

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

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



**MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE
Spécialité : Génie civil
Option : Géotechnique et environnement**

UTILISATION DE LA MARNE DANS LES CHAUSSÈES

Présenté par :
EL ROUL ISLAM

Devant le jury, composé de :

Mr BOUDLAL OMAR	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président..
M ^{me} BOUBRIT HASSIBA	Maitre d'assistant à l'UMMTO	Promotrice.
M ^{me} MOBAREK HORIA	Maitre d' assistant à l'UMMTO	Examinatrice.

Année : 2016/2017

Remerciements

Au premier, je remercie le bon dieu qui ma donner la force de poursuivre mon travail et de surmonter les difficultés rencontre.

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

Mes remerciements les plus sincères pour ma promotrice M^{me} BOUBRIT HASSIBA, Maitre de assistante à l'UMMTO qui a encadré ce travail, elle m'a fait bénéficier à la fois de ses compétences scientifiques et de sa grande disponibilité

Je tiens également à remercier Mr Boudlal Omar, Maitre de conférences à l'UMMTO qui m'a honoré d'avoir accepté de présider le jury de soutenance du présent mémoire. et M^{me} Mobarek, Maître assistante à l'UMMTO qui a bien voulu examiner ce mémoire.

Mes plus vifs remerciements sont adressés également à tous mes enseignants de l'université MOULOUD MAMMERIde Tizi-ouzou.

Je remercie laboratoire EXPERT SOL (Mr RABIA TAHA) de m'avoir aidé à l'essai oedométrique. Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce présent travail.

❧ *Dédicace* ❧

Je dédie cet humble travail à la femme la plus chère au monde, à celle qui a sacrifié sa vie pour me voir réussir et me voir concrétiser mes projets, à celle à qui je dois tout, ma mère.

❧ *Je dédie ce travail à mon père.*

❧ *Mon très cher el rouf mourad.*

❧ *À tous mes amis sans exceptions*

islam

Dédicaces

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers et respectueux parents vraiment aucun dédicace ne serait exprimer mon attachement, mon amour et mon affection, je vous offre ce travail en témoignage de tous sacrifices et l'immense tendresse dont vous m'avez toujours su me combler.

Puisque le dieu tout puissant vous garder et vous procurer santé et bonheur.

A mon oncle el roul mourad

A mes sœurs: siham,faiza

A mes frères: taha et sa famille, riad et sa famille

A toutes mes amis.

Aux étudiants de la faculté du Génie de la construction qui m'aiment et que j'aime

Remerciement.

Dédicaces.

Liste des figures

Liste des principales notations et indices.

Introduction générale..... 1

CHAPITRE I : les chaussées

I-1-introduction.....	2
I -2-définition.....	2
I-3-évolution des chaussées.....	2
I-4-le rôle d'une chaussée.....	2
I-5- Structures de chaussées.....	3
I-5- 1-La plate-forme.....	4
I-5- 2- L'assise.....	4
I-5- 3-La couche de surface.....	4
I-5- 3-1-Couche de liaison (binder).....	4
I-5- 3-2-Couche de roulement (couche d'usure)	4
I-6-Différents types de chaussées	5
I -6-1--chaussée souple.....	5
I -6-1-chaussée bitumeuse épissés.....	5
I -6-3-Les chaussées semi-rigides.....	6
I -6-6-4-chaussée a structure mixte.....	6
I -6-6-5-chaussée a structure inverse.....	7
I -6-6-Chaussées en béton de ciment.....	7
I-7- Comment fonctionnent les chaussées.....	7
I-7-1-les chaussées souples à assise non traitée.....	7
I-7-2- les chaussées semi-rigides à assise traitée.....	8
I-8-Pourquoi les chaussées se dégradent.....	8
I-8-1-le trafic.....	8
I-8-2-les conditions climatiques.....	8
I-8-2-1-L'eau superficielle et interne.....	8
I-8-2-2-Le gel –dégel.....	9
I-8-3-les malfaçons.....	10

I-9- Actions des véhicules sur la chaussée.....	10
I-9-1 : Actions verticales.....	10
I-9-2-Actions tangentielles.....	10
I-9-3-Actions dynamiques.....	11
I-9-4-Vibrations.....	11
I-9-5-Durée d’application des charges.....	11
I-10-types de dégradations des chaussées.....	12
I-10-1-les déformations.....	12
I-10-2-les fissures.....	13
I-10-3-Les arrachements.....	15
I-10-4-les remontées.....	16
I-11-Conclusion.....	17

.

CHAPITRE II –Généralité sur le matériau marne

II-1--introduction sur le sol.....	18
II-2- Les roches sédimentaires.....	18
II-3-Définition de la marne.....	18
II-4- Genèse des marnes.....	20
II -5-Quelques types de marnes.....	20
II -6-La minéralogie et composition chimique des marnes.....	21
II -7-Dégradations des sols marneux.....	21
II -8-Comportement des marnes.....	22
II -9-Caractéristiques des marnes.....	22
II -10-Les sols marneux de la Grande Kabylie.....	22
II -11-Conclusion.....	23

CHAPITRE III- Identification des matériaux

III-1-Essais d’identification réalisés.....	24
III-1-1-Analyse granulométrique.....	24
III-1-2-Le tamisage (NF P18-560).....	24
III-1-3- Le résultat de l’analyse granulométrique de grés.....	25
III-1-4- Le résultat de l’analyse granulométrique de granite.....	26
III-1-5- Le résultat de l’analyse granulométrique marne.....	27

III-1-5-Mesure des caractéristiques physiques des granulats	28
III-1-5-1-Teneur en eau (w) (NF P94-050)	28
III-1-5-2-Masse volumique des grains solides (NFP94-054)	29
III-1-5-3-La masse volumique humide (ph) (NF P94-053).....	30
III-1-5-4-La masse volumique sèche (pd).....	31
III-1-5-5-Indice des vides (e).....	32
III-1-5-6-La Porosité (n).....	32
III-1-5-7-Le degré de saturation	33
III-1-5-8-Détermination des limites d'Atterberg pour l'argile et la marne.....	34
III-1-5-8-1-Limite de liquidité à la coupelle - limite de plasticité au rouleau.....	34
III-1-5-8-2-Définitions.....	34
III-1-5-8-3-Principe de l'essai.....	35
III-1-5-8-4-Présentation des résultats.....	35
III-1-5-8-5-Interprétation des résultats.....	37
III-1-5-8-6-Conclusion.....	38

CHAPITRE IV- Etude du compactage (essai Proctor)

IV-1-Définition du compactage.....	39
IV-2- Objectifs et conséquences du compactage.....	39
IV-2-1- La réduction ou élimination des risques de tassements.....	40
IV-2-2-L'élévation des caractéristiques mécaniques.....	41
IV-2-3-La diminution de l'attrition.....	41
IV-2-4- La diminution de la perméabilité.....	41
IV-3- Paramètres influençant le compactage.....	42
IV-3-1- Influence de la teneur en eau.....	42
IV-3-2- Influence de l'énergie de compactage.....	44
IV-3-3-Influence de la granulométrie (type de sol).....	44
IV-4-Effet du compactage sur certaines propriétés des sols.....	45
IV-4-1-Effet sur la structure du sol.....	46
IV-4-2- Effet sur la perméabilité.....	46
IV-4-3- Effet sur le gonflement et le retrait.....	46
IV-4-4- Effet sur la compressibilité.....	46
IV-4-5-Effet sur la résistance au cisaillement.....	46

IV-5-Les essais de compactage en laboratoire.....	47
IV-5-1-Essai à la table vibrante.....	47
IV-5-2- Essai Proctor.....	47
IV-6-Exécution de l'essai Proctor.....	47
IV-6-1- But de l'essai.....	47
IV-6-2-Principe de la méthode.....	48
IV-7-Mode opératoire.....	48
IV-7-1-Choix du type de moule.....	48
IV-7-2-Exécution de l'essai.....	48
IV-8-Présentation des résultats.....	50
IV-8-1-Proctor modifié.....	51
IV-8-2-Le Proctor normal.....	56
IV-9-1-Pour le grès +la marne.....	61
IV-9-2-Pour le granite +la marne.....	62
IV-10-Conclusion.....	64

CHAPITRE V- ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN(CBR)

V-1-But de l'essai.....	64
V-2- Principe de l'essai.....	64
V-3- Mode opératoire.....	65
V-3-1- Appareillage.....	65
V-3-2- Déroulement de l'essai.....	66
V-3-3-Exécution du poinçonnement.....	66
V-4-But de l'imbibition.....	67
V-5-Représentation des résultats.....	68
V-5-1-le grès seul.....	69
V-5-2-le grès +la marne en milieu.....	70
V-5-3-le grès +la marne a 1/3 en bas.....	71
V-5-4-le grès +la marne a 1/3 en haut.....	72
V-5-5-le granite seule.....	73
V-5-6-le granite +la marne en milieu.....	74
V-5-7-le granite +la marne a 1/3 en bas.....	75
V-5-8-le grès +la marne a 1/3 en haut.....	76

V-6-Interprétation.....	77
V-7-Conclusion.....	77

CHAPITRE VI- Essais de cisaillement direct à la boîte

VI-1-Introduction.....	78
VI-2-Notion de résistance au cisaillement (LCPC - 1987).....	78
VI-3-But de l'essai.....	79
VI-4- Paramètres C , Φ pour différents sols et différents types d'essais.....	80
VI-4-1 -Type non consolidé – non drainé (essai UU).....	80
VI-4-2-Type consolidé – non drainé (essai CU).....	81
VI-4-3- Type consolidé – drainé (essai CD).....	81
VI-5- Principe de la méthode.....	81
VI-6- Appareillage.....	82
VI-7-Déroulement de l'essai.....	83
VI-8-Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement.....	83
VI-9-Expression des résultats.....	83
VI-10-présentation des résultats.....	85
VI-11- Interprétation des résultats.....	94
VI-12- Conclusion	94

CHAPITRE VII- ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

VII-1-Introduction.....	97
VII-2-Définitions.....	97
VII-3-Principe de l'essai.....	99
VII-4-Appareillage.....	99
VII-5-Mode opératoire.....	101
VII-6-Caractéristiques obtenues à l'œdomètre.....	101
VII-7- Présentation des résultats.....	103
VII-7-1-Calcul de C_c et C_g	105
VII-8-Interprétation des résultats.....	106
VII-9-Conclusion.....	107

Conclusion général.....	108
--------------------------------	------------

Liste des figures

CHAPITRE I. les chaussées

Figure I.1. Structure d'une chaussée.....	3
Figure.I.2. matériau d'une chaussée.....	3
Figure.I.3. coupe transversale d'une route.....	5
Figure.I.4. chaussée souple.....	5
Figure.I.5. chaussée bitumineuse épaisse.....	6
Figure.I.6. chaussée semi-rigide.....	6
Figure.I.7. chaussée à structure mixte.....	6
Figure.I.8. chaussée à structure inverse.....	7
Figure.I.9. chaussées en béton de ciment.....	7
Figure.I.10. comment l'eau pénètre une chaussée.....	9
Figure.I.11. déplacement de l'eau dans les chaussées.....	10
Figure I.12. affaissement de rive.....	12
Figure I.13. Flache.....	12
Figure I.14. orniérage.....	13
Figure I.15. Fissure longitudinale.....	13
Figure I.16. fissure transversale.....	14
Figure I.17. Faïençage.....	14
Figure I.18. Nid de poule.....	15
Figure I.19. Pelade.....	15
Figure I.20. Plumage.....	16
Figure I.21. ressuage.....	16

CHAPITRE II –Généralité sur le matériau marne

Figure II.22. Un écoulement marneux. Draix.....	21
---	----

CHAPITRE III. Identification des matériaux

Figure III.1. Courbe granulométrique du grès étudié.....	25
Figure III.2. Courbe granulométrique du granite étudié.....	26
Figure III.3. Courbe granulométrique de la marne étudiée.....	27

Liste des figures

Figure III.4. Principe et matériels de la pesée hydrostatique.....	30
Figure III.5. Fermeture des lèvres.....	35
Figure III.6. Détermination de la limite de plasticité (W_p).....	35
Figure III.9. Droite $w = f(\log N)$ de marne.....	36
Figure III.10. Diagramme de plasticité (Casagrande).....	39
CHAPITRE IV. Etude du compactage (essai Proctor)	
Figure IV.1. Image schématique du compactage.....	40
Figure IV.2. Objectifs du compactage.....	42
Figure IV.3. Influence de la teneur en eau sur le compactage.....	43
Figure IV.4. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.....	44
Figure IV.5. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.....	45
Figure IV.6. Choix du type de moule.....	48
Figure IV.7. Exécution des essais Proctor normal et modifié.....	49
Figure IV.8. matériel utilisé pour l'essai Proctor.....	50
Figure IV.9. Déroulement de l'essai Proctor modifié.....	51
Figure IV.10. courbe Proctor modifié pour le grès.....	51
Figure IV.11. courbe granulométrique de PM pour le grès avant-après essai.....	52
Figure IV.12. Courbe Proctor modifié pour le granite.....	53
Figure IV.13. courbe granulométrique de PM pour le granite avant-après essai.....	53
Figure IV.14. courbe Proctor modifié pour la marne.....	54
Figure IV.15. Courbe granulométrique de PM pour la marne avant-après essai.....	55
Figure IV.16. déroulement de l'essai Proctor normale.....	56
Figure IV.17. courbe Proctor normale pour le grès.....	57
Figure IV.18. courbe granulométrique de PN pour le grès avant-après essai.....	57
Figure IV.19. courbe Proctor normale pour le granite.....	58
Figure IV.20. courbe granulométrique de PN pour le granite avant-après essai.....	59
Figure IV.21. courbe Proctor normale pour la marne.....	60
Figure IV.22. courbe granulométrique de PN pour la marne avant-après essai.....	60
Figure IV.23. Proctor modifié (le grès+ la marne) en milieu.....	61

Liste des figures

Figure IV.24.Proctor modifié(le grès+ la marne a 1/3H du bas).....	61
Figure IV.25.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du haut).....	62
Figure IV.26.Proctor modifié(le granite+ la marne) en milieu.....	62
Figure IV.27.Proctor modifié(le granite+ la marne a 1/3H du bas).....	63
Figure IV.28.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du haut).....	63

CHAPITRE V. ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN(CBR)

Figure V.1. Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.....	66
Figure V.2.Presse de l'essai CBR.....	66
Figure V.3.Confection de l'éprouvette pour essai CBR.....	67
Figure V.3 les de photos de l'essai CBR.....	69
Figure V.5. Proctor modifié grès seule.....	70
Figure V.6.Proctor modifié(le grès+ la marne) en milieu.....	71
Figure V.7.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du bas).....	72
Figure V.8.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du haut).....	73
Figure V.9.Proctor modifié le granite seule.....	74
Figure V.10. Proctor modifié(le granite+ la marne) en milieu.....	75
Figure V.11. Proctor modifié(le granite+ la marne 1/3H du bas).....	76
Figure V.12.Proctor modifié(le granite+ la marne 1/3H du haut).....	77

CHAPITRE VI. Essais de cisaillement direct à la boite

Figure VI.1.Courbe de contraintes-déformations (LCPC, 1987).....	879
Figure VI.2 : Droite intrinsèque.....	80
.Figure VI.3. Principe de l'essai de cisaillement.....	82
Figure VI.4.Echantillons après cisaillement.....	85
Figure VI.5.contraite déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, la marne à l'optimum.....	86
Figure VI.6. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, la marne à l'optimum.....	86
Figure VI.7.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, la marne à l'optimum.....	87
Figure VI.8.contraite déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, la marne a l'état saturé	87
Figure VI.9.Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, la marne a l'état saturé	88
Figure VI.10.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, la marne a l'état saturé.....	88

Liste des figures

Figure VI.11.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne +le grès) a l'optimum.....	89
Figure VI.12.Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le grès) a l'optimum.....	89
Figure VI.13.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le grès) a l'optimum.....	90
Figure VI.14.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne +le grès) à l'état saturé.....	90
Figure VI.15.Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le grès) a l'état saturé.....	91
Figure VI.16.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le grès) a l'état saturé.....	91
Figure VI.17.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) a l'optimum.....	92
Figure VI.18.Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) a l'optimum.....	92
Figure VI.19.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le granite) a l'optimum.....	93
Figure VI.20.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) a l'état saturé.....	93
Figure VI.21.Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) saturé.....	94
Figure VI.22.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le granite) a l'état saturé.....	94
CHAPITRE VII. ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE	
Figure VII.1.Cellules œdométriques (Magnan, 2000).....	98
Figure VII.2.Appareillage de l'œdomètre.....	100
Figure VII.3.Détermination de la contrainte de pré-consolidation notée σ'_p	102
Figure VII.4.courbe de compressibilité pour (le grès +la marne) compacté à l'optimum.....	103
Figure VII.5.courbe de compressibilité pour (le grès +la marne) compacte saturé.....	104
Figure VII.6.courbe de compressibilité pour (le granite +la marne) compacté à l'optimum.....	104
Figure VII.7.courbe de compressibilité pour (le granite +la marne) compacte saturé.....	105

Liste des tableaux

CHAPITRE II .Généralité sur le matériau marne

Tableau II.1. Nom de la roche selon le pourcentage de calcaire et d'argile.....	19
Tableau II.4 minéraux argileux des marnes.....	21
Tableau II.5 composition chimique des marnes.....	21

CHAPITRE III. Identification des matériaux

Tableau III.1. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de grès.....	25
Tableau III.2.Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de granite.....	26
Tableau III.3.Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de marne.....	27
Tableau III.4.les teneurs en eau des différents échantillons.....	28
Tableau III.5. Les résultats de l'essai de pycnomètre pour grès.....	29
Tableau III.6. Les résultats de l'essai de pycnomètre pour granite.....	29
Tableau III.7.Les résultats de l'essai de pycnomètre pour la marne.....	30
Tableau III.8. Les masses volumiques humides des trois échantillons.....	31
Tableau III.9. Masse volumique sèche.....	31
Tableau III.10. : Classification selon la masse volumique sèche.....	31
Tableau III.11.Indice des vides.....	32
Tableau III.12.Porosité.....	32
Tableau III.13 Le degré de saturation	33
Tableau III.14.Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).....	33
Tableau III.19. Limite de liquidité de la marne.....	36
Tableau III.20. Limite de plasticité de marne.....	36
Tableau III.21.Synthèse des résultats (limites d'Atterberg de grès).....	37
Tableau III.22. : Synthèse des résultats (limites d'Atterberg de granite).....	37
Tableau III.23. Synthèse des résultats (limites d'Atterberg de marne).....	37
Tableau III.24. : Classification des sols selon indice de plasticité (cours MDS).....	38
Tableau III.25. Interprétation des résultats.....	38

Liste des tableaux

CHAPITRE IV. Etude du compactage (essai Proctor)

Tableau IV.1 Résumé des conditions de chaque essai selon le moule retenu (NF P 94.093)..47

Tableau IV.2. Résultats de l'essai Proctor modifié pour le grès.....51

Tableau IV.3. Résultats de l'essai Proctor modifié pour le granite.....53

Tableau IV.4.Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne.....54

Tableau IV.5.Résultats de l'essai Proctor normale pour le grès.....57

Tableau IV.6.Résultats de l'essai Proctor normale pour le granit.....58

Tableau IV.7. Résultats de l'essai Proctor normale pour la marne.....59

Tableau IV.8. Proctor modifié pour mode 1.....61

Tableau IV.9. Proctor modifié pour mode 2.....62

Tableau IV.10.Proctor modifié pour mode 3.....62

Tableau IV.11.Proctor modifié pour mode 4.....63

Tableau IV.12.Proctor modifié pour mode 5.....63

Tableau IV.13.Proctor modifié pour mode 6.....63

CHAPITRE V. ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN(CBR)

Tableau V.1.enfoncement pour le grès seul.....70

Tableau V.2. enfoncement pour (le grès+ la marne) en milieu.....71

Tableau V.3. enfoncement pour (le grès+ la marne 1/3H du bas).....72

Tableau V.4.enfoncement pour (le grès+ la marne 1/3H du haut).....73

Tableau V.5.enfoncement pour le granite seul.....74

Tableau V.6. enfoncement pour (le granite+ la marne) en milieu.....75

Tableau V.7.enfoncement pour (le granite+ la marne 1/3H du bas).....76

Tableau V.8. enfoncement pour (le granite+ la marne 1/3H du bas).....77

Tableau V.9. synthèses des indices CBR obtenu.....78

CHAPITRE VI. Essais de cisaillement direct à la boîte

TableauVI.1.les caractéristiques de cisaillement la marne à l'optimum.....87

Tableau VI.2.les caractéristiques de cisaillement la marne à l'état saturé88

Liste des tableaux

Tableau VI.3.les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le grès) à l'optimum.....90

Tableau VI.4.les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le grès) à l'optimum.....91

Tableau VI.5.les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le granite) à l'optimum....93

Tableau VI.6.les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le granit) à l'état saturé..94

CHAPITRE VII. ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Tableau VII.1.Classification indice de compressibilité selon Terzaghi.....105

Tableau VII.2.Classification indice de gonflement selon Sanglerat.....105

Tableau VII.3.résultats de Cc et Cg pour (le grés +la marne).....106

Tableau VII.4.résultats de Cc et Cg pour (le granite +la marne).....106

INTRODUCTION GENERALE

Pour limiter l'extraction abusive des matériaux naturels classiques (sable et gravier), très utilisés dans de vastes programmes de construction, l'exploitation et la valorisation des autres matériaux naturels (grés, marne, ...) est aujourd'hui considérée comme solution d'avenir et montre plusieurs avantages :

- Diversifier les sources de granulats afin de compenser le manque de matériaux dont souffrent certaines régions et répondre au déficit entre production et consommation.
- Limiter l'exploitation des gisements alluvionnaires et préserver l'environnement.
- Économie d'extraction, puisqu'ils s'agissent de matériaux qui affleurent généralement à la surface.
- Économie le transporte de ces granulats puisqu'ils s'agissent de matériaux régionaux

Dans ce travail, nous avons fixé pour objectifs de mettre en évidence, la possibilité d'exploiter et de valoriser les granulats de marne dans la construction routière (couches de fondation et couches de base et couche de forme). Ceci est fait à base de utiliser la marne avec un matériau granulaire (grés et granite) se forme d'une couche avec une petite épaisseur.

Le gré est un roche très répandue, ils sont disponibles en gisements très importants, à proximité des voies de communications (routes), ce qui rend leur exploitation facile et peu couteuse. Le granite est un matériau dur et utilisable dans les chaussées mais sa quantité se baisse.

Utilisation de la marne avec deux matériaux ayant des comportements déférents ça ne permet de juger leur utilisation dans les chaussées

Ces derniers sont d'abord identifiés au laboratoire, ensuite, soumis aux principaux essais routiers, à savoir, les essais Proctor, les essais CBR et les essais de cisaillement direct à la boîte et le essai oedométrique.

I.1.introduction

De nombreuses civilisations aux visées expansionnistes, ont appuyé leur développement sur une maîtrise de la communication en général et des infrastructures routières en particulier.

À la fin du 16ème siècle, apparaît en France, la première trace de l'organisation des infrastructures routières nationales. Il a fallu attendre le 17ème siècle, pour la création de celle qu'on peut qualifier d'institution nationale, qui est l'administration des Ponts et Chaussées, qui ont pu concrétiser la construction des chaussées modernes.

I.2.définition

Une chaussée peut être définie comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans des bonnes conditions de visibilité, de sécurité et de confort pour les usagers.

I.3.l'évolution des chaussées

L'évolution des chaussées est liée aux besoins déplacement de l'homme dont nous pouvons citer : (P. Bordes et autre ,1996)

.Terrain naturel : pour les déplacements à pied et occasionnels obligatoires peu ou pas répétitifs ;

- **Sentier** : pour le déplacement à pied répétitifs et réguliers

- Piste et chaussée romaine : pour des passages fréquents, en convois à pied ou accompagnés de véhicules (apparition de la roue) ;

- **Piste revêtue** : pour des passages fréquents de véhicules à vitesse relativement élevée (apparition de véhicule à moteur) ;

- **Chaussée souple revêtue** : pour des passages fréquents de véhicules à moteur à vitesse élevée et à charge par essieu relativement faible ;

- **Chaussée à structures traitées** : pour des trafics importants de véhicules légers mais surtout de poids lourd devant circuler en toutes saisons et tous lieux et en sécurité ;

I.4.le rôle d'une chaussée

La chaussée permet la circulation tout en assurant la sécurité et le confort des usagers ; dont il est nécessaire de trouver une structure capable de supporter et de transmettre au sol les sollicitations s'exerçant sur les chaussées (P. Bordes et autre ,1996).

I.5.Structures de chaussées

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est la répartition latérale des contraintes dues à des charges roulantes en surface afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel.

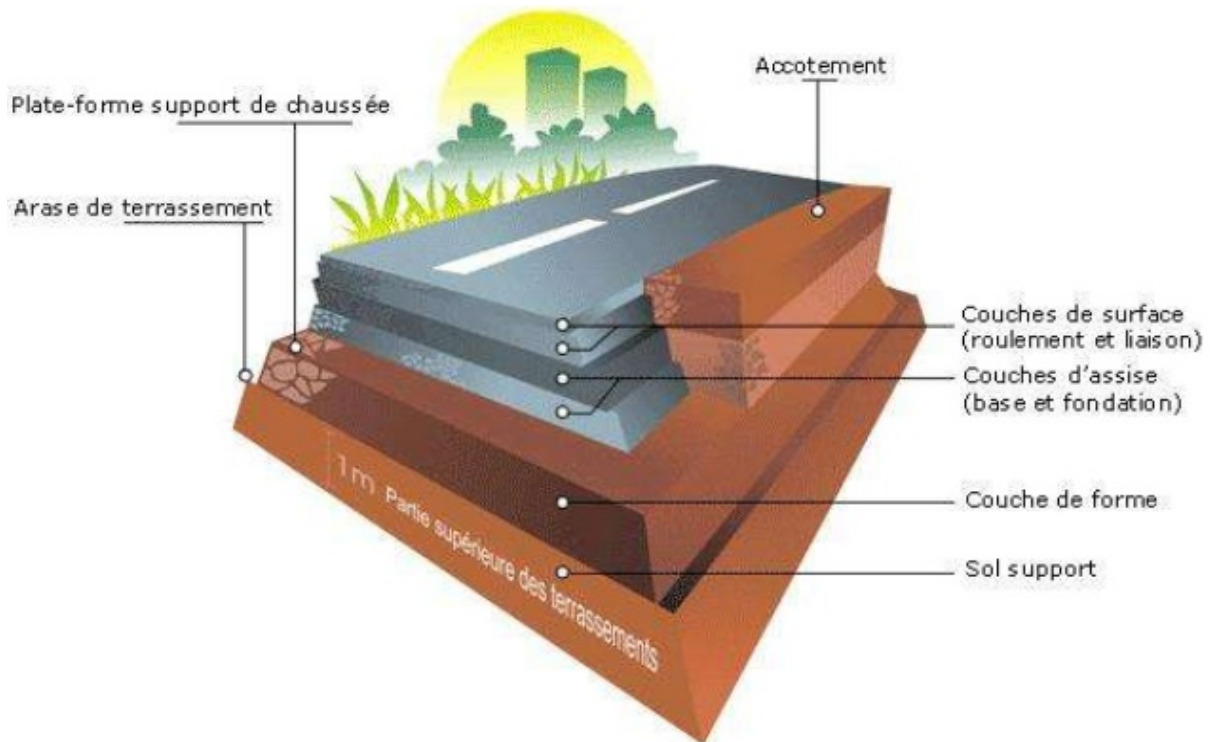


Figure I.1. Structure d'une chaussée.

La structure de la chaussée est constituée du bas vers le haut de la Plate-forme (éventuellement surmontée d'une couche de forme), de l'assise et de la couche de surface.

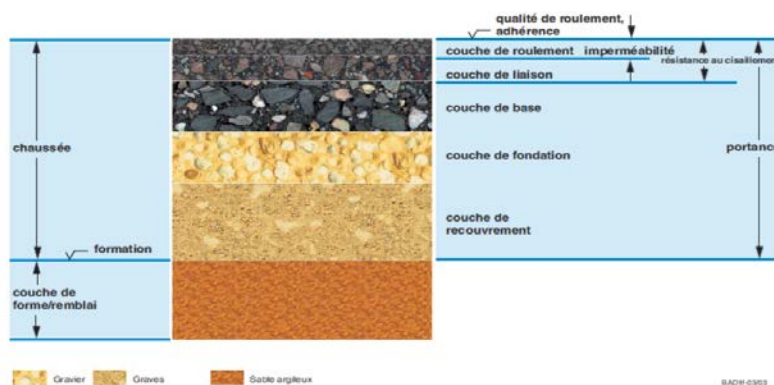


Figure I.2. matériau d'une chaussée

I.5. 1.La plate-forme

Constitue le support sur lequel repose la chaussée. Elle est constituée du sol support (déblai ou remblai) désigné dans sa zone supérieure (sur 1m d'épaisseur environ), par le terme Partie Supérieure des Terrassements (PST), et dont la surface constitue l'arase de terrassement ; et d'une couche de forme éventuelle.

I.5. 2.L'assise

Est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles. Elle mesure de 7.5 à 10cm d'épaisseur, on utilise pour cette couche un mélange de pierres concassées contenant de 50 à 70% de particules retenues au tamis de 4.75mm et le plus souvent liés (bitume, liant hydraulique) pour les fors trafics. Eventuellement on peut trouver, entre la plate-forme et la fondation une sous-couche.

I.5. 3.La couche de surface

Est la couche supérieure de la chaussée. Elle est constituée de la couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, et le cas échéant, d'une couche de liaison, intermédiaire entre les couches d'assise et la couche de roulement qui permet d'assurer une bonne adhérence entre les deux couches.

I.5. 3.1.Couche de liaison (binder)

Elle permet la transition entre la couche de base et celle de roulement, elle doit fournir un support rigide et uniforme à la couche de roulement. Elle doit contenir de 50 à 70% de pierres concassées et de 3 à 8% de vides. Elle contribue à l'amélioration de l'uni de la chaussée et renforce la protection mécanique, thermique et hydraulique de l'assise par imperméabilisation. Elle supporte principalement les efforts tangentiels et assure un rôle primordial contre la formation d'ornières.

I.5. 3.2.Couche de roulement (couche d'usure)

C'est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées par le trafic et du climat, elle doit offrir à l'usage le confort, donc une surface sans rugosité, et la sécurité, donc une surface antidérapante, elle doit être imperméable et possède de grande résistance à la fissuration. Elle mesure de 3.75 à 6.25cm d'épaisseur. Son mélange contient de 30 à 50% de pierres concassées d'une grosseur maximale de 1.25cm, il est conseillé d'avoir un pourcentage des vides inférieur à 5% pour éviter une infiltration d'eau, et supérieur à 2% pour éviter la dégradation du mélange.

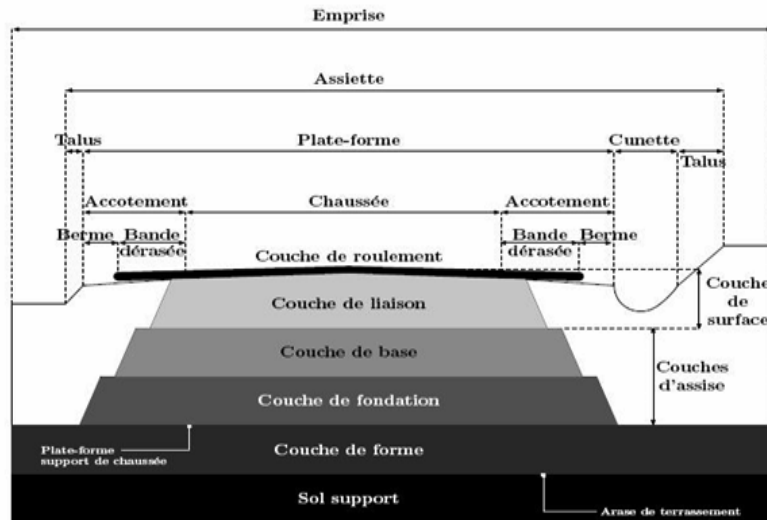


Figure.I.3.coupe transversale d'une route

I.6.Différents types de chaussées

La différence entre les chaussées due à plusieurs paramètres, tel que la nature du sol sur lequel seront construites, ou encore l'intensité du trafic auquel elles seront soumises. On distingue six principaux types :

I.6.1.Les chaussées souples

Pour les trafics faibles à moyen (<T2), ces structures comportent une couverture bitumineuse mince (moins de 15 cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traité. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 à 60cm.

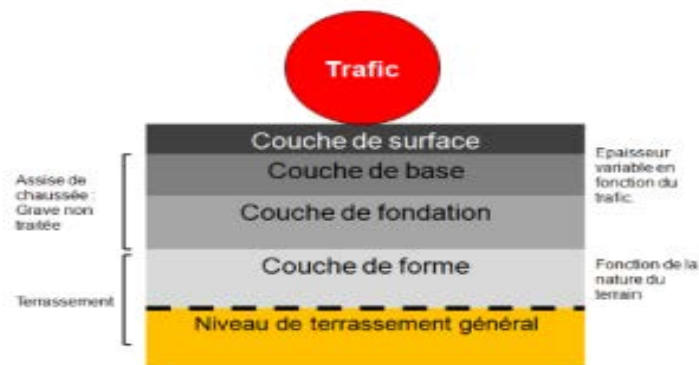


Figure.I.4.chaussée souple.

I.6.2.Chaussées bitumineuses épaisses

Elles se composent d'une couche de roulement bitumineuse, sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés (bitumineux), fait d'une ou deux, voire trois couches.

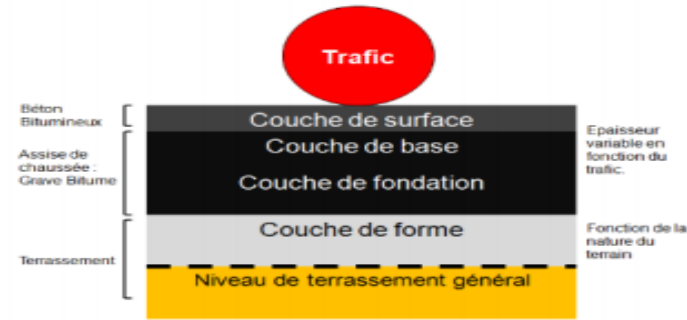


Figure.I.5.chaussée bitumineuse épaisse.

I.6.3.Les chaussées semi-rigides (assises traitées aux liants hydrauliques)

Pour les plus forts trafics ($T_2 < T_i < T_o$), ces structures comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydraulique, disposés en une ou deux couches. L'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50cm.

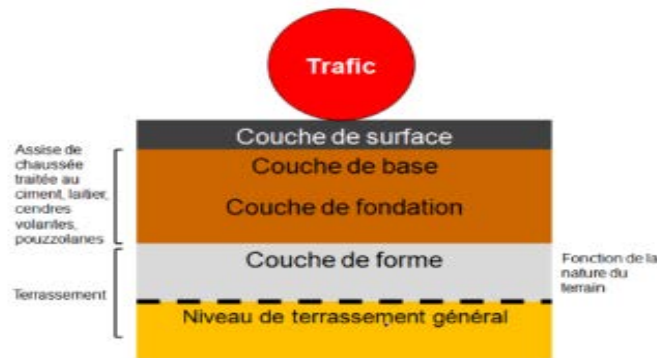


Figure.I.6.chaussée semi-rigides.

I.6.4.Chaussées à structure mixte

Elles comportent une couche de surface et une couche de base (10 à 20cm) en matériaux bitumineux (en général du grave bitume), sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40cm).

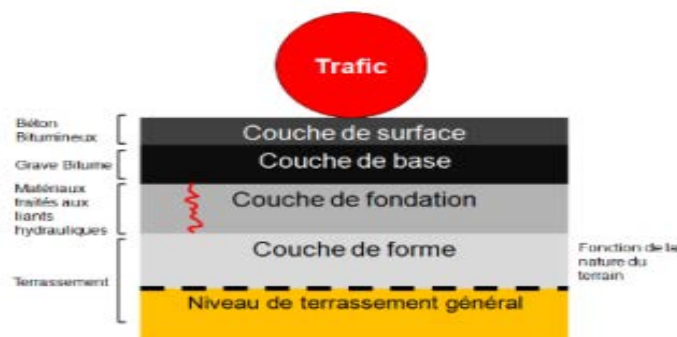


Figure.I.7.chaussée à structure mixte.

I.6.5. Chaussées à structure inverse

Par rapport aux structures mixtes, ces structures comportent entre la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques et les couches supérieures bitumineuses, une couche supplémentaire de matériaux granulaires ayant pour fonction d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation.

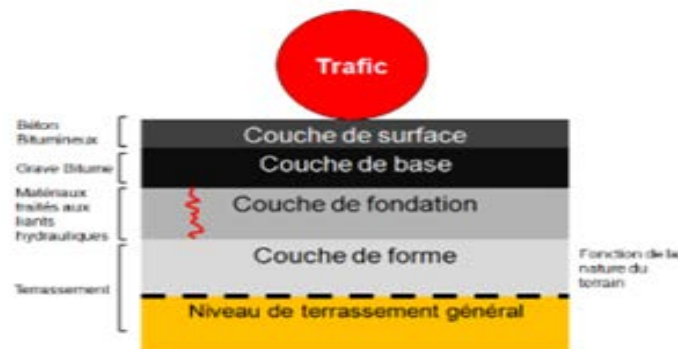


Figure.I.8.chaussée à structure inverse.

I.6.6. Chaussées en béton de ciment

Ces structures ont un mode de fonctionnement très particulier, quoique voisin de celui des chaussées semi-rigides.



Figure.I.9.chaussées en béton de ciment.

I.7. Comment fonctionnent les chaussées ?

I.7.1. les chaussées souples à assise non traitée

Au passage d'une charge lourde elles se déforment verticalement de l'ordre de 1 mm à 3 mm les mesures de déflexion réalisées avec l'essieu de 13T mettent en évidence ce phénomène et le sol support se déforme également ;

Après le passage de la charge, sol et chaussée retrouvent leur position initiale si la structure est adaptée. C'est le comportement d'une plaque de caoutchouc posée sur matelas souple ;

Mais si la charge est trop lourde ou trop souvent Répétée, le sol va se déformer sans reprendre sa position initiale entraînant une Dégradation rapide de la chaussée

I.7.2. les chaussées semi-rigides à assise traitée

Au passage d'une charge lourde elles se déforment verticalement de l'ordre de 0 mm à 0.5 mm .la charge sur le sol est mieux répartie et les effets sont plus Limités. C'est le comportement d'une plaque de verre posée sur un matelas Souple. Si la charge est trop lourde et si la structure de chaussée est insuffisante La déformation devient trop grande elle peut entraîner la destruction de la Chaussée par cassure (fissuration) ; La chaussée semi-rigides est adaptée aux Routes très circulées par les poids lourdes.

I.8.Pourquoi les chaussées se dégradent ?

Les causes de dégradations des chaussées sont plusieurs ; on peut les classer en trois Catégories selon leur origine comme suit :
(P. Bordes et autre ,1996)

I.8.1.le trafic

Au passage d'un véhicule la chaussée accuse une petite fatigue ; de ce point de vue les poids lourds sont particulièrement agressifs ; le passage d'un essieu de 13 tonnes a Autant d'effet sur la structure de la chaussée que Celui d'un million De véhicules de Tourisme .la répétition des charges Entraînent une fatigue Générale de la haussées qui Présente alors des dégradations ;

-Les frottements des pneumatiques en mouvement sur la couche de Roulement Conduit Également par usure à son vieillissement.

-Les efforts tangentiels et transversaux notamment pour les chaussées de Giratoire Peuvent donner lieu à des dégradations de la chaussée

I.8.2.les conditions climatiques

Les variations de température et dans une moindre mesure l'action de soleil accélèrent le vieillissement des bitumes, et celui des chaussées; De même L'eau superficielle (pluie) ou interne (source) associée au problème du gel Entraîne de nombreux désordres

I.8.2.1.L'eau superficielle et interne

A rares exceptions près, tous les sols sont sensibles à l'eau, c'est -à-dire que leur portance diminue lorsqu' ils sont humides ; dont On peut conclure que L'eau peut atteindre le sol (la chaussée) par :

- par-dessus (infiltration de la pluie au travers de la chaussée) ;
- par les côtés (infiltration par les accotements ou les fossés) ;
- par le dessous (nappe phréatiques, sources).

C'est pourquoi il faut bien imperméabiliser la chaussée pour que l'eau ne puisse y entrer ; traiter les accotements pour permettre l'évacuation rapide des eaux de surface (dérasement d'accotement, curage de saignées) ; Abaisser le niveau de l'eau dans sol (curage de fossés, Drais etc.).

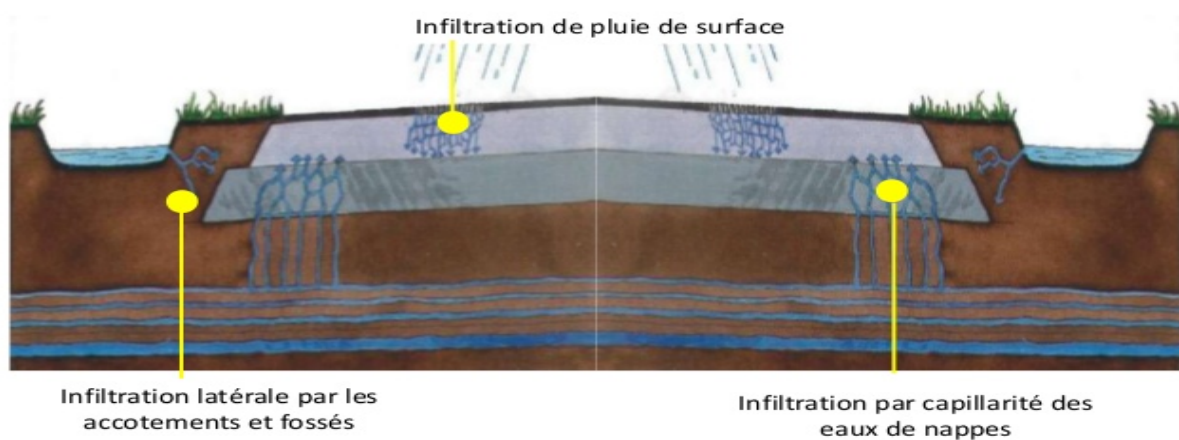


Figure.I.10. comment l'eau pénètre une chaussée

I.8.2.2. Le gel –dégel

Lorsqu'il gèle en profondeur, l'eau du sol se transforme en glace en provoquant une aspiration vers le haut de l'eau des couches inférieures ;

En période de gel, la quantité d'eau sous forme de glace augmente donc dans la chaussée et dans le sol support ; de plus, l'expansion de la glace fait gonfler la chaussée ;

Au dégel, cet excès d'eau fait chuter considérablement la portance du sol support et la chaussée devient particulièrement fragile .pendant la période nécessaire à l'évacuation de ce surplus d'eau, la pose de barrières de dégel est indispensable pour limiter la circulation des véhicules lourds.



Figure.I.11.déplacement de l'eau dans les chaussées

I.8.3.les malfaçons

Les malfaçons d'origine diverses lors de la construction ou de l'entretien (mauvais matériaux, épaisseurs insuffisantes, etc.) ; Des dégradations ponctuelles peuvent être causées suite à des accidents de circulation ou des utilisations anormales du domaine public.

I.9 : Actions des véhicules sur la chaussée

Les chaussées au cours de leur âge subissent plusieurs types de sollicitations. Outre des sollicitations climatiques, les véhicules notamment les poids lourds, exercent des efforts importants et divers sur la chaussée, (Coquand, 1978), (Brunel, 2004.2005).

I.9.1 : Actions verticales

Le poids des véhicules est transmis sous forme de pressions, soit exceptionnellement par des bandages ferrés ou en caoutchouc plein, soit généralement par des pneumatiques. Les bandages pleins, surtout les jantes métalliques, exercent sur la chaussée une action extrêmement brutale et nocive. Les charges sont généralement limitées à 150 Kg par cm de jante, mais la pression peut atteindre localement des valeurs considérables ; heureusement, la proportion de véhicules à bandages pleins diminue fortement. Leur nocivité est toutefois dépassée par certains véhicules militaires ou agricoles (à chenilles, crampons, etc.) et par des pneus à clous.

I.9.2.Actions tangentielles

Les roues exercent sur la chaussée des actions tangentielles par :

- la transmission de l'effort moteur ou de freinage .
- la mise en rotation des roues non motrices.
- la résistance aux efforts transversaux.

I.9.3. Actions dynamiques

Le véhicule automobile comporte une infrastructure (essieux) sur laquelle reposent par l'intermédiaire d'organes de suspension, le cadre rigide qui porte le moteur, la carrosserie, etc. Les organes de suspension sont les ressorts qui se déforment sous l'action des forces statiques, et surtout des actions dynamiques corrélatives au franchissement des obstacles. Lorsque le mouvement régulier d'une roue est modifié par la rencontre d'un obstacle, d'une dénivellation, etc., cette roue se trouve instantanément surchargée ou déchargée : du fait de l'élasticité du pneumatique et de la suspension élastique des véhicules, des oscillations se produisent engendrant une série de surcharges positives ou négatives avec des valeurs maximales pouvant atteindre 1,5 à 1,8 fois la charge statique.

Sur des chaussées sensibles au cisaillement horizontal, parcourues par des véhicules circulant à la même vitesse, il en résulte un risque d'usure localisée des chaussées à intervalles réguliers correspondant à la période propre du véhicule ; cette usure entraîne des sollicitations de même période, et le phénomène s'accélère rapidement : c'est la tôle ondulée souvent observée sur des pistes en matériaux granuleux non enduits.

Les chocs constituent en définitive, une cause essentielle de l'usure des véhicules d'une part, de la chaussée d'autre part. Il y a donc intérêt à obtenir et conserver l'uni de la chaussée. Cette qualité, n'est pas seulement favorable au confort des usagers, mais aussi à l'abaissement des dépenses de roulage de toutes natures (carburant, pneumatiques, usure).

I.9.4. Vibrations

Une étude au sismographe a été faite sur les vibrations produites par le passage de lourdes charges montre que, ces vibrations ont une période propre à la section de route considérée (nature, épaisseur). Quant à leur amplitude, elle est fonction d'une part de la nature des roues (10 fois plus forte avec bandages pleins qu'avec bandages élastiques), d'autre part de la surface de la chaussée (degré d'uni, nature du revêtement : les pavés, surtout mauvais sont favorables aux vibrations).

I.9.5. Durée d'application des charges

Dans les sols et surtout dans les sols à éléments fins qui constituent un complexe solide-liquide, les charges instantanées n'ont pas le temps de provoquer des écoulements de liquides, alors que les charges de longue durée les provoquent (consolidation). Les liants hydrocarbonés (goudron et bitume) sont des corps visqueux qui se déforment très peu sous une sollicitation de courte durée et influent sous une charge persistante. Or liants hydrocarbonés, sols et bétons, sont généralement les éléments constitutifs des chaussées, ils sont très sensibles à la durée d'application des charges et à certains égards, en raison de ces phénomènes de viscosité plus ou moins complexes, une charge appliquée par un véhicule rapide s'avère moins agressive que la même charge agissant statiquement. La résistance des chaussées est liée non seulement à la valeur maximum des charges susceptibles de leur être appliquées, mais aussi au nombre d'applications des charges et surtout des lourdes charges.

I.10. types de dégradations des chaussées

Au passage d'une charge roulante, une chaussée subit des efforts normaux et transversaux qui conduisent à divers types de dégradation que on peut les classer en quatre familles ;
(Bordes.P et autre ,1996)

I.10.1.les déformations

I.10.1.1.Affaissement de rives

C'est le Tassement de la chaussée en rive formant parfois une cuvette Accompagnée sur le bord de la chaussée d'un bourrelet de matériaux ; Du à la Fatigue de la chaussée dû à une épaisseur ou une qualité des Matériaux ou calage en rive insuffisants. Dégradation souvent aggravée par la Présence d'eau en rive qui reste piégée dans la cuvette.



Figure I.12. affaissement de rive (catalogues des chaussées)

I.10.1.2.Flache

C'est un tassement en pleine chaussée, souvent de forme arrondie ; pour les chaussées souples fatigue due à un défaut de portance localisé du Sol (poche d'argile humide) et Pour les chaussées traitées à la liante hydraulique mauvaise qualité localisée des matériaux de l'assise.



Figure I.13. flache (catalogues des chaussées)

I.10.1.3. Orniérage

Tassement en pleine chaussée sous le passage des roues des véhicules, soit fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures due à un défaut de portance du sol. (Orniérage grand rayon) Soit mauvaise stabilité d'un Enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes ou dans les zones de freinage, (Orniérage petit rayon).

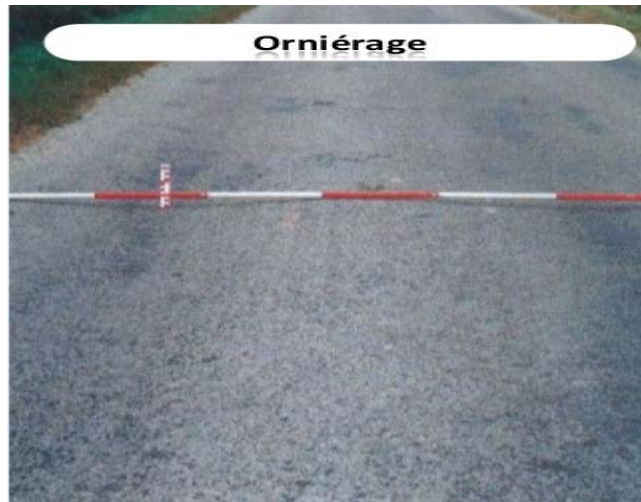


Figure I.14. orniérage (catalogues des chaussées)

I.10.2. les fissures

I.10.2.1. Fissures longitudinales

Cassures de la coulée de surface, parallèle à l'axe de la chaussée. Il existe plusieurs causes possibles ; la fatigue de la chaussée due à une structure insuffisante vis-à-vis du trafic, ou d'une portance insuffisante du sol, retrait du sol argileux à la suite d'une longue période de sécheresse, défauts de construction par exemple : élargissements ou joints défectueux d'enrobé, ou mouvements du sol (tassement, glissement).



Figure I.15. fissure longitudinale (catalogues des chaussées)

I.10.2.2.Fissures transversales

Cassures de la couche de surface, perpendiculaires à l'axe de la chaussée. Il existe plusieurs causes possibles : Retrait dû à la prise de l'assise traitée aux liants hydrauliques (ciment, laitier,...) ; sous l'effet des variations de température, la fissure remonte au travers de la couche de surface dont l'ouverture varie selon la saison ; elle s'accroît davantage en hiver, ou bien défaut de construction d'un joint de reprise de tapis d'enrobés.



Figure I.16. fissure transversale (catalogues des chaussées)

I.10.2.3.Faiénçage

Ensemble de fissures plus ou moins rapprochées formant un maillage à causes De la Fatigue de la couche de roulement ou de la totalité de la chaussée, qu'est due À une Structure insuffisante vis-à-vis du trafic supporté ou à une portance Insuffisante du sol.



Figure I.17. Faiénçage (catalogues des chaussées)

I.10.3. Les arrachements

I.10.3.1. Nid de poule

Trou apparaissant à la surface de la chaussée causé par la désagrégation et départ de matériaux dus à une mauvaise qualité de la chaussée, à une pollution par remontée d'argile dans le corps de la chaussée, à une forte perméabilité de la couche de roulement.



Figure I.18. Nid de poule (catalogues des chaussées)

I.10.3.2. Pelade

Etat d'un enduit présentant des manques par plaques.

-Pour les enrobés : trop faible épaisseur de la couche de roulement (1 à 2 cm) avec collage défectueux (absence ou insuffisance de la couche d'accrochage) qui, sous l'action des efforts horizontaux dus au trafic, se décolle du support.

-Pour les enduits : mauvais collage au support, arrachements provoqués par le ressuage. Surdosage de gravillons en première grille dans le cas d'enduit superficiel pré gravillonné.



Figure I.19. Pelade (catalogues des chaussées)

I.10.3.3.Plumage

Etat d'un enduit dont la mosaïque est rendue non jointif par départ de granulats. Sous dosage en liant d'un enduit superficiel ; mise en œuvre dans des conditions atmosphériques défavorables : température trop basse, pluie... ; l'utilisation de gravillons sales ; compactage insuffisant ; répandage de liant inadapté ; remise trop rapide sous circulation. Cette dégradation se rencontre souvent dans les zones humides ou ombragées. (Surdosage en liant nécessaire).



Figure I.20. Plumage (catalogues des chaussées)

I.10.4.les remontées

On trouve le ressuage qu'est un Surdosage de bitume sur des emplois partiels à l'émulsion ou sur des enduits. Enfoncement des granulats dans un support bitumineux trop «mou» ou trop «gras» (enrobé trop riche en mastic). Délai insuffisant entre les réparations localisées à l'émulsion et la réalisation de l'enduit.



Figure I.21. ressuage (catalogues des chaussées)

I.11.Conclusion

On remarque qu'il y a plusieurs types d'endommagement qui apparaissent lors de la mise de la chaussée en service, et en Algérie les dégradations presque existe dans toutes les chaussées.

II.1.introduction sur le sol

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes catégories (roches et sols) :

-Les sols : sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable ,ils résulte de l'altération chimique, physique ou mécanique des roches ;un sol est constitué par un agrégat naturel de grains minéraux pouvant être séparés par des actions mécaniques légères trituration ou agitation sous l'eau...) ;le sol est un matériau meuble ,poreux ,non homogène situé à proximité de la surface de la terre on distinguera les sols des roches qui peuvent être définies comme des agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes. 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 sols n'est qu'une des étapes menant à la formation des roches sédimentaires. (Robtaille et Tremblay, 1997).

-Les roches : sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'aux prix de gros efforts mécaniques ; en générale les roches sont constituées d'un assemblage d'éléments différents, de composition chimique bien spécifique; deux grandes familles de minéraux sont généralement distingués : (Gérard et Bertrand, 2003)

II.2. 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).

II.3.Définition de la marne

- **En géologie**, la marne est définie comme étant une roche sédimentaire constituée d'un mélange de calcaire et d'un pourcentage d'argile variant entre 30 à 70 %. Elle est moins compacte que les calcaires et moins plastique que les argiles.
- **En géotechnique**, les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur

utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et infrastructures, (*Mellal et Lamri, 2010*).

-On peut résumer dans le tableau suivant que la marne est le terme moyen d'une série continue qui va du calcaire à l'argile d'après *Mehidi, (1997)*:

Tableau II.1 : Nom de la roche selon le pourcentage de calcaire et d'argile.

% CaCo3	% argiles	Nom de la roche	Comportement
0	100	Argile	Plastique
10	90	Argile	Plastique
35	65	Marne argileuse	Plus au moins raide
65	35	Marne	Plus au moins raide
90	10	Calcaire marneux	Rigide
100	0	Calcaire	Rigide

Delahaye et Le Roux (1975) la marne renferme, comme le calcaire, de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que : grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro. Organismes, etc.

A côté de ces éléments, visibles uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, macro fossiles, etc.

Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. On parle ainsi, si l'on s'intéresse à 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.

Si l'accent est porté sur un constituant remarquable, on parlera :

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

Enfin, l'intérêt stratigraphique et paléontologique peut être dominant ; dans ce cas, on aura :

- 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.

Les marnes varient de solidité, les uns sont friables, les autres sont assez solide. Les marnes friables sont plus effervescentes que les autres. Les marnes plus solides enferment quelquefois du calcaire gris foncé, avec de petites cavités où le calcaire est cristallisé, et on peut rencontrer aussi des amas de gypse dans ces marnes (*Charpentier, 1817*).

II.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 au moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation. Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaires, 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), (*Hammar et Meziani, 1996*).

- **Diagenèse des carbonates** : contient deux types de phénomènes, un qui affecte la composition minéralogique et chimique, et l'autre qui altère la structure.
- **Diagenèse des minéraux argileux** : sont affectées en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minérale et son entourage.

Ces phénomènes conduits à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.

II .5.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*)

II .6.La minéralogie et composition chimique des marnes:

D'après des études faites à Alger sur une marne ancienne (*Derriche et Cheikh.Lounis, 2004*), la minéralogie des marnes varie avec la profondeur, elles comportent des pourcentages différents de Montmorillonite, Illite, inter stratifiés, chlorite et kaolinite (tableau I.4), et d'autres compositions chimiques telles que les montres le tableau (tableau I.5). Ces minéraux ont une présence plus importante dans les marnes altérés que dans les marnes saines.

Minéraux argileux	El-Achour 1	
	Marnes altérées (3,70-4,00m)	Marnes saines (6,00-6,40m)
Montmorillonite	24,75	18,8
Interstratifiés	13,75	14,10
Illite	11,00	09,40
Kaolinite	05,50	4,70
Chlorite	Traces	Traces

Tableau II.4

Composés chimiques	Argiles-marneuses altérées (Prof. = 1 à 8,5m) (N=4)	Argiles-marneuses saines (Prof. = 9 à 12m) (N=4)
SiO ₂	45,52	46,95
Al ₂ O ₃	8,50	10,00
Fe ₂ O ₃	6,23	6,76
CaO	12,95	12,06
SO ₄ ⁻²	0,97	1,58
Cl	0,14	0,09
M.O.	0,31	0,54
Insolubles	0,35	0,47
Perte au feu	17,47	15,95
Na ₂ O	Traces	
K ₂ O	1,54	Traces
CaCO ₃	18,76	17,4
SiO ₂ /Al ₂ O	5,35	4,69

Tableau II.5

II .7.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) lorsqu'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 II.22 .Un écoulement marneux. Draix de 700 à 800 g/l, (*Antoine et al. 13 août 1993*).

II .8.Comportement des marnes

Le comportement des roches argileuses peut être influencés par l'eau et / ou par la minéralogie et la texture de ces roches. En présence d'eau, ces roches montrent des comportements qui peuvent être sensiblement différents et qui peuvent être aussi additionnés aux caractéristiques minéralogiques et texturales des roches. Par exemple, les minéraux accessoires comme la pyrite qui, par oxydation, contribue à la dégradation des minéraux argileux et par voie de conséquence à l'évolution des textures générant une dégradation des caractéristiques mécaniques. (*Pejon et al 1997*).

.. 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*).

.Les marnes, aux proportions de smectites variables, présentent une faible résistance au cisaillement et une forte aptitude aux processus de retrait gonflement (*Derriche et Cheikh Lounis, 2004*).

II .9.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.

II .10.Les sols marneux de la Grande Kabylie

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

II .11.Conclusion

Des généralités ont été exposées dans ce chapitre sur les sols fins et particulièrement sur les sols marneux, en présentant leur comportement et leur caractéristique d'une façon générale. Nous pouvons constater que le comportement est les caractéristique de des marnes varie en fonction de leurs état physiques et mécaniques.

Le chapitre suivant est consacré à l'identification de la marne étudiée (marne de M'Douha), et les deux matériaux utilisé avec cette marne (le grès et le granite) à savoir la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques.

III.1.Essais d'identification réalisés

Avant de procéder aux essais mécaniques, nous avons réalisé une série d'essais permettant l'identification des matériaux à étudier

III.1.1.Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un sol. Elle s'applique pour déterminer des paramètres tels que : le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité C_u et le pourcentage des fines.

III.1.2.Le tamisage (NF P18.560)

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des mailles sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne des tamis. Afin de connaître l'étalement granulométrique des sols étudiés et pouvoir les classer, deux paramètres sont utilisés (Holtz. R.D et Kovacs. W.D, 1991 ; Schlosser. F, 1997) : le paramètre de la courbe ; appelé coefficient d'uniformité (C_u), dit coefficient de Hazen, donné par la relation :

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

Le paramètre de courbure appelé coefficient de courbure (C_c), donné par la relation :

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

Avec : D_{10} , D_{30} , D_{60} représentent les diamètres correspondants respectivement à 10%, 30% et 60% du tamisât cumulé.

Par définition, un sol est dit à granulométrie étalée, lorsque celui-ci est constitué de particules dont les diamètres forment une gamme étendue et présente une courbe régulière et légèrement concave vers le haut. Contrairement, un sol peu étalé est celui qui affiche un excès ou un déficit de particules d'un diamètre donné (Holtz. R.D et Kovacs. W.D, 1991).

III.1.3. Le résultat de l'analyse granulométrique par voie humide du grès utilisé est présenté sur le tableau suivant :

Tableau III.1. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de grès

Diamètre de tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0.00	0.00	0.00	100
16	550.2	550.2	18.34	81.66
12.5	520.6	1070.8	35.69	64.31
10	566.8	1637.6	54.58	45.42
5	675.5	2313.1	77.10	22.9
2	405.2	2718.3	90.61	9.39
1.6	194.6	2912.9	97.09	2.91
1	62.8	2975.7	99.19	0.81

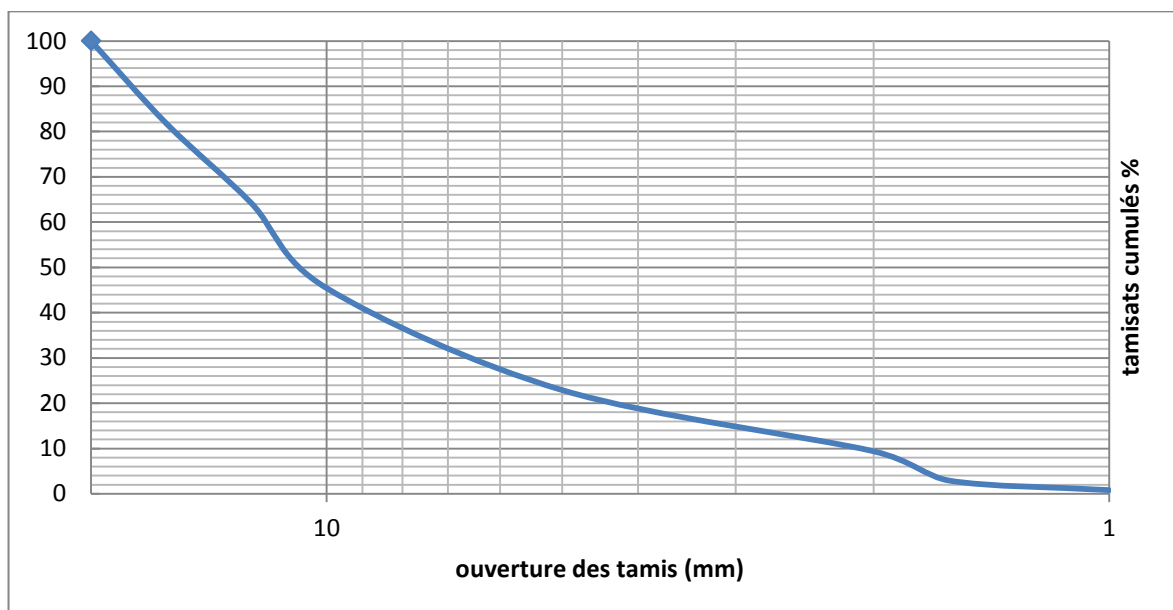


Figure III.1. Courbe granulométrique du grès étudié.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{11.66}{2.12} = 5.50 \quad C_u > 5 \rightarrow \text{granulométrie étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(6.8)^2}{(2.12) \cdot (11.66)} = 1.87 \quad 1 < C_c < 3 \rightarrow \text{bien graduée}$$

.Interprétation :

La courbe granulométrique de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre bien gradué

III.1.4. Le résultat de l'analyse granulométrique par voie sèche du granite utilisé est présenté sur le tableau suivant

Tableau III.2. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de granite

Diamètre de tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0.00	0.00	0.00	100
16	658.2	658.2	18.28	81.72
12.5	557.9	1216.1	33.78	66.22
10	668.6	1884.7	52.35	47.65
5	609.3	2494	69.27	30.73
2	478.5	2972.5	82.56	17.44
1.6	345.1	3317.6	92.15	7.85
1	242.5	3560.1	98.89	1.11

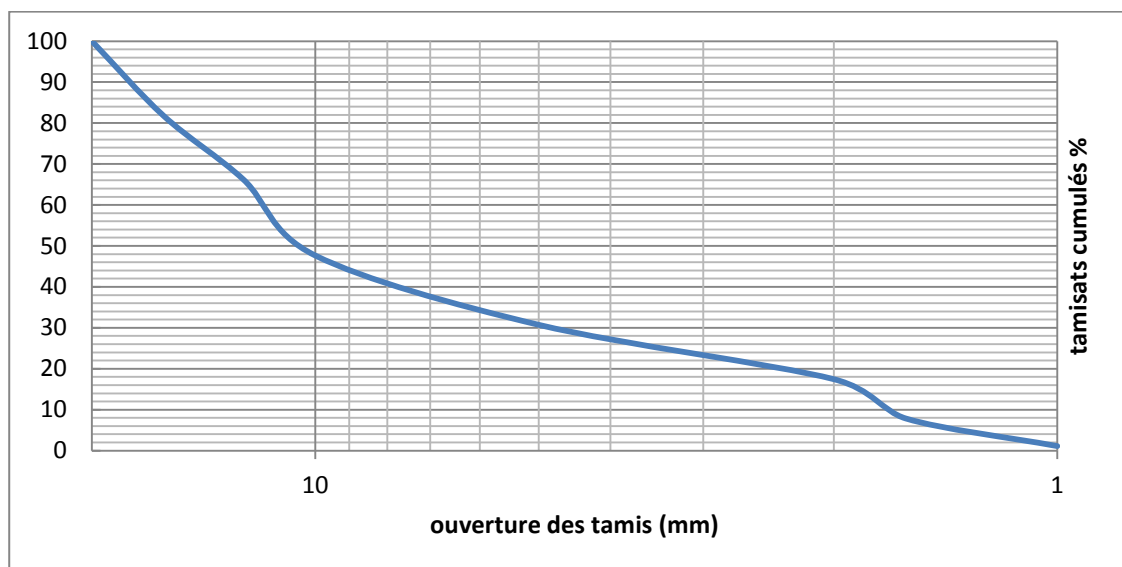


Figure III.2. Courbe granulométrique du granite étudié.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{11.32}{1.78} = 6.36 \quad Cu > 5 \rightarrow \text{granulométrie étalée.}$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(4.88)^2}{(1.78) \cdot (11.32)} = 1.18 \quad 1 < Cc < 3 \rightarrow \text{bien graduée}$$

.Interprétation :

La courbe granulométrique de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre bien gradué

III.1.5. Le résultat de l'analyse granulométrique par voie sèche du granite utilisé est présenté sur le tableau suivant :

Tableau III.3. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de marne

Diamètre de tamis	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé(%)
10	0.00	0.00	0.00	100
5	371.4	371.4	19.54	80.46
2	323.9	695.3	36.59	63.42
1.6	214	909.3	47.5	52.5
1	100.1	1009.4	53.12	46.88
0.5	114	1123.4	59.12	40.88
0.315	165	1288.4	67.81	32.19
0.28	85.5	1373.9	72.31	27.69
0.16	205	1578.9	83.1	16.9
0.08	204.3	1783.2	93.85	6.15
fond	79.6	1862.8	98.04	1.96

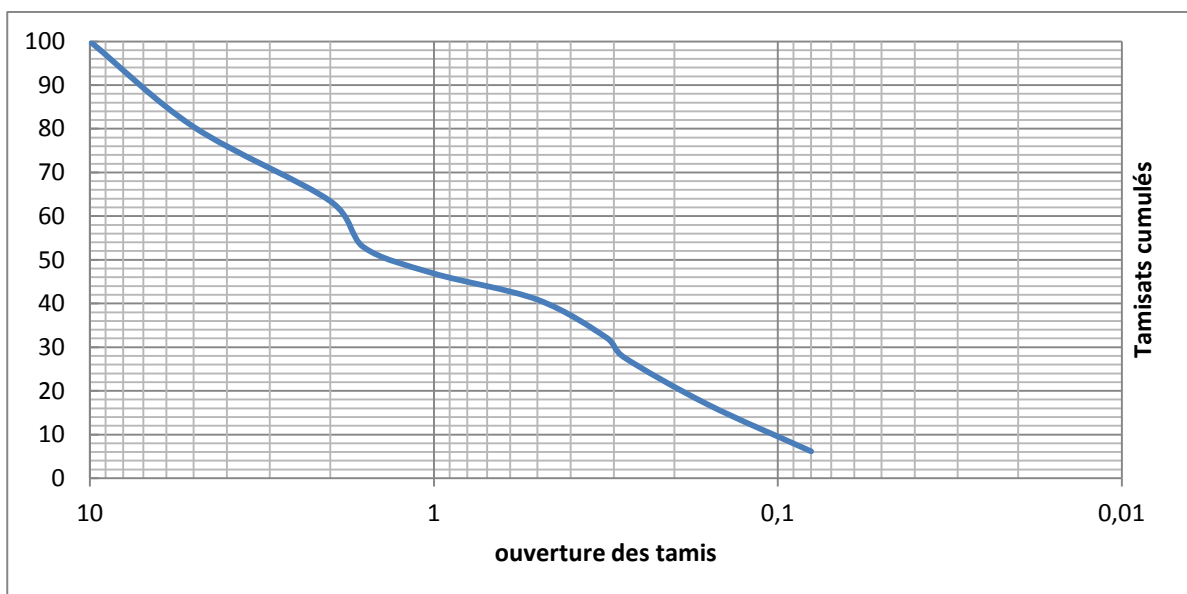


Figure III.3. Courbe granulométrique de la marne étudiée.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.8}{0.106} = 16.98 \quad C_u > 5 \longrightarrow \text{granulométrie étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(0.465)^2}{(0.106) \cdot (1.8)} = 1.13 \quad 1 < C_c < 3 \longrightarrow \text{bien graduée}$$

.Interprétation :

La courbe granulométrique de notre matériau est étalée. D'après la classification du LCPC des sols grenus, notre matériau est classé comme grave propre bien gradué

III.1.5. Mesure des caractéristiques physiques des granulats :**III.1.5.1. Teneur en eau (w) (NF P94.050) :**

La teneur en eau est déterminée par la méthode de l'étuvage, la détermination de cette teneur en eau consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24h, puis le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$W = (M_h - M_s) / M_s$$

Tableau III.4. les teneurs en eau des différents échantillons

Matériau	échantillon 1		échantillon 2		échantillon 3		ω moyennes (%)
	P _h (g)	P _s (g)	P _h (g)	P _s (g)	P _h (g)	P _s (g)	
Grés	P _h (g)	500	P _h (g)	500	P _h (g)	500	ω=8.3
	P _s (g)	459.1	P _s (g)	462.3	P _s (g)	464	
	ω ₁ (%)	8.93	ω ₂ (%)	8.22	ω ₃ (%)	7.75	
Granite	P _h (g)	500	P _h (g)	500	P _h (g)	500	ω =1.73
	P _s (g)	491.32	P _s (g)	488.67	P _s (g)	489.59	
	ω ₁ (%)	1.76	ω ₂ (%)	2.31	ω ₃ (%)	2.12	
marne	P _h (g)	500	P _h (g)	500	P _h (g)	500	ω =2.74
	P _s (g)	487.3	P _s (g)	487.66	P _s (g)	485	
	ω ₁ (%)	2.6	ω ₂ (%)	2.53	ω ₃ (%)	3.09	

III.1.5.2.Masse volumique des grains solides (NFP94.054)

La masse volumique de des grains solides est la masse granulats secs

(Ms) rapporté au volume absolu. $\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$

.Il existe trois méthodes pour déterminer la masse spécifique :

.méthode par pesée hydrostatique, méthode de l'éprouvette, méthode au pycnomètre.

Cette mesure a été faite au laboratoire à l'aide de pycnomètre.

L'essai consiste à mesurer la masse du pycnomètre rempli d'eau (M1) ensuite la masse du même pycnomètre dans lequel on a placé l'échantillon de sol et qu'on a rempli d'eau (M2).

Le volume des grains solides est donné par : $V_s = (M_1 + M_s) - M_2$

Aves : (M s) : la masse des grains solides.

Masse	Essai
$M_s(g)$	501
$M_1(g)$	1492
$M_2(g)$	1804.2
$V_s (cm^3)$	188.8
$\rho_s (g/cm^3)$	2.65

Tableau III.5. Les résultats de l'essai de pycnomètre pour grès

Masse	Essai
$M_s(g)$	501
$M_1(g)$	1492
$M_2(g)$	1806.9
$V_s (cm^3)$	186.1
$\rho_s (g/cm^3)$	2.69

Tableau III.6. Les résultats de l'essai de pycnomètre pour granite

Masse	Essai
$M_S(g)$	501
$M_1(g)$	1492
$M_2(g)$	1810
$V_S (cm^3)$	183
$\rho_s (g/cm^3)$	2.73

Tableau III.7. Les résultats de l'essai de pycnomètre pour la marne

III.1.5.3. La masse volumique humide (ρ_h) (NF P94.053)

La masse volumique humide est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94.053.

La prise d'essai, après taille éventuelle, est immédiatement pesée, et il est paraffiné aussitôt après. Une fois revenue à la température de la salle d'essai, elle est pesée à l'air libre, puis est placée dans le panier suspendu à l'étrier de la balance et est immergée afin d'être pesée avec la balance hydrostatique comme le montre la figure suivante :



Figure III.4. Principe et matériels de la pesée hydrostatique.

Echantillon	Le grès	Le granite	La marne
Masse de l'échantillon humide (g)	210.24	90.6	86.6
Masse de l'échantillon humide paraffiné (g)	224.8	97.4	94.08
Masse de l'échantillon paraffiné immergé (g)	115.2	53.6	46.47
Masse de la paraffine(g)	13.72	6.8	7.48
Volume brut (cm) ³	109.63	43.8	47.62
Volume de la paraffine (cm) ³	15.25	7.56	8.32
Volume net (cm) ³	94.37	36.24	39.03
ρ_h (g/cm³)	2.309	2.5	2.11

Tableau III.8. Les masses volumiques humides des trois échantillons.

III.1.5.4. La masse volumique sèche (ρ_d) :

Après avoir déterminé la masse volumique humide de l'échantillon et sa teneur en eau, la masse volumique sèche peut être déterminée par les relations reliant ces paramètres.

$$\rho_d = M_s / V_t \quad \text{on a :} \quad M_e = W * M_s ; \quad M_h = M_h + M_s = (1 + W) / M_s \text{ donc :}$$

$$M_s = M_h / (1 + w)$$

Echantillon	Le grès	Le granite	La marne
Volume totale (cm ³)	91	36,24	41.1
Masse humide (g)	210.24	90,6	86.6
Masse volumique des graine solide (g)	194.12	88,59	84.6
Masse volumique sèche (g/cm ³)	2.13	2,44	2.05

Tableau III.9. Masse volumique sèche

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

Tableau III.10. : Classification selon la masse volumique sèche.

Donc, on pourra dire que le grès étudié est le granite et la marne sont dense.

III.1.5.5. Indice des vides (e)

L'indice des vides (e), est le rapport du volume des vides V_v sur le volume des grains solides (V_s). L'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà définis (ρ_s et ρ_d) selon la formule :

$$e = (\rho_s/\rho_d).1$$

Avec :

ρ_s : masse volumique des grains solides.

ρ_d : masse volumique sèche.

Echantillon	Indice des vides (e) %
Le grès	24.41
Le granite	9.79
La marne	33.17

Tableau III.11.Indice des vides

III.1.5.6. La Porosité (n)

La porosité (n), est le rapport du volume des vides (volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol. La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule :

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

e : indice des vides.

Echantillon	Porosité (n) %
Le grès	19.62
Le granite	14.5
La marne	24.90

Tableau III.12.Porosité

III.1.5.7. Le degré de saturation

Le degré de saturation, noté **Sr**, indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pour.cent. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé).

Il peut aussi être défini par la formule suivante :

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

Echantillon	Le degré de saturation %
Le grès	89.45
Le granite	56.05
La marne	22.63

Tableau III.13 Le degré de saturation

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

Tableau III.14.Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI)

D'après TERZAGHI on note que :

- . Le grès est dans l'état détrempé
- . Le granite est dans l'état mouillé
- . La marne est dans l'état légèrement humide

III.1.5.8. Détermination des limites d'Atterberg pour l'argile et la marne

III.1.5.8.1.1 Limite de liquidité à la coupelle . limite de plasticité au rouleau

Cette norme destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (W_L et W_p) s'applique aux éléments d'un sol passant à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm .

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état. Ils ont été élaborés au début du 20^{ème} siècle par A. Atterberg, un pédologue suédois, qui s'intéressait à la plasticité des argiles en vue de la fabrication des produits céramiques.

Les essais mis au point à cette époque ont été repris et modifiés par Casagrande, afin que leur interprétation puisse permettre d'établir un lien entre la teneur en eau du sol et son comportement.

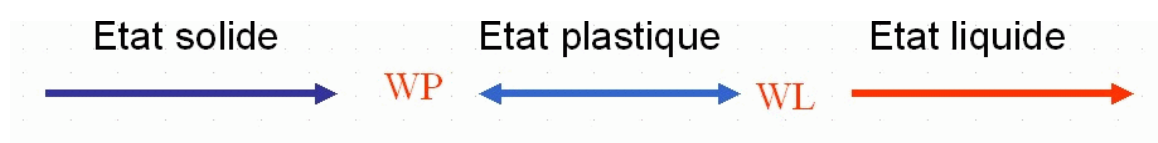
III.1.5.8.2. Définitions :

- **Limite de liquidité (W_L)**

Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique

- **Limite de plasticité (W_p)**

Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide



- **Limite de retrait (W_r)**

Teneur en eau relativement inférieure à W_p de telle sorte que si on sèche encore le sol on n'aura pas de retrait (pas de diminution de volume).

- **Indice de plasticité (IP)**

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

III.1.5.8.3.Principe de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases :

- recherche de la limite de liquidité pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.



Figure III.5. Fermeture des lèvres

- Fermeture des lèvres sur ± 1 cm après Application de chocs à la coupelle
- recherche de la limite de plasticité: on étale une boulette de sol sur un matériau non absorbant ni réactif afin de former à la main un rouleau (de 3 mm de diamètre et 10 à 15 cm de long). la limite de plasticité est la teneur en eau pour laquelle le rouleau se brise lorsqu'on atteint le diamètre de $3 \pm 0,5$ mm.

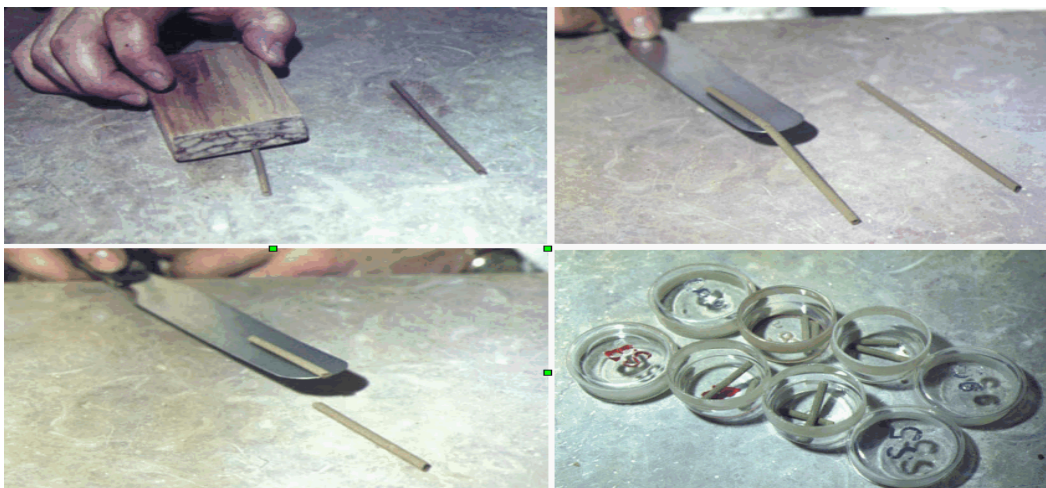


Figure III.6. Détermination de la limite de plasticité (W_p)

III.1.5.8.4.Présentation des résultats

➤ La marne

Essai (N°)	Nombre de coups	Limite de liquidité(%)
1	19	35
2	22	33.7
3	25	31.1
4	28	28.1

Tableau III.19. Limite de liquidité de la marne

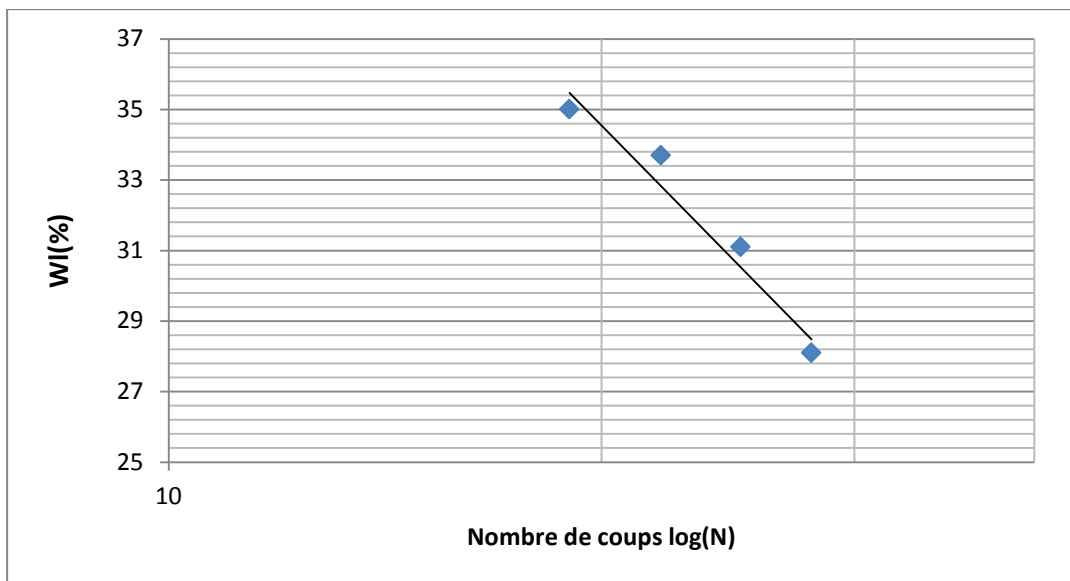


Figure III.7. Droite $w = f(\log N)$ de marne

De la droite $w = f(\log N)$, la valeur de W_l est la teneur en eau qui correspond à $N = 25$

$W_l = 31.1$

Essai (N°)	Limite de plasticité (%)
1	27.2
2	25.4
3	23.3
4	24.5

Tableau III.20. Limite de plasticité de marne

Moyenne de la limite de plasticité : $W_p = 24.6\%$

$I_p = W_l - W_p = 31.1 - 24.6 = 6.5$

Caractéristiques déterminées	Moyenne
W_L (%)	31.3
W_P (%)	24.6
I_P (%)	6.5

Tableau III.23. Synthèse des résultats (limites d'Atterberg de marne)

Classification des trois sols :

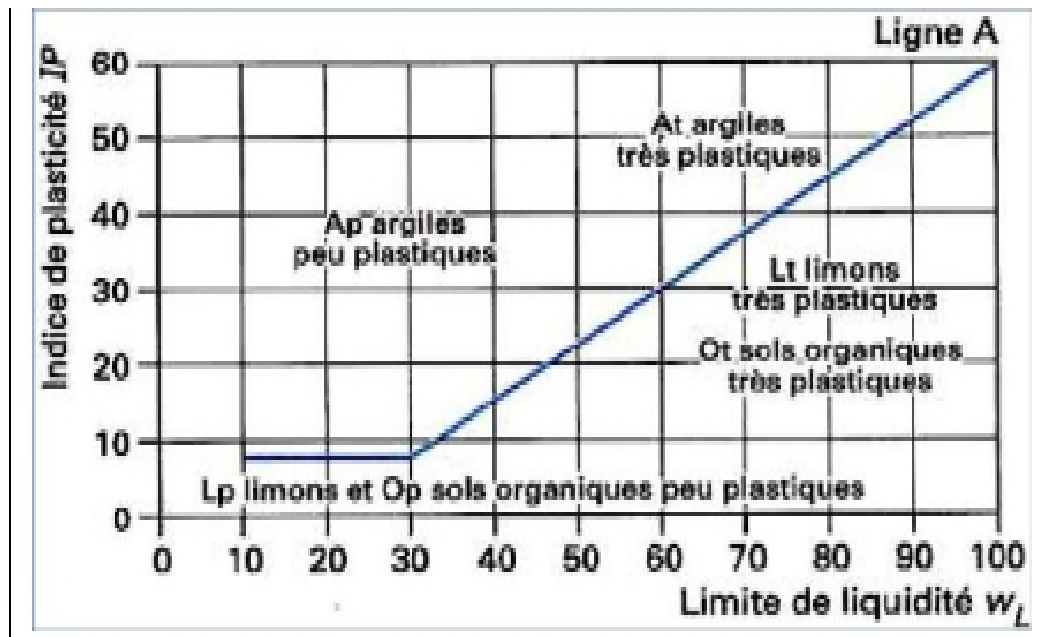


Figure III.8. Diagramme de plasticité (casagrande).

IP (%)	Appréciation
0	Plasticité nulle
<7	Peu plastique
7.17	Moyennement plastique
>17	Hautement plastique

Tableau III.24. classification des sols selon indice de plasticité (cours MDS).

III.1.5.8.5. Interprétation :

D'après la classification on a :

Le sol	Appréciation
La marne	Sol Peu plastique

Tableau III.25. Interprétation des résultats

III.1.5.8.6. 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 la nature physique des matériaux. Cette opération permettra de comprendre et de justifier par la suite leur comportement mécanique sous les différentes sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Dans le chapitre qui suit, nous allons entamer la première série d'essais mécanique qui consiste en des essais de compactage au Proctor modifié et normale.

IV.1. Définition du compactage

Selon *Costet et Sanglerat (1981)*, le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique n'est une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau

IV.2. Objectifs et conséquences du compactage

Le compactage influe principalement sur la densité des matériaux. Ce procédé peut donc concerner (un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre...), qui se composent généralement de trois phases, (*Boudlal, 2007*).

.Une phase solide dispersée : composée de grains séparés les uns des autres, laissant entre eux des interstices occupés par d'autres phases (liquide ou gaz), c'est une phase peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas de réduire le volume de cette phase.

.Une phase liquide, continue ou dispersée : occupe tous ou une partie des interstices, cette phase est aussi peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas non plus de réduire son volume, mais généralement il y a expulsion d'une partie du liquide hors du matériau à compacter.

.Une phase gazeuse, souvent continue : occupe l'autre partie du volume des interstices, cette phase par contre, est éminemment compressible et elle peut être facilement chassée que la précédente.

Le compactage est donc : parfois expulser du liquide, souvent expulser du gaz, toujours (ou presque) comprimer du gaz, mais c'est surtout, faire glisser les éléments du squelette les uns sur les autres de façon à aboutir à un meilleur réarrangement des grains.

Ainsi, pour compacter, il faut vaincre certains obstacles tels que la cohésion (c), le frottement interne (ϕ), l'imperméabilité qui s'oppose aux mouvements des liquides et des gaz et la pression des gaz comprimés.

La cohésion et le frottement interne s'opposent au décompactage, et l'imperméabilité s'oppose aux entrées d'eau et évite parfois le gonflement du matériau, et donc ces trois facteurs favorisent la pérennité du résultat obtenu, par contre la pression des gaz, une fois le compacteur parti, provoque un décompactage spontané du sol.

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols, il peut, en outre, améliorer d'autres paramètres qu'on a résumé dans les points suivants :

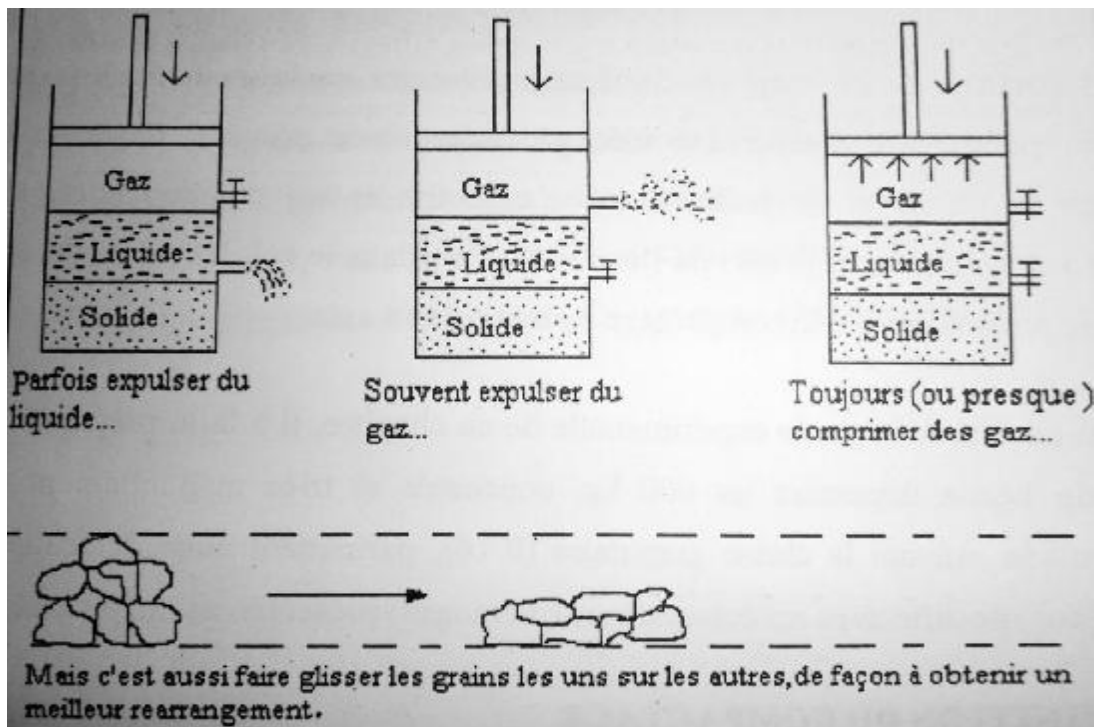


Figure IV.1. Image schématique du compactage.

IV.2.1. La réduction ou élimination des risques de tassements

Le tassement n'est que la traduction d'une diminution de volume des matériaux, qui est le résultat d'un compactage spontané et lent.

- **Suppression des tassements** : l'objectif de l'ingénieur, c'est de substituer à ce compactage lent qui conduit dans le temps à des désordres, et d'effectuer une opération volontaire avant la construction de l'ouvrage qui mettra le matériau dans un état suffisamment serré, pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable.
- **Suppression des tassements différentiels** : l'idéale pour l'ingénieur sera de chercher à éliminer tous tassements, mais surtout à éviter que ce tassement s'accompagne de déformations (tassement différentiels). En effet, un tassement est rarement constant d'un bout à l'autre du profil en long et du profil en travers d'un ouvrage, car le remblai n'est généralement pas de hauteurs égales. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables. Or il est évident que si l'on diminue fortement les tassements absolus par compactage, on réduira beaucoup plus les tassements différentiels qui ne sont en général que de l'ordre du $10^{\text{ème}}$ des premiers.

IV.2.2.L'élevation des caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains d'un matériau a un autre effet très important qui est la forte amélioration des caractéristiques mécaniques :

.Augmentation de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne (ϕ) : sachant que la courbe intrinsèque des sols est caractérisée par les deux paramètres (c) et (ϕ), ces deux caractéristiques dépendent fortement de la manière dont sont pratiqués les essais, suivant ou non que le sol est consolidé avant l'essai et suivant qu'il est ou non drainé pendant celui-ci. Or le resserrement des grains de matière augmente le nombre de points de contacts entre eux et par conséquent leur frottement, d'où l'angle (ϕ) est accru, il augmente aussi l'efficacité des ménisques d'eau (s'ils n'entraînent pas un degré de saturation plus élevé) d'une part, et les phénomènes de surfaces paraissent davantage d'autre part, car la cohésion peut être fournie par les ménisques d'eau qui par tension superficielle viennent plaquer l'un contre l'autre deux grains voisins, mais également par les phénomènes électrostatiques régnants dans l'eau plaquée à la surface des grains, ou encore par le phénomène d'inter.clavage.

.Augmentation du module de déformation (d) : lorsque le volume des interstices est important, le sol sera plus déformable et par conséquent, le module de déformation plus faible, car il suffit d'appliquer une petite force pour produire une déformation. Or le compactage réduit les interstices, ce qui rend le sol moins déformable et supporte des forces de plus en plus importantes, d'où on aura une augmentation marquante du module de déformation, ce qui se traduit aussi par une augmentation de la portance.

IV.2.3.La diminution de l'attrition

Lors de la mise en place d'une assise routière constituée de grains, ceux-ci se cassent par frottement les uns contre les autres ou par chocs, donc perdent une partie de leur substance transformée en grains de dimensions plus petites (fines), cette modification de la granularité est l'attrition, elle est généralement augmentée par la présence d'eau.

Lorsqu'un matériau routier est bien serré, les interstices n'y ont qu'un volume restreint ; d'où les mouvements relatifs entre les grains seront réduits, ou complètement supprimés. Mais il faut éviter que l'attrition se produise par le compactage lui-même, car elle peut aussi être le résultat de deux grains, qui s'appuient l'un sur l'autre, et se compriment mutuellement par une petite surface de contact, écrasant le grain voisin, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

IV.2.4. La diminution de la perméabilité

Il est évident que le volume des interstices joue un rôle important dans la perméabilité, car plus la structure d'un matériau est lâche, plus les vides entre les grains augmentent, et vice versa, donc la perméabilité est directement proportionnel au compactage, mais l'objectif de diminution de ce facteur (perméabilité), varie suivant la nature de l'ouvrage.

Pour les assises de chaussées, il faut noter encore que les exigences d'imperméabilité ne sont pas du tout les mêmes, suivant qu'il s'agit d'une couche de surface qui doit impérativement être étanche, ou d'une couche de fondation qui dans certains cas, pourrait même avoir intérêt à être quelque peu perméable.

L'objectif de compactage peut être résumé dans le graphe suivant :

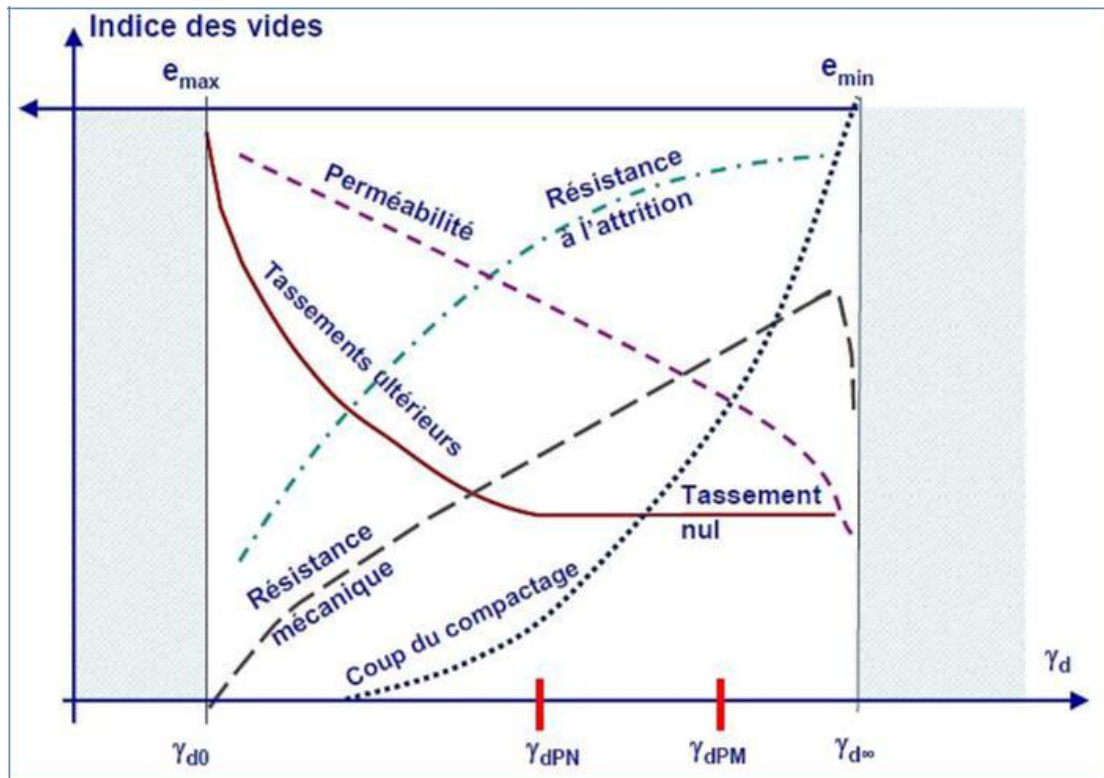


Figure IV.2. Objectifs du compactage.

IV.3. Paramètres influençant le compactage

Le compactage est fonction des paramètres suivant :

- La teneur en eau ;
- L'énergie de compactage ;
- Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux,...).

IV.3.1. Influence de la teneur en eau

Le compactage d'un sol avec une énergie constante, augmente la masse volumique du sol sec (ρ_d) avec la teneur en eau (w) jusqu'à une valeur maximale (w_{opt}). Au-delà de cette valeur, l'accroissement de (w) réduit la masse volumique (ρ_d), comme le montre la figure ci-dessous.

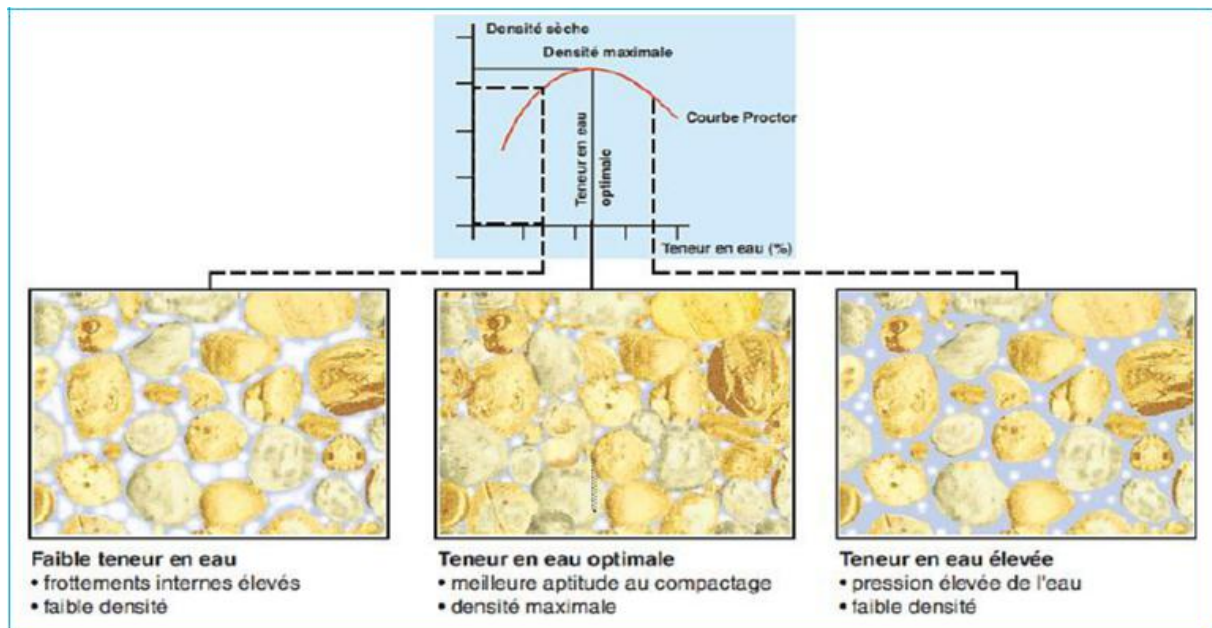


Figure IV.3. Influence de la teneur en eau sur le compactage.

La valeur maximale de (ρ_d) qui est ($\rho_d \text{ max}$) se situe au sommet de la courbe en un point appelé l'optimum Proctor. C'est la masse volumique sèche maximale correspondant à une teneur en eau optimale (w_{opt}) pour une énergie de compactage donnée.

Si la teneur en eau de compactage est supérieure ou inférieure à la teneur en eau optimale, on n'obtiendra pas la masse volumique sèche maximale, sauf si on augmentera l'énergie de compactage, et le compactage sera donc moins efficace du point de vue économique.

Les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale forment le versant sec de la courbe de compactage, le volume des vides dans ce cas est occupé par de l'eau et de l'air, où l'eau agit comme un lubrifiant, elle mouille les particules qui glissent alors les unes sur les autres et adoptent une structure plus serrée. Donc plus la teneur en eau est faible, plus l'action de lubrification diminue d'où la structure sera moins serrée et la masse volumique sèche diminue.

Les teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale forment le versant mouillé de la courbe où l'eau occupe une grande partie des vides. Etant incompressible, l'eau absorbe une portion importante d'énergie, ce qui empêche les particules d'adopter une structure plus dense. Donc plus la teneur en eau augmente, plus l'eau absorbe de l'énergie et plus la masse volumique du sol sec décroît.

Lorsque les courbes sont aplaties, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre sont peu sensibles à l'eau, ils constituent les meilleurs remblais, par contre, lorsque les courbes présentent une convexité marquante, cela signifie que le compactage est très influencé par la teneur en eau, ces sols sont donc très sensibles à l'eau.

IV.3.2. Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie est engendrée par pression statique, pression statique et vibrations, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au sol est directement proportionnelle au nombre de passe, épaisseur de la couche et à la masse et la vitesse du compacteur. L'influence de l'énergie de compactage apparaît dans la comparaison des courbes de compactage d'un même type de sol à des énergies différentes.

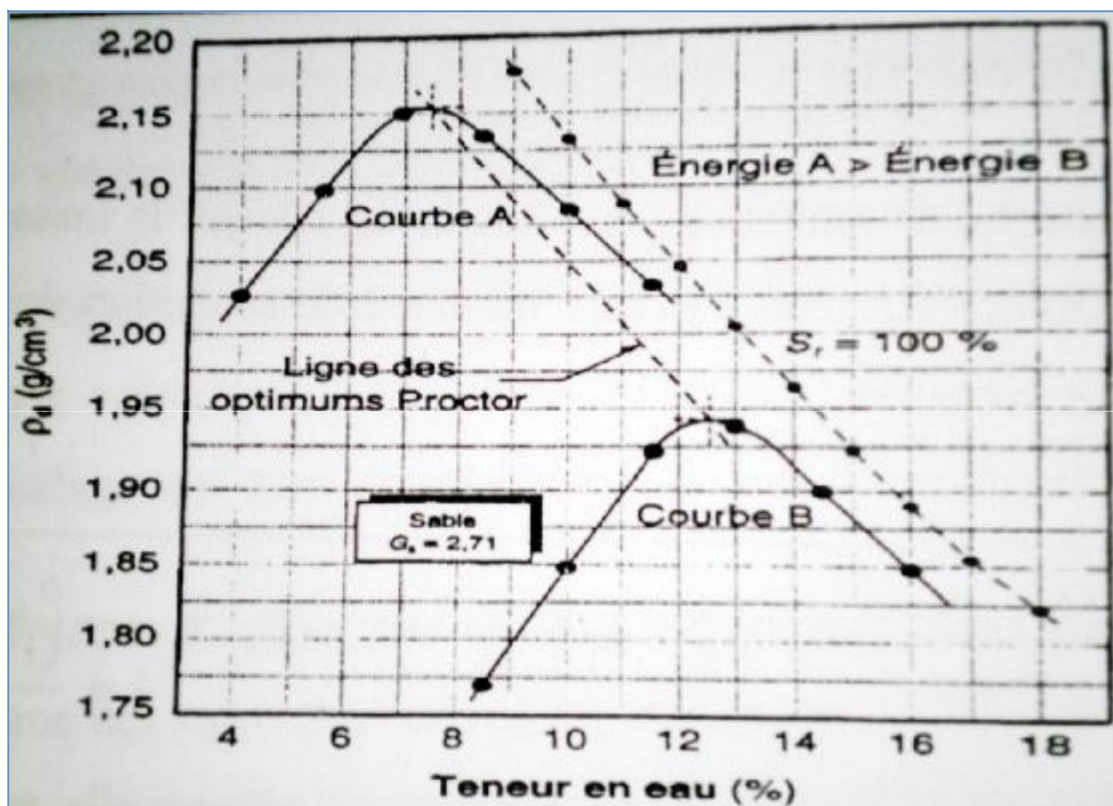


Figure IV.4. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

Une hausse de l'énergie de compactage accroît le poids volumique sec optimal et diminue la teneur en eau optimale. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle ligne des optimums Proctor, elle est parallèle à la courbe de saturation.

IV.3.3. Influence de la granulométrie (type de sol)

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor, comme le montre la Figure IV.5. Représentant le compactage des différents types des sols par une même énergie de compactage.

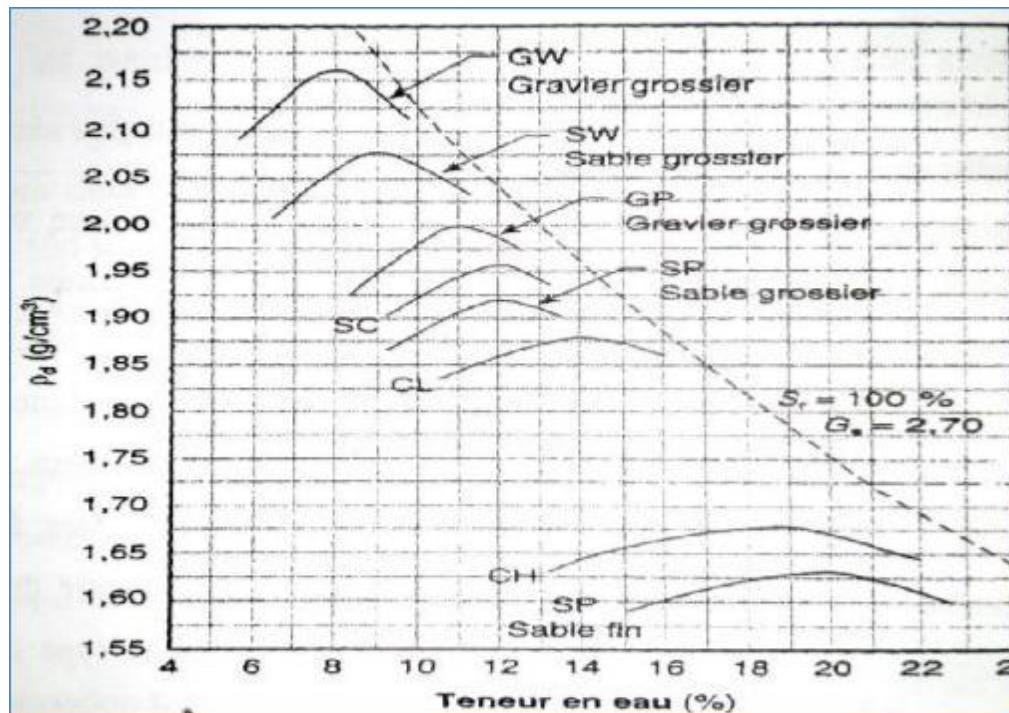


Figure IV.5. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Plus les particules d'un sol sont grosses, plus sa masse volumique sèche maximale est élevée et sa teneur en eau optimale est faible.

Plus la granulométrie d'un sol est serrée, plus sa masse volumique sèche maximale diminue et sa teneur en eau optimale s'accroît.

Ainsi, un gravier bien gradué présente une masse volumique sèche maximale supérieure à celle d'un sable grossier bien gradué, tandis que sa teneur en eau optimale est inférieure. En effet, il est presque impossible d'augmenter la compacité des sols dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 4, ce qui explique la valeur plus faible de leur masse volumique sèche maximale, d'ailleurs dans le cas des sables fins, la convexité de la courbe de compactage est très faible et la position de l'optimum Proctor est difficile à déterminer.

Les courbes Proctor sont très aplaties pour un sable et représentent un maximum très marqué pour une argile plastique.

IV.4. Effet du compactage sur certaines propriétés des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité portante d'une part, mais d'autres parts, modifie certaines de leurs propriétés, (Robitaille et Tremblay 1997) ont résumé ces effets dans les points suivants :

IV.4.1. Effet sur la structure du sol

Le compactage réduit l'indice des vides et densifie (resserre) la structure des sols pulvérulents. Par contre dans les sols cohérents, il réorganise les particules d'argile qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale, rendent la structure de plus en plus dispersée.

IV.4.2. Effet sur la perméabilité

Le compactage fait diminuer la proportion des vides dans le sol, d'où une diminution de la perméabilité, ce qui limite la quantité d'eau qui peut circuler. La diminution de la perméabilité constitue un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents, utilisés comme matériaux de fondations, dont on a besoin d'éliminer l'eau rapidement.

IV.4.3. Effet sur le gonflement et le retrait

Le compactage réduit l'indice des vides des sols, d'où leur perméabilité, ce qui fait diminuer à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptible de recevoir, cependant, limite les variations de volume causées entre autres par le gonflement et le retrait. Une argile compactée à une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale sera d'avantage sujette au retrait, tandis que celle est compactée à une teneur en eau inférieure sera plus sujette au gonflement.

IV.4.4. Effet sur la compressibilité

Plus le volume des vides dans un sol est important, plus sa compressibilité est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi la réduction des vides d'un sol par compactage le rend moins compressible, d'où les risques de tassements s'atténuent.

IV.4.5. Effet sur la résistance au cisaillement

En compactant les sols pulvérulents, on resserre les particules les unes contre les autres, en augmentant ainsi leur frottement et enchevêtrement, d'où une meilleure résistance au cisaillement, ceci améliore la capacité portante des sols, sachant que cette dernière est directement proportionnelle à l'angle de frottement interne (ϕ).

Dans les sols cohérents, les forces de cohésions constituent le facteur principal de la résistance au cisaillement. Or plus la distance entre les particules est faible, plus les forces de cohésions sont élevées, donc en réduisant cette distance qui sépare les particules, le compactage augmente de ce fait la résistance au cisaillement. D'une façon générale, les sols cohérents présentent une meilleure résistance au cisaillement quand ils sont compactés à une teneur en eau inférieure à la teneur en eau optimale.

IV.5. Les essais de compactage en laboratoire

Les principaux essais de compactage souvent manipulés en laboratoire, sont les essais Proctor (normal et modifié) et l'essai à la table vibrante.

IV.5.1. Essai à la table vibrante

C'est un essai généralement utilisé pour les sols peu sensibles à l'eau, où l'essai Proctor donne des courbes de compactage plates, sur lesquelles la détermination de l'optimum paraît très difficile. L'inconvénient de cet essai, est qu'il ne permet pas d'établir la teneur en eau optimale.

IV.5.2. Essai Proctor

Il existe deux types d'essais Proctor, essai Proctor normal et essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

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.

Essais	Masse du marteau (Kg)	Hauteur de chute du marteau (cm)	Nombre de couches	Volume du moule (cm ³)	Nombre de coups par couche	Energie de compactage (KJ/m ³)
Proctor Normal (Norme NQ 2501-250)	2,49	30,5	3	944	25	592
				2 124	56	589
Proctor Modifié (Norme NQ 2501-255)	4,54	45,7	5	944	25	2 695
				2 124	56	2 683

Tableau IV.1 Résumé des conditions de chaque essai selon le moule retenu (NF P 94.093).

IV.6. Exécution de l'essai Proctor

IV.6.1. 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.

IV.6.2.Principe de la méthode

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

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

IV.7.Mode opératoire

IV.7.1.Choix du type de moule

Il est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur le diagramme (figure).

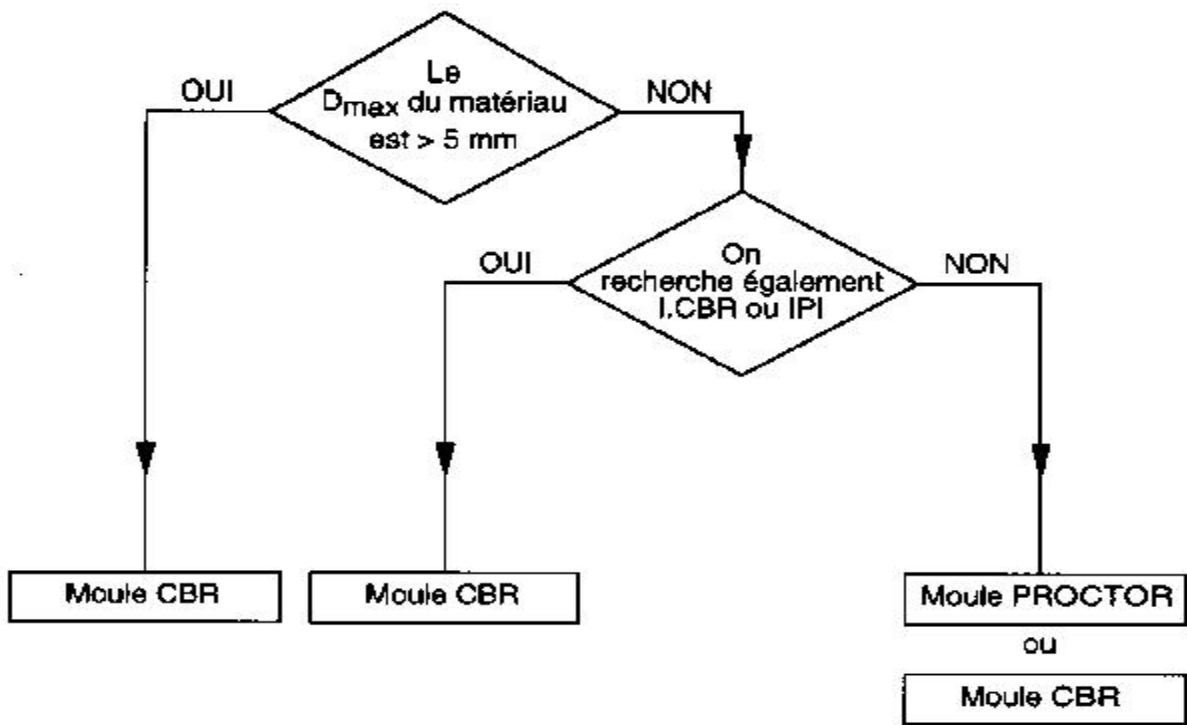


Figure IV.6.Choix du type de moule.

IV.7.2.Exécution de l'essai

-Assembler moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R.) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) ; puis :

- Peser l'ensemble : soit P1,
- Adapter la rehausse.

-Introduire la 1ère couche et la compacter. Placer le moule sur un socle en béton d'au moins 100 kg ;

Ou sur un plancher en béton de 25 cm d'épaisseur, pour que l'ensemble de l'énergie appliquée le soit à l'échantillon. Astuces : faire des rayures sur la surface compactée (améliore la liaison avec la couche suivante),

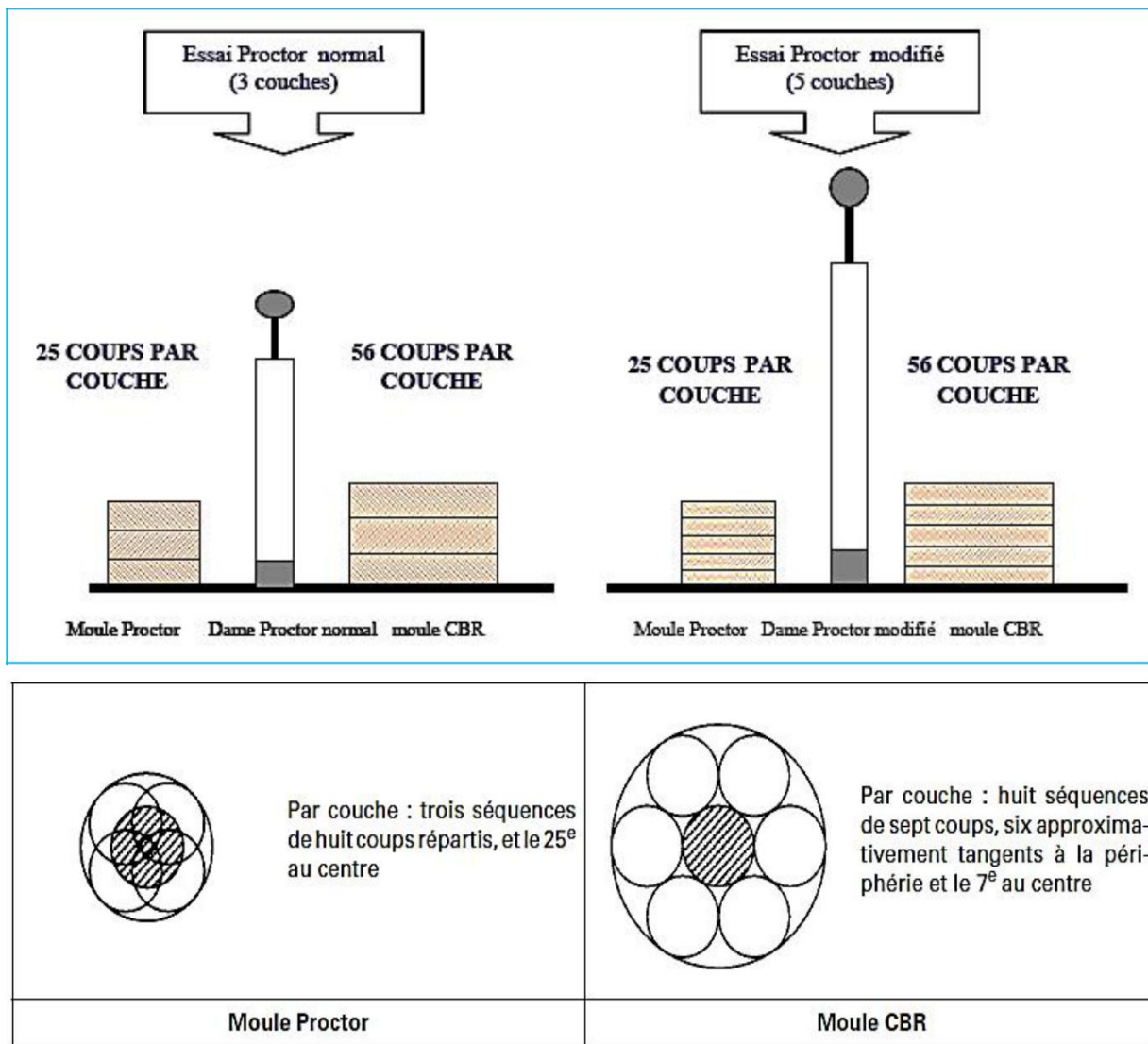


Figure IV.7. Exécution des essais Proctor normal et modifié.

- Recommencer l'opération pour chaque couche (3 pour énergie de compactage Normal ; 5 pour Modifiée).

-Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Le sol compacté doit dépasser du moule de 1 cm environ. Sinon, recommencer l'essai,

-Araser soigneusement à partir du centre ; on veillera, au cours de l'arasement à ne pas créer de trous sur la surface arasé,

-Peser l'ensemble juste arasé : soit P2,

-Oter l'embase (et disque d'espacement si nécessaire) et prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas ; en déterminer la teneur en eau w ; on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues,

-Augmenter de 2% la teneur en eau w de votre échantillon de départ et recommencer 5 à 6 fois l'essai, après avoir à chaque fois bien nettoyer votre moule.

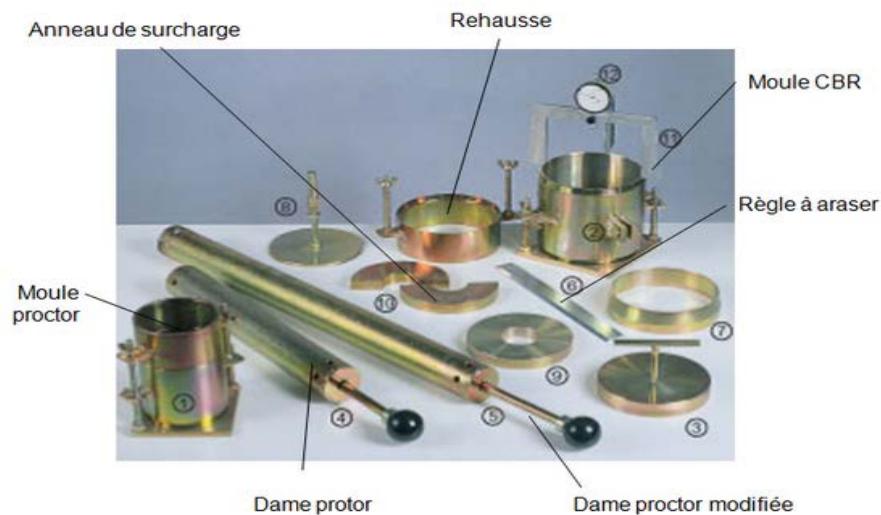


Figure IV.8.matériel utilisé pour l'essai Proctor. (*arvor géotechnique 2016*)

- **Expression des résultats**

Tracer la courbe $\gamma_d = f(w)$, avec pour points de la courbe les coordonnées suivantes pour chaque point :

- En abscisse w (teneur en eau)
- En ordonnée γ_d (densité sèche)

IV.8.Présentation des résultats

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme de tableau et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différentes classes granulométriques (0/20 ; 1/20 ; 0/10). Les tableaux ci-dessous et les courbes présentent les optimums Proctor obtenus

IV.8.1.Proctor modifié :

- Pour le grès : selon la norme NF P94.093 on a :



Figure IV.9. Déroulement de l'essai Proctor modifié.

Pourcentage d'eau ajouté (%)	6	8	10	12
Masse de sol humide (g)	4042.45	4165.51	4176	4193.73
Masse du sol sec (g)	3815.09	3859.1	3801.20	3748.09
Masse d'eau (g)	227.37	306.41	374.8	445.64
Teneur en eau (%)	5.96	7.94	9.86	11.89
Volume du moule (cm ³)	2124			
Densité sèche (g/cm ³)	1.796	1.81	1.78	1.76

Tableau IV.2. Résultats de l'essai Proctor modifié pour le grès.

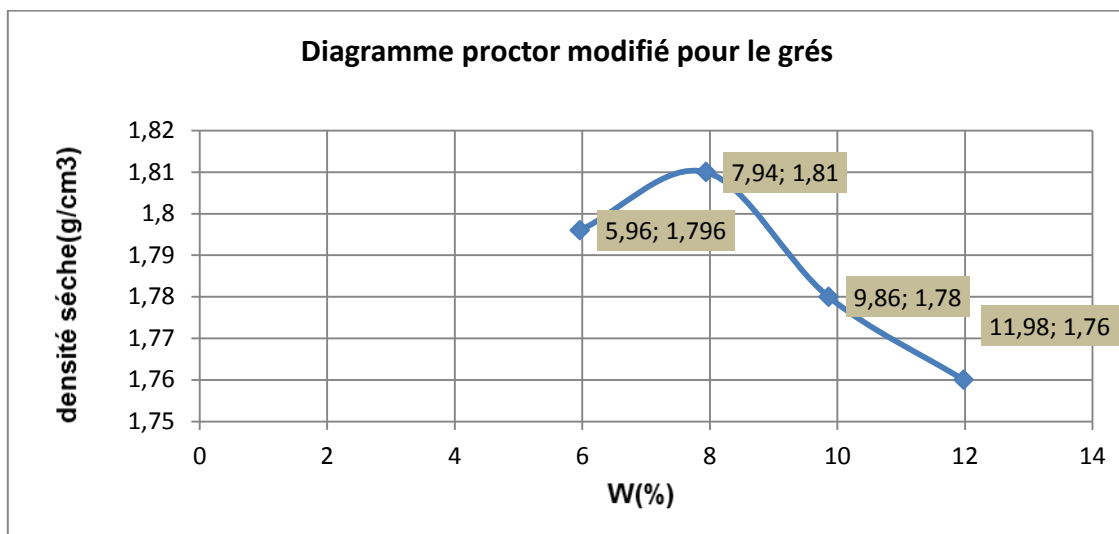


Figure IV.10. courbe Proctor modifié pour le grès

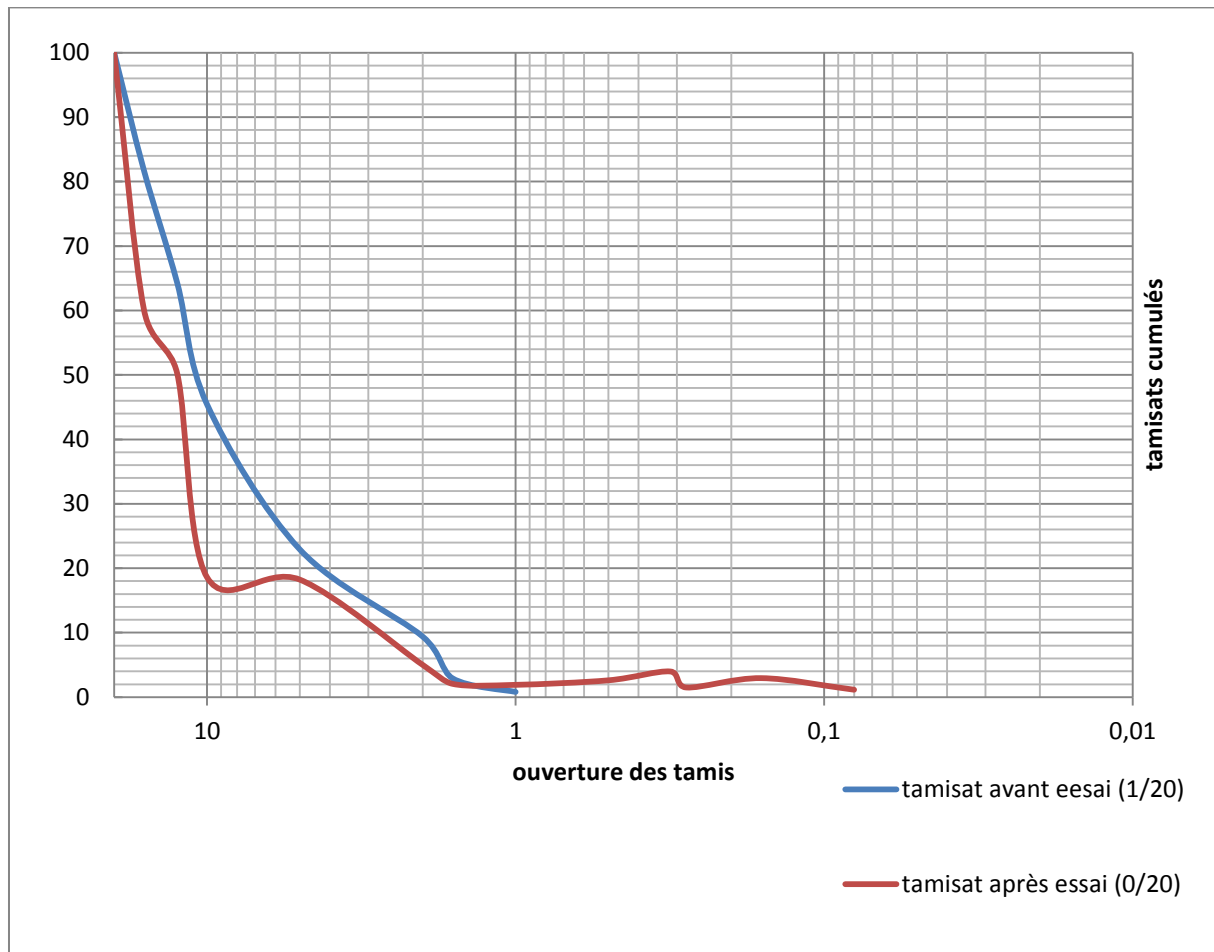


Figure IV.11. courbe granulométrique de PM pour le grès avant. Après essai

- **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor représenté sur la figure 10 on constate que la densité sèche optimale égale 1.81g/cm^3 et la teneur eau optimale est de 7.94% ; La courbe présente une forme moins bombée, ce qui est signe d'insensibilité à l'eau.

-Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure 11, on constate une variation de la granulométrie de l'échantillon, il y a une production des particules fines qui sont inférieure à 1mm avec un pourcentage importante (3.98%) dû à l'écrasement des grains entre $(10, 16)$ mm et cela dû à l'effet du compactage ce qui signifie étalement entre la courbe avant essai et après essai.

➤ **Pour le granite** : selon la norme NF P94.093 on a :

Pourcentage d'eau ajouté (%)	3	5	7	9
Masse de sol humide (g)	4621,5	4861,5	5000,3	4985
Masse du sol sec (g)	4500,8	4550,1	4628,6	4569,7
Masse d'eau (g)	120,7	311,4	371,7	415,3
Teneur en eau (%)	2,68	6,84	8,03	9,09
Volume du moule (cm ³)	2124			
Densité sèche (g/cm ³)	2,12	2,14	2,18	2,15

Tableau IV.3. Résultats de l'essai Proctor modifié pour le granite.

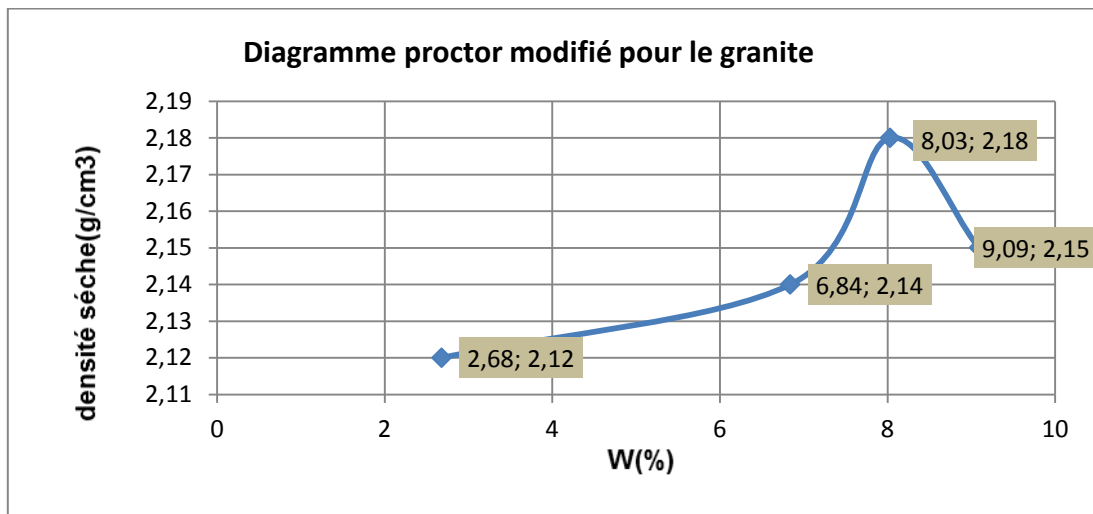


Figure IV.12. Courbe Proctor modifié pour le granite

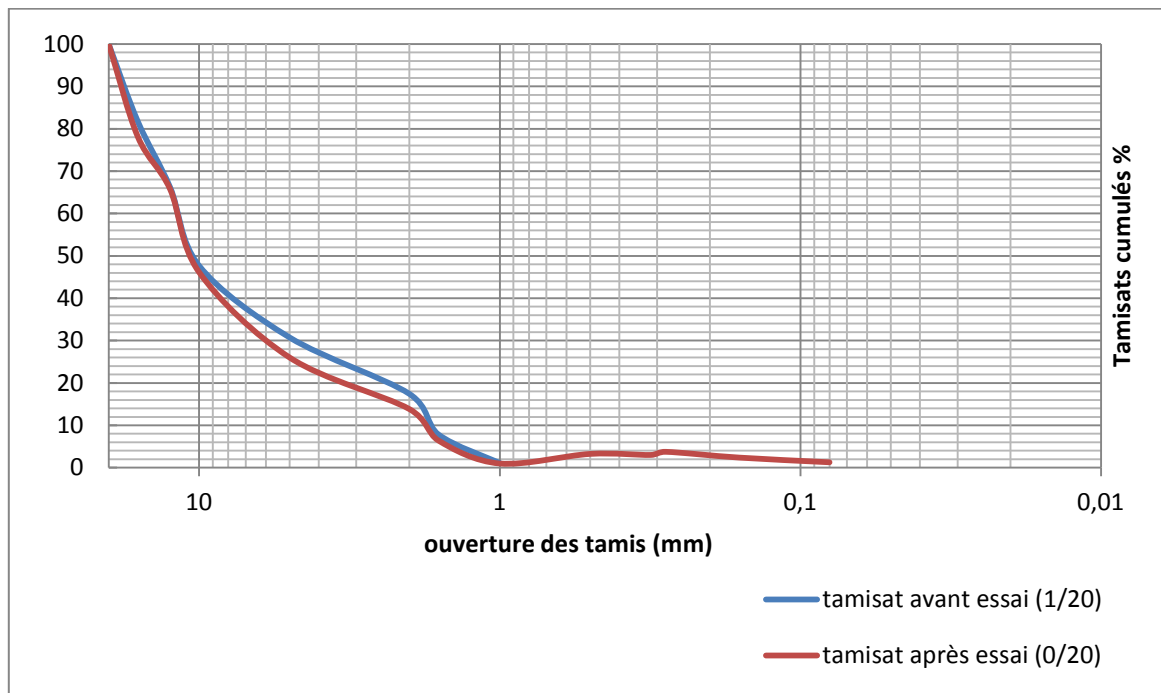


Figure IV.13. Courbe granulométrique de PM pour le granite avant-après essai

- **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor présentée sur la figure 12 on constate que la densité sèche optimale égale 2.18g/cm^3 et la teneur eau optimale est de 8.03% , La courbe est en forme de conique. L'ajout de l'eau améliore sensiblement les densités sèches dans le versant sec, mais entre 7% et 9% il y a une sensibilité de matériau à l'eau qui exprime l'apparition de la densité sèche maximale $8,03\%$.

-Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure 13, on constate une petite variation de la granulométrie de l'échantillon, il y a une production des particules fines qui sont inférieure à 1mm mais avec un pourcentage très petite (1.2%) dû à l'écrasement des grains entre ($2,6$) mm et cela dû à l'effet du compactage ce qui signifie également entre la courbe avant essai et après essai.

➤ **Pour la marne :** selon la norme NF P94.093 on a :

Pourcentage d'eau ajouté (%)	6	8	10	12
Masse de sol humide (g)	4453.65	4574.76	4574.76	4522.32
Masse du sol sec (g)	4205.52	4332.96	4205.52	4099.32
Masse d'eau (g)	248.13	315	369.24	423
Teneur en eau (%)	5.9	7.27	8.78	10.32
Volume du moule (cm^3)	2124			
Densité sèche (g/cm^3)	1.98	2.04	1.98	1.93

Tableau IV.4. Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne.

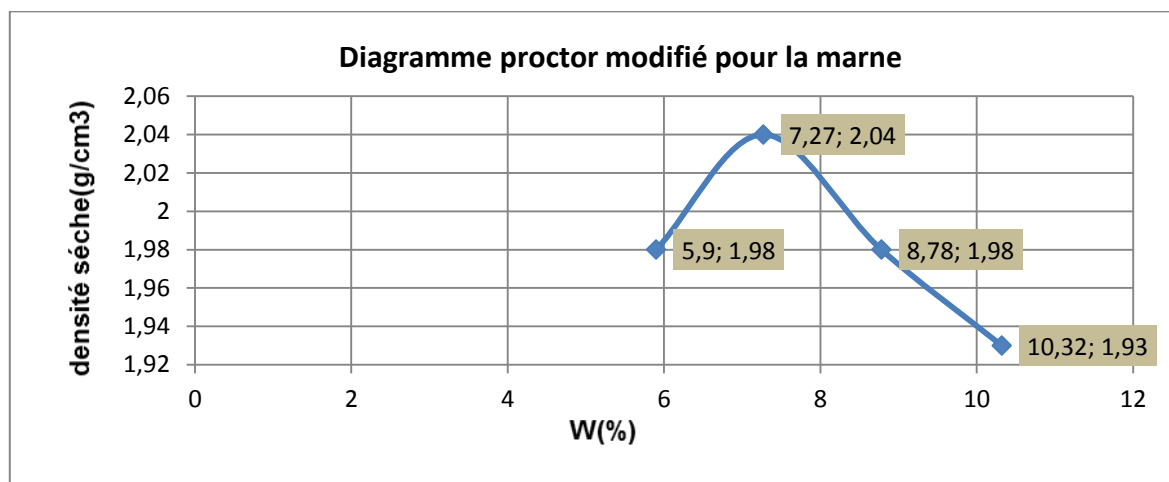


Figure IV.14. courbe Proctor modifié pour la marne

La teneur en eau (%)

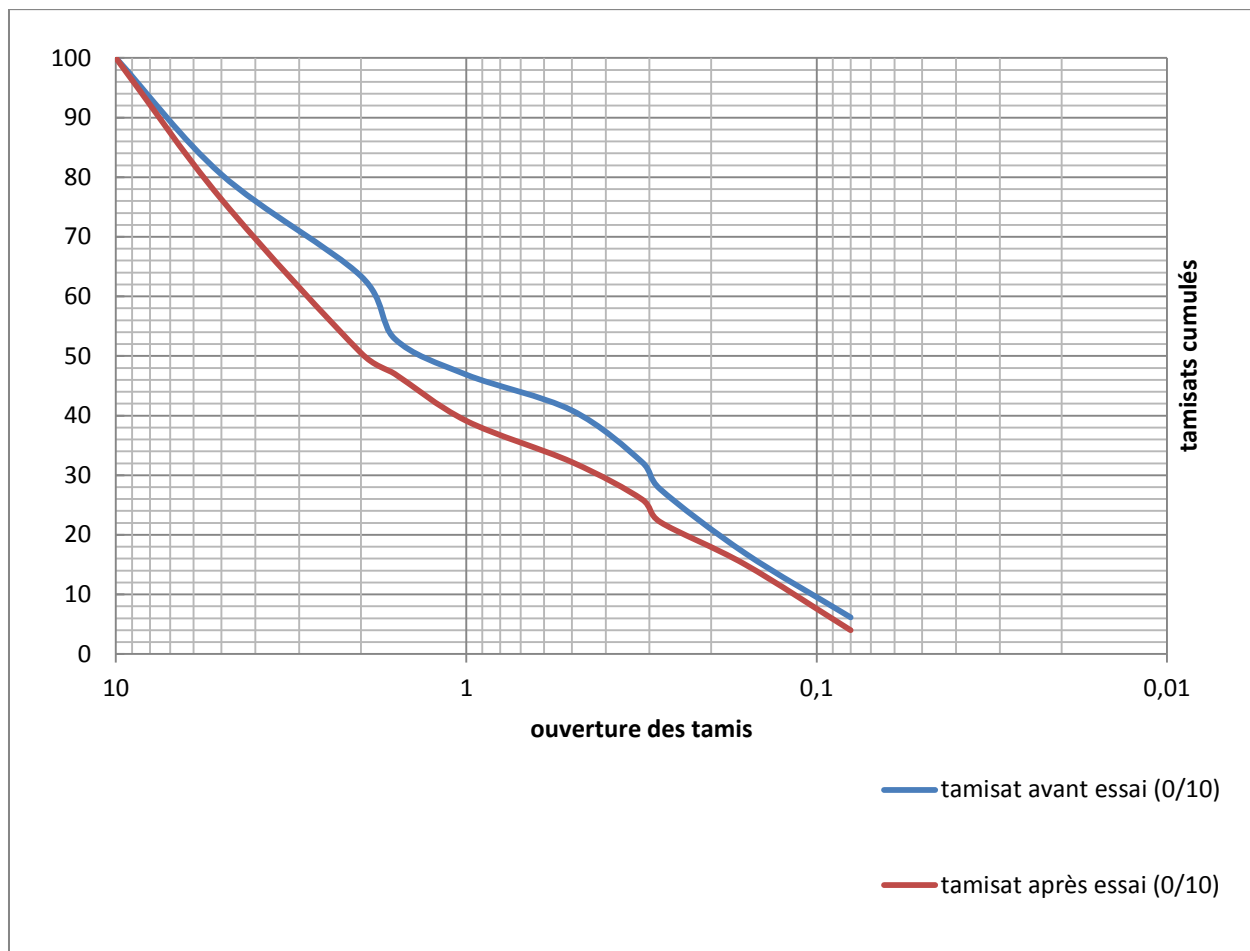


Figure IV.15. Courbe granulométrique de PM pour la marne avant-après essai

- **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor représenté sur la figure 14 on constate que la densité sèche optimale égale 2.04g/cm^3 et la teneur eau optimale est de 7.27% ; La courbe présente une forme conique, ce qui est signe de sensibilité à l'eau, avec un étalement de versant humide.

-Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure 15, on constate une variation de la granulométrie de l'échantillon, il y a une production des particules dû à l'écrasement des grains surtout dans l'intervalle des éléments grossier entre (0.2 ,7) mm et cela dû à l'effet du compactage ce qui signifié étalement entre la courbe avant essai et après essai.

IV.8.2. Le Proctor normal

Dans le but de prélever des échantillons des sols compactés afin d'étudier leur comportement au cisaillement et à la compressibilité, on doit réaliser l'essai Proctor normal sur ces sols, Et déduire les teneurs en eau optimales.

• Mode opératoire

- Peser 2500g de sol passant par le tamis 5mm.
- Faire varier les quantités d'eau rajoutée.
- Mouiller le sol dans un bac.
- Partager le sol en 3 couches.
- Compacter chaque couche avec une énergie constante de 25 coups.
- Démouler l'éprouvette.

-Découper des échantillons compactés à l'aide des anneaux appartient à la boîte de cisaillement et à la cellule oedométrique.



Figure IV.16.déroulement de l'essai Proctor normale

Les résultats de Proctor normal sont suivants :

➤ Pour le grès : selon la norme NF P94.093 on a :

Pourcentage d'eau ajouté (%)	6	8	10	12
Masse de sol humide (g)	2111.6	2118.1	2216.32	2195.96
Masse du sol sec (g)	1987.3	2018.9	1993.15	1954.36
Masse d'eau (g)	124	169.2	223.17	241.6
Teneur en eau (%)	6.23	8.38	11.19	12.36
Volume du moule (cm ³)	948			
Densité sèche (g/cm ³)	2.09	2.12	2.10	2.06

Tableau IV.5.Résultats de l'essai Proctor normale pour le grès.

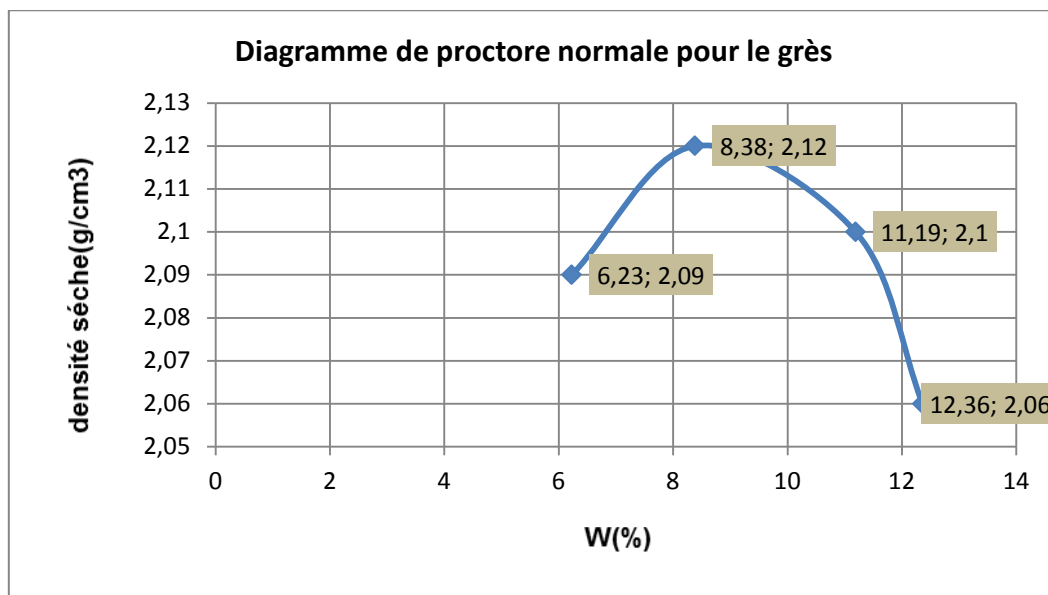


Figure IV.17. courbe Proctor normale pour le grès

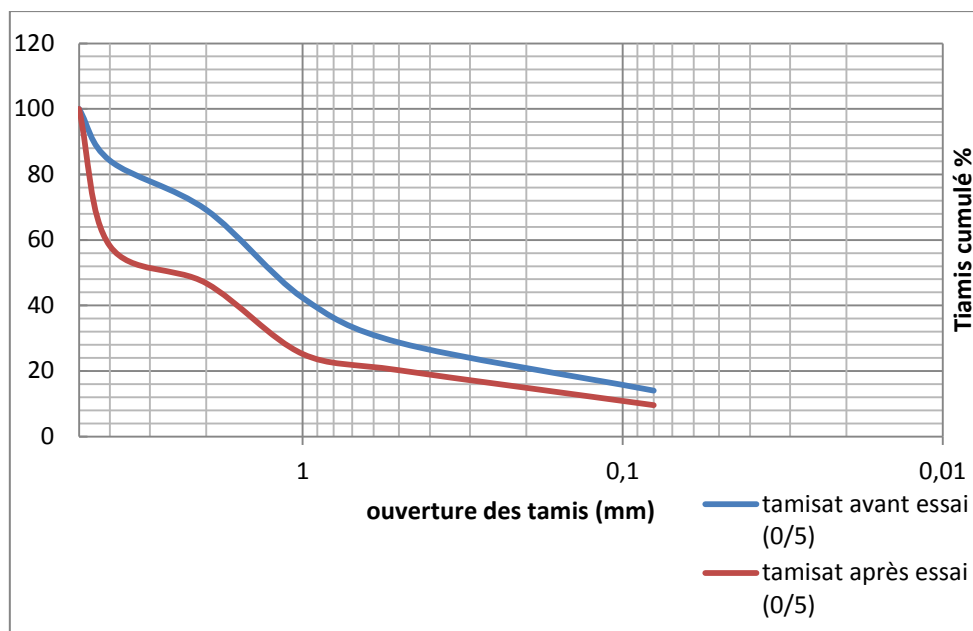


Figure IV.18. courbe granulométrique de PN pour le grès avant-après essai

• **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor représenté sur la figure on constate que la densité sèche optimale égale 2.12g/cm³ et la teneur eau optimale est de 8.38% ; La courbe présente une forme conique, ce qui est signe de sensibilité à l'eau, avec un étalement de versant humide.

-Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure, on constate une variation de la granulométrie de l'échantillon, il y a une production des particules fines qui sont entre (0.7 ,4) dû à l'écrasement des grains et cela dû à l'effet du compactage ce qui signifie étalement entre la courbe avant essai et après essai

➤ **Pour le granite :** selon la norme NF P94.093 on a :

Pourcentage d'eau ajouté (%)	5	7	9	11
Masse de sol humide (g)	1830.4	1897.2	2017.3	2012.5
Masse du sol sec (g)	1750.6	1779.3	1861.3	1834.1
Masse d'eau (g)	79.8	117.9	155.4	178.4
Teneur en eau (%)	4.56	6.62	8.35	9.73
Volume du moule (cm ³)	948			
Densité sèche (g/cm ³)	1.85	1.88	1.96	1.93

Tableau IV.6.Résultats de l'essai Proctor normale pour le granit

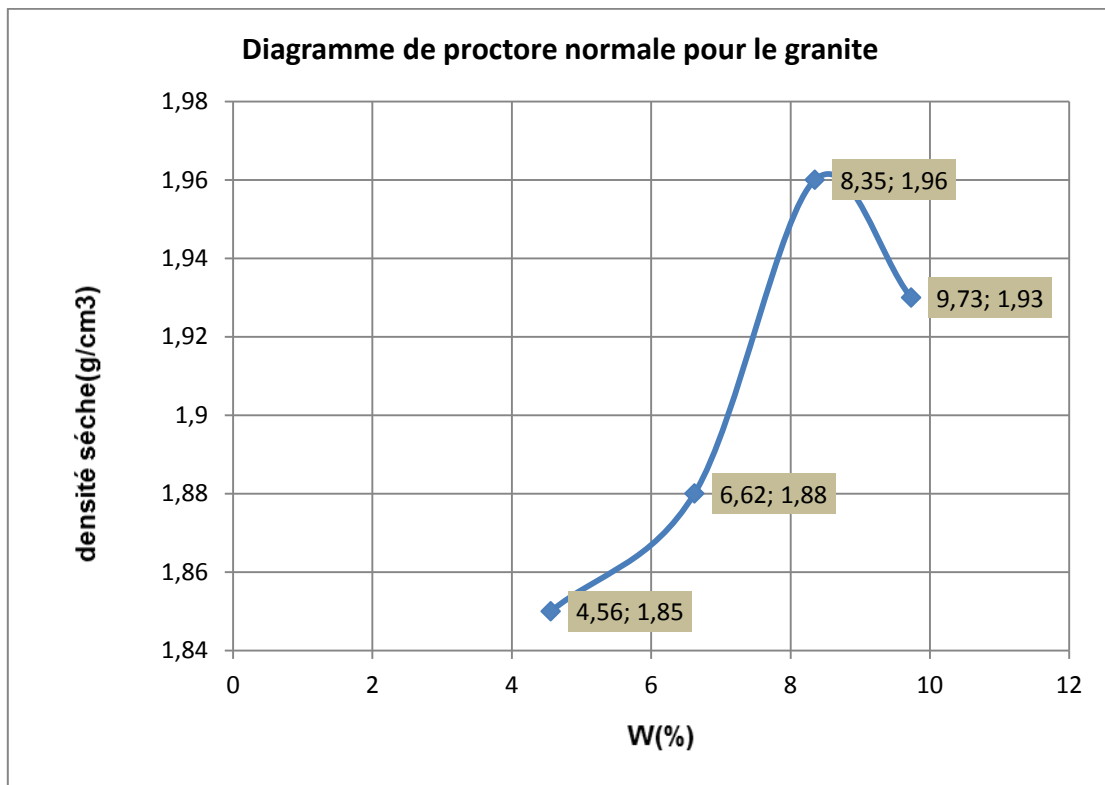


Figure IV.19. courbe Proctor normale pour le granite

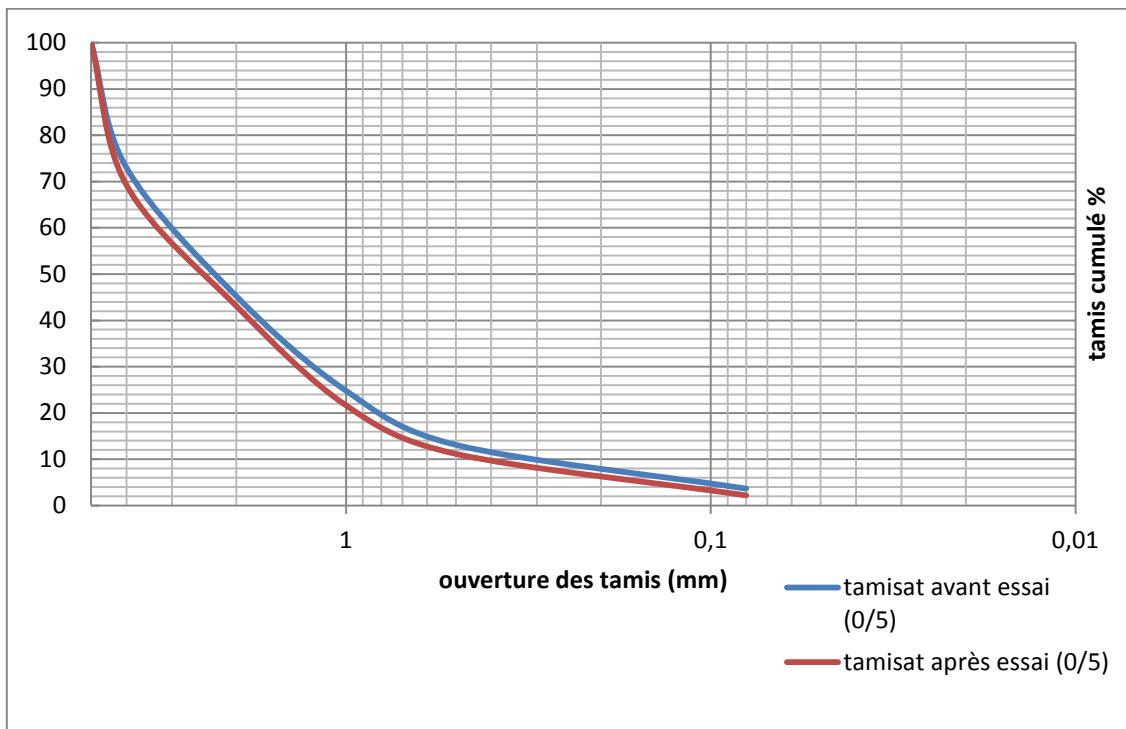


Figure IV.20. courbe granulométrique de PN pour le granite avant-après essai

- **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor présentée sur la figure on constate que la densité sèche optimale égale 1.96g/cm^3 et la teneur eau optimale est de 8.35% , La courbe est en forme de cloche. L'ajout de l'eau améliore sensiblement les densités sèches dans le versant sec, mais entre 7% et 9% il y a une sensibilité de matériau à l'eau qui exprime l'apparition de la densité sèche maximal $8,35\%$.

-Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure, il y a aucune production des particules fines ce qui exprime la constante de la granulométrie de l'échantillon avant et après essai et la dureté des éléments constituant.

➤ **Pour la marne :** selon la norme NF P94.093 on a :

Pourcentage d'eau ajouté (%)	6	8	10	12
Masse de sol humide (g)	2230.4	2339.7	2401.8	2336
Masse du sol sec (g)	2110.1	2177.5	2198.6	211.9
Masse d'eau (g)	120.2	162.2	203.2	234.1
Teneur en eau (%)	5.69	7.44	9.24	11.13
Volume du moule (cm^3)	948			
Densité sèche (g/cm^3)	2.22	2.29	2.31	2.21

Tableau IV.7. Résultats de l'essai Proctor normale pour la marne

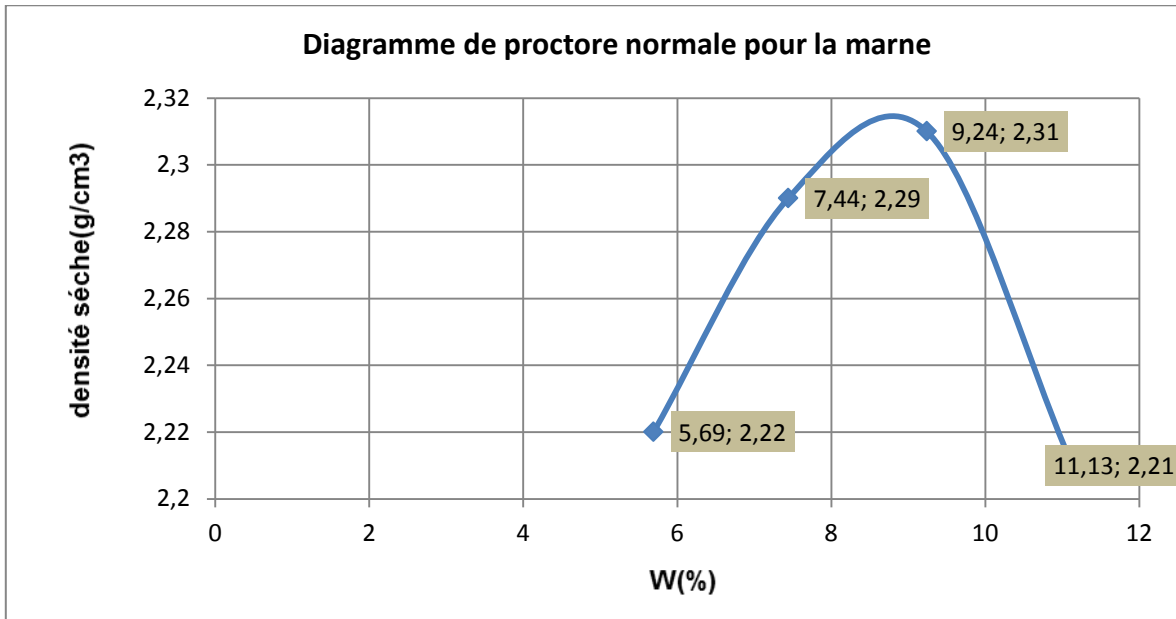
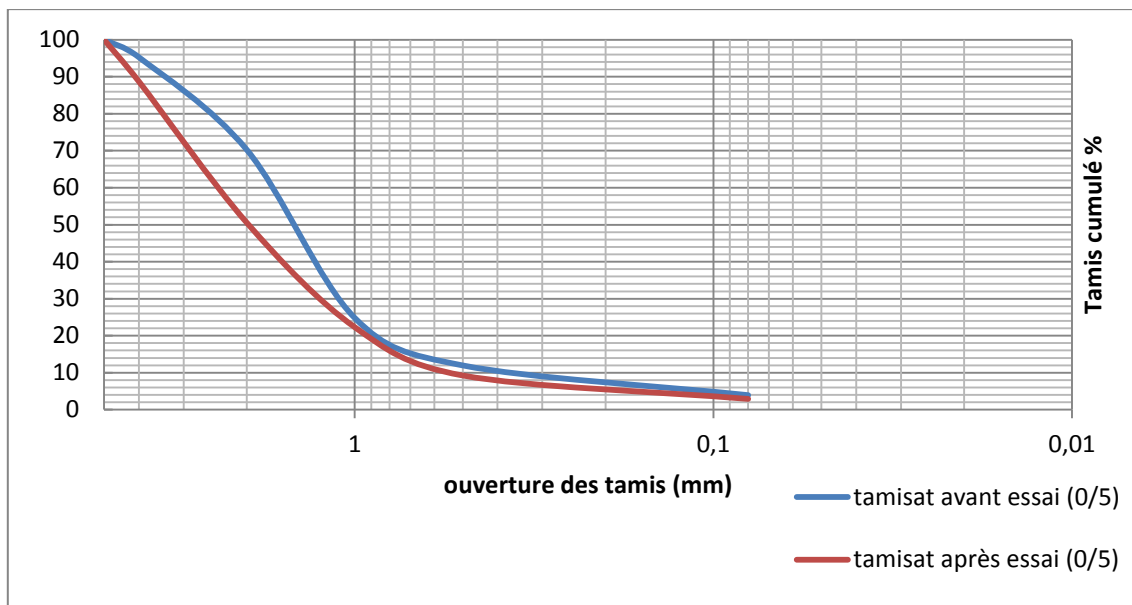


Figure IV.21.courbe Proctor normale pour la marne



• **Interprétation des résultats :**

-Pour la courbe Proctor représenté sur la figure on constate que la densité sèche optimale égale 2.31g/cm³ et la teneur eau optimale est de 9.24% ; La courbe présente une forme conique, ce qui est signe de sensibilité à l'eau. Les pentes du versant sec et du versant humide sont très accentuées, et cela dû aux particules fines dont on a utilisé une granulométrie inférieure à 5 mm pour le PN.

- Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure, on constate une variation de la granulométrie de l'échantillon, il y a une production des particules fines qui sont entre (1 .4) dû à l'écrasement des grains, mais entre (0.9.0.8) presque il y'a aucun changement de la granulométrie avant l'essai et après l'essai.

IV.9.1. Pour le grès + la marne

Mode 1 : le grès + la marne en milieu



Figure IV.23. Proctor modifié (le grès + la marne) en milieu

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le grès) + Wopt (la marne)
Masse de sol humide (g)	4179.56
Masse du sol sec (g)	3908.16
Masse d'eau (g)	271.4
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.84

Tableau IV.8. Proctor modifié pour mode 1

Mode 2 : le grès + la marne a 1/3 bas



Figure IV.24. Proctor modifié (le grès + la marne a 1/3 H du bas)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le grès) + Wopt (la marne)
Masse de sol humide (g)	4218.2
Masse du sol sec (g)	3944.2
Masse d'eau (g)	273.9
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.857

Tableau IV.9. Proctor modifié pour mode 2

.Mode 3 : le grès +la marne a 1/3H du haut



Figure IV.25.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du haut)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le grès) + Wopt (la marne)
Masse de sol humide (g)	4230.14
Masse du sol sec (g)	3950.64
Masse d'eau (g)	279.5
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.86

Tableau IV.10.Proctor modifié pour mode 3

IV.9.2.Pour le granite + la marne

.Mode 4 : le granite +la marne en milieu



Figure IV.26.Proctor modifié(le granite+ la marne) en milieu

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le granite) +Wopt(la marne)
Masse de sol humide (g)	4485.4
Masse du sol sec (g)	4184.2
Masse d'eau (g)	301.2
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.97

Tableau IV.11.Proctor modifié pour mode 4

.Mode 5 : le granite +la marne a 1/3H du bas



Figure IV.27.Proctor modifié(le granite+ la marne a 1/3H du bas)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le granite) +Wopt(la marne)
Masse de sol humide (g)	4522.3
Masse du sol sec (g)	4226.7
Masse d'eau (g)	295.6
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.99

Tableau IV.12.Proctor modifié pour mode 5

.Mode 6 : le granite +la marne a 1/3H du haut



Figure IV.28.Proctor modifié(le granite+ la marne 1/3H du haut)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	Wopt(le granite) +Wopt(la marne)
Masse de sol humide (g)	4475.4
Masse du sol sec (g)	4175.8
Masse d'eau (g)	299.6
Volume du moule (cm ³)	2124
Densité sèche (g/cm ³)	1.966

Tableau IV.13.Proctor modifié pour mode 6

- **Interprétation :**

-Pour la combinaison (grès + marne) on remarque que la densité sèche de grès sa améliorer avec la présence de la couche de marne, est la position de cette couche n'a aucune effet sur la densité sèche, car la variation de ce paramètre est négligeable

-pour la combinaison (granite + marne) on remarque que la densité sèche de granite sa diminué avec la présence de la couche de marne, est la position de cette couche n'a aucune effet sur la densité sèche, car la variation de ce paramètre est négligeable.

IV.10.conclusion

A partir de compactage on constate que la densité sèche de grès sa améliorer avec la présence de la couche de marne mais la densité sèche de granite sa diminue, est la position de cette couche n'a aucune effet sur le paramètre, car on peut considérer que la variation de ce paramètre est négligeable.

V.1. 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 remblais et les couches de forme, dans lesquels 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.

V.2. Principe de l'essai

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston de $19,35 \text{ cm}^2$ 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 suivantes :

$$I_{2.5} = \frac{\text{effort de pénétration a } 2.5 \text{ mm d'enfoncementen (kN)} * 100}{13.35}$$

$$I_5 = \frac{\text{effort de pénétration a } 5 \text{ mm d'enfoncementen (kN)} * 100}{20}$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé
Dans le cas de l'indice CBR immersion, et calcule le gonflement linéaire relatif G :

$$G = \frac{\Delta h}{h} * 100$$

Avec : Δh est la variation de hauteur mesuré (mm)
H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.0 mm

V.3. Mode opératoire

Les essais de CBR 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 française (NF P 94.078).

V.3.1. Appareillage

a) Matériel de confection des éprouvettes

Il comprend :

- Le moule CBR et le matériel de compactage, avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à araser,...).
- Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,...



Figure V.1. Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

b) Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm^2 de section et de 20 cm de longueur ;

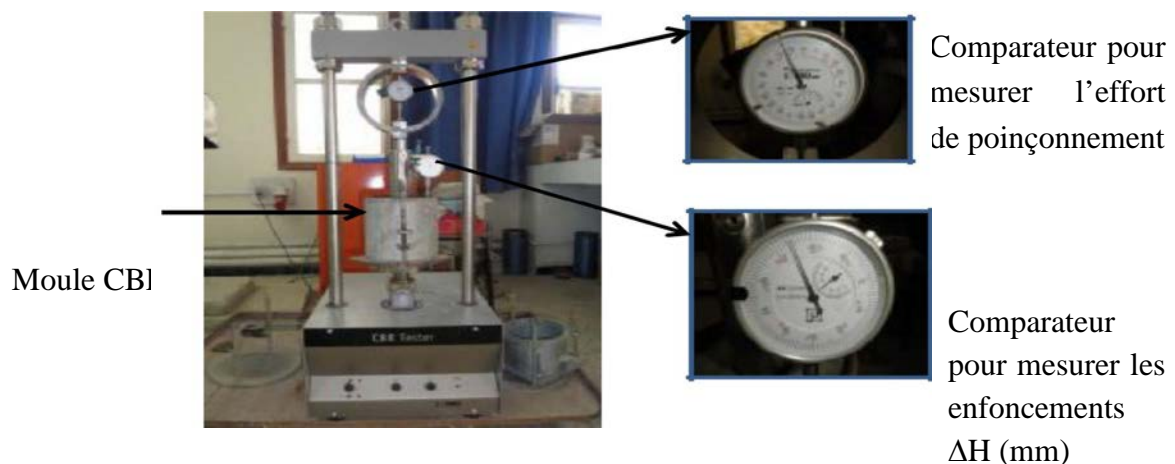


Figure V.2. Presse de l'essai CBR.

V.3.2. Déroulement de l'essai

➤ confection des éprouvettes

Les éprouvettes soumises à l'essai sont compactées selon le processus du Proctor modifié, humidifiées à différents teneurs en eau, c'est-à-dire du côté sec et du côté humide de l'optimum Proctor déterminé au chapitre précédent ;

Le moule est ensuite retourné et la plaque de base est mise sur l'autre face. Le disque d'espacement est extrait, comme le montre la figure suivante :

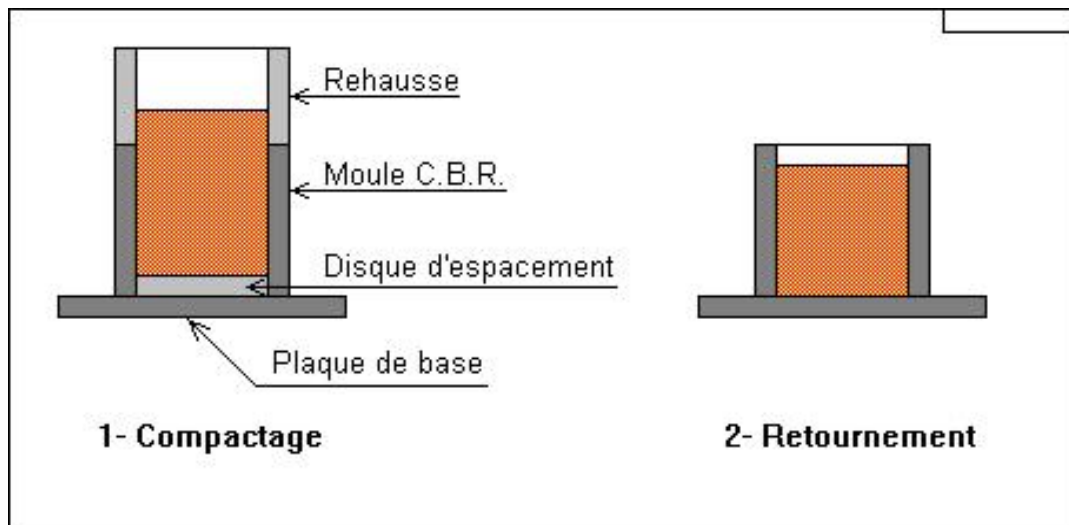


Figure V.3. Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

V.3.3. Exécution du poinçonnement

➤ Détermination de l'IPI

Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston.

Procéder au poinçonnement de la manière suivante :

- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.
- Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25. 2. 2,5. 5. 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
- L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.

➤ **Détermination de l'I. CBR immédiat**

Placer l'ensemble sur la presse, interposer dans le volume libéré par le disque d'espacement deux surcharges de 2,3 kg, la surcharge en une pièce placée sur l'échantillon et celle en deux pièces au-dessus.

Exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

➤ **Détermination de l'I.CBR immersion**

- Placer un papier. filtre à la surface puis disposer au. dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.

-

Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.

-Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette. Effectuer la mise à zéro du comparateur.

-Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement.

-Placer l'ensemble sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.

V.4.But de l'imbibition

-Le but de l'imbibition est de placer le sol (dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Trois cas peuvent être envisagés :

-Pour un terrain particulièrement sec ne risquant, ni de subir des remontées d'eau (nappe phréatique profonde), ni de recevoir des eaux pluviales (climat très sec ou revêtement étanche), on peut se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau optimale obtenue par le Proctor.

- Pour un terrain pouvant subir de fortes remontées d'eau, ou des inondations, ou recevoir les pluies d'un climat très humide, on procède à une imbibition complète (jusqu'à ce que la variation d'épaisseur de l'échantillon devienne inférieure à 0.03 mm par 24 heures).

- Dans les autres cas (cas de cette étude), qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures), et on note le gonflement.

V.5.Représentation des résultats :

Dans ce travail, on a mis chaque matériau à sa teneur en eau optimale ;

Le grès → $W_{opt} = 7.94$

Le granite → $W_{opt} = 8.03$

La marne → $W_{opt} = 7.27$

-Le but est voire la portance de grès et le granite, avec la marne qui est se forme de couche.



Figure V.3.les photos de l'essai CBR

V.5.1.Mode 1 : le grès seul

Figure V.5. Proctor modifié grès seule

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	3	0.0688
1.25	13	0.2981
2	38	0.8715
2.5	50	1.1467
5	182	4.1743
7.5	370	8.3333
10	698	15.5482

Tableau V.1.présentation des résultats enfoncement pour le grès seule

$$I_{(2.5)} = \frac{1.1467}{13.35} * 100 = 8.58\%$$

$$I_{(5)} = \frac{4.1743}{20} * 100 = 20.87\%$$

➤ Donc: $I_{cbt} = 20.87\%$

V.5.2.Mode 2 : le grès +la marne en milieu

13 mm

le grès
la marne

Figure V.6.Proctor modifié(le grès+ la marne) en milieu

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	11	0.2522
1.25	32	0.7339
2	48	1.1009
2.5	63	1.4449
5	217	4.9770
7.5	311	7.0394
10	652	14.5374

Tableau V.2.présentation des résultats enfoncement (legrès+ la marne) en milieu

$$I_{(2.5)} = \frac{1.4449}{13.35} * 100 = 10.82\%$$

$$I_{(5)} = \frac{4.9770}{20} * 100 = 24.885\%$$

➤ Donc: $I_{cbt} = 24.885\%$

V.5.3.Mode 3 : le grès +la marne à 1/3H du bas



Figure V.7.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du bas)

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	29	0.6651
1.25	51	1.1697
2	111	2.5458
2.5	191	4.3807
5	309	6.9956
7.5	473	10.5947
10	784	17.4342

Tableau V.3.présentation des résultats enfoncement (le grès+ la marne 1/3H du bas)

$$I_{(2.5)} = \frac{4.3807}{13.35} * 100 = 32.81\%$$

$$I_{(5)} = \frac{6.9956}{20} * 100 = 34.97\%$$

➤ Donc: $I_{cbr}=34.97\%$

V.5.4.Mode 4 : le grès +la marne à 1/3H du haut



Figure V.8.Proctor modifié(le grès+ la marne 1/3H du haut)

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	6	0.1376
1.25	17	0.3899
2	55	1.2614
2.5	83	1.9036
5	177	4.0596
7.5	419	9.4078
10	598	13.3480

Tableau V.4.présentation des résultats enfoncement (le grès+ la marne 1/3H du haut)

$$I_{(2.5)} = \frac{1.9036}{13.35} * 100 = 14.26\%$$

$$I_{(5)} = \frac{4.0596}{20} * 100 = 20.29\%$$

Donc: $I_{cbr} = 20.29\%$

V.5.5. Le Mode 5 : le granite seul

Figure V.9. Proctor modifié le granite seul

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	24	0.5504
1.25	96	2.2018
2	145	3.3256
2.5	255	5.8114
5	631	14.0748
7.5	1093	24.1558
10	1472	32.2294

Tableau V.5. présentation des résultats enfoncement pour le granite seul

$$I_{(2.5)} = \frac{5.8114}{13.35} * 100 = 43.53\%$$

$$I_{(5)} = \frac{14.0748}{20} * 100 = 70.87\%$$

➤ Donc: $I_{cbr} = 70.87\%$

V.5.6.Mode 6 : le granite +la marne en milieu



FigureV.10. Proctor modifié(le granite+ la marne) en milieu

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	4	0.0917
1.25	39	0.8944
2	73	1.6743
2.5	106	2.4311
5	444	9.9561
7.5	869	19.2982
10	1071	22.2943

TableauV.6.Présentation des résultats enfoncement (le granite+ la marne) en milieu

$$I_{(2.5)} = \frac{2.4311}{13.35} * 100 = 18.21\%$$

$$I_{(5)} = \frac{9.9561}{20} * 100 = 49.78\%$$

➤ Donc: $I_{cbr} = 49.78\%$

V.5.7.Mode 7 : le granite +la marne a 1/3H du bas



FigureV.11. Proctor modifié(le granite+ la marne 1/3H du bas)

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	5	0.1146
1.25	28	0.6422
2	85	1.9495
2.5	161	3.6926
5	388	8.7280
7.5	712	15.8552
10	1020	22.5757

TableauV.7.présentation des résultats enfoncement (le granite+ la marne 1/3H du bas)

$$I_{(2.5)} = \frac{3.6926}{13.35} * 100 = 27.65\%$$

$$I_{(5)} = \frac{8.7280}{20} * 100 = 43.64\%$$

➤ Donc: $I_{cbt} = 43.64\%$

V.5.8.Mode 8 : le grès +la marne a 1/3H du haut



Figure V.12.Proctor modifié(le granite+ la marne 1/3H du haut)

Enfoncement (mm)	Lecture forces (Division)	Effort de poinçonnement (kN)
0	0	0
0.625	18	0.4128
1.25	62	1.4220
2	102	2.3394
2.5	189	4.3348
5	594	13.2599
7.5	1053	23.2900
10	1498	32.5974

TableauV.8. présentation des résultats enfoncement (le granite+ la marne 1/3H du haut)

$$I_{(2.5)} = \frac{4.3348}{13.35} * 100 = 32.46\%$$

$$I_{(5)} = \frac{13.2599}{20} * 100 = 66.29\%$$

➤ Donc: $I_{cbf} = 66.29\%$

Le Mode	I _{cbr} (%)
1	20.87%
2	24.885%
3	34.97%
4	20.29%
5	70.87%
6	49.78%
7	43.64%
8	66.29%

Tableau V.9. synthèses des indices CBR obtenu

V.6. Interprétation:

Norme *AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078)* :

-Couche de forme :

Le matériau de substitution ou d'apport à mettre en couche chantier devra présenter un indice CBR supérieure à 5. cet indice doit être supérieure a 10 dans le cas des de forme cas d'insuffisance du sol support et pour permettre la circulation des engins de engins très lourd.

-Couche de fondation :

Les matériaux pour la couche de fondation doivent vérifier :

I_{cbr} ≥ 25 (%) : pour les chaussées faible trafic T1

I_{cbr} ≥ 30 (%) : pour les chaussée moyen trafic T3

I_{cbr} ≥ 35 (%) : pour les chaussées fort trafic T4 et T5

-Couche de base :

Cette couche est soumis généralement a des sollicitations très importants que les couches présidant, les matériaux qui constituent doivent présenter des portances assez élever I_{cbr} ≥ 80(%), si non il deviant être traiter au améliorés. un indice

I_{cbr} ≥ 60 (%), permet leur utilisation dans le cas d'un chaussée faible traffic T1

A partir des modes (1-2-3-4) on constate que lorsque la marne est proche du piston du CBR (mode 3) la portance du grès augmente, avec 1/3 de la hauteur à partir du bas, ce qui donne le cas favorable pour la couche de fondation (chaussée à faible trafic), mais reste défavorable pour les chaussés à forte trafic car I_{cbr} ≤ 35(%) et la couche de base car I_{cbr} ≤ 80 (%) on peut utiliser les modes président comme couche de forme car I_{cbr} ≥ 10(%).

A partir des modes (5-6-7-8) on constate que lorsque la marne est proche du piston du CBR (mode 7) la portance du granite diminue, les 4 modes on peut utiliser comme couche de forme et couche de fondation, avec 1/3 de la hauteur à partir du haut qui donne le cas favorable pour la couche de base pour chaussée à faible trafic I_{cbr} ≥ 60(%).

V.7. Conclusion

A partir de essai de portance on conclure que la position de la couche de la marne a une influence très Important sur I_{cbr}, lorsque la marne est proche du piston du CBR la portance de grès ça va augmenter et lorsque la marne elle proche du piston du CBR la portance de granite ça va diminuer. Dans le chapitre qui suit, nous allons cisailons les cas favorables (mode 3) et (mode 7) à la boit de Casagrande.

VI.1.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 ».

VI.2.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 en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique indiqué sur la *figure IV.1*.

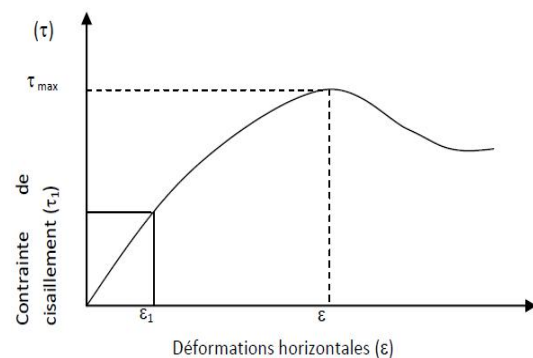


Figure VI.1. Courbe de contraintes déformations (LCPC, 1987).

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

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

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

VI.3. 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.

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

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

-L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi$$

-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).

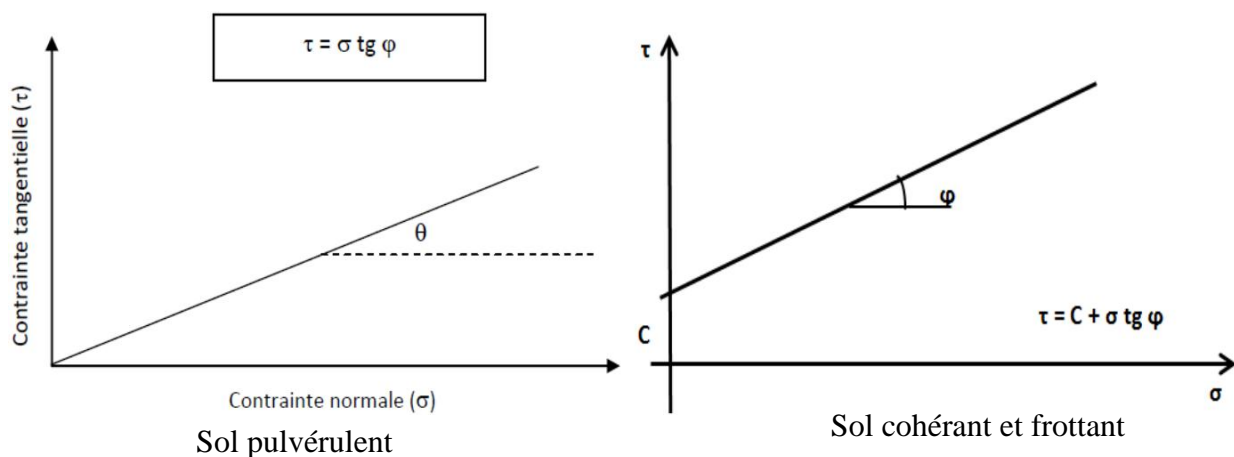


Figure VI.2 Droite intrinsèque

VI.4. Paramètres C , 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.

-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:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi$$

-L'angle, 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*).

-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 Φ de 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 effectives σ' qui seront supportées par le squelette solide du sol, σ et σ' sont liées par la relation fondamentale : $\sigma = \sigma' + u$

VI.4.1 .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).

$$\tau = C_u$$

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.

VI.4.2. 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 :

$$\tau = C_{cu} + \sigma \operatorname{tg} \Phi_{cu} = \tau = C_{cu} + (\sigma' + u) \operatorname{tg} \Phi_{cu}$$

VI.4.3. 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 :

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \Phi'$$

VI.5. 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)*.

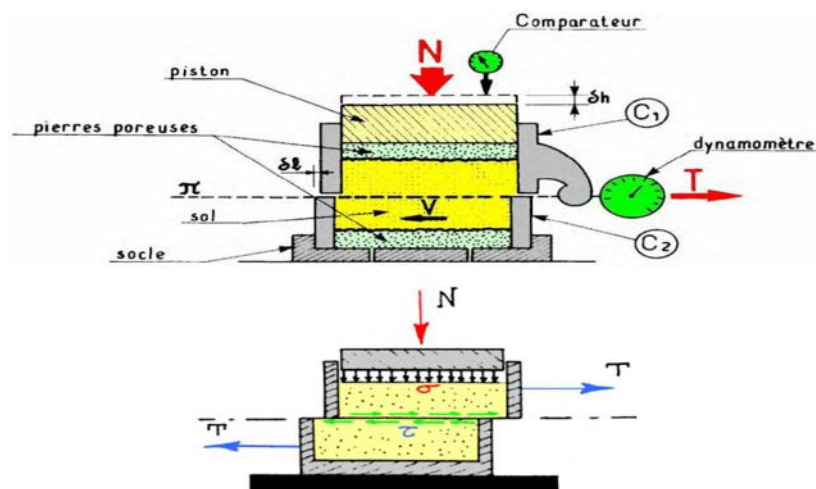


Figure VI.3. Principe de l'essai de cisaillement.

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).

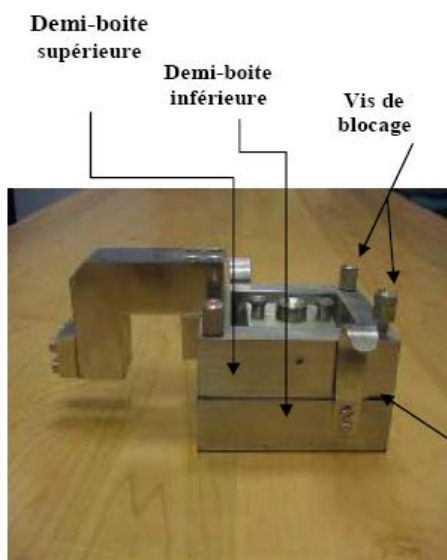
Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

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

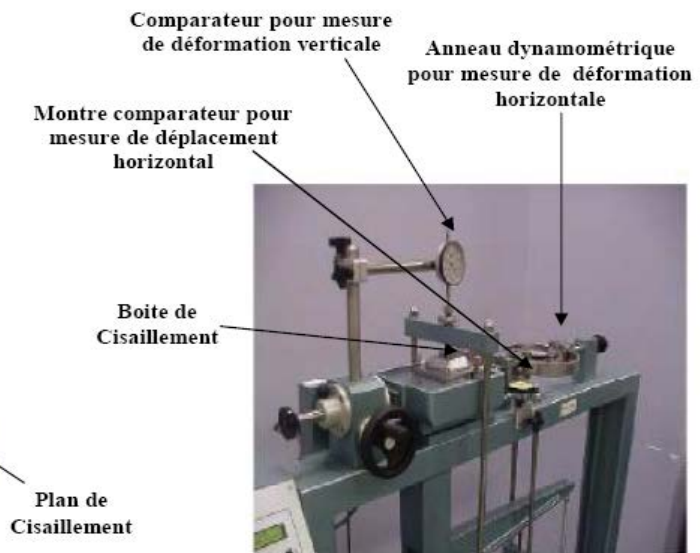
VI.6. Appareillage

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.



Boîte de cisaillement



appareillage complet

VI.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 laisse jusqu'à la fin de la course ;
- Toutes les lectures obtenues par les comparateurs sont converties en unités de calcul.

VI.8.Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement**- Avantages**

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

-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 ;

-Exécution de l'essai

Dans notre cas, les essais de cisaillement sont réalisé dans les conditions de l'optimum, c'est.a.dire des teneurs en eau optimales, et a l'état saturée en fonction de la nature de la marne:

VI.9.Expression des résultats

- L : longueur de la boîte de cisaillement, (L = 60 mm);
- ΔL : déplacement horizontale (mm);

- S_c : la section corrigée, $S_c = L(L - \Delta L)$ en mm^2 ;

-La variation de volume en pourcentage (%), $\varepsilon_v = (\Delta V/V)$;

Avec ΔV : variation volumique en mm^3 .

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

IV.9.2. Présentation des résultats

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

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



Figure VI.4. Echantillons après cisaillement.

VI.10.présentation des résultats

- 1- la marne seul :
- 1-1 à l'optimum :

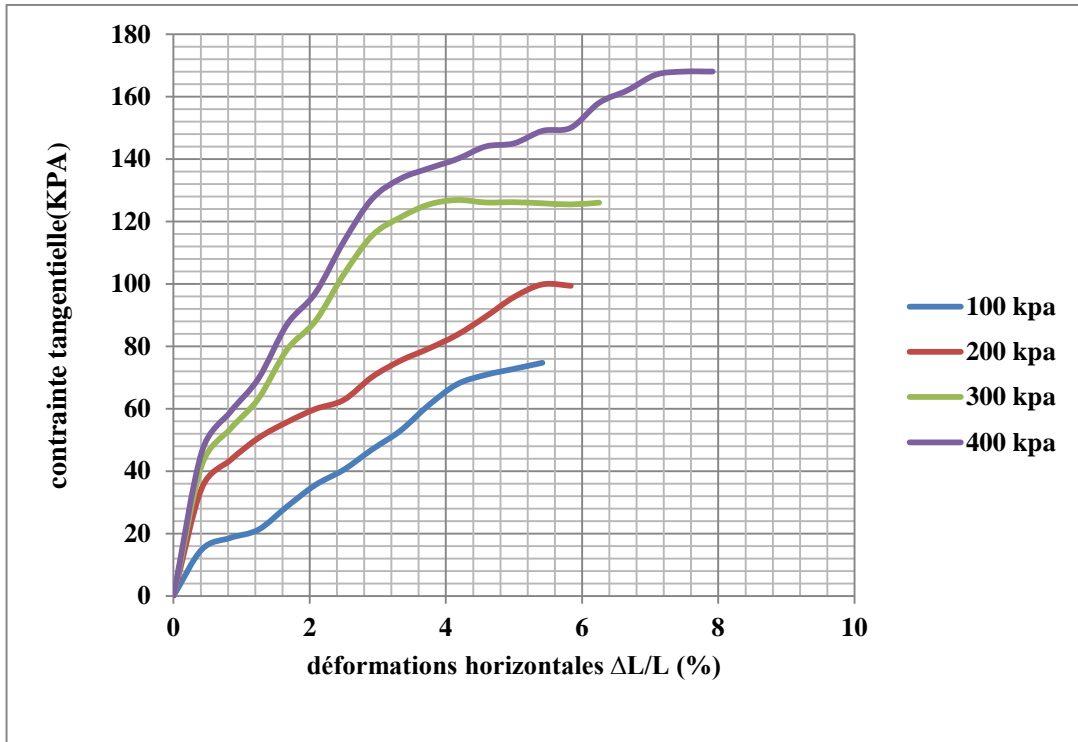


Figure VI.5.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, la marne à l'optimum

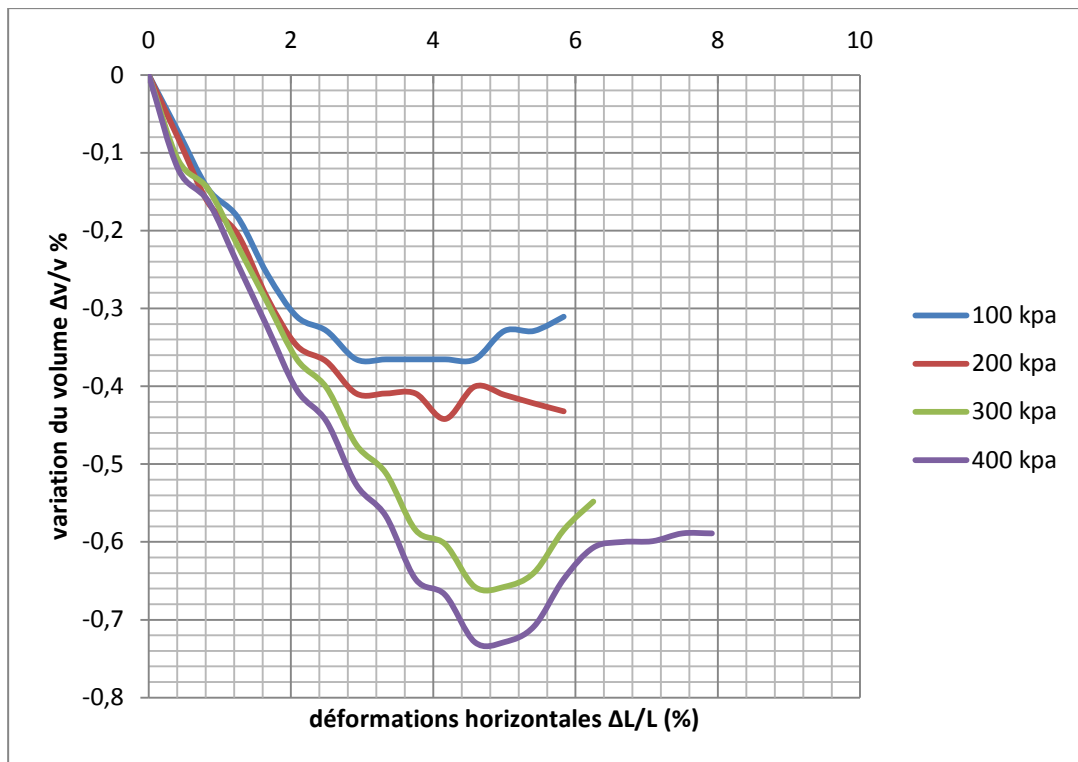


Figure VI.6. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, la marne à l'optimum

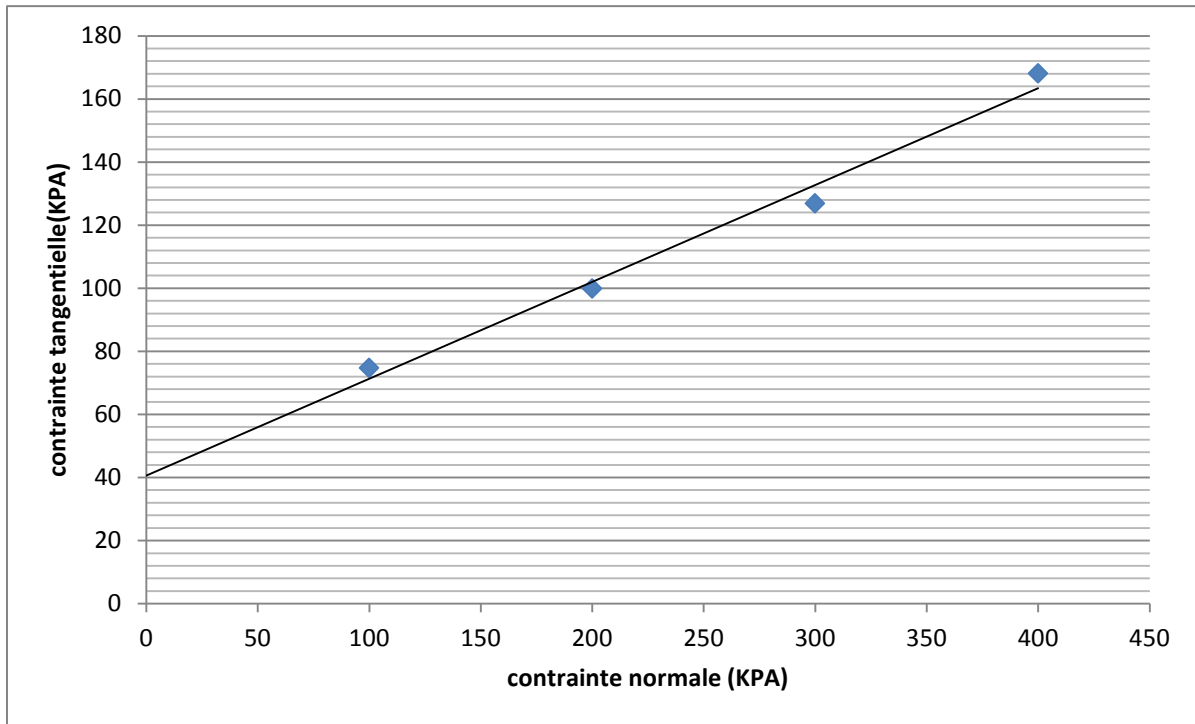


Figure.7.Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, la marne à l'optimum

Φ°	C' (kpa)
17.066	40.604

Tableau VI.1.les caractéristiques de cisaillement la marne à l'optimum

1.2 La marne à l'état saturé :

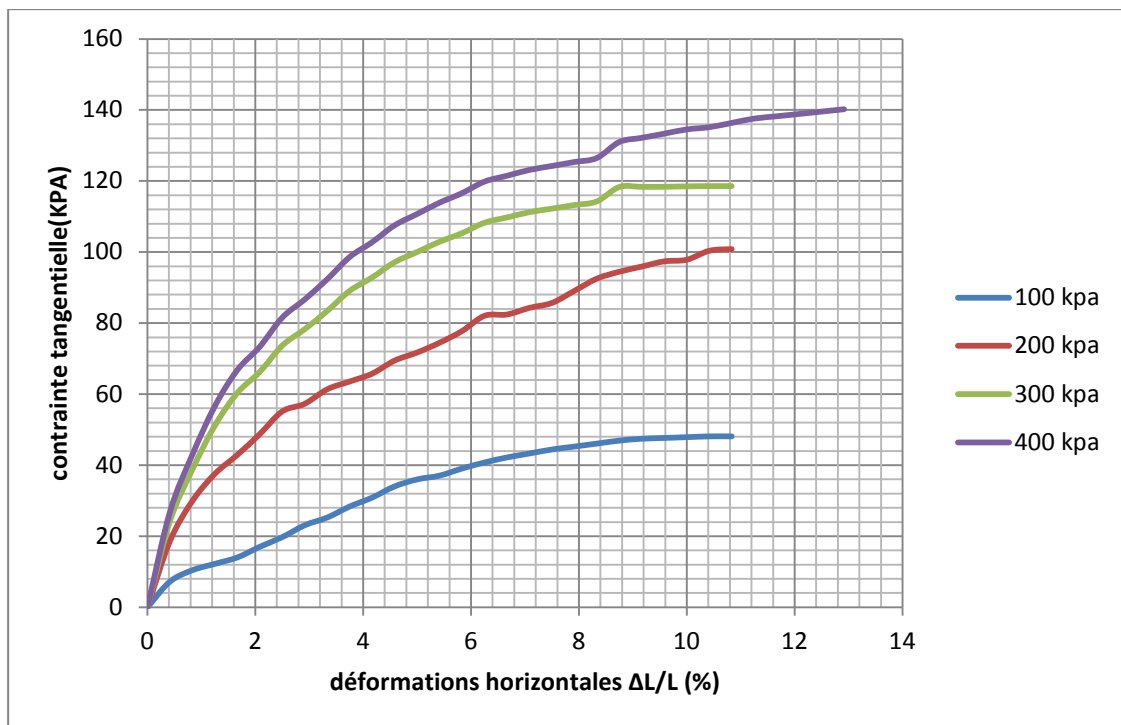


Figure VI.8.contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, la marne à l'état saturé

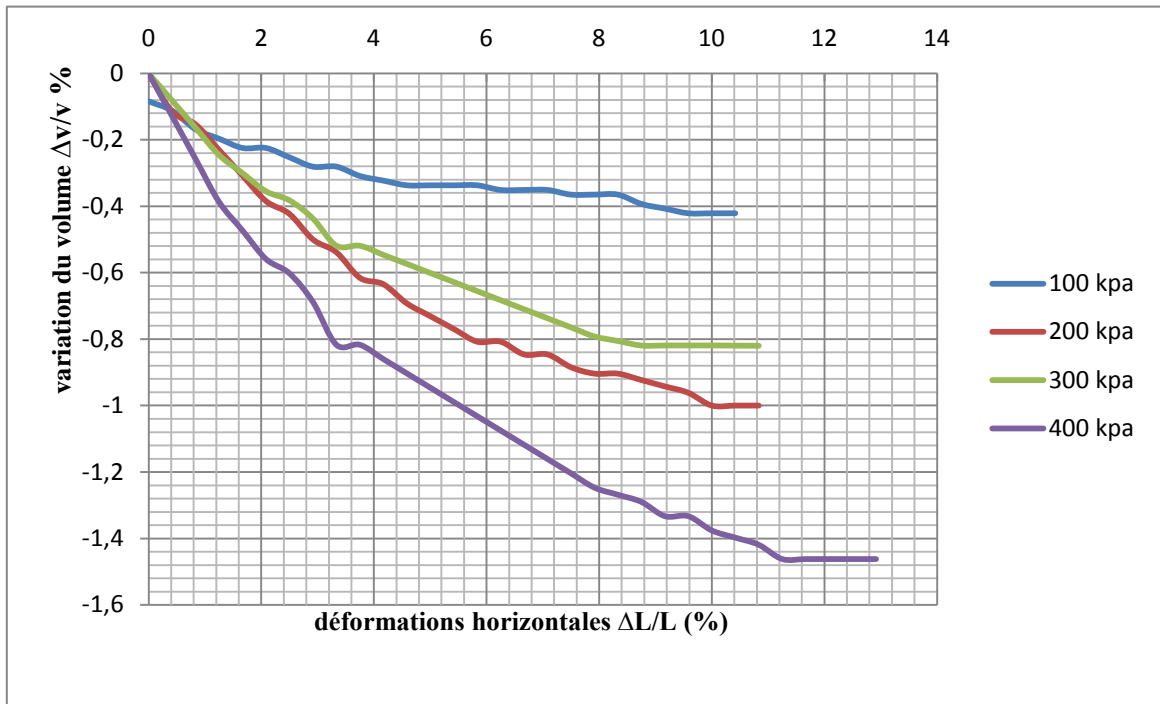


Figure VI.9. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, la marne à l'état saturé

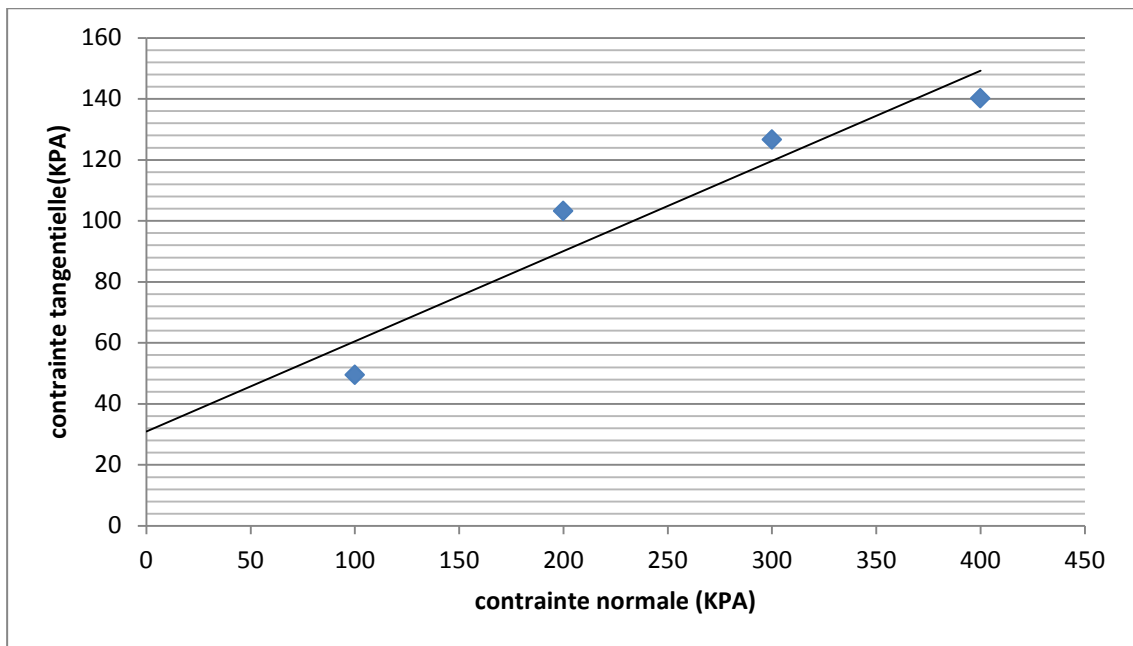


Figure VI.10. Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, la marne à l'état saturé

Φ''	C' (kpa)
16.45	31.01

Tableau VI.2. les caractéristiques de cisaillement la marne à l'état saturé

2. la marne + le grès :

1-1 la marne avec le grès à l'état optimum :

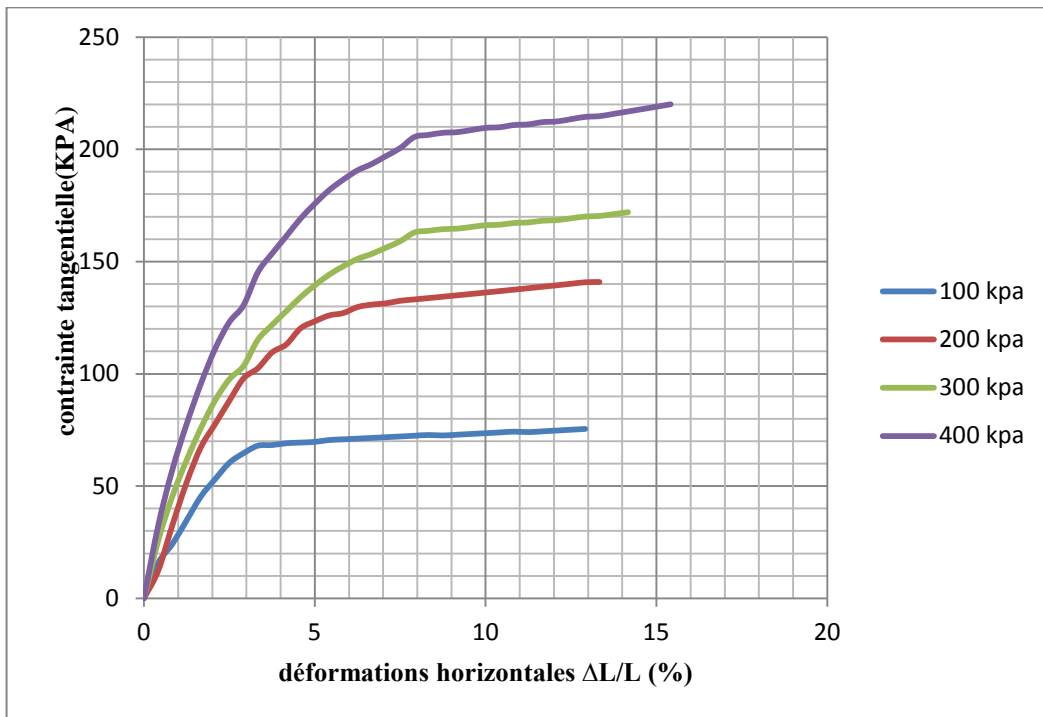


Figure VI.11. contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne + le grès) à l'optimum

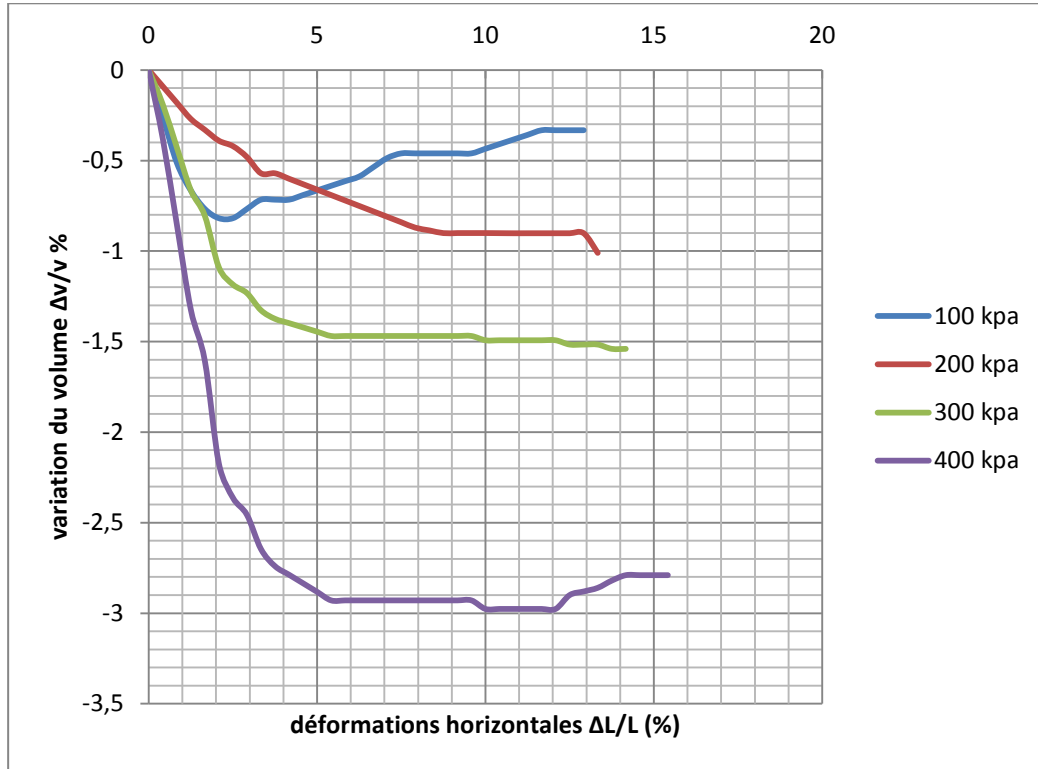


Figure VI.12. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne + le grès) à l'optimum

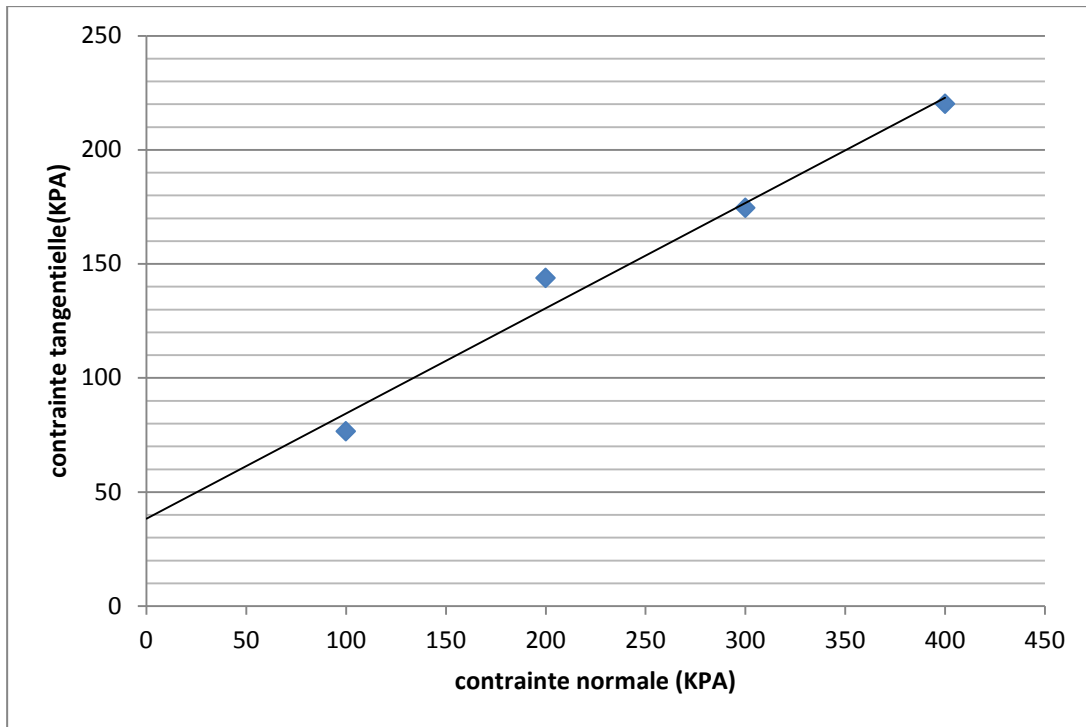


Figure VI.13. Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne + le grès) à l'optimum

Φ°	$C' \text{ (kpa)}$
24.75	38.393

Tableau VI.3. les caractéristiques de cisaillement, (la marne + le grès) à l'optimum

2.2 (la marne + le grès) à l'état saturé :

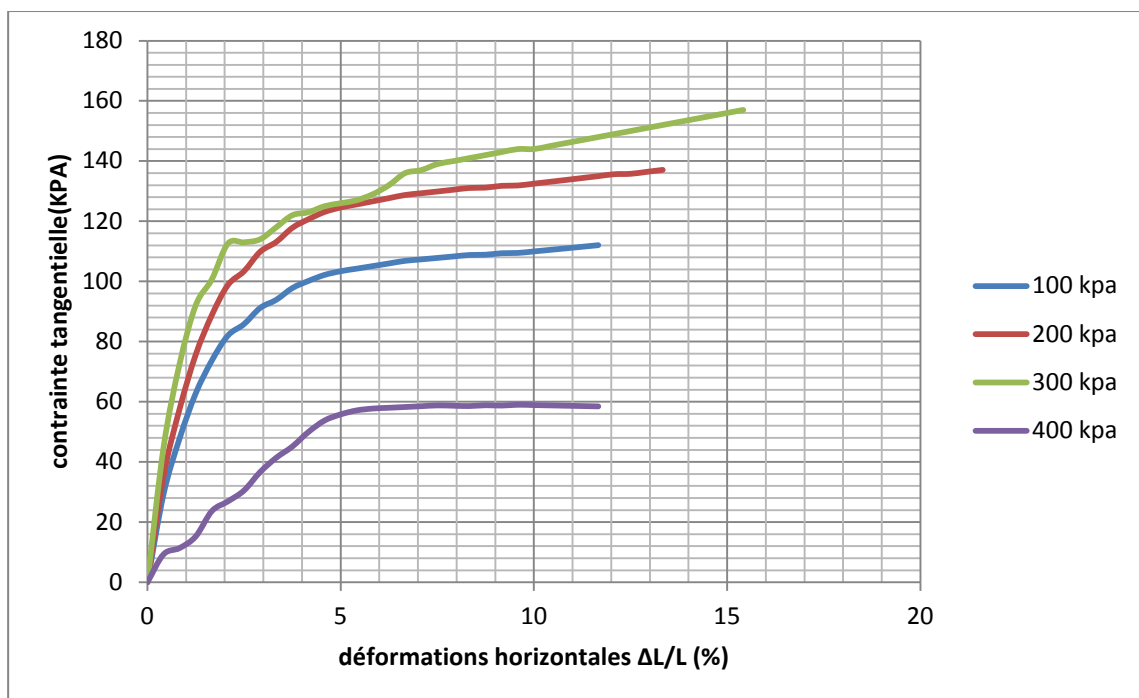


Figure VI.14. contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne + le grès) à l'état saturé

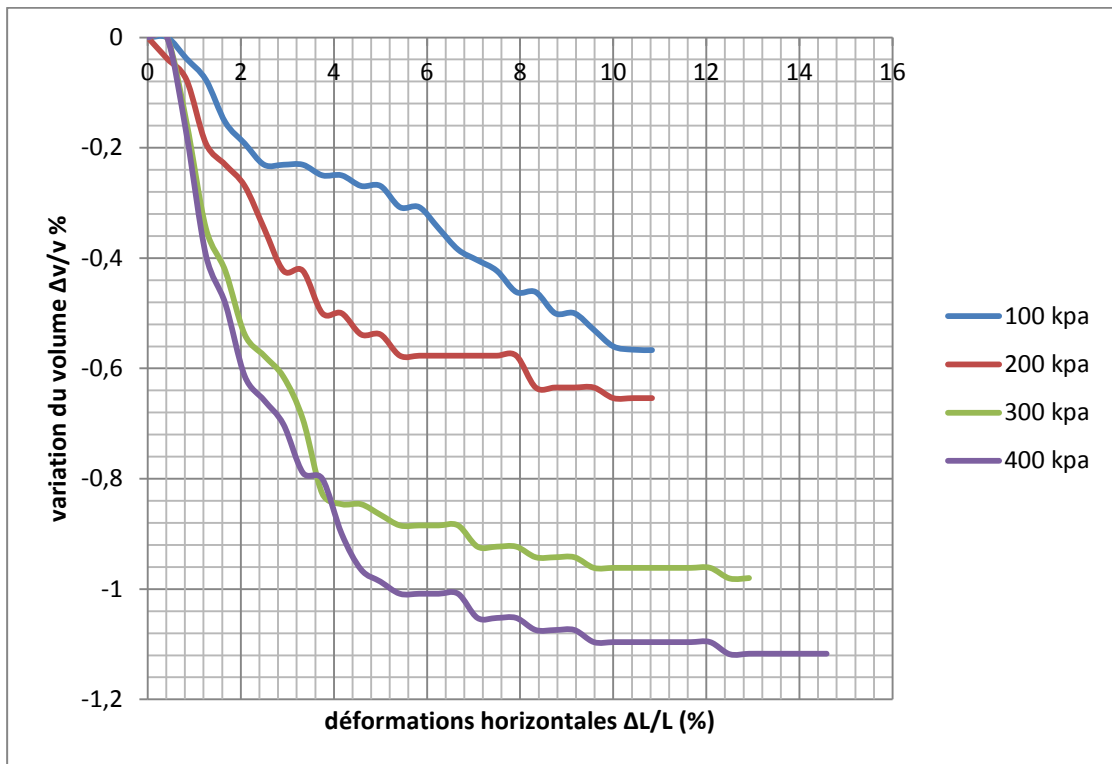


Figure VI.15. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le grès) à l'état saturé

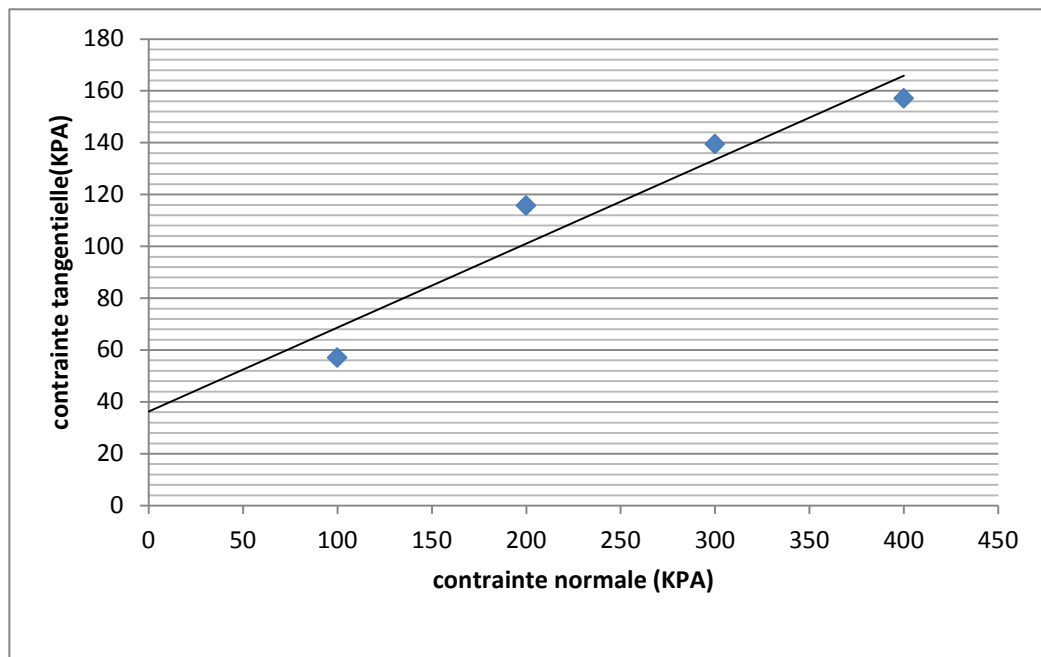


Figure VI.16. Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le grès) à l'état saturé

Φ'	C' (kpa)
28.14	36.347

Tableau VI.4. les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le grès) à l'optimum

3. la marne + le granite

3.1 (la marne + le granite) à l'optimum :

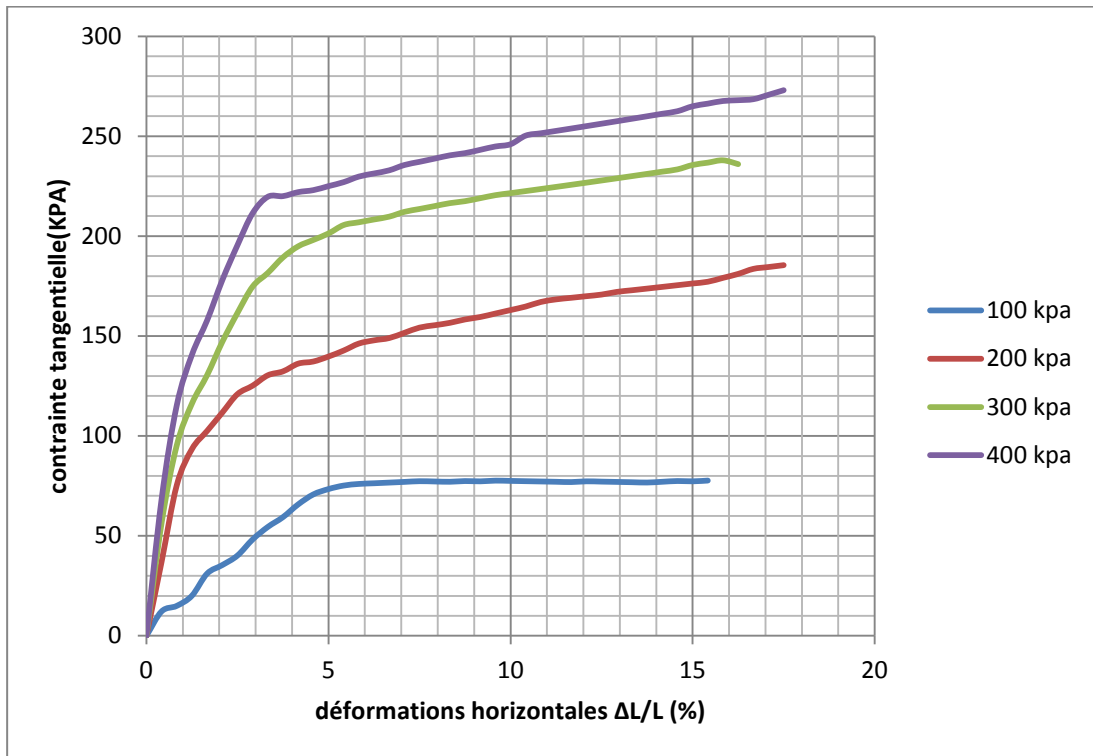


Figure VI.17. contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne + le granite) à l'optimum

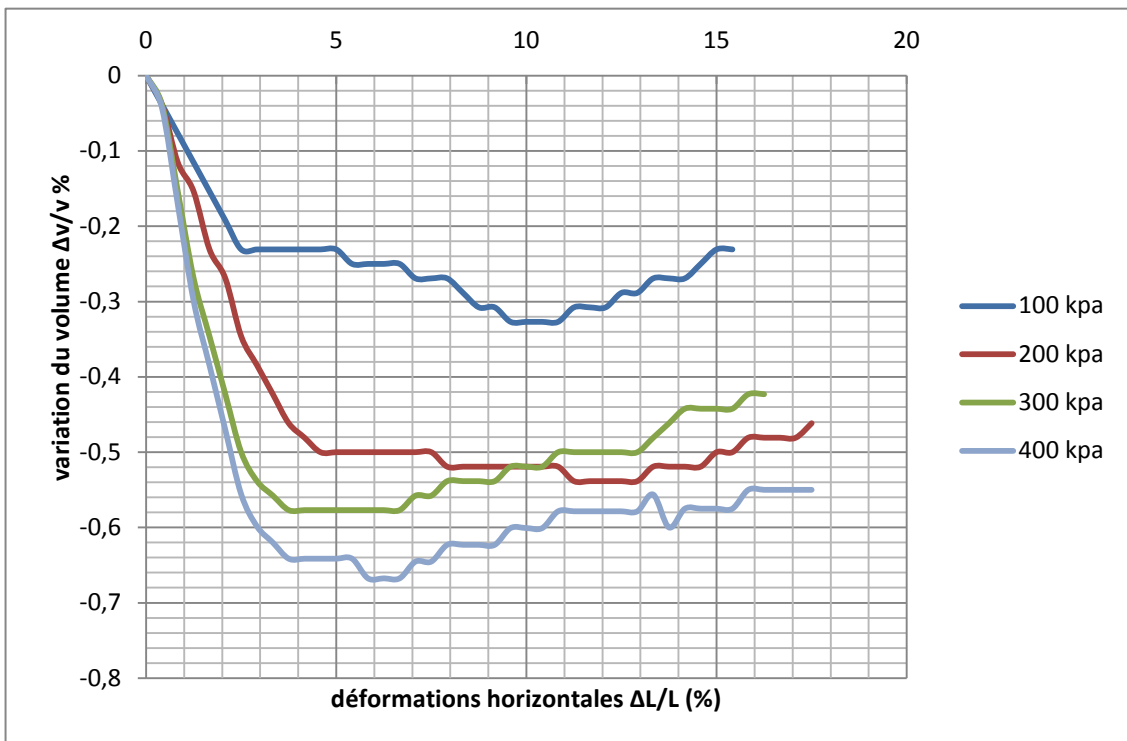


Figure VI.18. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne + le granite) à l'optimum

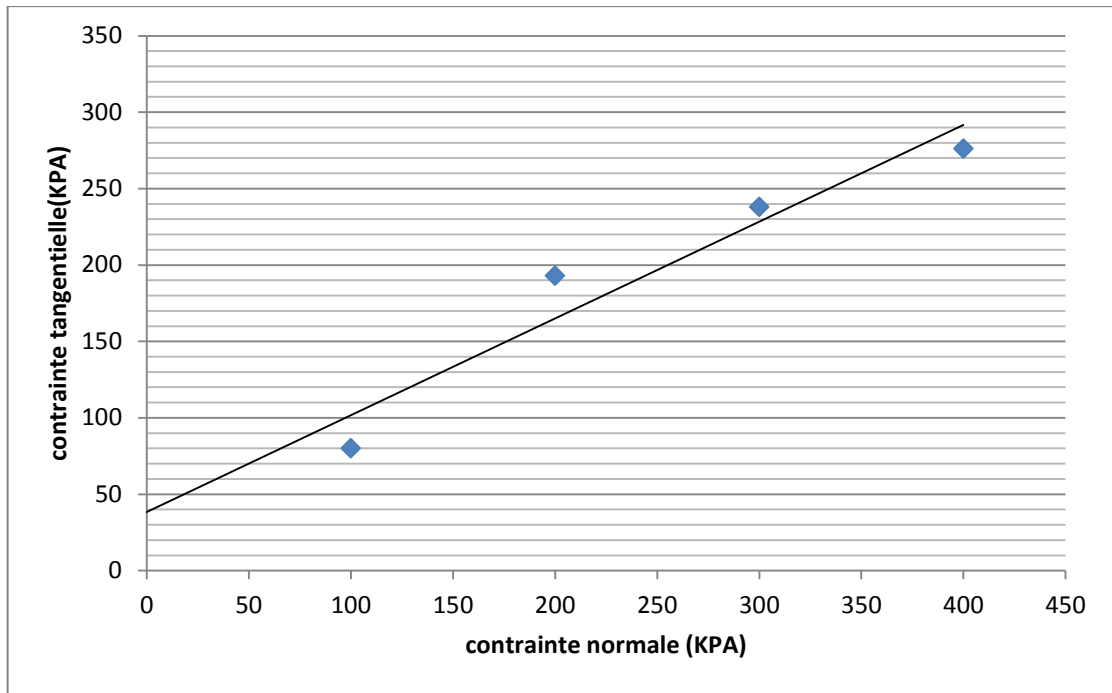


Figure VI.19. Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le granite) à l'optimum

Φ'	C' (kpa)
32.34	41.408

Tableau VI.5. les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le granite) à l'optimum

3.2 (la marne +le granite) à l'état saturé

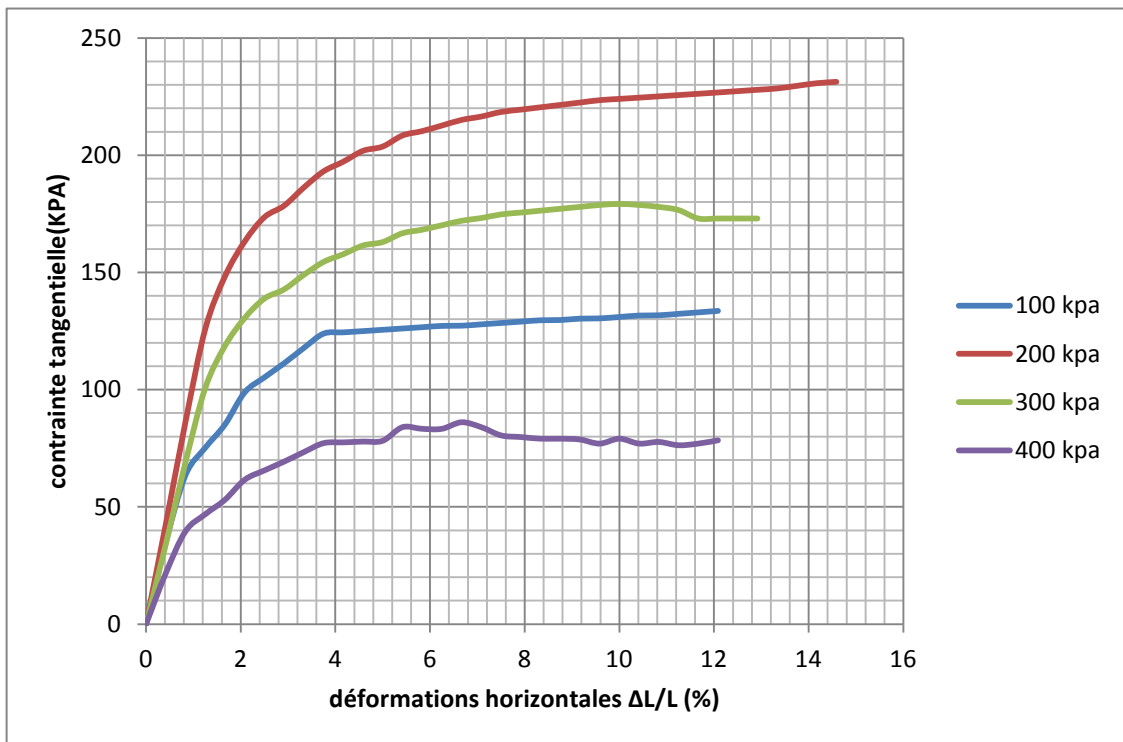


Figure VI.20. contrainte déformation $\tau = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) à l'état saturé

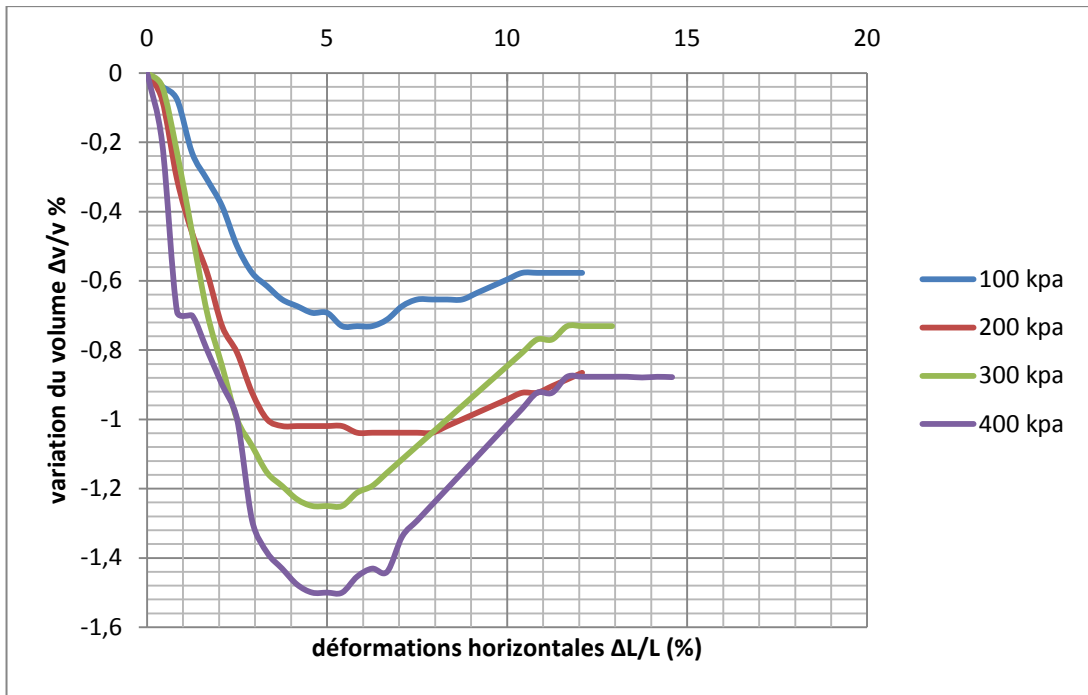


Figure VI.21. Courbe de variation de volume $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$, (la marne +le granite) saturé

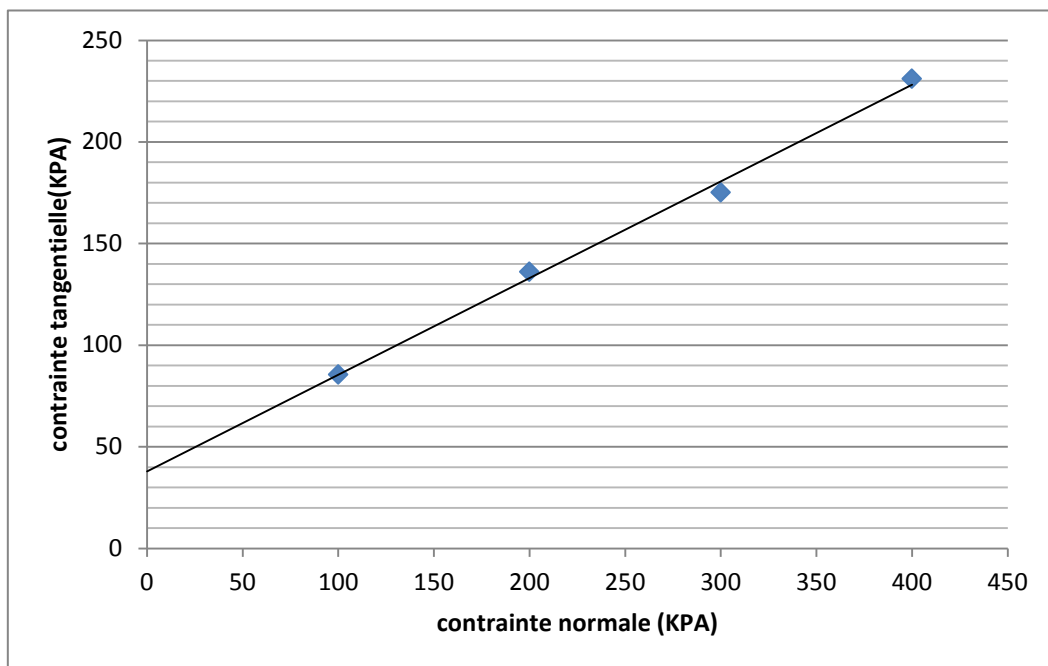


Figure VI.22. Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (la marne +le granite) à l'état saturé

Φ'	C' (kpa)
25.45	37.9

Tableau VI.6. les caractéristiques de cisaillement, (la marne +le granit) à l'état saturé

échantillon	Φ°	C' (kpa)
La marne à l'optimum	17.066	40.604
La marne saturée	16.45	31.01
(gré+marne) à l'optimum	24.75	38.393
(gré+marne) saturée	17.73	36.347
(granite+marne) à l'optimum	32.34	41.408
(granite+marne) saturée	25.45	37.9

Tableau VI.6. Synthèse des caractéristiques de cisaillement

VI.11. Interprétation des résultats

1. Courbe contraintes déformation

- Les courbes contraintes déformations, représentées dans les figures (5, 8, 11, 14, 17,20) montrent que la contrainte de cisaillement augmente en fonction de la contrainte normale appliquée pour tous les échantillons. à chaque fois qu'on augmente la charge jusqu'à la charge de 300 et 400 Kpa, ou les courbes sont collées.
- Pour l'état saturé on remarque une augmentation moyenne des contraintes à chaque fois qu'on augmente la charge sauf (la marne +le granite) à l'état saturé
- La combinaison (le granite + la marne) a l'optimum présent les meilleurs caractéristiques et la plus grande résistance au cisaillement par rapport à autres (le grès +la marne).
- Toutes les combinaisons de sols en couches (le granite + la marne) (le grès +la marne) présentent une cohésion importante et un angle de frottement moyen.

2. Courbes de variation de volumes

- Le comportement contractant et le comportement dilatant présentent entre eux un passage continu suivant la contrainte appliqué. La plupart des cas, lorsque la déformation horizontale augmente, pour une contrainte de compression, il se produit une contractance de matériau jusqu'à avoir le moins de vides possible au sein de l'échantillon ensuite, il se produit une dilatance.
- la combinaison (marne+grés) à l'optimum présente une contractance pour la charge de 1bar, mais après cette charge on remarque une dilatance importante jusqu'à 3%
- La marne à l'état saturé et la combinaison (marne+grés) saturée présentent un comportement contractant depuis le début jusqu'à la fin d'essai.
- La combinaison (marne+granite) à l'optimum et saturé présente les deux comportements dilatante et contractant

VI-12- Conclusion :

On sait que le plan de cisaillement de la boîte de Casagrande est imposé, mais les caractéristiques de cisaillement des modes « 3 » (gré+marne) et le mode « 4 » (granite+marne) ne sont pas identiques, ceci indique que le gré et le granite influent sur les caractéristiques de la marne.

Cependant, pour évaluer leurs paramètres de compressibilités nous allons entreprendre une série d'essais œdométriques qui feront l'objet du prochain chapitre.

VII.1.Introduction

L'essai de compressibilité appelé essai œdométrique, introduit au début du vingtième siècle dans la pratique de la mécanique des sols, est l'essai le plus utilisé dans les études géotechniques de sols compressibles et peu perméables. Cet essai permet de décrire à la fois l'amplitude et la vitesse du tassement de ces sols, qui sont à l'origine d'instabilité des différentes structures de génie civil (bâtiments, routes, ponts, digues...).

L'essai œdométrique conventionnel à chargement par paliers fournit, d'une part, une courbe de compressibilité dite «courbe œdométrique» reliant la contrainte effective et l'indice des vides ou la déformation relative (en échelle linéaire ou logarithmique), et des «courbes de consolidation», qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps sous un chargement donné.

VII.2.Définitions

-Essai œdométrique à chargement par paliers

Cet essai, couramment appelé essai œdométrique, traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité d'un matériau : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée : c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique. (*Magnan, 2000*)

-Oedomètre

L'oedomètre, utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle, comporte deux parties :

- une cellule contenant l'éprouvette de sol ;
- un système de mise en charge.

1. Cellule œdométrique

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas, on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

1.1. Les cellules œdométriques ouvertes

Qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai (figure VIII.1.a) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette ;

- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette ;
- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé ;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

1.2. Les cellules œdométriques fermées

Qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, comprennent (figure VII.1.b) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle ;
- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle ;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette ;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométriques ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70 mm
- hauteur : 20 ou 25 mm

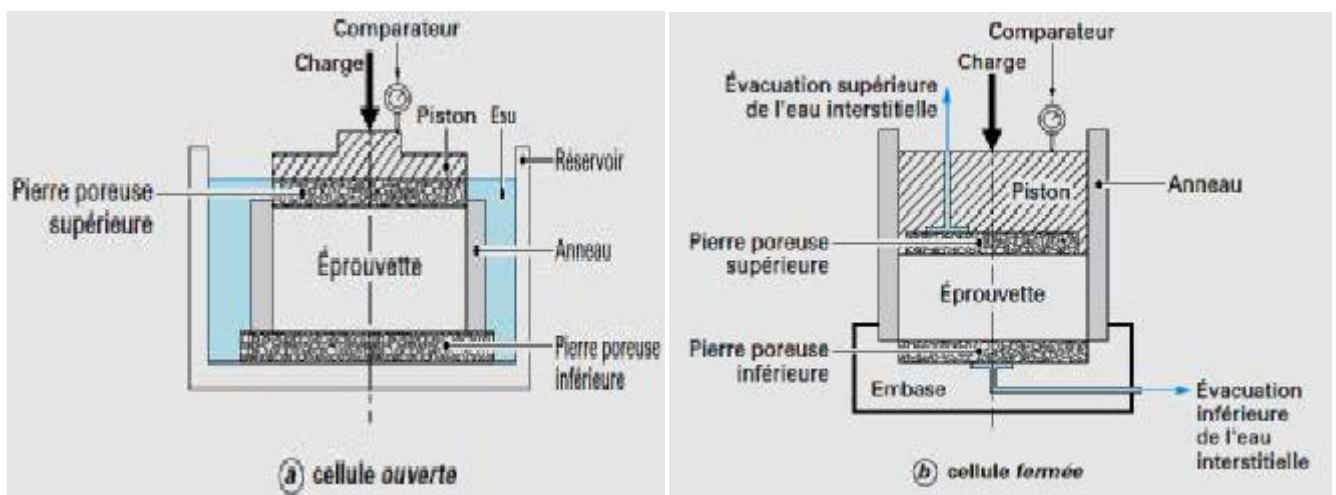


Figure VII.1. Cellules œdométriques (Magnan, 2000).

2. Système de mise en charge

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement :

- des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués ;
- des systèmes pneumatiques ou hydrauliques.

Ces deux types de systèmes sont également adaptés à la réalisation des essais classiques de chargement par paliers. Toutefois, les systèmes hydrauliques et pneumatiques, plus faciles à automatiser, s'avèrent souvent indispensables pour la réalisation des nouveaux types d'essais œdométriques.

Les systèmes de mise en charge utilisés pour les essais œdométriques permettent, en général, de faire varier la pression appliquée entre 5 ou 10 kPa (poids propre du piston) et 2 500 kPa. Pour les essais sur les sols raides (et les roches tendres), des œdomètres spéciaux, permettant des charges dix fois supérieures. (*Magnan, 2000*)

VII.3.Principe de l'essai

L'échantillon saturé est placé dans une éprouvette cylindrique qui présente des déformations latérales nulle et drainée sur les deux faces intérieures par l'intermédiaire des pierres poreuses. Les déformations verticales ou tassements de l'échantillon après chargement sont mesurés à l'aide d'un comparateur (1/100 de mm). 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.

VII.4.Appareillage

L'appareil œdométrique comporte :

- Un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.
- Une cellule ou enceinte œdométrique de consolidation : moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors des essais.
- Deux bases de pierres poreuses permettant le drainage de l'échantillon en cours d'essai, et éviter au sien du matériau l'apparition de pression interstitielle.
- Un couvercle pour répartir l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon.
- Un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements.

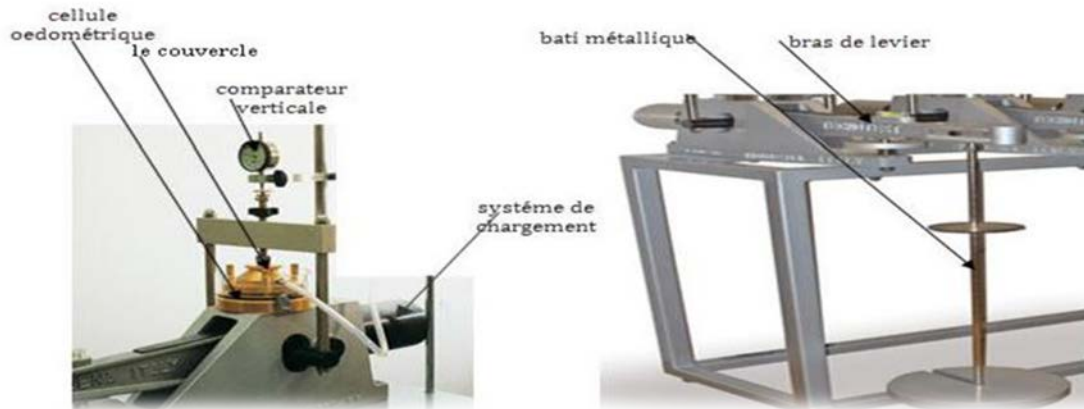


Figure VII.2. Appareillage de l'œdomètre

VII.5. Mode opératoire

1. Préparation de l'éprouvette d'essai

- Humidifier le sol sec remanié avec une teneur en eau variant de $\pm 2\%$ par rapport à l'optimum Proctor (coté sec et coté humide de l'optimum).
- 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
- Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule.

2. Déroulement d'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 1 à 128 kg de telle sorte à avoir une contrainte de 5 à 1280 KPa.
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 1280 à 5 KPa.
- 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.

VII.6. 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.

6.1. L'indice des vides

L'indice des vides 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

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

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) :

$$h_p = \frac{m_s}{\rho_s \times S} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

ms: Masse de l'échantillon sec.

ρ : Masse volumique des grains solides.

S : section droite de l'enceinte.

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_s \times S} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

H0: hauteur initiale de l'échantillon.

mh: Masse initiale humide de l'échantillon.

ms: Masse de l'échantillon sec.

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

S : section droite de l'enceinte.

6.2. Paramètres d'identification

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

Teneur en eau initiale de l'échantillon. $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100$

Masse volumique initiale du sol sec. $\rho_d = \frac{m_s}{H_0 S}$

Masse volumique initiale. $\rho = \frac{W_h}{H_0 S}$

6.3. Caractéristiques de compressibilité

6.3.1. Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme $\Delta e \cdot \text{Log}(\sigma)$ 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) ; 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 $\sigma_{P'}$ se fait graphiquement: soit par la méthode de Casagrande ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité.

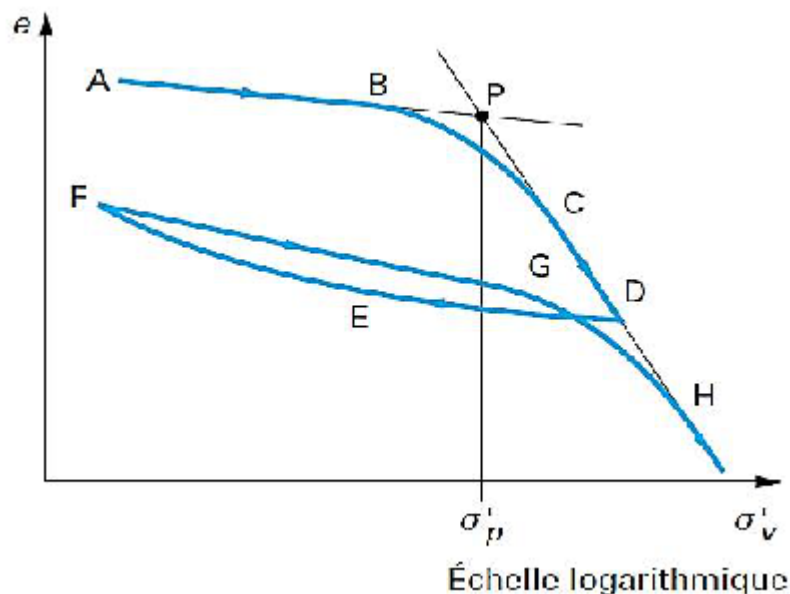


Figure VII.3. Détermination de la contrainte de pré consolidation notée $\sigma_{P'}$

6.3.2. Indice de compression et de gonflement

.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 :

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

.Indice de gonflement

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

$$C_g = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)} \right|_{DL}$$

6.3.3. Contrainte de pré consolidation

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

VII.7. Présentation des résultats

1- la marne + le grès :

1-1 la marne avec le grès à l'état compacté à optimum :

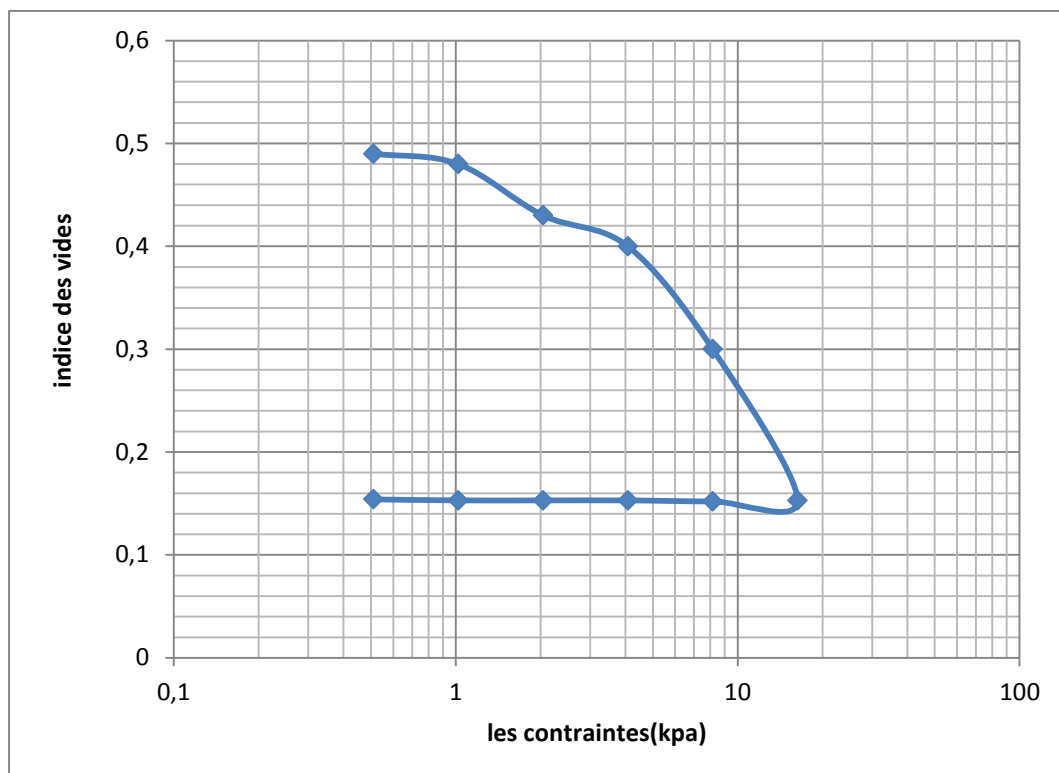


Figure VII.4. courbe de compressibilité pour (le grès + la marne) compacté à l'optimum

1-2 la marne avec le grès à l'état compacté saturé :

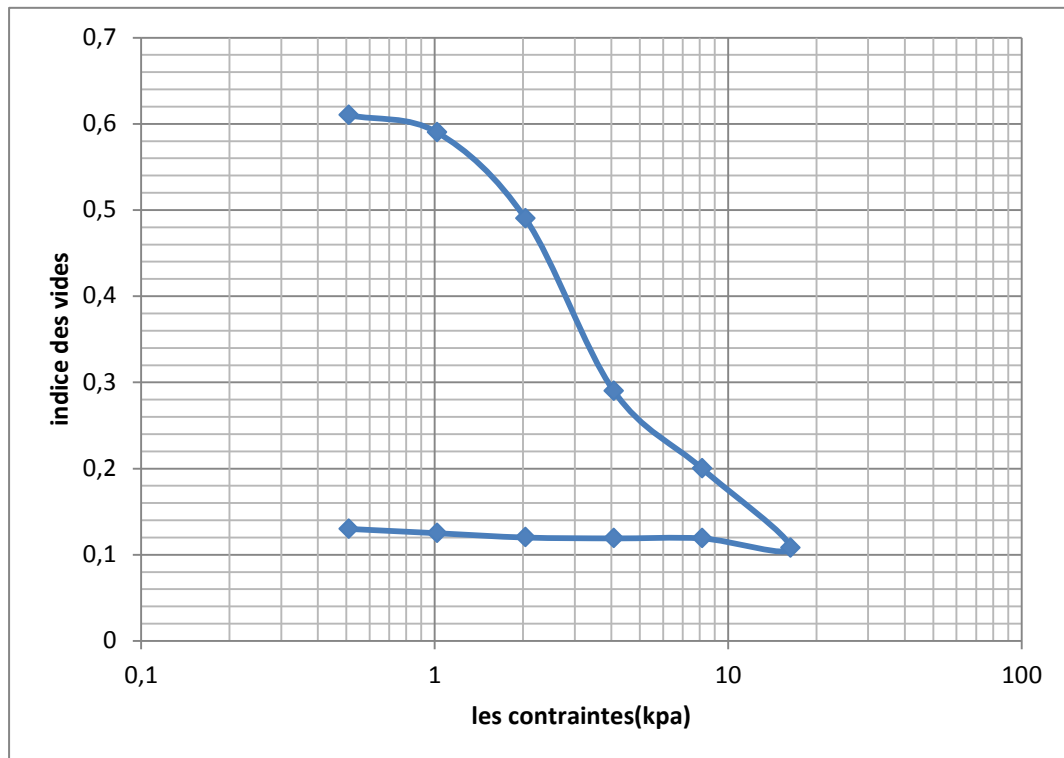


Figure VII.5.courbe de compressibilité pour (le grés +la marne) à l'état compacte saturé

2- le granite + la marne :

2.1 La marne avec le granite à l'état compacté à optimum :

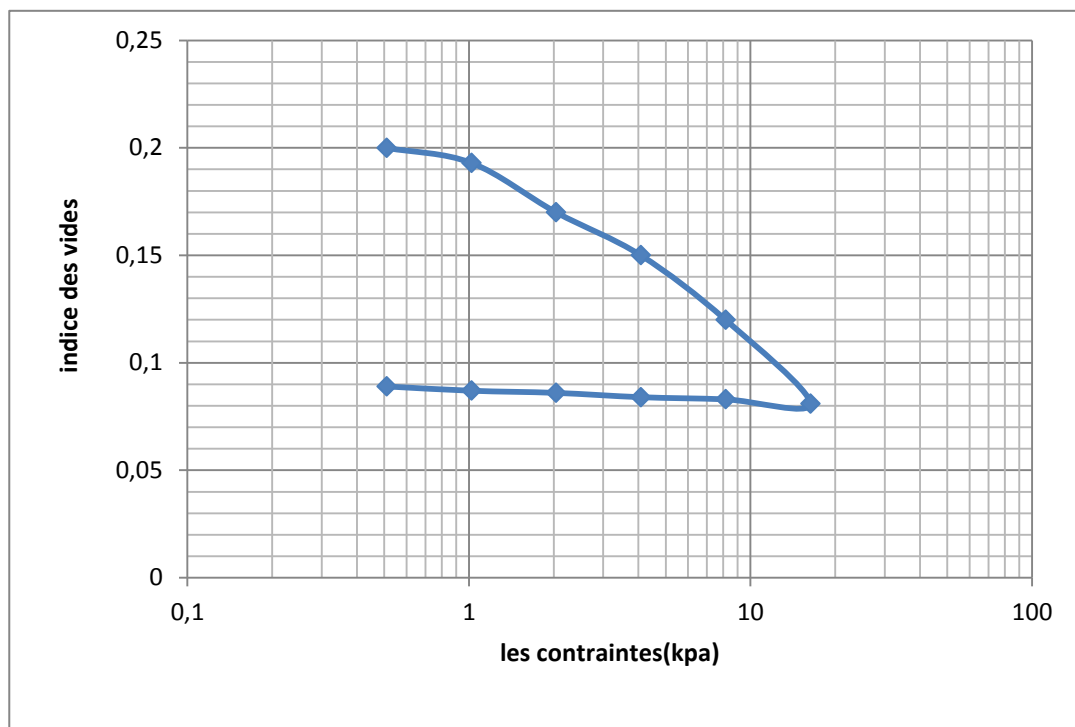


Figure VII.6.courbe de compressibilité pour (le granite +la marne) compacté à l'optimum

2.2la marne avec le grès à l'état compacté saturé :

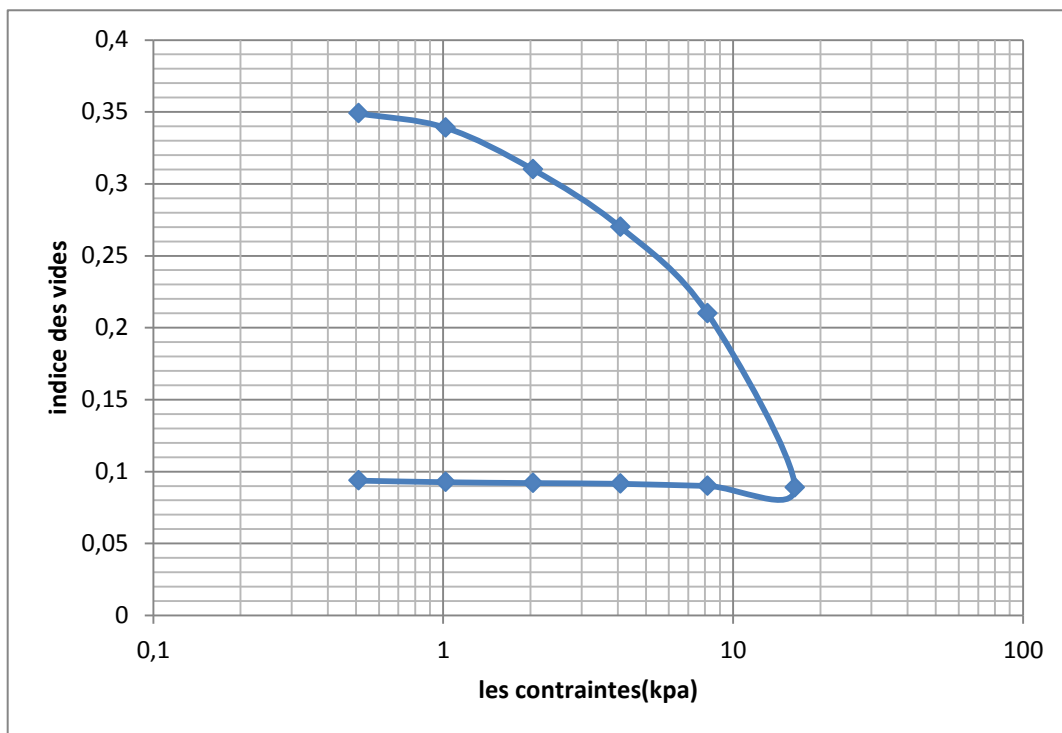


Figure VII.7. courbe de compressibilité pour (le granite +la marne) compacte saturé

VII.7.1. Calcul de C_c et C_g :

Après avoir tracé les droite MN et DL, on a déduit les paramètres C_c et les C_g , et classer les échantillons suivant les tableaux suivants :

C_c	Appréciation
<0.02	incompressible
0.02.0.05	Très peu compressible
0.05.0.1	peu compressible
0.1.0.2	Moyennement compressible
0.2.0.3	Assez compressible
0.3.0.5	Très compressible
>0.5	Extrêmement compressible

D'après TERZGHI

Tableau VII.1. Classification indice de compressibilité selon Terzaghi

C_g	Appréciation
0.04.0.25	gonflant
0.2.0.04	Peu gonflant

D'après SANGLERAT

Tableau VII.2. Classification indice de gonflement selon Sanglerat

Etat	Cc	classification	Cg
Compacté à l'optimum	0,0536	peu compressible	0,0183
Compacté saturé	0,0251	Très peu compressible	0,0098

Tableau VII.3. résultats de Cc et Cg pour (le grés +la marne)

Etat	Cc	classification	Cg
Compacté à l'optimum	0,0186	incompressible	0,0163
Compacté saturé	0,0142	incompressible	0,0071

Tableau VII.4. résultats de Cc et Cg pour (le granite +la marne)

VII.8. Interprétation des résultats

- Les courbes obtenus comportent trois segments, elles commencent par un segment de faible pente où la réduction des vides et le tassement de l'échantillon demeurent faibles, pour ensuite s'incliner à l'approche d'une pression notée σ'_p (pressions de préconsolidation).
- Quand la pression dépasse la pression de préconsolidation, le tassement s'accroît et l'indice des vides diminue considérablement.
- La troisième partie met en évidence le gonflement de l'échantillon qui survient que la pression est relâchée. C'est un léger gonflement qui se traduit par une faible augmentation de l'indice des vides et une légère remontée de la courbe.
- D'après les résultats apportés par le tableau VII.3 et VII.4, nous pouvons classer les échantillons étudiés dans la catégorie des sols incompressibles à faiblement compressibles car les indices de compressibilité obtenus se situent entre 0,02 et 0,1.
- Pour les indices de gonflement pour (le grés +la marne) et (le granite +la marne) qui sont $< 0,02$ dans tous les cas, on peut dire que les combinaisons sont passées de l'état peu plastique vers l'état quasiment gonflement nul.
- Les combinaisons saturées sont les moins compressibles. Ceci peut être dû à une faible dissipation des pressions interstitielles de la cellule utilisée, vu que le drainage est fait uniquement par les pierres poreuses. Donc ces pressions provoquent une réaction contre les contraintes appliquées et évitent la compressibilité du matériau.

VII.9. Conclusion

Les essais de compressibilité à l'oedomètre en chargement déchargement, réalisés sur les combinaisons de la marne avec le grès et le granite, ont permis d'analyser le tassement du matériau étudié sous ce type de sollicitation.

Cependant, les valeurs du coefficient de compressibilité obtenues sur les différentes combinaisons ($0.02 < C_c < 0.1$) permettent de dire que le matériau est incompressible à faiblement compressible.

Tandis que les valeurs du coefficient de gonflement obtenues sur les différents échantillons ($C_g < 0.02$) permettent de dire (selon Sanglerat, 1981) que les combinaisons ne gonflent pas.

Conclusion générale

Le travail réalisé, fait partie d'une étude globale sur la valorisation des matériaux locaux. Il vise particulièrement, à l'exploitation et à la valorisation des nouvelles sources des granulats naturelles (marne) et cette marne est utilisée sous forme de couche avec deux matériaux qui ayant un comportement différent le grès dur est utilisable dans les chaussées, le grès friable est inutilisable en ce qui concerne leur utilisation dans le domaine routier (couches de fondations et couches de base et couche de forme). Les combinaisons sont soumises aux principaux essais routiers (Proctor, CBR et cisaillement à la boîte et oedomètre) permet de dire :

- A partir de compactage on constate que la densité sèche de grès s'améliore avec la présence de la couche de marne mais la densité sèche de grès diminue, la position de cette couche n'a aucun effet sur ce paramètre, car on peut considérer que la variation de ce paramètre est négligeable.
- A partir de l'essai de portance on conclut que la position de la couche de marne a une influence très importante sur I_{CBR} , lorsque la marne est proche du piston du CBR la portance de grès va augmenter et lorsque la marne est éloignée du piston du CBR la portance de grès va diminuer.
- On sait que le plan de cisaillement de la boîte de Casagrande est imposé, mais les caractéristiques de cisaillement des modes « 3 » (grès+marne) et le mode « 4 » (grès+marne) ne sont pas identiques, ceci indique que le grès et le grès influent sur les caractéristiques de la marne.
- Les combinaisons les plus sollicitées par le tassement sont celles constituées (marne+grès) à l'optimum ou saturée, la combinaison (marne +grès) saturée ou à l'optimum donne des résultats excellents au tassement.

Conclusion générale

Les essais en laboratoire réalisés, permettent de dire que les résultats obtenus peuvent apporter des nouvelles données très intéressantes aux ingénieurs de génie civil concernant utilisation de la marne se forme de couche, les marnes du site « M'douha », notamment que la réaction du matériau étudié (marne) avec le granite a présenté certains résultats exceptionnels et inattendus.

Néanmoins, il est nécessaire de compléter cette étude par des analyses chimique et minéralogique du matériau qui sont très utiles pour l'interprétation des résultats, et par d'autres essais mécaniques (essais triaxiaux, essais routiers, ...).

Bibliographe

- Bordes-P; Guignard- G ; et al -(1996).** L'entretien courant des chaussées ; guide pratique, document diffusé par le service d'étude des routes et d'autoroute.
- Berthaud. Y, Buhan. P, Schmitt. N- (2008).** Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.
- Boudlal O-(2007).** Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, mémoire de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Bouchez C-(2008).** Rapport de sédimentologie : étude des milieux de dépôts, L3 Sciences de la Terre et des Planètes.
- Coquand R, (1978).**Routes (Circulation – Tracé – Construction), tome I et II, Construction et Entretien, 6eme éditions, Eyrolles.
- Cordary.D- (1994).** Mécanique des sols, Edition Lavoisier, Paris.
- Delahaye-D ; Roux.A - (1975).** Désordres sur des remblais en marne, Bull. Liaison Labo P.et Ch. - 75 – janv.-fév. 1975 - Réf. 1575.
- 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 », France.
- Guide-(2000)** technique Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR Fascicule I 2000 LCPC/Sétra).
- Gérard -P; Bertrand-H-(2003).** Fondation et ouvrage en terre, préface de André Isnard ;quatrième tirage ; 2003.
- 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.
- LCPC -(1985).** Essais œdométriques, méthodes d'essais LPC n°13, Laboratoire Central DesPons et Chaussées, Paris, France.
- LCPC -(1987).** Essai de cisaillement à la boîte, méthode d'essai LPC n° 21, LaboratoireCentral Des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- MELBOUCI B-(2002)** Pegmatite de la Grande Kabylie : caractéristiques et comportement en géotechnique routière. Thèse de docteur d'Etat en Génie Civil, Tizi-Ouzou 2002.
- Mémoire de master**Caractérisation mécanique et minéralogique des marnes de la Grande Kabylie (Application aux marnes du centre) M^{elle} KICHI Hafida 2013/2014
- Mémoire de master**Caractérisation mécanique et minéralogique des marnes de la Grande Kabylie (Application aux marnes du Sud et de l'Ouest)M^{elle}. ALILI Boudjema2015

Bibliographe

Mémoire de master Etude du comportement d'un mélange de (marne + verre) pour une valorisation dans la construction routière M KEDDAM ADIDI 2014/2015

Mémoire de master Influence de l'eau sur le comportement mécanique du matériau marne M^{elle} OUZIA Djamilia 2012/2013

-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.-(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 BenBouali De Chlef, Algérie, pp 574-583.

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

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

-Techouani Nana J M-(1999). (Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols).Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.

-Norme AFNOR suivre :

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

-Norme AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078).

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

W : Teneur en eau naturelle

M_s : Masse des particules solide

M_h : Masse de l'échantillon à l'état humide

γ : Poids volumique total

γ_w : Poids volumique de l'eau

γ_s : Poids volumique des grains solides

γ_h : Poids volumique humide

γ_d : Poids volumique sec

e: Indice des vides

S_r : Degré saturation

n: Porosité

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

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

WL : Limite de liquidité

W_p : Limite de plasticité

I_p : Indice de plasticité

C_u: Coefficient d'uniformité

C_c : Coefficient de courbure

D₁₀ : Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés

D₃₀ : Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés

PN : Proctor Normal

PM : Proctor Modifié

Wopt: Teneur en eau optimale de l'essai Proctor

IPI : L'indice Portant immédiat

CBR : California Bearing Ratio

A : La section intérieure de la boîte de cisaillement

$\Delta H/H$: Déformation horizontale

σ : Contrainte normale totale

σ' : Contrainte normale effective

C' : Cohésion effective (drainée)

ϕ' : Angle de frottement interne effectif

C : Cohésion apparente

ϕ : Angle de frottement apparent

L : Longueur de la boîte de cisaillement

ΔL : Déplacement horizontale

Cc : indice de compressibilité

Cg : indice de gonflement

H0 : hauteur initiale de l'échantillon

h: hauteur de l'échantillon au moment considéré.

hp: hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solide