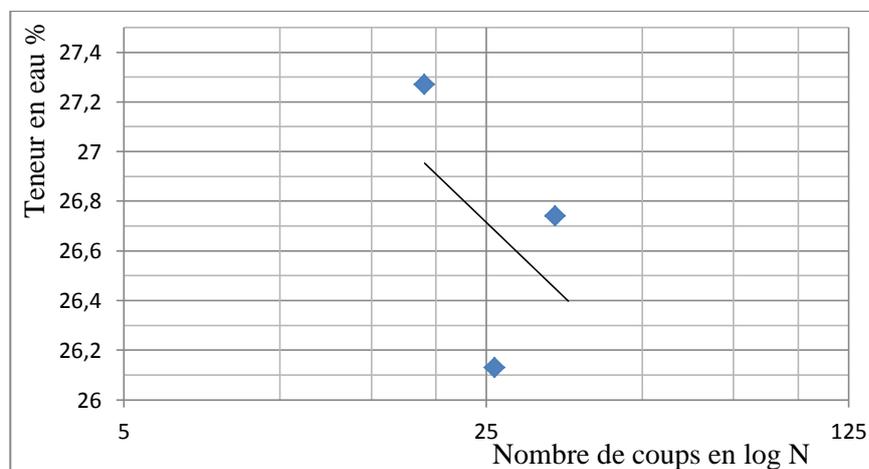


Figure II.19 : Courbe de limite de liquidité à 25 coups site (2).

3. Site Boukhalfa

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	17	26	35
Teneur en eau %	42,34	39,64	40,35

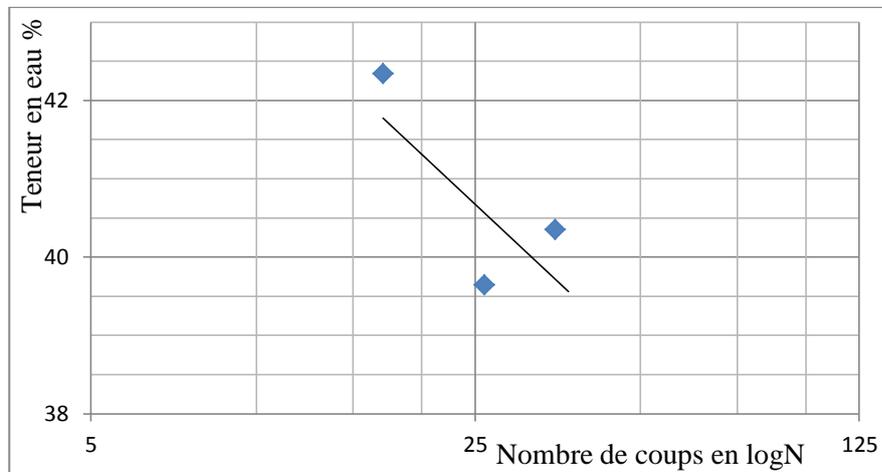


Figure II.20 : Courbe de limite de liquidité à 25 coups site (3).

4. Site Les Chaabenes

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	16	27	32
Teneur en eau %	26,42	25,85	26,25

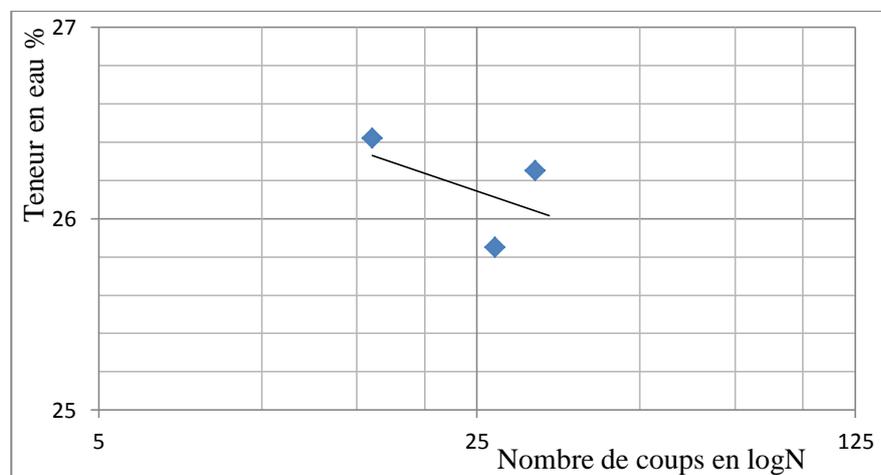


Figure II.21 : Courbe de limite de liquidité à 25 coups site (4).

5. Site Habitat

Tableau II.18: Détermination de la limite de liquidité site (5).

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	18	24	35
Teneur en eau %	31,86	27,95	27,16

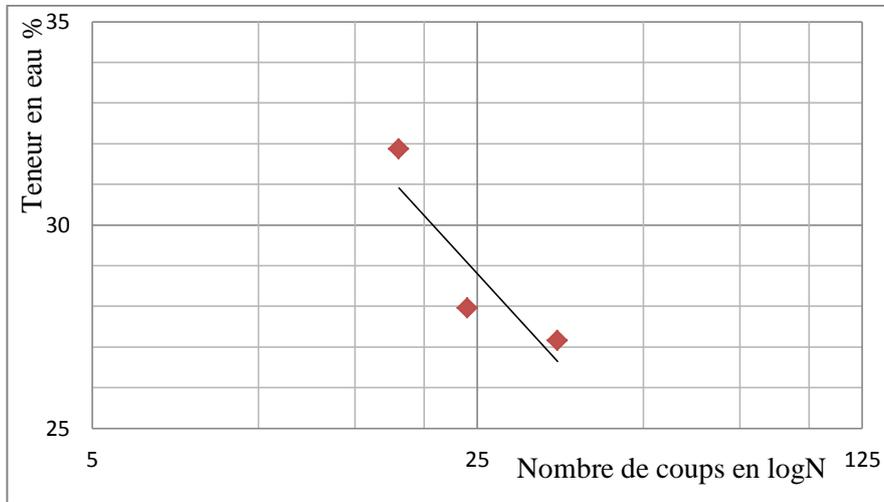


Figure II.22 : Courbe de limite de liquidité à 25 coups site (5).

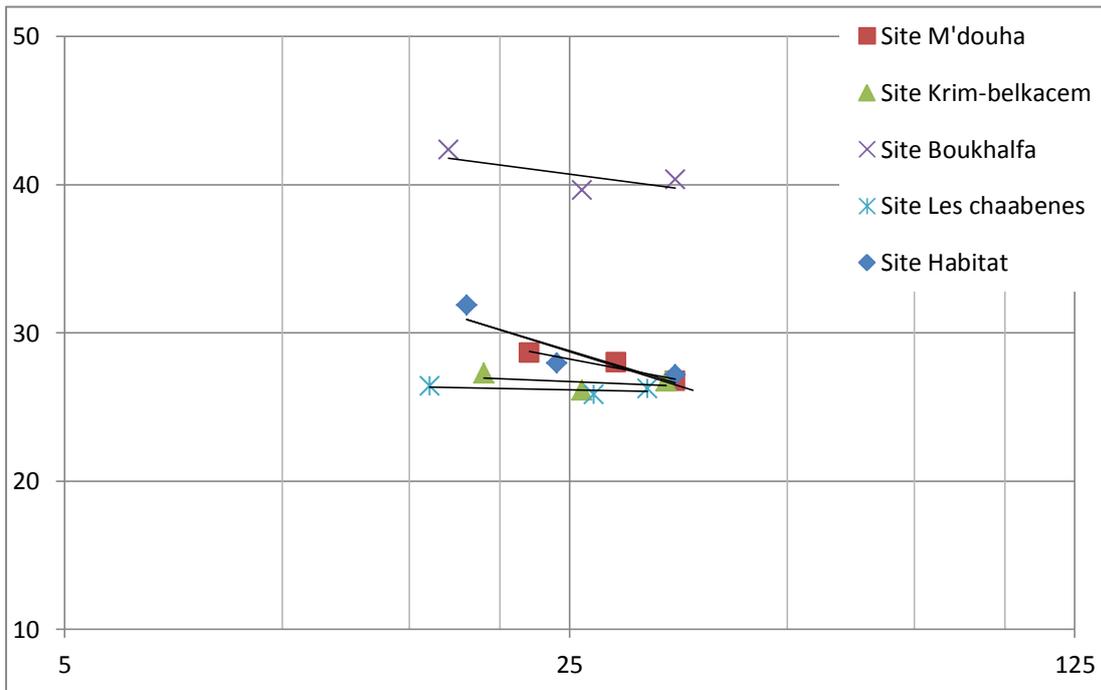


Figure II.23 : Courbe comparative entre les différents sites.

Site de prélèvement des échantillons	WL (%)
M'douha	28,25
Krim-Belkacem	26,71
Boukhalfa	40,7
Les Chaabenes	26,15
Habitat	28,8

II.3.1.5.4 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.

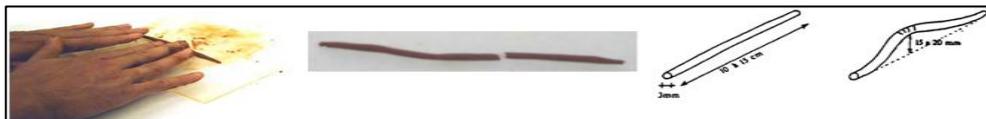


Figure II.24 : Etape de la limite de plasticité.

Sites	Wp (%)
M'douha	20,94
Krim-Belkacem	20,84
Boukhalfa	28,39
Les Chaabenes	20,1
Habitat	22,22

II.3.1.5.5 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 :

$$I_p = W_l - W_p \dots \dots \dots (II.9)$$

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

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

Sites	I_p	Degré de plasticité
M'douha	7,31	Sol peu plastique
Krim-Belkacem	5,87	Sol peu plastique
Boukhalfa	12,31	Sol peu plastique
Les Chaabenes	6,05	Sol peu plastique
Habitat	6,58	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.

II.3.1.5.6 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.

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Indice de consistance I_c	Etat-du sol
$I_c > 1$	solide
$0 < I_c < 1$	plastique
$I_c < 0$	liquide

Sites	I_c	Etat du sol
M'douha	3,12	solide
Krim-Belkacem	3,94	solide
Boukhalfa	2,27	solide
Les Chaabenes	3,48	solide
Habitat	3,42	solide

Interprétation des résultats

On remarque que l'indice de consistance des marnes étudiées est supérieur à 1 ($I_c > 1$), ce qui nous permet de dire que nos sols sont dans l'état solide (voir tableau II.24).

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.25 : 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.26 : Résultats de l'essai à la tâche.

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

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

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.25: Désignation du sol en fonction de son VBS.	
VBS (en grammes de bleu pour 100 g de sol)	Désignation du sol
VBS ≤ 0,2	sol sableux
0,2 < VBS ≤ 2,5	sol limoneux
2,5 < VBS ≤ 6	sol limoneux - argileux
6 < VBS ≤ 8	sol argileux
VBS > 8	sol très argileux

Tableau II.26: Résultats des valeurs au bleu de méthylène.		
Sites	VBS	Désignation du sol
M'douha	1,71	sol limoneux
Krim-Belkacem	2,5	sol limoneux
Boukhalfa	5,57	sol limoneux - argileux
Les Chaabenes	2,28	sol limoneux
Habitat	2,35	sol limoneux

Interprétation des résultats

Les valeurs obtenues au bleu de méthylène montrent que les sites de M'douha, Krim-Belkacem, Les Chaabenes et l'Habita présentent des sols limoneux. Tandis que le site de Boukhalfa présente un sol limoneux – argileux.

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

II.3.1.7.1 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.27 : Appareil de détermination de CaCO_3 .

II.3.1.7.2 Mode opératoire

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

➤ **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 :

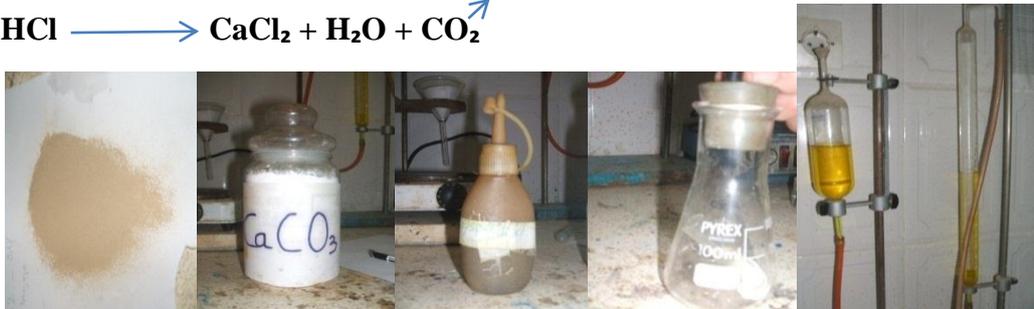


Figure II.28 : Principaux étapes de la méthode de calcimètre.

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.27: 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

Sites	CaCO ₃ (%)	Désignation du sol
M'douha	57,66	Marne
Krim-Belkacem	14,87	Argile marneuse
Boukhalfa	20,88	Argile marneuse
Les Chaabenes	52,21	Marne
Habitat	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.29 : 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.

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

Sites	Matières organiques MO (%)	Désignation géotechnique
M'douha	1,83	sol inorganique
Krim-Belkacem	1,51	sol inorganique
Boukhalfa	0,99	sol inorganique
Les Chaabenes	1,3	sol inorganique
Habitat	0,99	sol inorganique

+ *Interprétation des résultats*

La teneur en matières organiques est comprise entre 0 et 3% (voir tableau II.30). En se basant sur la classification présentée sur le tableau II.29, les sols étudiés sont des sols inorganiques.

La présence de matière organique peut être nuisible au sol des fondations des ouvrages.

II.3.1.9 Autres analyses chimiques

II.3.1.9.1 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 ensuite 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.30 : Détermination des sulfates solubles dans l'acide.

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

Sites	Teneur en sulfates SO_4^- (%)	Degré d'agressivité	Symbole	Niveau de protection
M'douha	1,64	Fortement agressif	A3	2
Krim-Belkacem	4	Très fortement agressif	A4	3
Boukhalfa	1,02	Moyennement agressif	A2	2
Les Chaabenes	1,8	Fortement agressif	A3	2
Habitat	1,19	Moyennement agressif	A2	2

Interprétation des résultats

La teneur en SO_4^- varie entre 1,64 et 4, c'est des teneurs classées comme moyennement à très fortement agressives. Cependant, les marnes de Boukhalfa et de l'Habitat présentent des teneurs en SO_4^- moyennement agressives, tandis que la marne de Krim-Belkacem présente une teneur en SO_4^- très fortement agressive. Les autres marnes (M'douha, Les Chaabenes) par contre, présentent une teneur fortement agressive.

II.3.1.9.2 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.

Sites	Chlorures Cl^-
M'douha	traces
Krim-Belkacem	traces
Boukhalfa	traces
Les Chaabenes	traces
Habitat	traces



Figure II.31: Détermination des chlorures solubles dans l'eau.

+ *Interprétation des résultats*

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

Sites	M'douha	Krim-Belkacem	Boukhalfa	Les Chaabenes	Habitat
W (%)	5,44	3,59	12,71	5,08	6,25
W _l (%)	28,25	26,71	40,7	26,15	28,8
W _p (%)	20,94	20,84	28,39	20,1	22,22
I _p (%)	7,31	5,87	12,31	6,05	6,58
I _c (%)	3,12	3,94	2,27	3,48	3,42
ρ_s (g/cm ³)	2,5	2,59	2,617	2,604	2,551
ρ_h (g/cm ³)	2,534	2,596	2,326	2,45	2,393
ρ_d (g/cm ³)	2,403	2,47	2,063	2,331	2,252
e	0,0403	0,0485	0,2685	0,1171	0,1327
S _r (%)	33,75	19,17	12,38	11,29	12,01
% < 80 μ m	97,63	84,91	88,09	84,91	88,09
VBS	1,71	2,5	5,57	2,28	2,35
CaCO ₃ (%)	57,66	14,87	20,88	52,21	44,04
MO (%)	1,83	1,51	0,99	1,3	0,99
SO ₄ (%)	1,64	4	1,02	1,8	1,19
Cl ⁻ (%)	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 cinq échantillons provenant des sites de : M'douha, Krim-Belkacem, Boukhalifa, Les Chaabenes, Habitat.

II.3.2.1 Rappels théoriques sur les Argiles

II.3.2.1.1 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.32*).

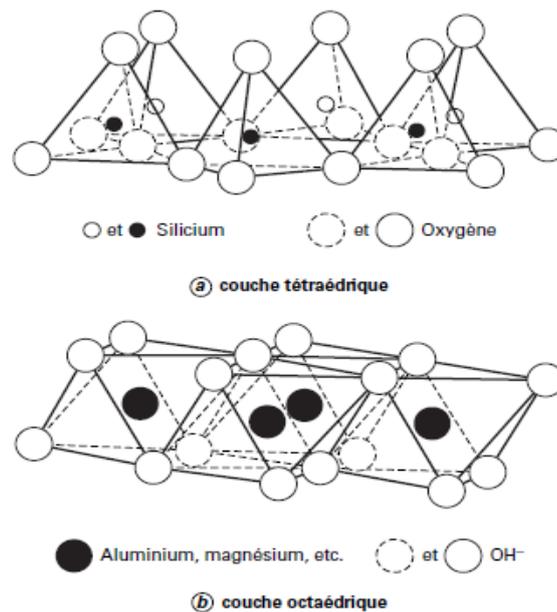


Figure II.32 : Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, (Mitchell, 1979).

- 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.3.2.1.2 Aspects structuraux et composition

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

a) **Le type de feuillets TO ou 1:1** formé d'une couche tétraédrique (**T**) et d'une couche octaédrique (**O**) (figure II.33). 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.

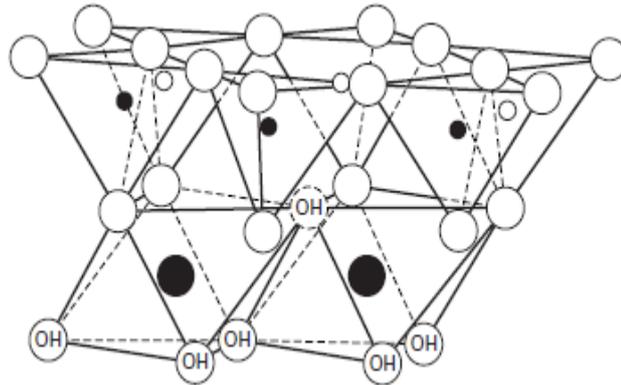


Figure II.33 : Structure des feuillets TO, (d'après Mitchell, 1979).

b) **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.

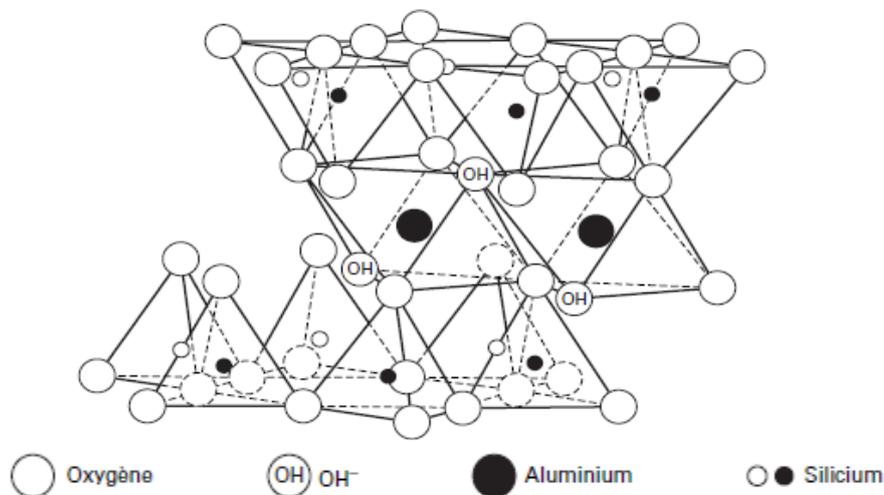
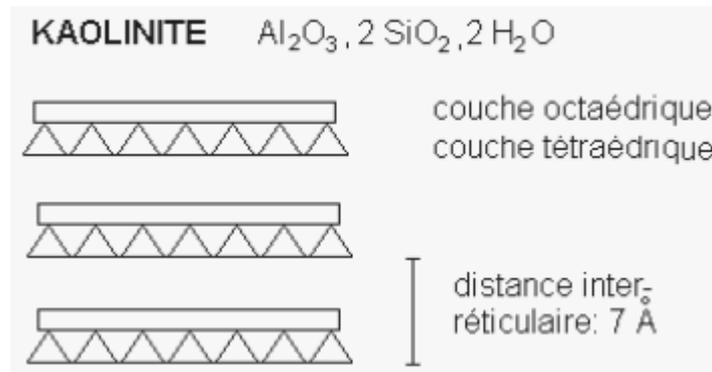


Figure II.34 : Structure des feuillets TOT, (d'après Mitchell, 1979).

Les argiles présentent une structure en famille des phyllosicates :

❖ **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).

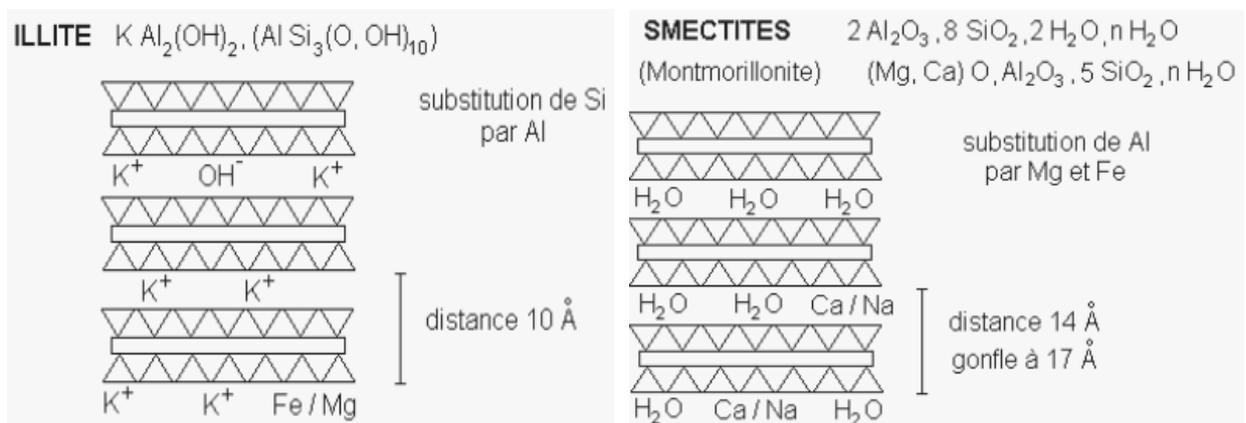


❖ **Les phylliteux à 10°A et 14°A**

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 buricitique hydroxylée peut encore venir s'ajouter au feuillet (2/1).



❖ Les phylliteux inter-stratifiés

Cette expression désigne les minéraux formés dans 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.3.2.2 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 II.).
- 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.35 : 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 ₄ xAl _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	(Si ₄ - Al _x)O ₁₀ (Mg - Fe'') ₂ (Mg ₃ - XFe'' _x) OH ₈	100 - 175	100	

II.3.2.3 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 retraits importants.

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

a/ Tableau II.36: 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.37: 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.38: Famille de SMECTITES

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 (8) - 1,301 (8)

d/ Tableau II.39: Famille de la CHLORITE

Minéraux	Raies caractéristiques
Dia-bonite	15,0 (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.3.2.4 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.35).

$$\lambda = 2 \times d \sin\theta \quad \text{.....(II.11)}$$

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.

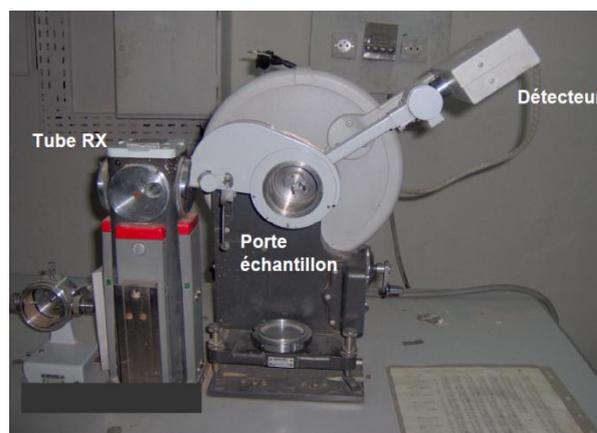


Figure II.35 : Schéma d'un diffractomètre.

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.

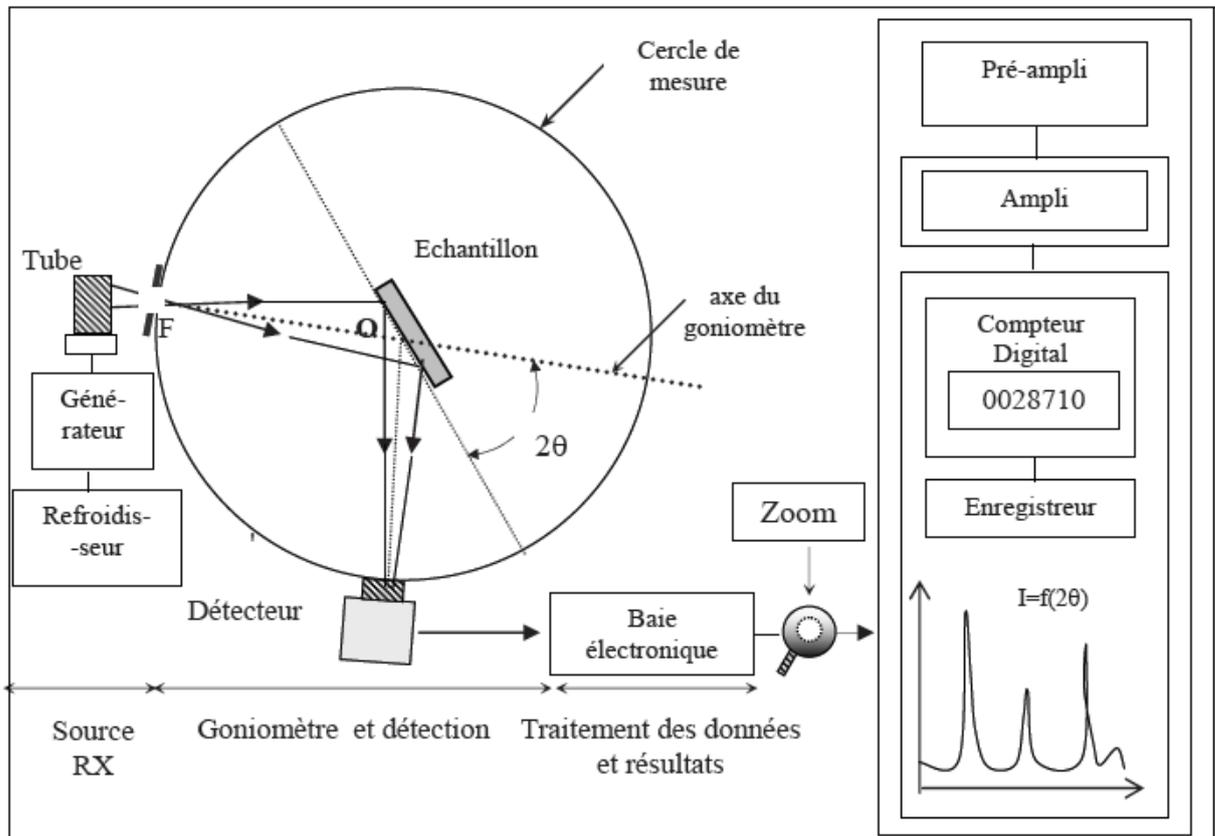


Figure II.36 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

II.3.2.5 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.3.2.6 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).

II.3.2.7 Diagramme normal

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

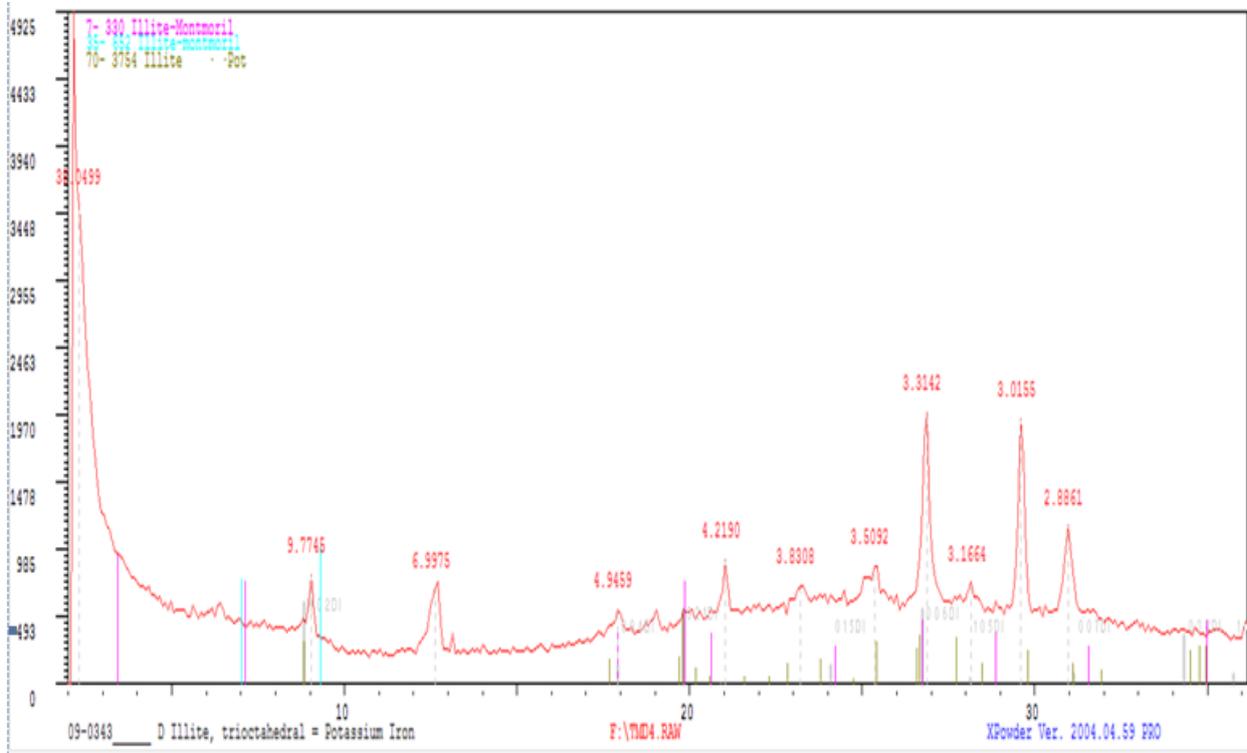


Figure II.37 : Diffractogramme des marnes du site M'douha.

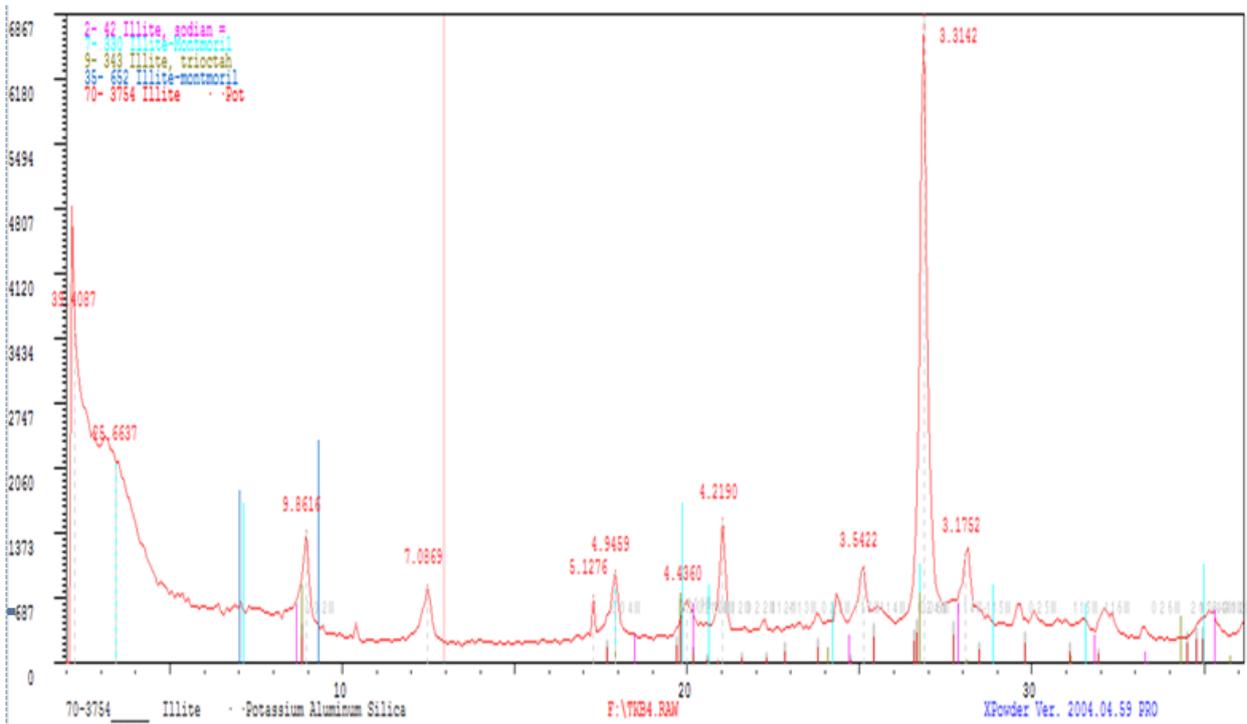


Figure II.38 : Diffractogramme des marnes du site Krim-Belkacem.

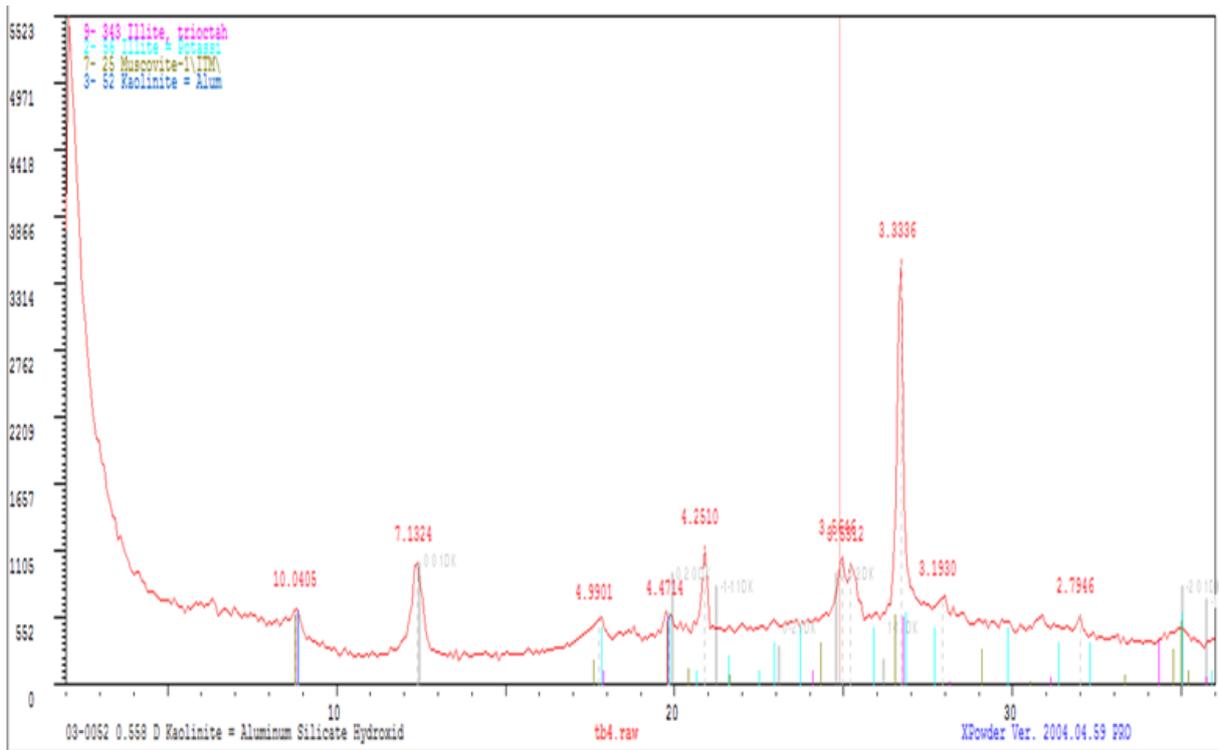


Figure II.39 : Diffractogramme des marnes du site Boukhalfa.

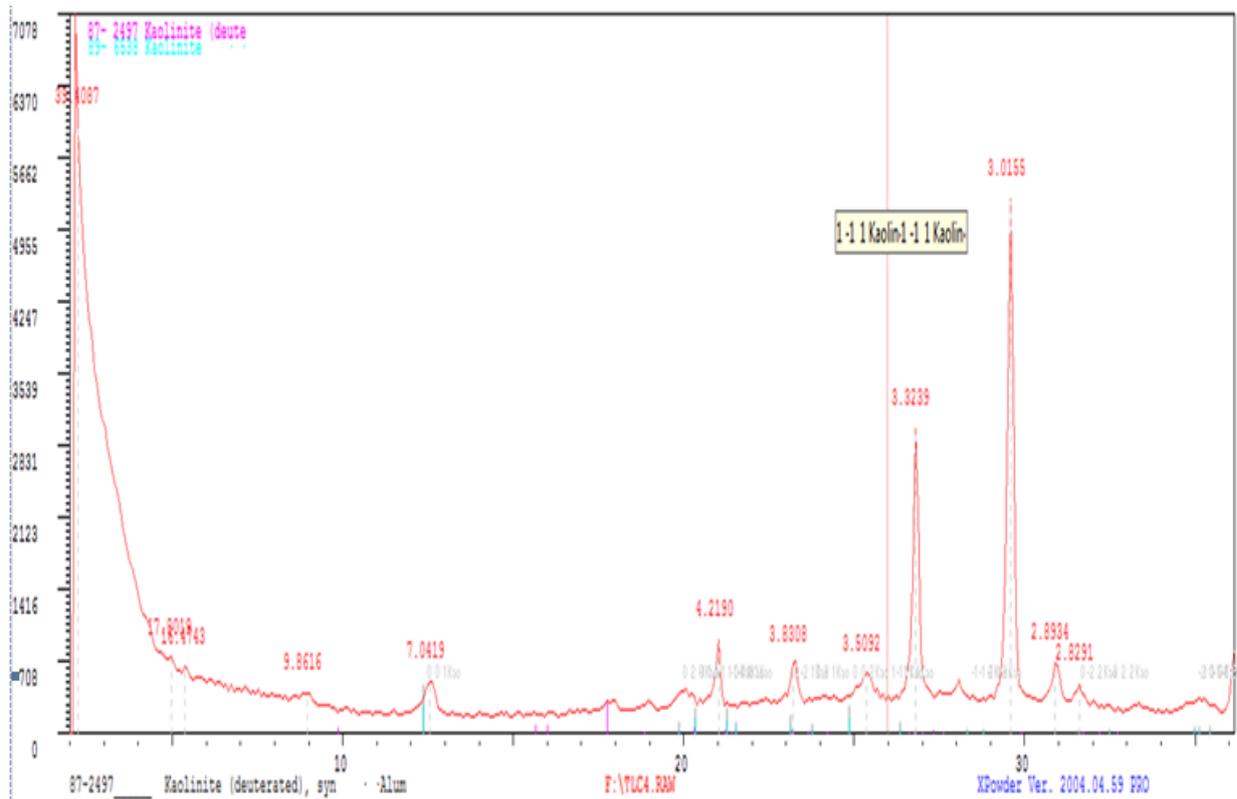


Figure II.40 : Diffractogramme des marnes du site Les Chaabenes.

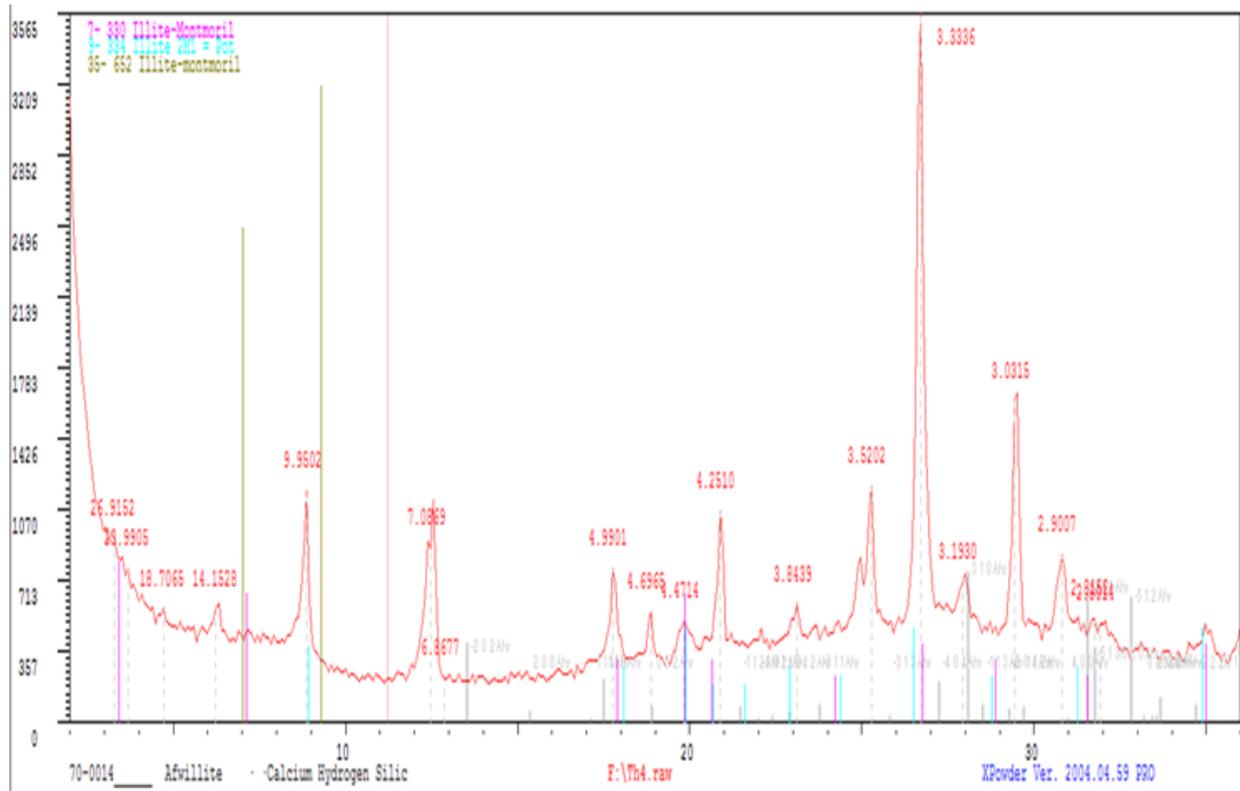


Figure II.41 : Diffractogramme des marnes du site Habitat.

Les résultats des diffractogrammes sont représentés sur les figures précédentes et sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau II.40: Résultats des diffractogrammes pour les cinq sites.				
Sites	Kaolinite	Muscovite	Interstratifiés Illite/Montmorillonite	Illite/Potassique
M'douha	–	–	+	+
Krim-Belkacem	–	–	+	+
Boukhalfa	+	+	–	+
Les Chaabenes	+	–	–	–
Habitat	–	–	+	+

(+) : présence du minéral.

(–) : absence du minéral.

Interprétation des résultats

L'analyse minéralogique réalisée par diffraction aux rayons x (RX) sur les différents échantillons montre le caractère prédominant des minéraux inter-stratifiés (Illite/Montmollonite) et (Illite/Potassique) au niveau des marnes de Krim-Belkacem, Habita et M'douha. Tandis que, la marne des Chaabenes montre la présence uniquement de Kaolinite. Dans la marne de Boukhalfa par contre, existent les différents minéraux à l'exception des interstratifiés de Illite/Montmorillonite. Par ailleurs, c'est la seule marne dont existe la muscovite, sachant que cette dernière présente une forte sensibilité à l'eau, ce qui peut influencer fortement le comportement mécanique du matériau.

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 marnes étudiées

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.

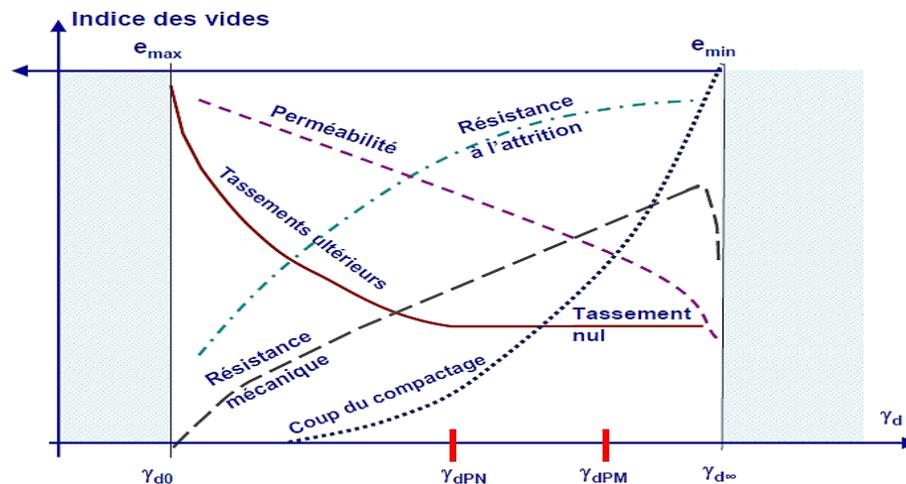


Figure III.1 : Objectifs du compactage.

Remarque

« L'opération du compactage conduit à une diminution des vides d'air sans expulsion d'eau, contrairement à la consolidation ».

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.

III.2. Essai Proctor

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

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

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

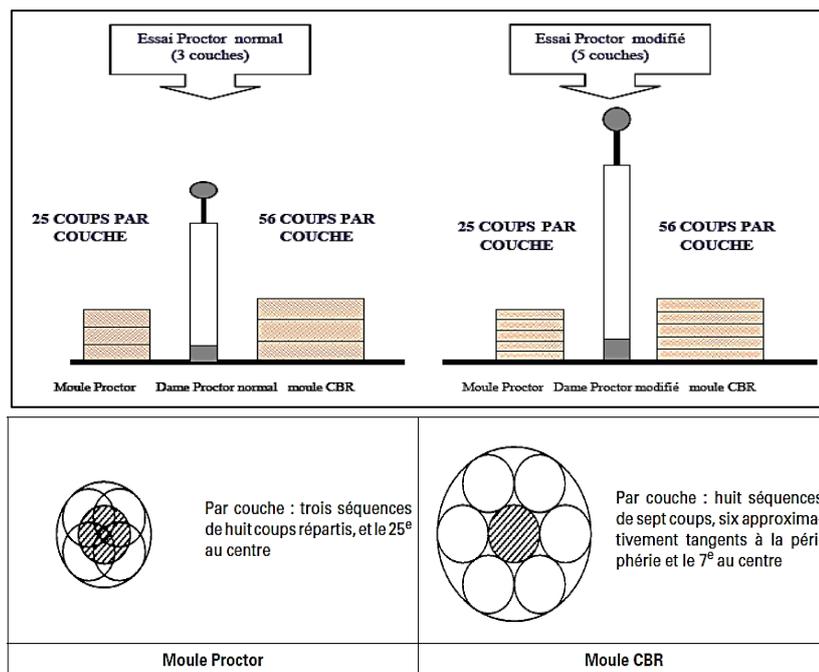


Figure III.2 : Exécution des essais Proctor normal et modifié.

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, (Bouddal; 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 auxquelles 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 (Wopt) 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 :

$$\rho_d = m_h / (1 + w) V \dots \dots \dots (III.1)$$



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 M'douha

N° de l'essai	1	2	3	4
% d'eau ajouté	12%	14%	16%	20%
teneur en eau %	10,95	13,44	15,06	16,12
densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1,814	1,923	1,88	1,785

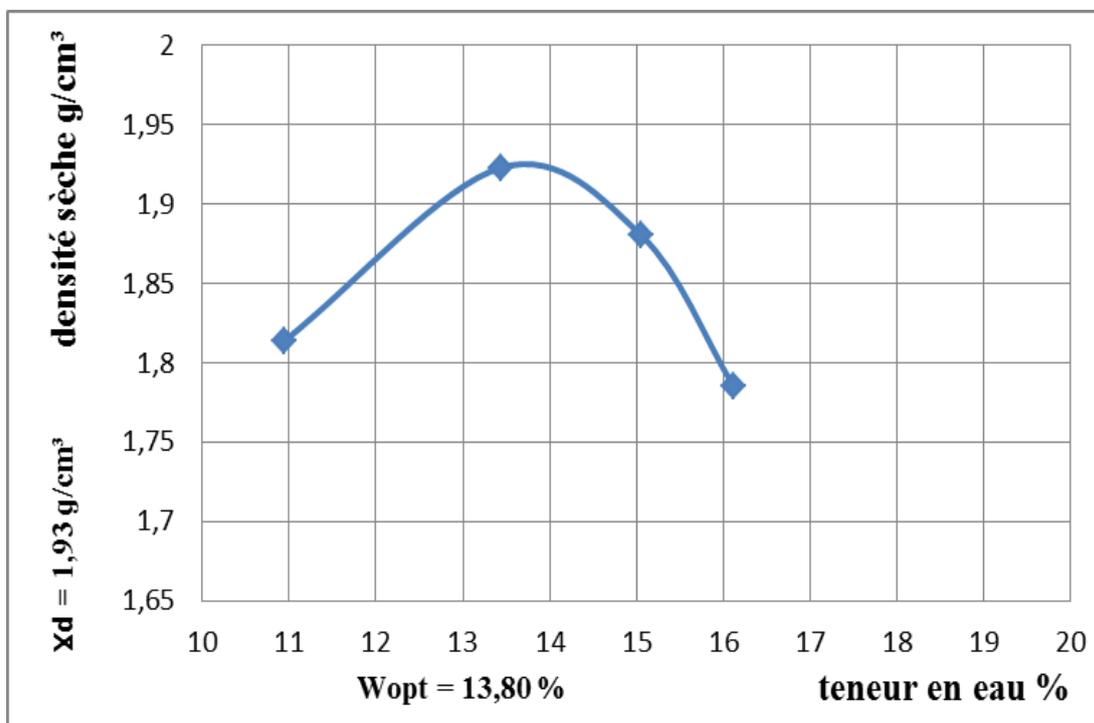


Figure III.5 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (1).

2. Site Krim-Belkacem

N° de l'essai	1	2	3	4	5	6
% d'eau ajouté	8%	10%	12%	14%	16%	18%
teneur en eau %	8,43	10,43	11,67	13,74	15,64	17,05
densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1,91	1,947	1,982	1,935	1,865	1,818

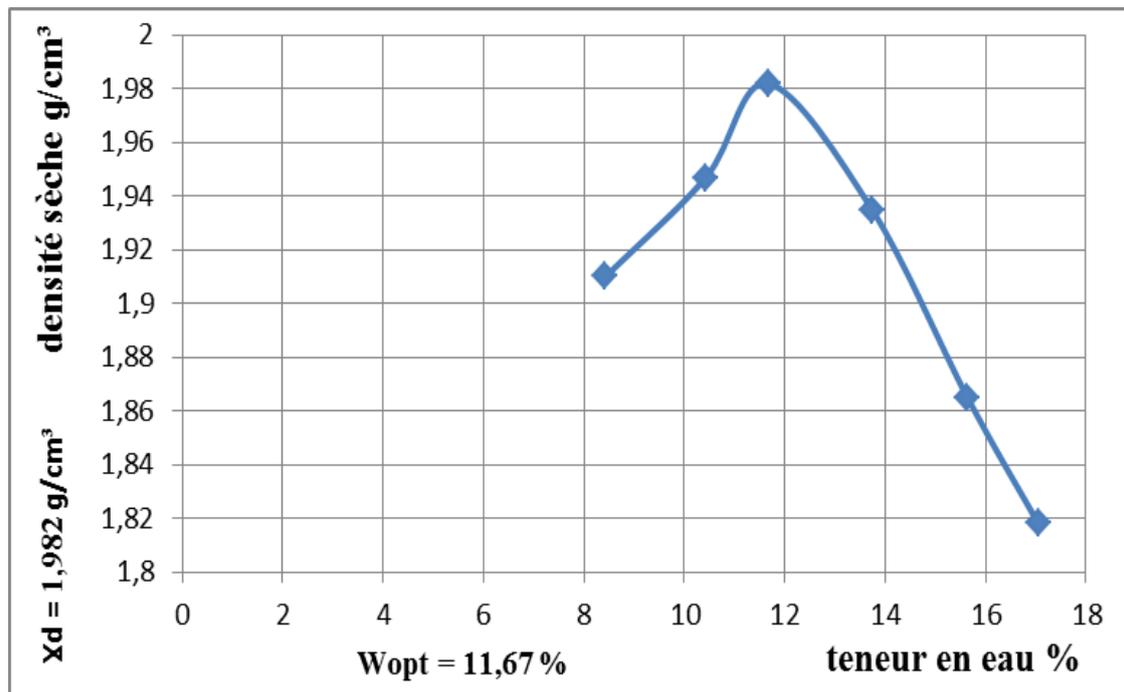


Figure III.6 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (2).

3. Site Boukhalfa

N° de l'essai	1	2	3	4
% d'eau ajouté	14%	16%	18%	20%
teneur en eau %	15,04	17,11	19,69	21,71
densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1,597	1,64	1,696	1,656

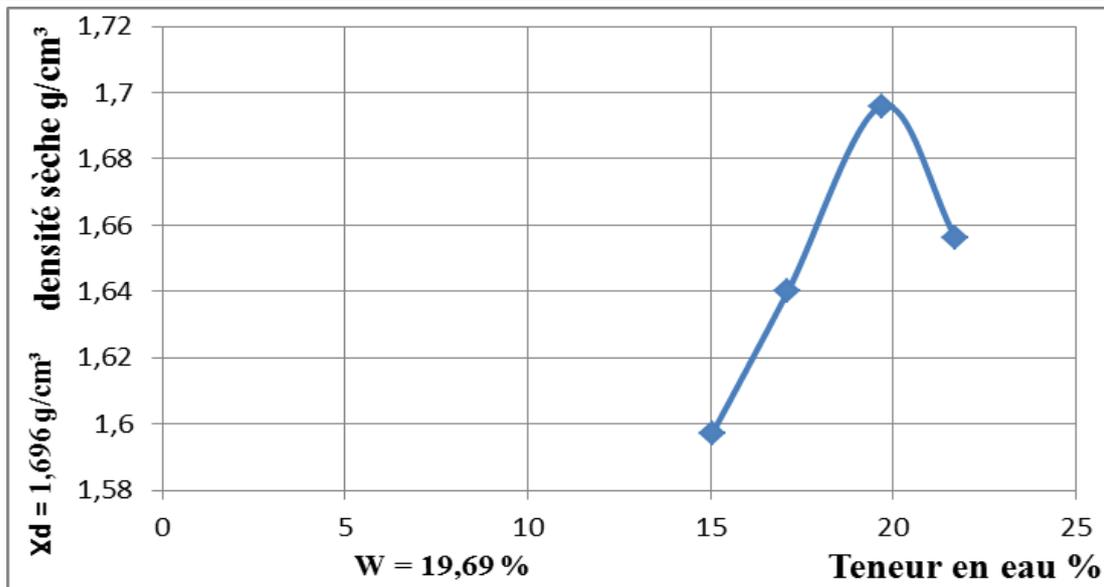


Figure III.7 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (3).

4. Site Les Chaabenes

N° de l'essai	1	2	3
% d'eau ajouté	10%	14%	18%
teneur en eau %	8,87	12,51	15,85
densité sèche ρ_d (g/cm³)	1,756	1,965	1,841

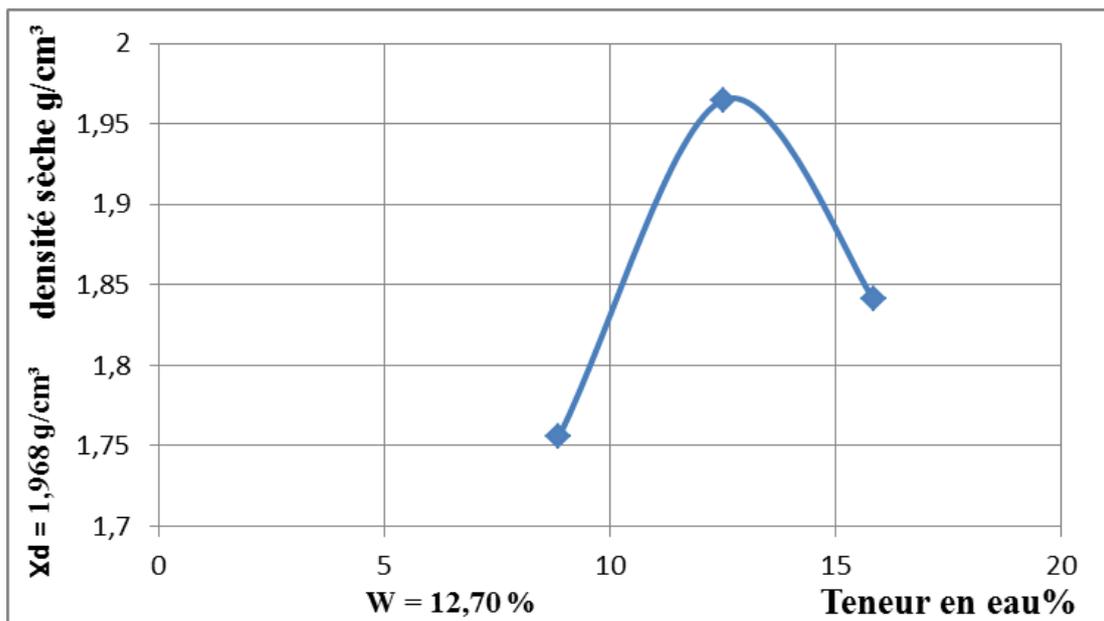


Figure III.8 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (4).

5. Site Habitat

Tableau III.5: Résultats de l'essai Proctor site (5).			
N° de l'essai	1	2	3
% d'eau ajouté	10%	14%	18%
teneur en eau %	8,52	12,55	16,2
densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1,765	1,937	1,828

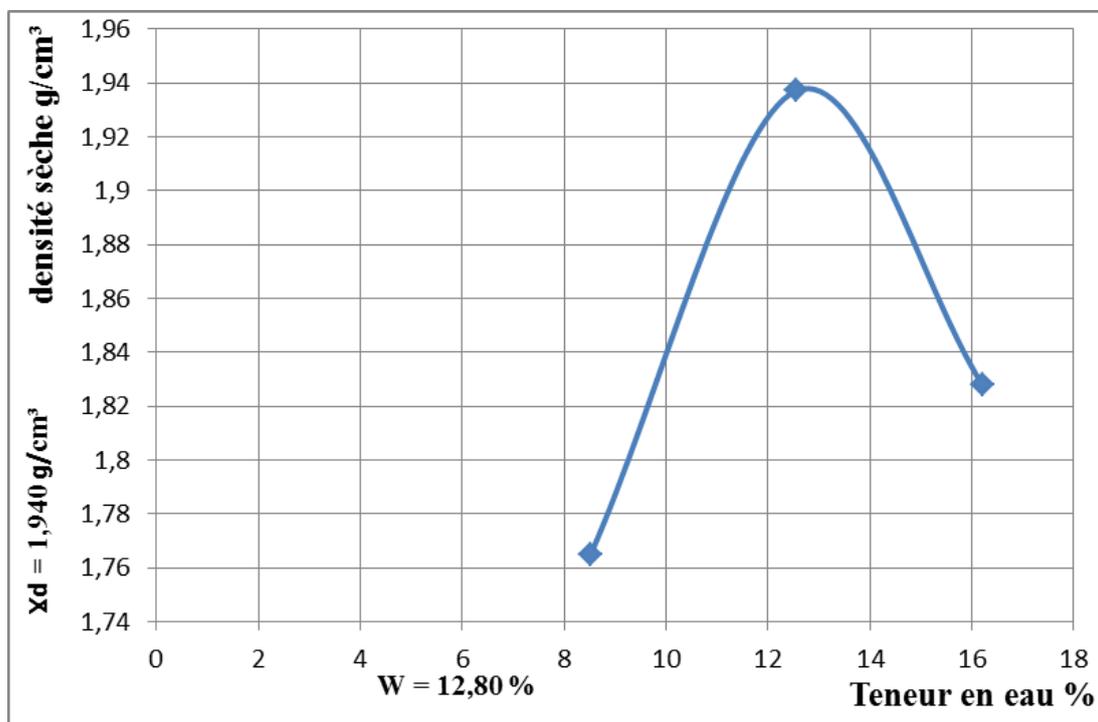


Figure III.9 : Courbe expérimentale d'essai Proctor site (5).

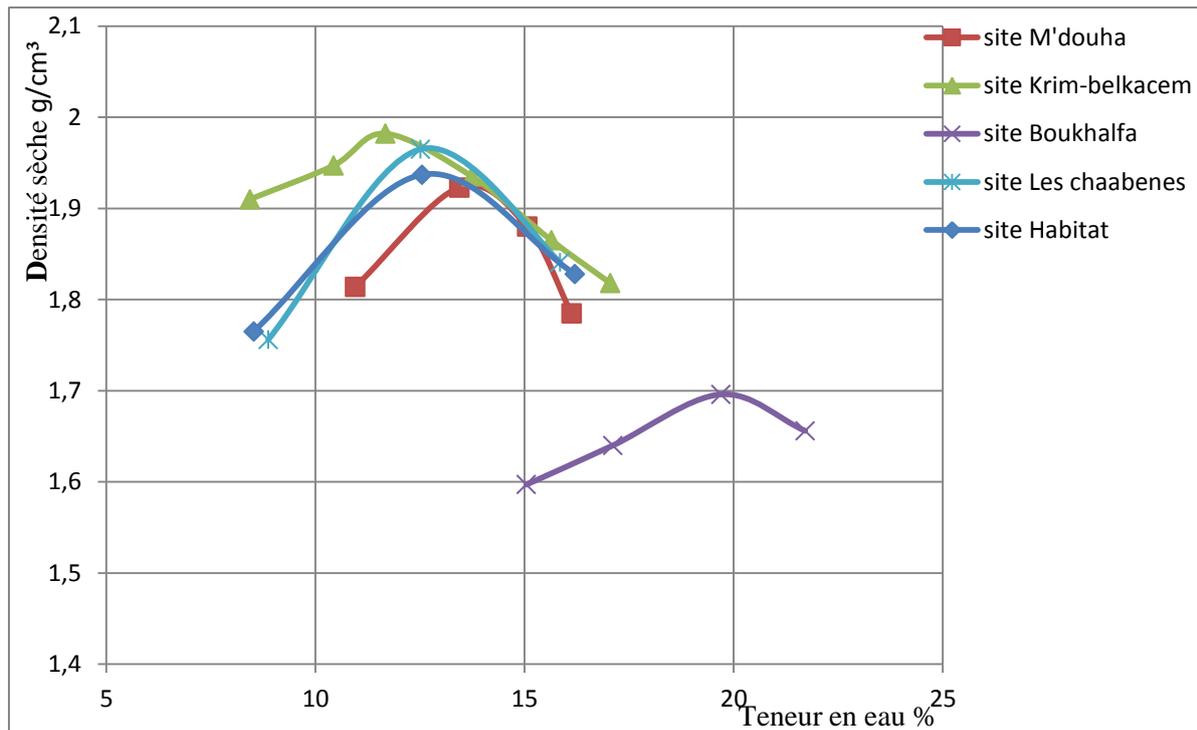


Figure III.10 : Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Sites	Wopt (%)	$\rho_{d \text{ opt}}$ (g/cm ³)
M'douha	13,8	1,93
Krim-Belkacem	11,67	1,982
Boukhalfa	19,69	1,696
Les Chaabenes	12,7	1,968
Habitat	12,8	1,94

Interprétation des résultats

A l'issue des essais effectués, les valeurs obtenues $\rho_{d \text{ opt}}$ permettent de conclure que les sols des sites M'douha, Krim-Belkacem, Les chaabenes et Habitat présentent des densités relativement proches les unes des autres, elles varient entre 1,93 à 1,98 (g/cm³) à des teneurs en eau allant de 11,67% à 13,8%. Néanmoins, la marne de Krim-Belkacem présente la plus forte densité obtenue avec la plus faible teneur en eau.

Par contre, la marne de Boukhalfa présente une densité relativement faible à une teneur en eau plus importante (19,69 %), ceci peut être expliqué par la présence de muscovite absorbante à l'eau et représentant moins d'aptitude au compactage.

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.11 : 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.12 : Essai CBR, imbibition et gonflement par 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.13 : Matériel de confection des éprouvettes d'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.

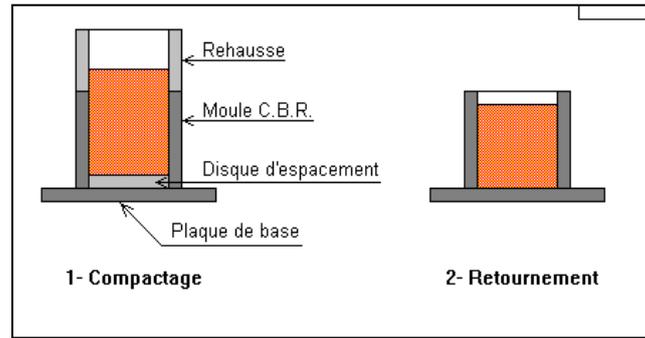


Figure III.14 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

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.

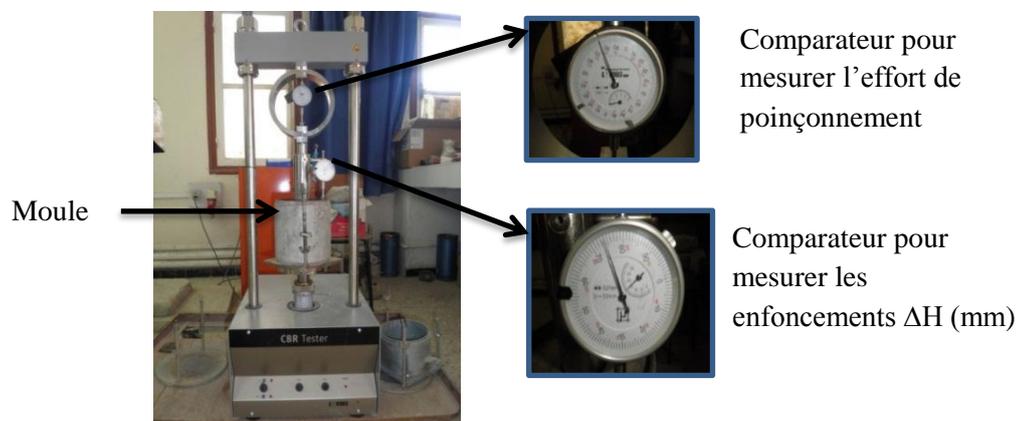


Figure III.15 : Presse CBR.



Figure III.16 : Empreinte du poinçonnement.

Sites	G (%)
M'douha	0,0689
Krim-Belkacem	0,241
Boukhalfa	0,681
Les Chaabenes	0,155
Habitat	0,31

Sites	W (%)	I _(2,5) (%)	I ₍₅₎ (%)	CBR _{imm} (%)
M'douha	13,41	2,233	2,866	2,866
Krim-Belkacem	12,34	2,748	4,587	4,587
Boukhalfa	22,13	2,233	2,178	2,233
Les Chaabenes	12,84	3,263	4,472	4,472
Habitat	13,46	3,779	4,529	4,529

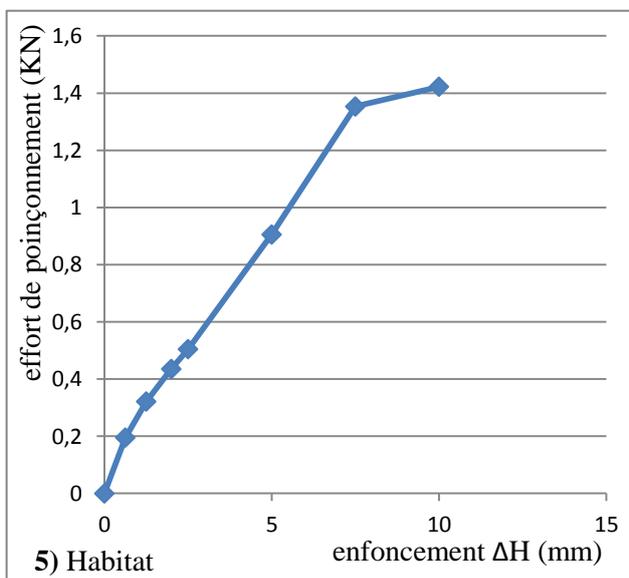
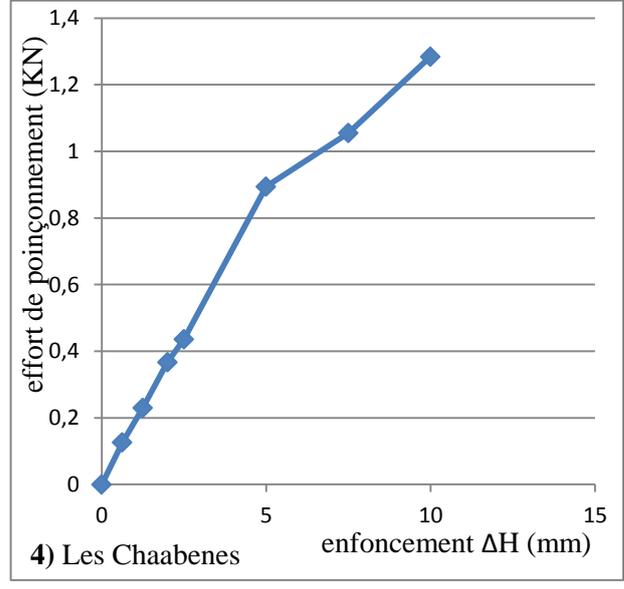
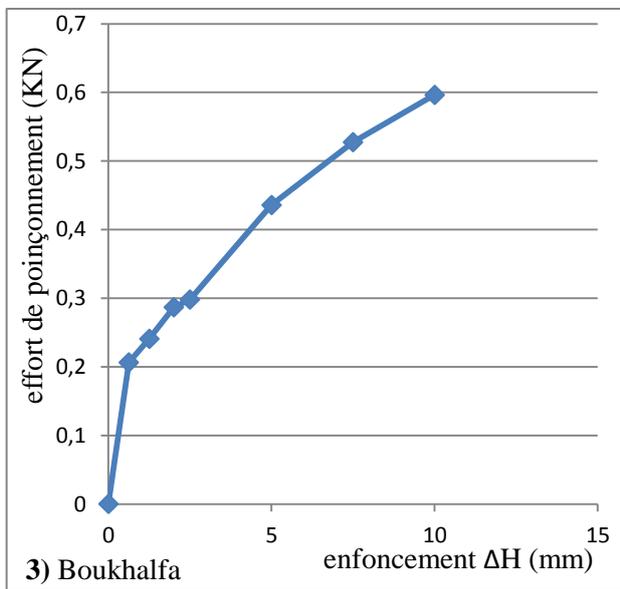
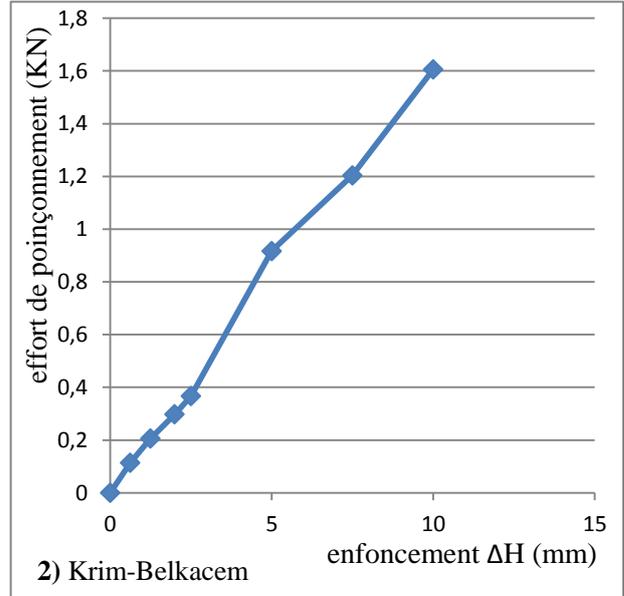
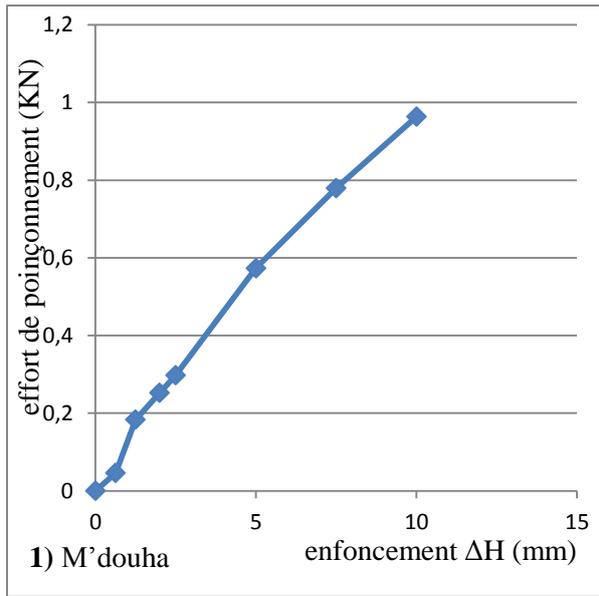


Figure III.17 : Effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement pour chaque site.

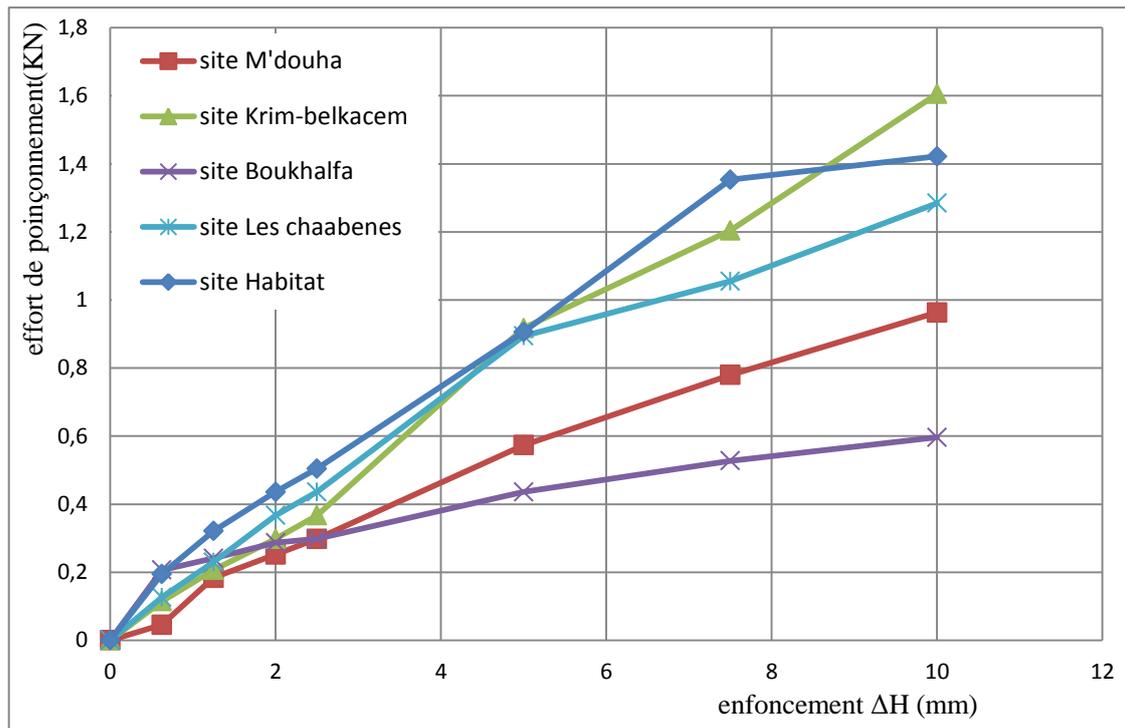


Figure III.18 : Courbes comparatives entre les sols des différents sites.

Interprétation des résultats

D'une manière générale, les indices CBR après immersion obtenues sur les marnes étudiées sont très faibles, ainsi elles présentent une faible portance en présence d'eau. Cependant, les sites de M'douha et Boukhalfa présentent des portances plus faibles malgré qu'elles contiennent des proportions très différentes en CaCO_3 , sachant que la présence de ce paramètre 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 du moins dans le domaine routier, sauf après un éventuel traitement ou à l'abri de l'eau. 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 d'autres domaines du génie civil.

Conclusion

Le compactage des différentes marnes étudiées a donné des résultats intéressants et assez comparables entre les différents sites à l'exception de la marne de Boukhalfa. 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 compressibilité à l'œdomètre et les essais de cisaillement direct à la boîte. Ces derniers feront l'objet du chapitre IV suivant.

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*.

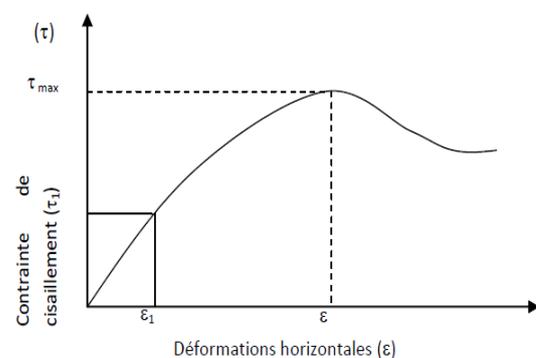


Figure IV.1 : Courbe de contraintes-déformations (LCPC, 1987).

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.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 :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots \dots \dots (\text{IV.1})$$

Elle exprime « la loi de coulomb ».

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

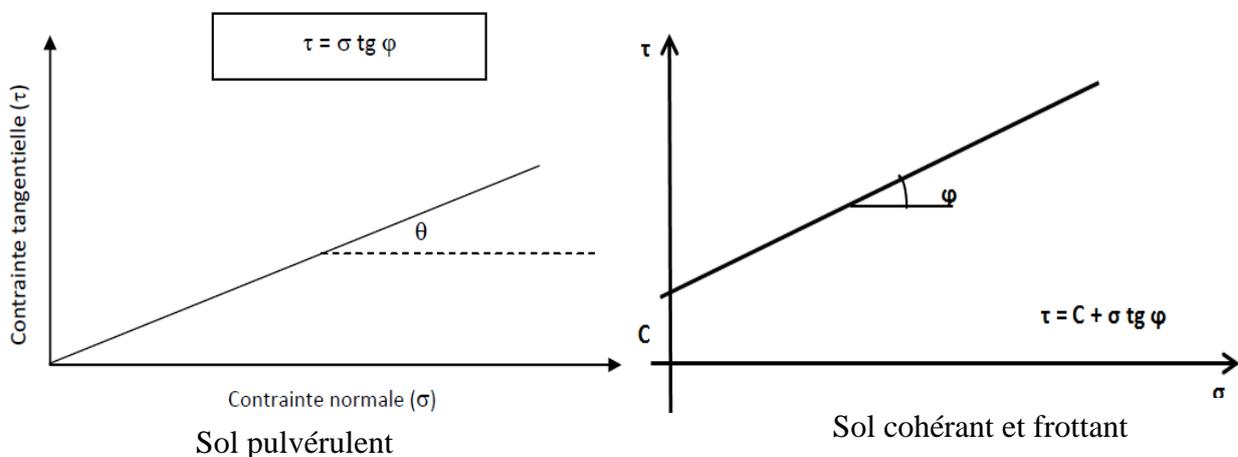


Figure IV.2 : Droite intrinsèque

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

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: $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(\text{IV.2})$

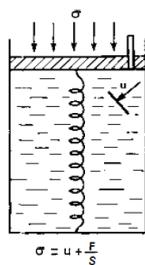
L'angle φ , appelé « angle de frottement interne », dépend essentiellement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. (*Schmitt, Buhon, Berthaud, 2008*).

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 (IV.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 :

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

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 :

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

IV.4. Principe de la méthode

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 (IV.4)*.

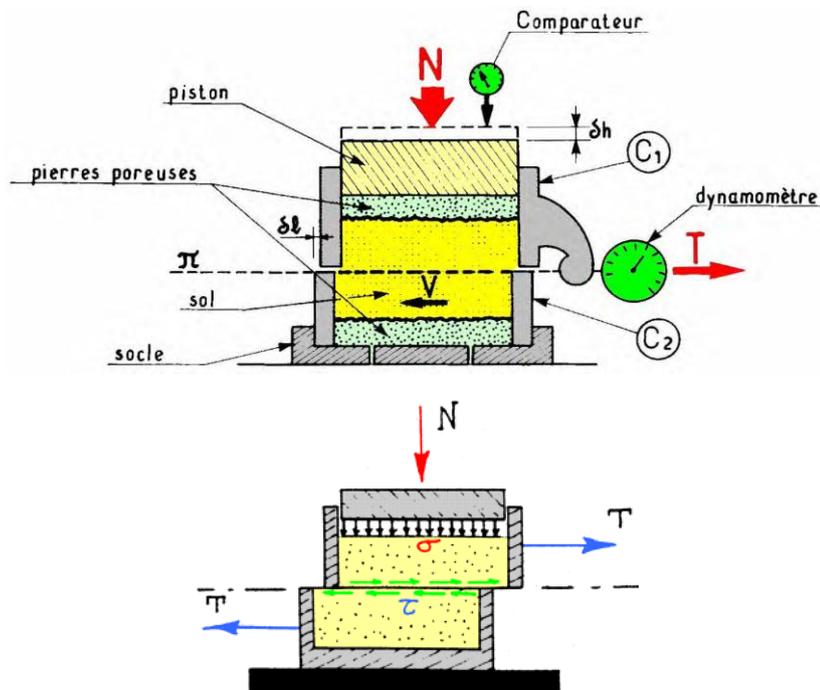


Figure IV.4 : Principe de l'essai de cisaillement.

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. (Techouani, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

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

IV.5. Appareillage

L'appareil comprend :

- 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 demie- 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.

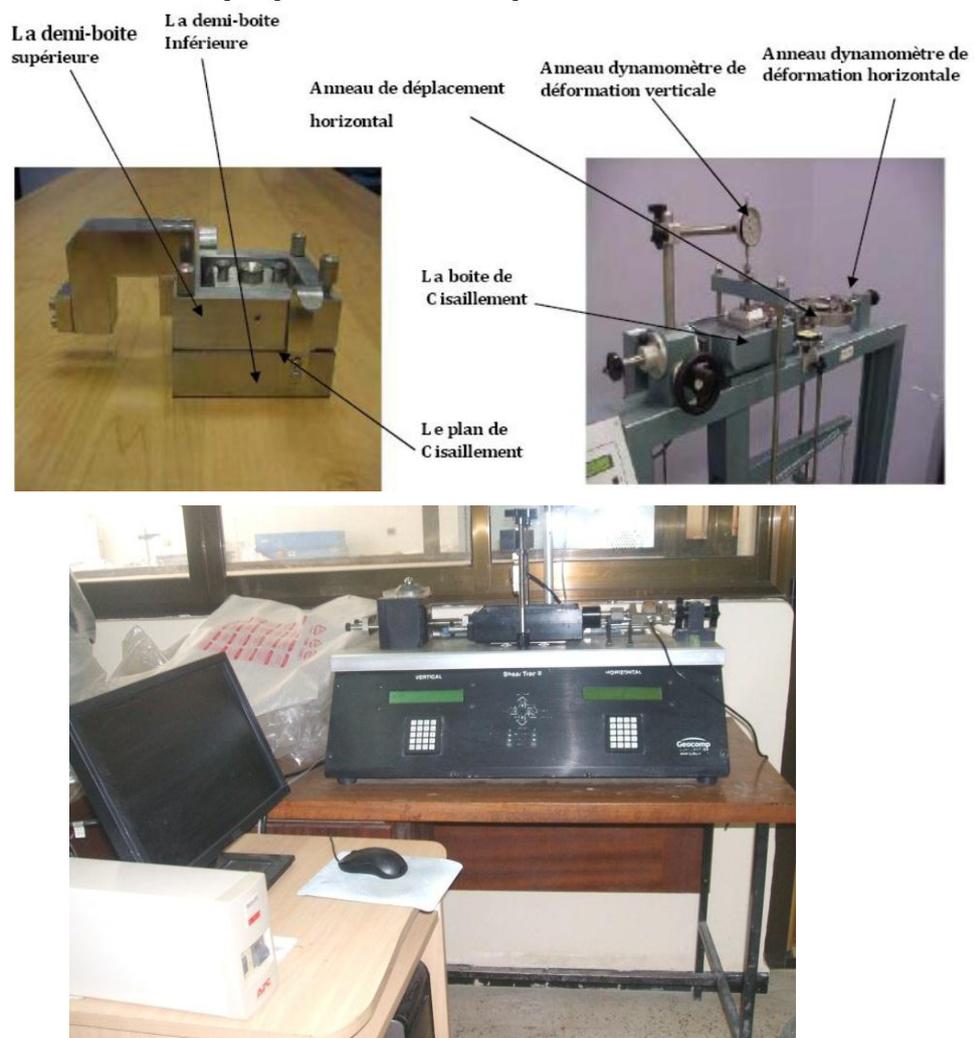


Figure IV.5 : appareillage de cisaillement direct à la boîte.

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 ;

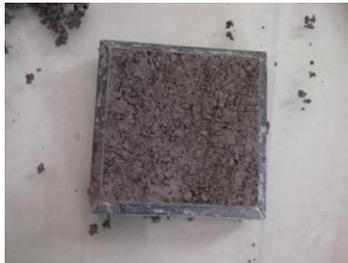


Figure IV.6 : Anneau (60*60) mm².



Figure IV.7 : Remplissage et compactage.

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

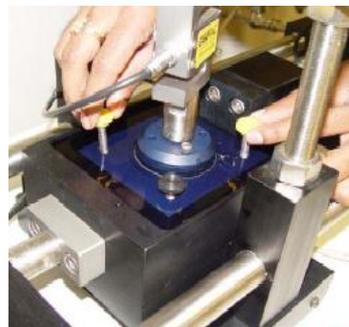


Figure IV.8 : Fixation des deux demi-boîtes.

- 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 $\sigma = (100, 200, 300)$ kPa, maintenue constante tout le long de l'essai ;
- Mettre tous les comparateurs 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 comparateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers ; toute les **15**secondes ;
- 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, sinon on ira jusqu'à la fin de la course ;
- 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 de deux demi-boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

IV.9. Exécution de l'essai

Dans notre cas, les essais de cisaillement sont réalisés dans les conditions de l'optimum, c'est-à-dire des teneurs en eau optimales, en fonction de la nature de la marne:

- ✓ Site (1) : (***W_{opt}* = 13, 80 %**);
- ✓ Site (2) : (***W_{opt}* = 11, 67%**);
- ✓ Site (3) : (***W_{opt}* = 19, 69%**);
- ✓ Site (4) : (***W_{opt}* = 12, 70%**);
- ✓ Site (5) : (***W_{opt}* = 12, 80%**).

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 (%), $\epsilon_v = (\Delta V/V)$;
- 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 $\tau = f(\epsilon_h)$, $\epsilon_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale
- Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$,
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

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



Figure IV.10 : Échantillons après cisaillement.

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

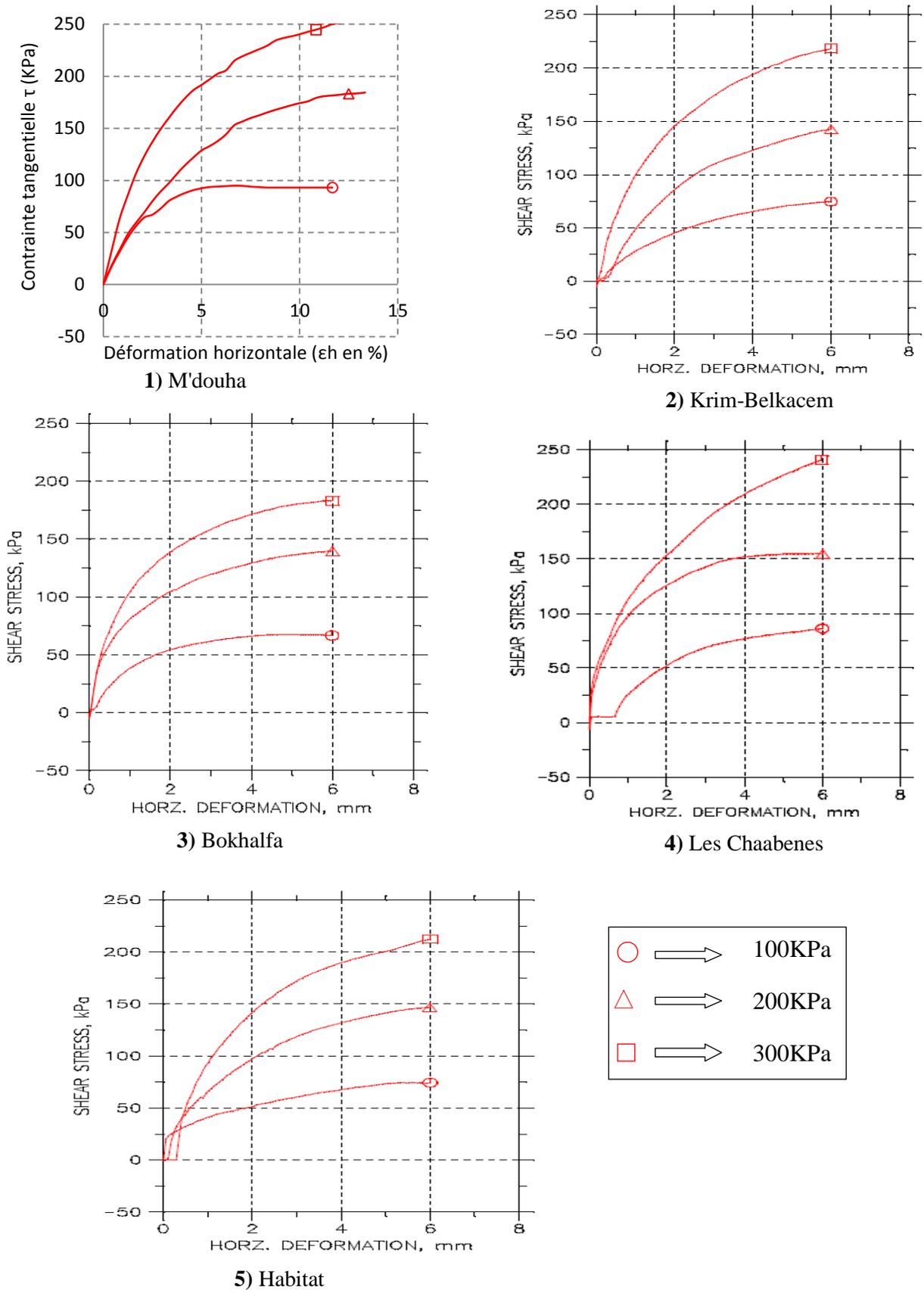


Figure IV.11 : Courbes de contraintes - déformations.

Interprétation des résultats

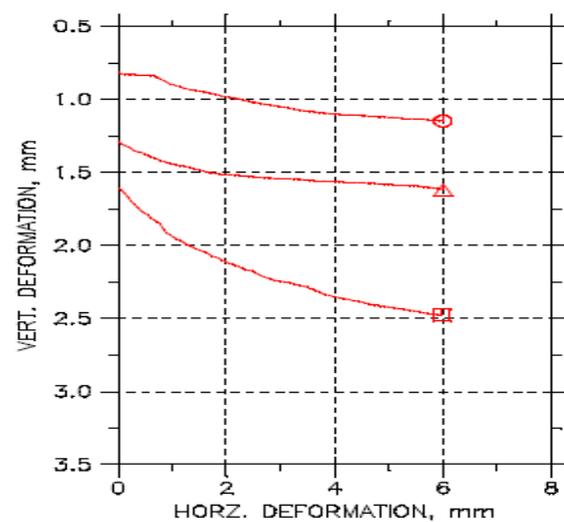
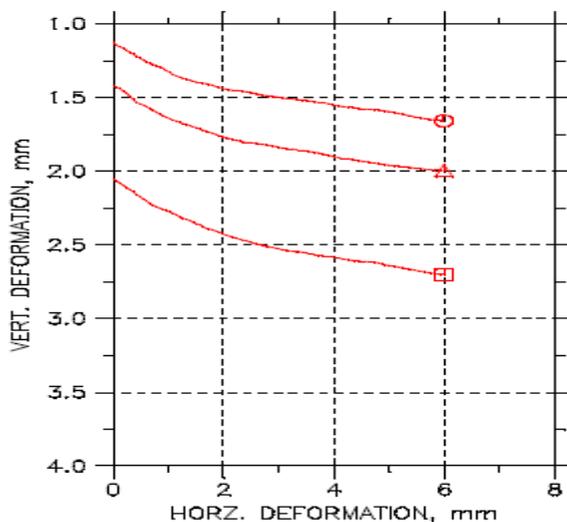
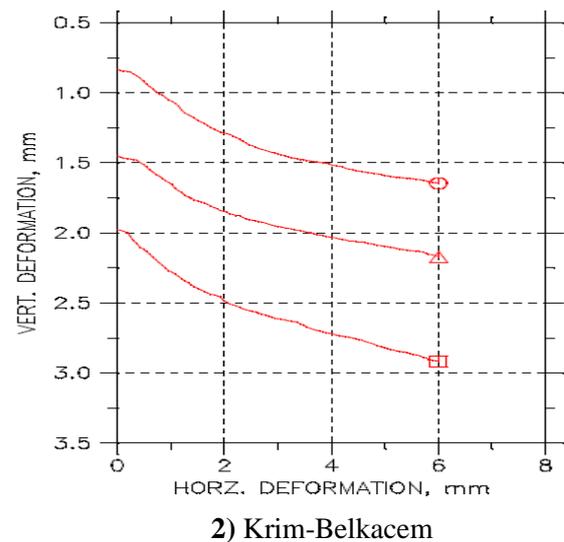
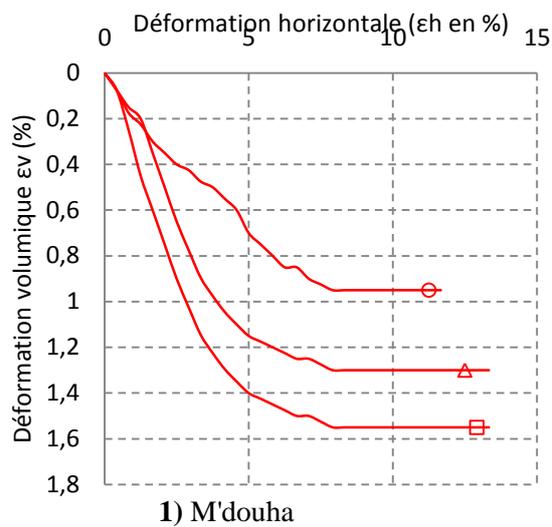
Les courbes contraintes- déformations pour les différents sites étudiés sont présentées sur la figure (V.11). Elles montrent que la résistance au cisaillement des échantillons étudiés augmente avec les déformations de ceux-ci.

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

On remarque également que les courbes ont plus de tendance à évoluer en paliers sans présence de pics de résistance.

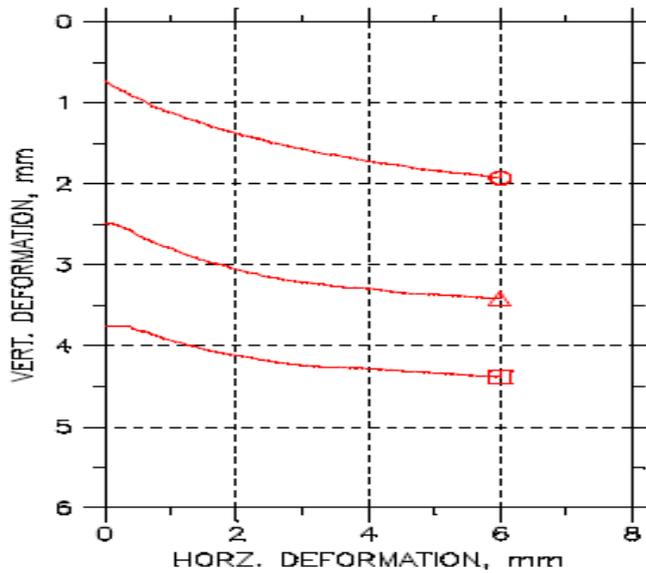
Les marnes issues de Boukhalfa et de Krim-Belkacem, présentent des résistances légèrement plus faibles que les autres marnes.

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



3) Boukhalfa

4) Les Chaabenes



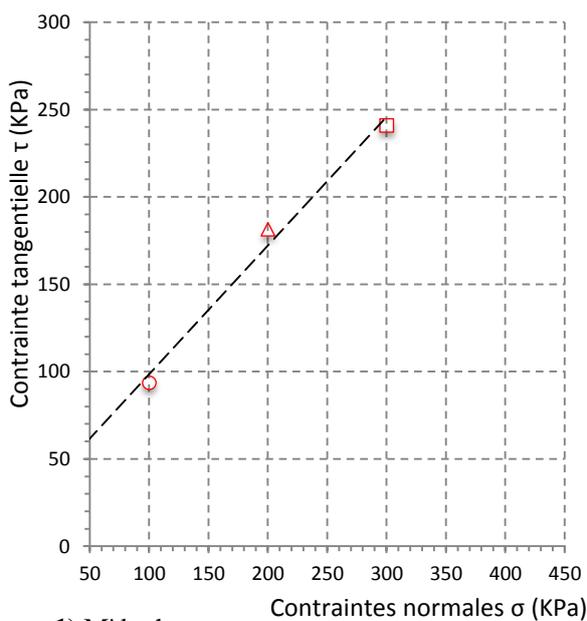
5) Habitat

Figure IV.12 : Courbes de variation de volume.

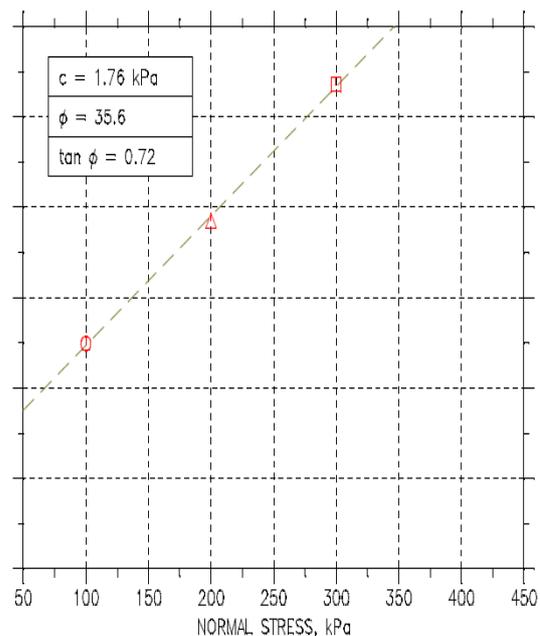
+ *Interprétation des résultats*

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 l'habitat se montre plus contractante que les autres marnes.

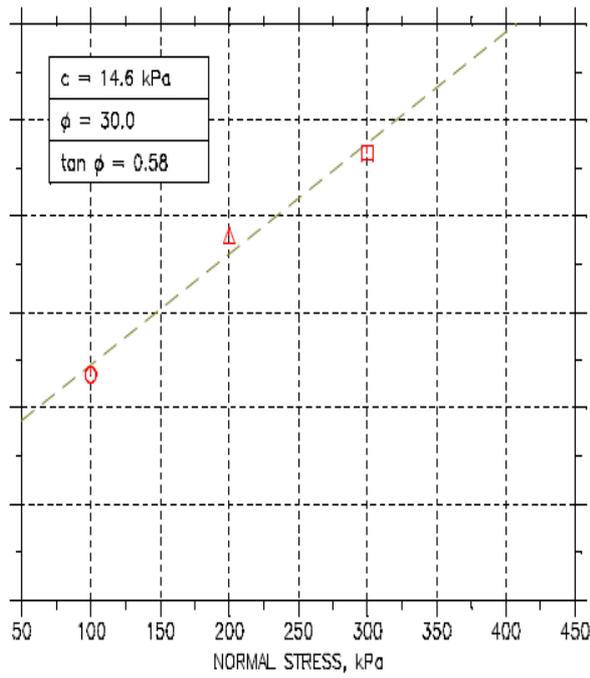
IV.9.2.3 Les droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$



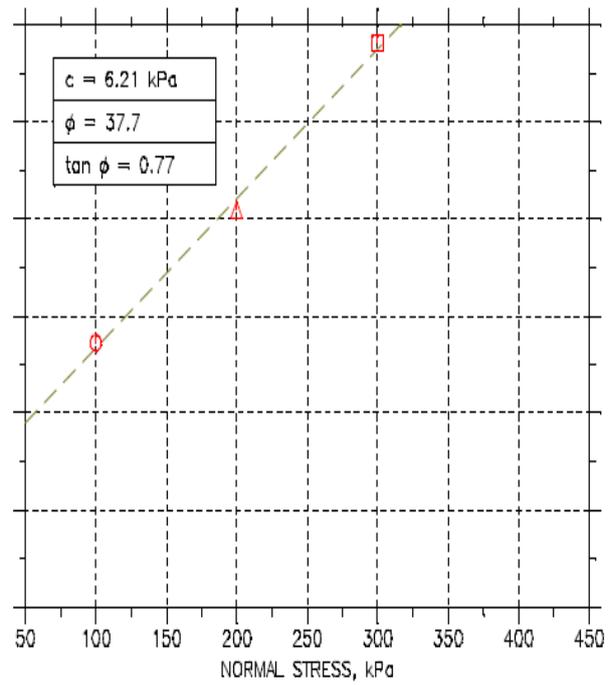
1) M'douha



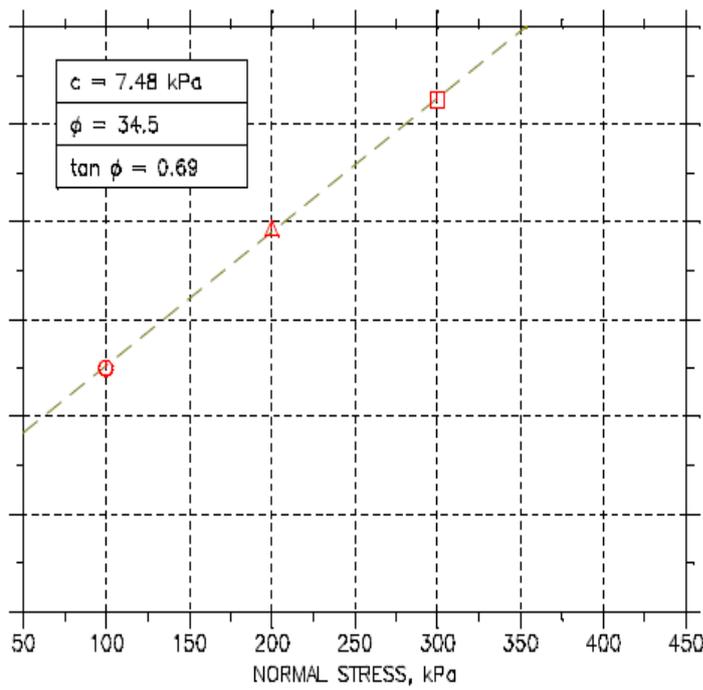
2) Krim-Belkacem



3) Boukhalfa



4) Les Chaabenes



5) Habitat

Figure IV.13 : Droites intrinsèques pour les différents sites étudiés.

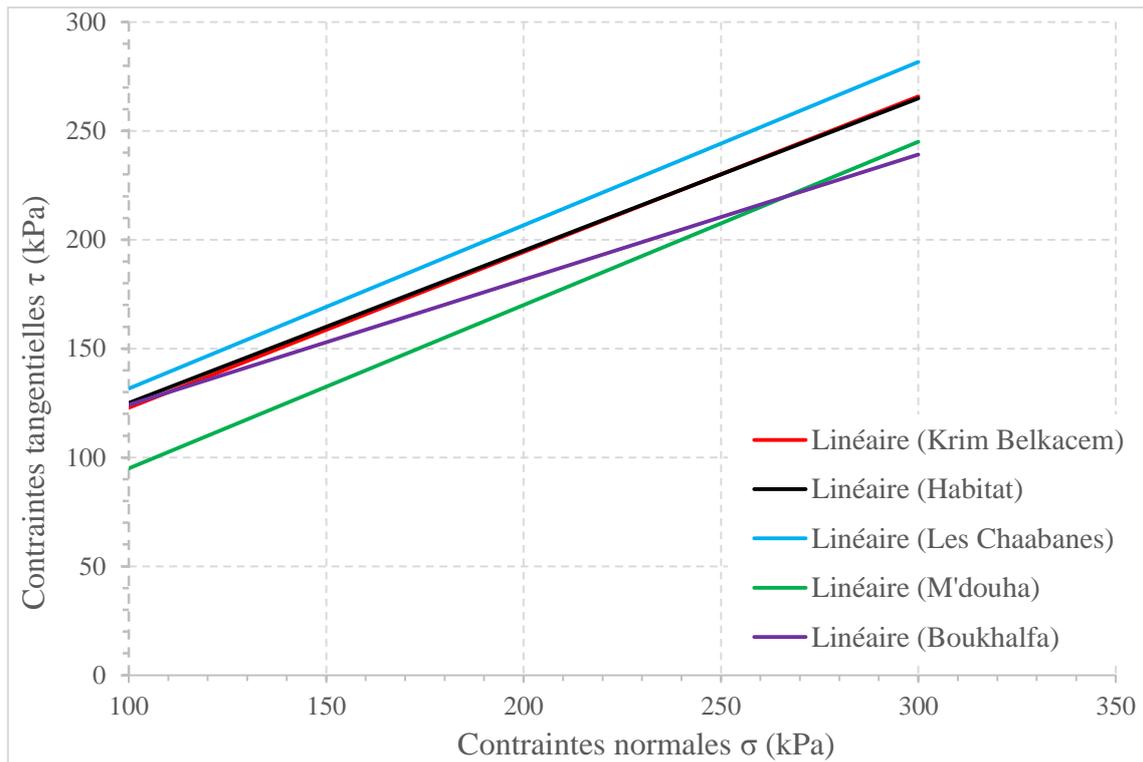


Figure IV.14: Comparaison entre les droites intrinsèques des différents sites étudiés.

Tableau IV.1: Caractéristiques mécaniques au cisaillement direct à la boîte.		
Sites	C'(KPa)	φ'(°)
M'douha	25	36,25
Krim-Belkacem	1,76	35,6
Boukhalfa	14,6	30
Les Chaabenes	6,21	37,7
Habitat	7,48	34,5

+ *Interprétation des résultats*

Les caractéristiques mécaniques obtenues montrent que les matériaux étudiés présentent des angles de frottement assez élevés et comparables allant de 30 à 36,25 degrés. Ceci indique un domaine de variation restreint. Par contre, un écart important apparaît entre les cohésions obtenues sur les différents sites. En effet, la cohésion la plus faible (1,76 kPa) est enregistrée pour la marne de Krim-Belkacem, tandis qu'une cohésion largement supérieure (25 kPa) est enregistrée pour la marne de M'douha.

Les faibles valeurs en cohésion sont dues au fait que la marne (remaniée) est effrité sous forme de grains humidifiés superficiellement.

Cependant, ces valeurs ne sont pas proportionnelles au pourcentage de 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.

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 composant minéralogique. L'étude du comportement en compressibilité à l'œdomètre des différentes marnes fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre V

Essais de compressibilité à l'œdomètre

Introduction

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.1.2 Consolidation

On appelle consolidation la diminution progressive de la teneur en eau d'un sol saturé sous charge constante qui se traduit par une diminution du volume apparent (V).

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 inertielles (consolidation).

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).

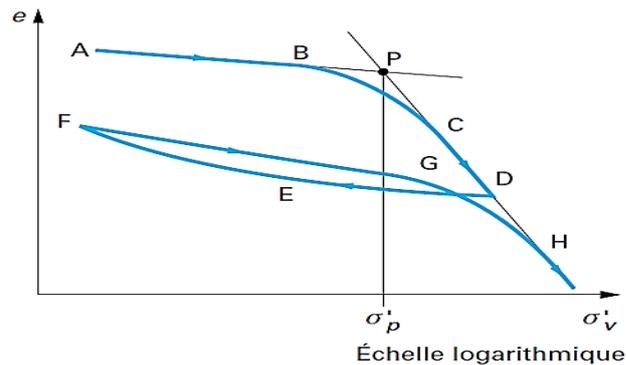


Figure V.1 : Courbe œdométrique (Magnan, 2000).

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 non compactés ou bien d'une vase, (Magnan, 1991).

V.3. But de l'essai

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol chargé progressivement pendant plusieurs jours, qui est placé dans une cellule œdométrique. Un comparateur servant à mesurer la déformation et un dispositif de chargement complète l'appareillage en vue d'établir la relation entre les contraintes effectives et les déformations ou (les indices des vides).

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.

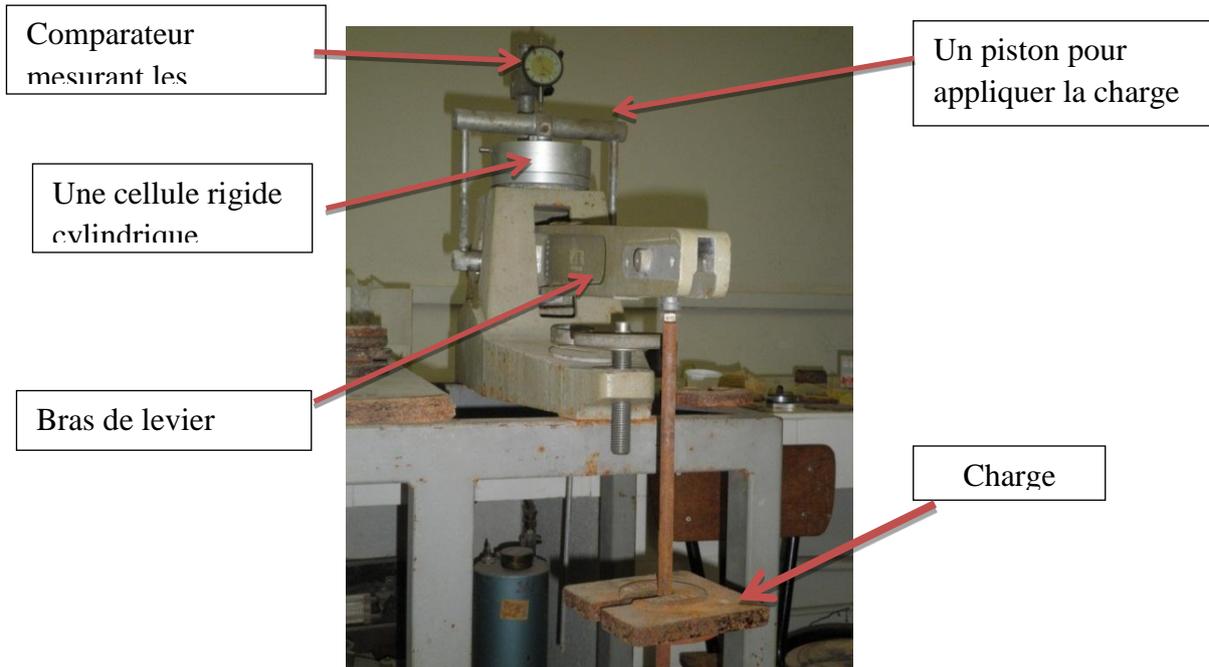


Figure V.2 : Appareillage œdométrique utilisé.

V.6. Mode opératoire

V.6.1 Préparation de l'éprouvette d'essai

- Humidifier le sol sec remanié avec une teneur en eau à l'optimum Proctor.
- 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).
- Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule, comme la montre les figures (d et e).



Figure V.3 : 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 0,5 Kg.
- 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 ;

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

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

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

Avec : m_s : Masse de l'échantillon sec ;

ρ_s : Masse volumique des grains solides ;

S : section droite de l'enceinte.

$$hp = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_w \times S} \dots \dots \dots (V.3)$$

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 :

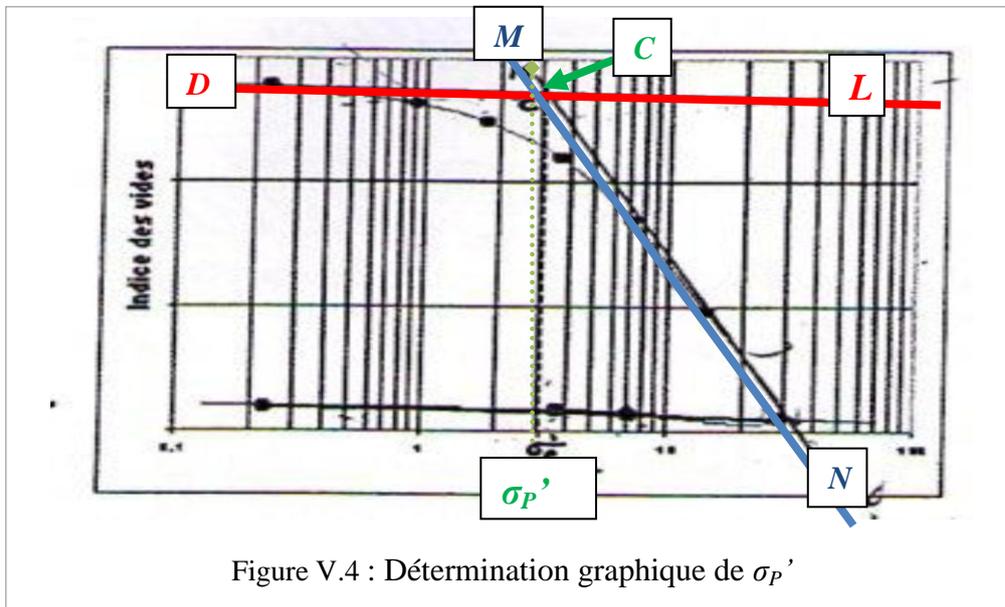
- Teneur en eau initiale de l'échantillon : $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \dots \dots \dots (V.4)$
- Masse volumique initial du sol sec : $\rho_d = \frac{m_s}{H_0 S} \dots \dots \dots (V.5)$
- Masse volumique initial : $\rho = \frac{W_h}{H_0 S} \dots \dots \dots (V.6)$

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*.



V.7.3.2 Indice de compression et de gonflement

V.7.3.2.1 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 :

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

V.7.3.2.2 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 :

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

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 (les teneurs en eau de Proctor Normal).

V.8.1 L'échantillon après essai



Figure V.5 : Echantillon après essai.

V.8.2 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.

V.8.3 Les courbes de compressibilité

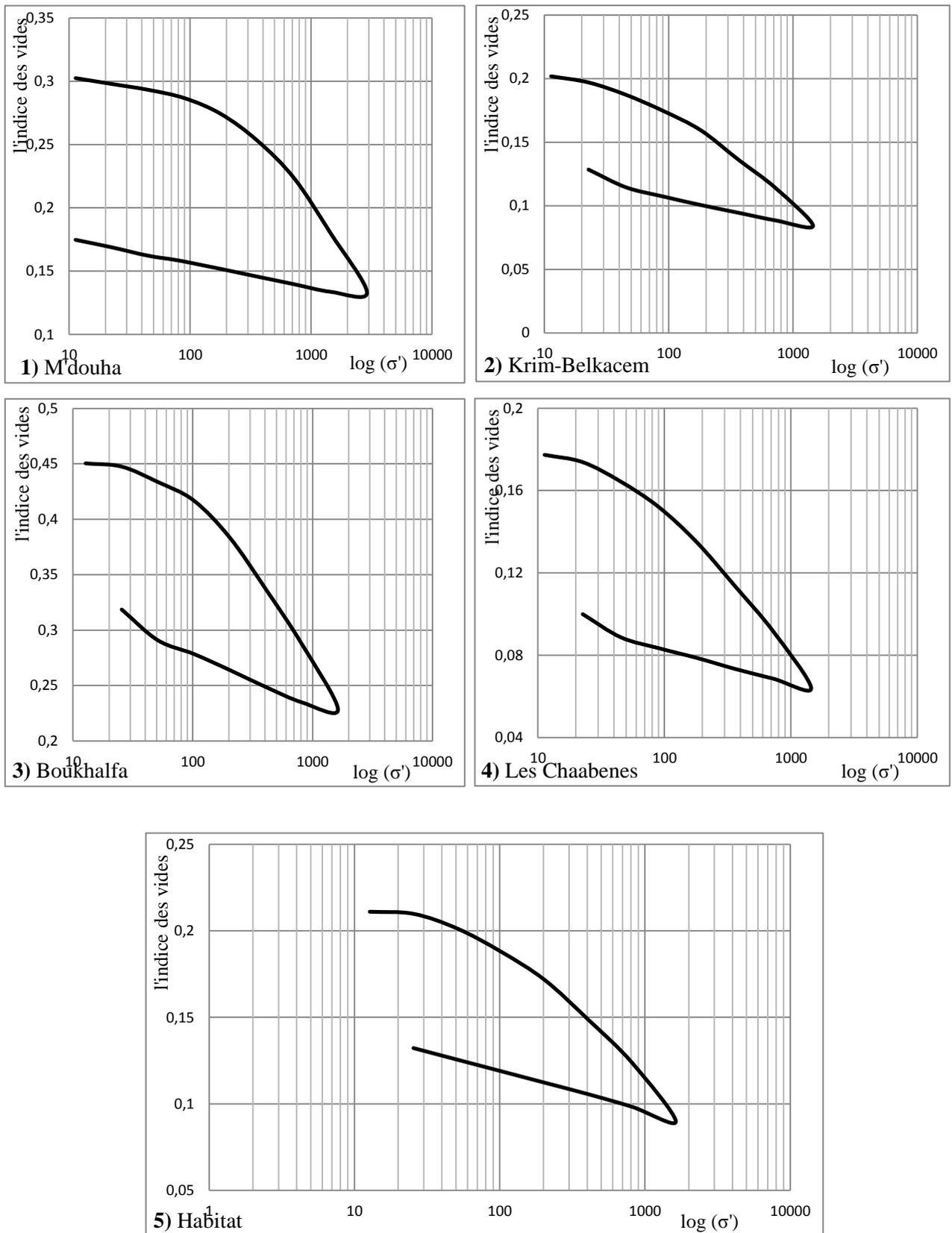


Figure V.6 : Les courbes de compressibilité pour les différents sites étudiés.

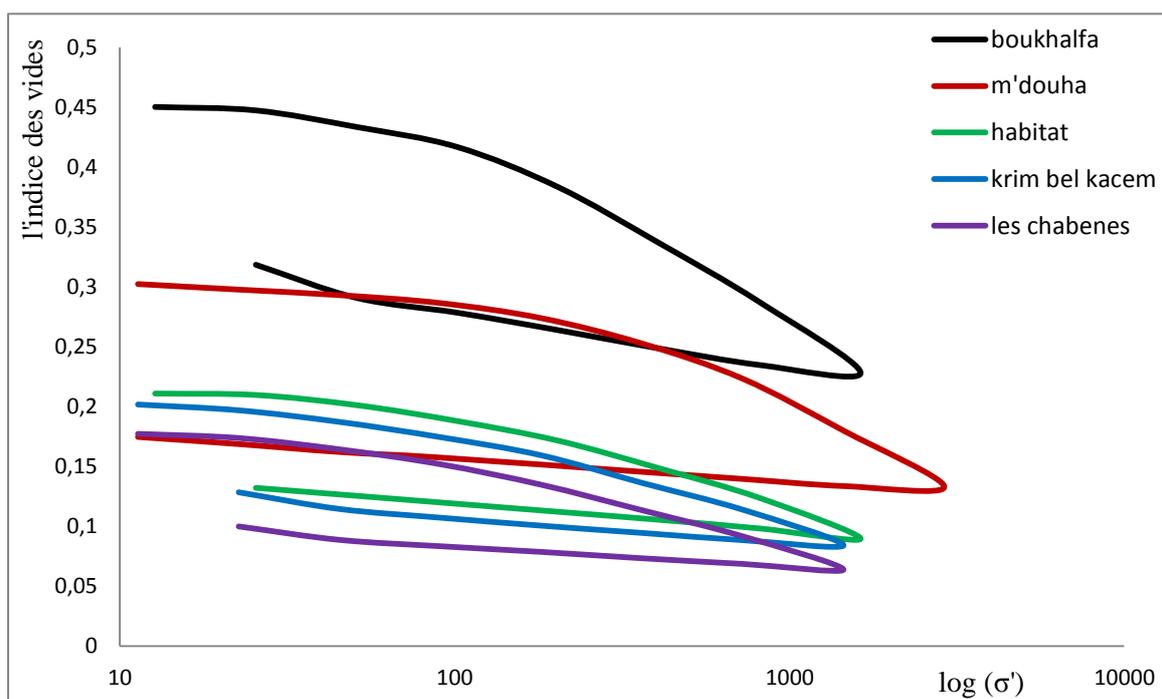


Figure V.7 : Comparaison entre les courbes œdométriques des différents sites étudiés.

Tableau V.1 : Résultats de l'œdomètre pour les cinq sites.		
Sites	Cc	Cg
M'douha	0,134	0,0156
Krim-Belkacem	0,080	0,0228
Boukhalfa	0,150	0,039
Les Chaabenes	0,0729	0,0177
Habitat	0,0830	0,0216

✚ 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 M'douha et de Boukhalfa. En effet, malgré que tous les échantillons soient compactés à la même énergie de compactage, néanmoins les indices des vides initiaux (avant compressibilité) présentent des valeurs très différentes. Cependant, les résultats obtenus aux essais de compressibilité montrent que les marnes issues de M'douha et de Boukhalfa sont moyennement compressibles ($0.1 < C_c < 0.2$). Tandis que les marnes de Krim-Belkacem, Les Chaabenes et L'Habitat sont peu compressibles ($0.05 < C_c < 0.1$), selon (Terzghi).

Du point de vue gonflement, les valeurs du coefficient de gonflement obtenues pour les différents échantillons vérifient la plage de valeur ($0.01 < C_g < 0.04$), ceci permet de conclure selon (Sanglerat, 1981) que les matériaux étudiés sont peu gonflants.

Conclusion

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

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La présente étude a pour objectif principal la caractérisation mécanique et minéralogique de certaines marnes de la Grande Kabylie, particulièrement les marnes prélevées des sites suivants : M'douha, Krim-Belkacem, Boukhalfa, Les Chaabenes et L'Habitat. Elle permet ainsi de mettre en évidence la relation entre la minéralogie et les caractéristiques physiques et mécaniques des marnes de la région de Tizi-Ouzou.

Cependant, les essais d'identification réalisés permettent de constater que :

- 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 du site de prélèvement.
- La teneur en matière organique est très faible pour toutes les marnes étudiées (1% à 1,83%).
- L'analyse chimique a montré une présence de SO_4 dont la proportion est relativement plus importante dans la marne de Krim-Belkacem ; avec des traces de Cl^- .
- Les limites d'Atterbeg (w_l , w_p et I_p) ne varient pas proportionnellement en fonction de la teneur en carbonate ($CaCO_3$) qui varie dans une plage importante allant de 14% à 58%. Ce dernier se présente en faibles proportions dans les marnes de Krim-Belkacem et de Boukhalfa
- L'indice de plasticité est sensiblement lié à la présence de muscovite. Ainsi, les valeurs les plus importantes sont constatées pour la marne de Boukhalfa.

Les essais mécaniques réalisés permettent de constater que :

- Les marnes traitées dans cette étude permettent d'avoir des densités intéressantes (acceptables) au compactage à des teneurs en eau moyennes, à l'exception de la marne de Boukhalfa dont la densité est relativement faible, obtenue à une teneur en eau optimale plus importante.

- Ces matériaux développent par contre, de très faibles portances aux essais CBR avec immersion, notamment dans le cas des marnes de M'douha et de Boukhalfa. Les gonflements enregistrés sont également très faibles (négligeables), mais plus apparents dans le cas des marnes de Boukhalfa (présence de Muscovite).
- L'angle de frottement (φ') varie entre 30° et 38° (plage de variation faible), c'est des valeurs élevées, accompagnées de cohésions relativement faibles, qui présentent par contre, une plage de variation très importante (1,5 à 25 kPa), avec des valeurs très dispersées. Cependant, la marne de Boukhalfa contenant de la Muscovite, présente un angle de frottement moyen (30°) et une cohésion importante (14,6 KPa).
- Les matériaux étudiés sont peu à moyennement compressibles, et peu gonflants. Néanmoins, ces phénomènes sont plus apparents dans le cas de la marne de Boukhalfa (présence de Muscovite).

Les caractéristiques mécaniques déduites sur les marnes étudiées ne dépendent pas d'un seul paramètre minéralogique, mais plutôt, de la combinaison de plusieurs paramètres. Néanmoins, la présence de muscovite influe négativement sur le comportement des marnes, ceci est confirmé par le comportement défavorable de la marne de BOUKHALFA sous les différents types de sollicitations mécaniques auxquelles elle est soumise.

Perspectives

Enfin, dans le but d'élargir la caractérisation minéralogique et mécanique des marnes de la Grande Kabylie et de mettre en évidence la liaison entre ces deux types de paramètres, il est indispensable de procéder à l'étude d'autres sites pour balayer toute la région et de réaliser d'autres types d'essais. Ceci permettra de mieux cerner leur comportement et de passer par la suite à l'étape de modélisation afin de tirer des conclusions plus significatives.

- 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 plastizität 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.
- Benaïssa 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.
- Bouzi 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.

- 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 HIM32, 2009/2010.
- LNBTP.** 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.
- Mitchel J.K., (1979).** Influence of mineralogy and pore solution chemistry on the swelling and stability of clays. Proc. 3rd Int. Conf. On Expansive Soils Tech. On City, Haifa, vol. 22.

Mohr, O., (1914). Abhandlungen and dem gebiet. Der Technischen Mechanic, 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 D. Guignard- (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.

Robert, (1987). Robert M., Veneau G., Abreu M. M., 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, Smith T.J.,(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 International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.

Terzaghi K.,(1926). The mechanics of adsorption and of the swelling of gels. Colloid symposium monograph, pp. 58-78, New York: Chemical Catalog Co.

Terzighi K, 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.