

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi – Ouzou (UMMTO)
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (UMMTO)*

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Effet des classes granulaires dans le compactage
des couches de base de chaussée**

Présenté par :

M. BELHOUT Aghilas

Devant le jury composé de :

Mme BOUZEBODJA Aldjia	MCA à l'UMMTO	Présidente
Mme BOUZID Leyla	MCB à l'UMMTO	Examinatrice
Mr MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Encadreur

Promotion 2022/2023

Soutenu le 11/11/2023

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier Mr Melbouci B professeur à l'université Mouloud

Mammeri de Tizi Ouzou pour son encadrement, son aide et son encouragement durant

Toute l'année afin de pouvoir achever ce travail

Je tiens aussi à exprimer mes sincères remerciements pour tous les enseignants

Du département Génie Civil.

Mes profonds remerciements pour les membres de jury qui ont

Accepté d'évaluer ce travail

Enfin je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à

L'élaboration de ce travail

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

A mes parents, que dieu leur fasse miséricorde

Et à ma petite famille et mes seures

Et pour tous mes amis

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : généralités sur les chaussées et compactage des couches de chaussée

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition de la chaussée.....	3
I.3. Les couches principales de la chaussée.....	3
I.4. Les structures des chaussées.....	5
I.4.1. Les chaussées souples.....	5
I.4.2. Les Chaussées rigides.....	5
I.4.3. Les Chaussées mixtes.....	6
I.4.4. Les Chaussée semi-rigide.....	7
I.5. Les chaussées en Algérie.....	7
I.5.1. Construction des chaussées souples.....	8
I.5.1.1. La couche de fondation.....	8
I.5.1.2. La couche de base.....	9
I.5.1.3. La couche de surface.....	9
I.5.2. Avantages des chaussées souples.....	10
I.5.3. Inconvénients des chaussées souples.....	10
I.6. Matériaux utilisés dans la construction des chaussées.....	11
I.6.1. Les matériaux durs à granulométrie serrée.....	11
I.6.2. Les matériaux à éléments fins.....	11
I.6.3. Liants hydrocarbonés.....	12

I.6.4. Emploi dans les chaussées de matériaux synthétiques	12
I.7. Dimensionnement de la structure de chaussée	12
I.7.1. Critère de dimensionnement	12
I.7.1.1. Trafic	12
I.7.1.2. Le climat et l'environnement	14
I.7.1.3. Les matériaux de chaussée	15
I.7.1.4. Le sol support	15
I.7.2. Les principales méthodes de dimensionnement	15
I.7.2.1. Approches empiriques ou classiques	16
I.7.2.2. Les méthodes semi empiriques	19
I.7.2.3. Approches théoriques ou rationnelle.....	20
I.8. Durée de vie d'une chaussée	21
I.9. Traitement des chaussées	21
I.10. Compactage des matériaux de chaussée	22
I.10.1. Définition de compactage	22
I.10.2. Compactage dans les couches de chaussée	22
I.10.3. Objectifs du compactage	23
I.10.4. Les paramètres influençant le compactage.....	24
I.10.4.1. Teneur en eau	24
I.10.4.2. Nature du matériau.....	24
I.10.4.3. L'énergie de compactage.....	25
I.10.4.4. La granulométrie	25
I.10.4.5. Type de sol	26
I.10.4.6. La méthode de compactage	27
I.10.5. Condition de compactage	28
I.10.5.1. Des règles de base pour le compactage.....	28
I.10.6. Les méthodes de compactage	29
I.10.6.1. Compactage dynamique	29
I.10.6.2. Compactage statique	29
I.10.7. Les engins de compactage	29
I.10.7.1. Rouleaux à bondage lisses.....	30
I.10.7.2. Rouleaux à pneus	30

I.10.7.3. Rouleaux vibrants	31
I.10.7.4. Rouleaux à pied dameurs.....	31
I.10.7.5. Rouleaux à segments.....	32
I.11. Conclusion.....	33

Chapitre II : Rôle de la granulométrie dans les corps de chaussée et les conséquences des chaussées mal compactées

I.1. Introduction.....	34
II .2. Définition de la granulométrie.....	34
II.3. Définition de l'analyse granulométrique	34
II.4. La courbe granulométrique.....	35
II.5. Le fuseau granulométrique	36
II.6. Les Classes granulaires.....	37
II.7. Caractéristiques géométriques des granulats routiers.....	38
II.7.1. Etat de surface des granulats.....	38
II.7.2. Angularité des granulats	38
II.7.3. La forme des granulats.....	39
II.7.4. La granularité des granulats.....	39
II.8. Rôle de la granulométrie.....	40
II.8.1. Forme de la courbe granulométrique	40
II.8.2. Le calibre supérieur	40
II.8.3. Le pourcentage de fines	41
II.9. Les dégradations des chaussées	43
II.9.1. Cause de dégradations des chaussées	44
II.9.2. Types de pathologies de la chaussée.....	45
II.9.3. Les pathologies de compactage	46
II.10. Conclusion.....	53

Chapitre III : Identification des matériaux d'étude

III.1. Introduction	54
III.2. Programme expérimental.....	54
III.3. Matériaux utilisés	55

III.3.1. Les granulats.....	55
III.3.2. Les matériaux utilisés au laboratoire	55
III.3.3. Préparation de matériaux.....	56
III.4. Les essais d'identifications.....	57
III .4.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique.....	57
III.4.1.1. Principe de l'essai.....	57
III.4.1.3. Résultats de l'essai	58
III.4.2. Méthode de pycnomètre (NF P 94-054) (La masse volumique des grains solides)...	59
III.4.2.1. Principe de l'essai.....	59
III.4.2.2. Mode opératoire	59
III.4.2.3. Résultats de l'essai	59
III.4.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573)	60
III.4.3.1. Principe de l'essai.....	60
III.4.3.2. Mode opératoire	60
III.4.3.3. Présentation des résultats.....	62
III.4.3.4. Interprétation des résultats.....	63
III.4.4. Essai Micro Deval (NF P 18-572)	63
III. 4.4.1. Principe de l'essai.....	63
III.4.4.2. Mode opératoire	64
III.4.4.3. Présentation des résultats.....	65
III.4.4.4. Interprétation des résultats.....	66
III.4.5. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066)	67
III.4.5.1. Principe de l'essai.....	67
III.4.5.2. Mode opératoire	68
III.4.5.3. Présentation des résultats.....	68
III.4.5.4. Interprétation des résultats.....	70
III.4.6. Essai de dégradabilité (NF P 94-067).....	70
III.4.6.1. Principe de l'essai.....	71
III.4.6.2. Mode opératoire	71
III.4.6.3. Présentation des résultats.....	71
III.4.6.4. Interprétation des résultats.....	74

III.5. Récapitulatif de tous les essais d'identification :	74
III.6. Conclusion.....	74

Chapitre IV : compacité des mélange granulaires

IV.1. Introduction.....	75
IV.2. Programme expérimental	75
IV.2.1. Les classes granulaires	76
IV.2.2. Présentation des mélanges étudiés	76
IV.2.2.1. Mélange ternaire (trois classe)	76
IV.2.2.2. Mélange quaternaire (quatre classe).....	77
IV.2.2.3. Mélange mixte (cinq classe).....	78
IV.2.3 : présentation les mélanges selon CTTTP :	79
IV.3. Essai Proctor modifié (NF P 94-093).....	81
IV.3.1. Principe de l'essai	81
IV.3.2. Mode opératoire	81
IV.4. Présentation des résultats.....	83
IV.4.1. La granulométrie discontinues	83
IV.4.1.1. Récapitulatifs des résultats des essais Proctor.....	95
IV.4.2. La granulométrie continue	96
IV.4.2.1. Compacité selon le fuseau (CTTP)	96
IV.4.2.2. Normes françaises (Selon la norme NF EN 13285 (2010))	98
IV.4.2.3. Récapitulatif et comparaison.....	98
IV.5. Présentation et Interprétation des résultats	99
IV.6. Conclusion	101
Conclusion générale.....	102
Références bibliographiques	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralié sur les chaussées et compactage des couches des chaussées

Figure I. 1 : Coupe transversale d'un corps de chaussée (Emmanuel Mengue 2015)... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 2 : Structure d'une chaussée souple. (Michai (2006))..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 3 : Les principaux types de chaussées rigides [SETRA-LCPC, 1994]..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 4 : Coupe type d'une chaussée mixte (Chibani (2017)). . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 5 : Chaussé semi-rigide. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 6 : Chaussées souples. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 7 : Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 8 : L'influence de l'énergie de compactage (Sarsby, (2013)). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 9 : Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013)). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 10 : L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990,et cité par (Nagaraj, (2005))). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 11 : Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I. 12 : Rouleaux de compactage in-situ (Shahin, (2010)). .. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II : Rôle de la granulométrié et cansequence des chaussées mal compactée

Figure II. 1 : Exemple d'une courbe granulométrique d'un échantillon de sable (Jean-Luc Blin-Lacroix, 2011). 36

Figure II. 2 : le phénomène de feuilletage 47

Figure II. 3 : apparition des fissures longitudinales sur les routes 47

Figure II. 4 : affaissement des chaussées 48

Figure II. 5 : Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement 49

Figure II. 6 : Tassement des couches de chaussées 49

Figure II. 7 : décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement....	50
Figure II. 8 : Ornière à faible rayon dans les couches de chaussées	51
Figure II. 9 : Ornière à grand rayon dans les couches de chaussées.	51
Figure II. 10 : Dés enrobage et arrachement dans les couches de chaussées.....	52
Figure II. 11 : Coupe et tranchée sur les routes.....	53

Chapitre III : Identification des matériaux de l'étude

Figure III. 1 : Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de	56
Figure III. 2 : Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.....	56
Figure III. 3 : Lavage général des granulats utilisés au laboratoire.....	57
Figure III. 4 : Essai de pycnomètre.....	59
Figure III. 5 : Appareil de l'essai Los Angeles.....	61
Figure III. 6 : résultats de l'essai Los Angeles	62
Figure III. 7 : Appareil de l'essai Micro-Deval	65
Figure III. 8 : Le mélange échantillon/boulets.....	65
Figure III. 9 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant et après pilonnage.	69
Figure III. 10 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant 1er cycle et après 4ème cycle imbibition/séchage.	73

Chapitre IV : Compacité des mélanges granulaires

Figure IV. 1 : Classe fine du matériau utilisé	76
Figure IV. 2 : Classe 4/6,3 et 6,3/10	76
Figure IV. 3 : Classe 10/16 et 16/20	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV. 4 : Courbe granulométrique du mélange ternaire.....	77
Figure IV. 5 : Courbe granulométrique du mélange quaternaire.....	78
Figure IV. 6 : Courbe granulométrique du mélange mixte.....	79
Figure IV. 7 : Courbe granulométrique du mélange ternaire selon le fuseau CTTP.....	79
Figure IV. 8 : Courbe granulométrique du mélange quaternaire selon le fuseau CTTP	80
Figure IV. 9 : Courbe granulométrique du mélange Mixte selon le fuseau CTTP	80
Figure IV. 10 : Quelque mélange pour l'essai Proctor modifier.....	82
Figure IV. 11 : Matériel utilisé pour l'essai Proctor.	82
Figure IV. 12 : Courbe Proctor de mélange ternaire 1	83

Figure IV. 13 : Courbe Proctor de mélange ternaire 2.....	84
Figure IV. 14 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 1	85
Figure IV. 15 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 2	86
Figure IV. 16 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 3	87
Figure IV. 17 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 4	88
Figure IV. 18 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 5	89
Figure IV. 19 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 6	90
Figure IV. 20 : Courbe Proctor de mélange Mixte 1	91
Figure IV. 21 : Courbe Proctor de mélange Mixte 2	92
Figure IV. 22 : Courbe Proctor de mélange Mixte 3	93
Figure IV. 23 : Courbe Proctor de mélange Mixte 4	94
Figure IV. 24 : Courbes Proctor modifié des trois combinaisons des trois mélanges	95
Figure IV. 25 : Courbe granulométrique d'un mélange idéal CTTTP	96
Figure IV. 26 : Courbe Proctor (CTTP)	97
Figure IV. 27 : Comparaison les 2 fuseaux (NF et CTTTP)	99

LISTE DE TABLEAU

Chapitre I : Généralié sur les chaussées et compactage des couches des chaussées

Tableau I.1 : Répartition du réseau routier Algérien (MTP 2009). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 2 : Classification des trafics en France (Babilotte et al. (1994))...... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 3 : Classe de trafic en fonction CAM de poids lourd (LCPC-SETRA (1977)).

..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 4 : Portance de sol en fonction de l'indice de CBR, (LCPC-SETRA (2000)).

..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 5 : Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau (LCPC-SETRA (2000)).

..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 6 : Objectifs du compactage principaux lors de la réalisation des travaux routier ;

(Semara R. (2018))..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I. 7 : Application de différents équipements de compactage sur différents types desols (d'après Caterpillar Co., (1977) cité par (Holtz.R.D, (1999))..... 32

Capitre II : Rôle de la granulométrié et cansequence des chaussées mal compactée

Tableau II. 1 : Exemple de présentation des résultats d'une analyse granulométrique.....35

Tableau II. 2 : Formes des granulats.....39

Chapitre III : Identification des materiaux de l'étude

Tableau III. 1 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 2 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 3 : Résultat de l'essai pycnomètre Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 4 : Charge de boulets relatifs en fonction de la classe granulaire choisie61

Tableau III. 5 : Résultats de l'essai Los Angeles 62

Tableau III. 6 : Type des graviers selon le coefficient LA 63

Tableau III. 7 : Classe granulaires, poids d'échantillons et boulets équivalent. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 8 : Résultats de l'essai Micro Deval. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 9 : Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval).. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 10 : Catégorie des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM année). Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 11 : tableau récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 12 : Résultats du tamisage avant pilonnage. 68

Tableau III. 13 : Résultats du tamisage après pilonnage..... 69

Tableau III. 14 : Valeurs de références..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 15 : Résultats du tamisage avant pilonnage. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 16 : Résultats du tamisage après pilonnage..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 17 : valeur de référence..... Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Compacité des mélanges granulaires

Tableau IV. 1 : Pourcentages du mélange ternaire Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV. 2 : Pourcentages du mélange quaternaire Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV. 3 : Pourcentages du mélange Mixte..... 78

Tableau IV. 4 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange ternaire 1 83

Tableau IV. 5 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange ternaire 2 84

Tableau IV. 6 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire1 85

Tableau IV. 7 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 2..... 86

Tableau IV. 8 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 3..... 87

Tableau IV. 9 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 4.....	88
Tableau IV. 10 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 5.....	89
Tableau IV. 11 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 6.....	90
Tableau IV. 12 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 1	91
Tableau IV. 13 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 2	92
Tableau IV. 14 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 3	93
Tableau IV. 15 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 4	94
Tableau IV. 16 : Récapitulatif des résultats des essais Proctor modifier	95
Tableau IV. 17 : L'analyse granulométrique d'un mélange idéal CTPP.....	96
Tableau IV. 18 : Résultats d'essai Proctor modifié d'un mélange idéal CTPP	97
Tableau IV. 19 : Passants définis par la norme NF EN 13285 pour les GNT 0/20 avec $LA \leq 40$ et $MD \leq 35$	98

LISTE DES ABREVIATIONS

NE : Trafic cumulé équivalent

C : le facteur de cumul sur la période de calcul

P : durée de vie

τ : Taux de croissance de trafic

CAM : le coefficient d'agressivité moyenne de PL par rapport à l'essieu de référence

CBR : californien bearing ratio

Log : logarithme décimal

$\gamma_{d_{\text{chant}}}$: densité sèche sur chantier

$\gamma_{d_{\text{opt}}}$: densité sèche optimale

Cu : coefficient d'uniformité

D60 : diamètre effectif des particules qui correspond à 60 % de tamisât

D10 : diamètre effectif des particules qui correspond à 10 % de tamisât

SDG : le Soil Density Guage

MEC : Modèle d'Empilement Compressible

MSS : Modèle de suspension Solide

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

MTLH : matériaux traités aux liants hydrauliques

BB : béton bitumineux

TMJA : trafic moyen journalier annuel

TRRL : Transport and Road Research Laboratory

CPS : Cahiers des Prescriptions Spéciales

γ_d : poids volumique sec

M1 : masse de pycnomètre + bouchon

M2 : masse de pycnomètre + sol

M3 : masse de pycnomètre + sol + eau

M4 : masse de pycnomètre + l'eau distillée

CTTP : control techniques des travaux publics

LA : coefficient Los Angeles

M : masse sèche totale de l'échantillon

M' : masse sèche du refus au tamis de 1.6 mm

MDE : coefficient micro-Deval

FR : Coefficient de fragmentabilité des matériaux Rocheux

DG : le coefficient de dégradabilité

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

SETRA : Service d'Etudes Technique des Routes et Autoroutes

LCPC : laboratoire central des ponts et chaussées

CMSS : compacité réelle (modèle de suspension sol solide)

CCDG : cahier des charges et devis généraux

CPS : cahier des prescriptions spéciales

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

MTLH : matériaux traités aux liants hydrauliques

GNT : grave non traité

GB : grave bitume

N : nombre cumulé

T0 : trafics actuel (v/j).

m : année de prévision

INTRODUCTION GENERALE

Les chaussées sont des structures constituées d'une succession de couches de matériaux dont la résistance géotechnique décroît généralement de la surface vers la profondeur. Elles sont dans la majeure partie des cas constituées de deux ou plusieurs couches et leur résistance dépend essentiellement de leur granulométrie et de leur compacité.

Après la mise en service, ces chaussées encaissent des sollicitations mécaniques dues en grande partie à la circulation des poids lourds et les granulats sont soumis à une fragmentation progressive avec formation d'éléments de toutes dimensions, ce qui modifie leur granulométrie et peut engendrer des désordres.

La granulométrie est donc un des paramètres dont l'impact sur la performance peut varier sensiblement. En effet, une modification de la granulométrie qui entraîne une augmentation de la densité relative, pour un même effort de compactage, provoque une diminution de la déformation permanente.

La compacité granulaire est une donnée importante à prendre en compte dans les couches de chaussée. En effet, plus les grains seront resserrés les uns contre les autres, meilleure sera la résistance au cisaillement et meilleur sera le comportement couches de chaussées ; c'est la raison pour laquelle on recherche l'indice des vides le plus petit possible (correspondant au pic de la courbe Proctor).

Dans un souci d'apprécier les effets de la compacité de la granulométrie sur la performance des matériaux granulaires, ces effets seront mesurés non seulement sur les qualités de l'essai Proctor modifié, mais aussi sur l'aptitude à conserver ces qualités au niveau des couches de chaussée.

L'objectif de cette étude est donc d'arriver à trouver la granulométrie (avec les classes granulaires manquantes) donnant les meilleures caractéristiques aux essais Proctor.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres ;

Le premier chapitre comporte un expose générale sur la chaussée et compactage des couches de chaussée.

Le second chapitre décrit la granulométrie et son rôle dans les corps des chaussées et les conséquences des chaussées mal compactées

Le troisième chapitre est consacré à l'identification du matériau de l'étude comportant les essais de : La masse volumique sèche ; la masse volumique des grains solides ; LA ; MDE ; dégradabilité et fragmentabilité.

Le quatrième chapitre regroupe les essais Proctor modifié suivant 2 granulométries continues et granulométrie discontinues qui compose de trois, quatre et cinq classes granulaires suivant des proportions différentes pour chacune des classes granulaires.

Nous terminerons par la présentation des résultats et interprétation plus une conclusion générale synthétisant les quatre chapitres et des références bibliographiques.

I.1. Introduction

L'histoire de la route est indubitablement attachée au développement de l'humanité et des civilisations. Les premières véritables chaussées furent construites par les romains pour leurs voies impériales, avec un objectif essentiellement militaire. Les chaussées de cette époque étaient déjà constituées de plusieurs couches de matériaux, parfaitement codifiés, avec des grandes dalles en pierres posées sur un béton de chaux.

Depuis les années 50, avec les nouvelles conditions de trafic, notamment les poids lourds, les anciennes solutions de type empierrement se sont avérées insuffisantes, et l'ont été amené à généraliser l'emploi de matériaux agglomérés par un liant tant pour le corps de chaussée que pour la surface.

Dans ce chapitre donne un aperçu des types de chaussées, compactage des couches et de leurs fonctions et les principales méthodes de dimensionnement.

I.2. Définition de la chaussée

Une chaussée est une structure composite, multicouche, souvent complexe, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de sécurité et de confort, et d'assurer le bon fonctionnement pour une période de service. (Brunel, 2004-2005) (Coquand, 1978) (Fauré, 1998)

La chaussée doit avoir une épaisseur telle que la pression verticale transmise au sol soit suffisamment faible afin que celui-ci puisse la supporter sans dégradation. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes [collection technique, Cimbéton (2019)].

I.3. Les couches principales de la chaussée

Une chaussée routière se présente comme une structure composite réalisée par empilements successifs de couches de matériaux granulaires, le tout reposant sur un sol support (Figure 1.1) (Emmanuel Mengue, (2015).

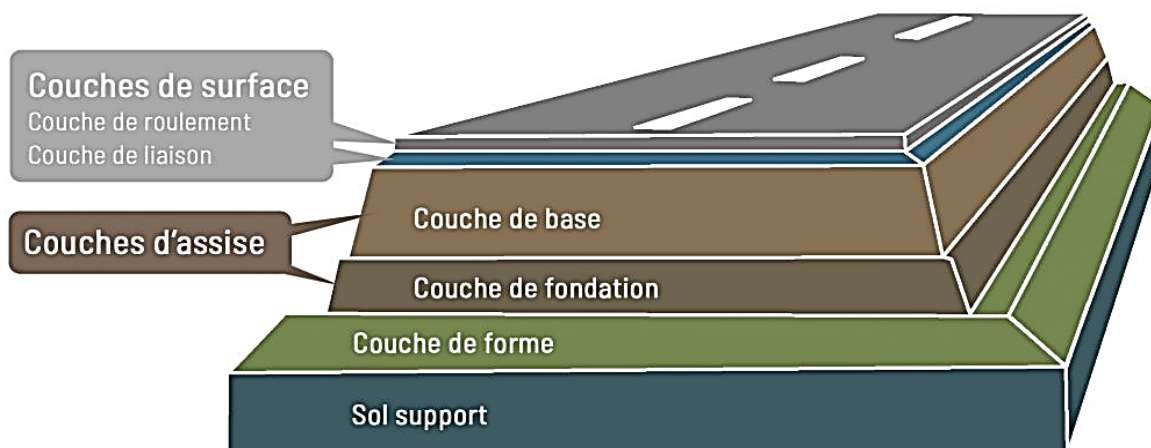


Figure I. 1 : Coupe transversale d'un corps de chaussée (Emmanuel Mengue (2015)).

Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. Pendant la phase de travaux, la couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée. (Jeuffroy, (1974)).

Les couches d'assise sont généralement constituées d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base. Elles apportent à la structure de chaussée l'essentiel de sa rigidité et répartissent (par diffusion latérale) les sollicitations, induites par le trafic, sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

La couche de surface est formée d'une couche de roulement surmontant éventuellement une couche de liaison intermédiaire. La couche de roulement assure la fonction d'étanchéité des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau ; et à travers ses caractéristiques de surface, elle garantit la sécurité et le confort des usagers. (Diakhate, (2007)).

I.4. Les structures des chaussées

Il existe deux catégories de chaussées :

- Les chaussées classiques (souples et rigides)
- Les chaussées inverses (mixtes ou semi-rigides)

I.4.1. Les chaussées souples

Les structures souples comprennent une couche de matériaux bitumineux d'épaisseur inférieure à 15 cm, parfois limitée à un enduit superficiel sur une assise composée d'une ou de plusieurs couches de matériaux granulaires non traitées. Les sollicitations dues au trafic sont entièrement transmises de façon non uniforme au sol qui est sollicité en compression simple. Ces sollicitations conduisent à la déformation de la couche d'assise non liée et à celle de la couche de roulement.

Cette structure se présente comme illustré sur la figure ci-dessous ; (Michai (2006)).

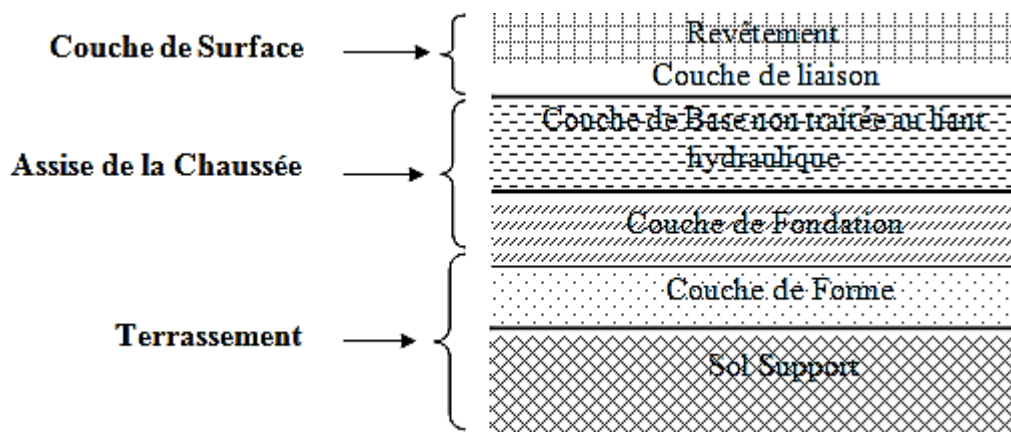
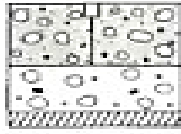


Figure I. 2 : Structure d'une chaussée souple. (Michai (2006)).

I.4.2. Les Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm, recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation soit directement sur le support de la chaussée.

Dalles non gougonnées avec fondation



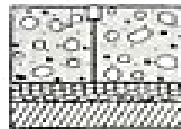
1. Béton de ciment (20 à 28 cm)
2. Béton maigre (12 à 18cm) ou matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20cm)
3. Plate-forme support

Dalles gougonnées avec fondation



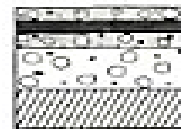
1. Béton de ciment (17 à 23cm)
2. Béton maigre (14 à 22 cm)
3. Plate-forme support

Dalles sans fondation



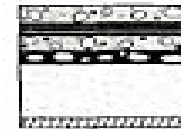
1. Béton de ciment (20 à 30 cm)
2. Couche drainante (matériaux granulaires ou géotextile)
3. Plate-forme support

Béton armé continu (1)



1. Béton de ciment (16 à 24 cm)
2. Béton maigre (12 à 14 cm)
3. Plate-forme support

Béton armé continu (2)



1. Béton de ciment (18 à 24 cm)
2. Matériaux bitumineux d'assise (5cm)
3. Sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm)
4. Plate-forme support

Figure I. 3 : Les principaux types de chaussées rigides [SETRA-LCPC, (1994)]

Les sollicitations de trafic sont reprises en flexion par la couche de béton de ciment et la sollicitation déterminante est la contrainte de traction par flexion à la base de cette couche. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. L'effet de la prise du béton et de variations thermiques est la fissuration de retrait du béton, généralement contrôlée par des joints transversaux ou par la mise en place d'armatures continues longitudinales (répartition par adhérence de déformations de retrait par de fissures fines).

Les principaux modes d'endommagement sont la fissuration due aux contraintes de tractions excessives à la base des dalles discontinues et le phénomène de pompage relié à l'évolution des conditions d'appui aux alentours des joints et des fissures, (Arsenie (2013)).

I.4.3. Les Chaussées mixtes

Structure comporte une couche de surface bitumineuse et une couche de base (10 à 20 cm) en matériaux bitumineux (généralement de la grave bitume) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques, (20 à 40cm) (Chibani (2017)).

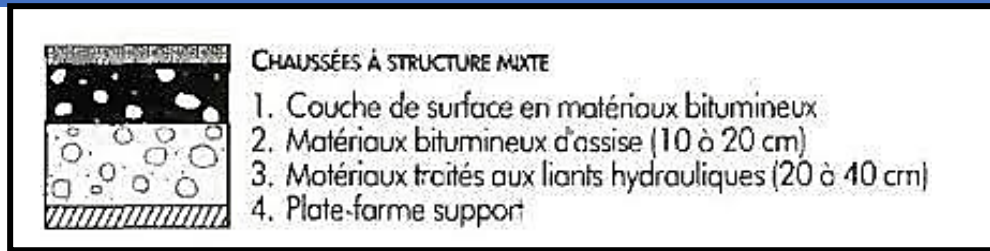


Figure I. 4 : Coupe type d'une chaussée mixte (Chibani (2017)).

La grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques permet de diffuser et d'atténuer les contraintes transmises au support de chaussée. Les couches bitumineuses ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche de fondation, (Barillot et al. ; (2018)).

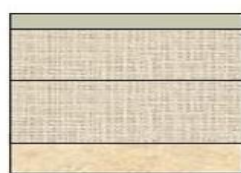
I.4.4. Les Chaussée semi-rigide

Elles comportent une couche de base (et quelque fois une couche de fondation) traité au liant hydraulique (ciment, laitier granulé...)

La couche de roulement est en enrobé hydrocarboné et repose quelque fois par l'intermédiaire d'une couche de liaison également en enrobé hydrocarboné sur la couche de base traitée dont l'épaisseur strictement minimale doit être de 15 cm.

Les chaussées comportant une couche de base et/ou une couche de fondation en sable gypseux, on les rencontre fréquemment dans les zones arides, (Dumont (2001)).

Semi-rigide



BBSG
 MTLH
 MTLH
 Sol

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

MTLH : matériaux traités aux liants hydrauliques

Figure I. 5 : Chaussée semi-rigide.

I.5. Les chaussées en Algérie

L'Algérie possède l'un des plus denses patrimoines routiers du continent africain enviable de 112 696 Km et composé de plusieurs types de chaussées notamment les chaussées souples. 60% de ces routes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m conçues totalement en structure souple. La répartition du réseau routier algérien est donnée dans le tableau (I.1) ci- dessous.

Tableau I.1 : Répartition du réseau routier Algérien (MTP 2009)

Type de Routes	Revêtues	Pistes
Routes national	87%	13%
Chemins de wilaya	90%	10%
Chemins communaux	57%	43%

L'utilisation obligatoire des matériaux locaux dont les solutions de mise en œuvre s'écartent des normes admises a abouti à la mise au point de techniques particulières propres aux conditions locales (chaussées sahariennes).

La politique actuelle du secteur des travaux routiers et les ouvrages d'arts veut toujours que les routes soient en chaussées souples (bétons bitumineux BB).

Plusieurs catégories de chaussées souples sont identifiées. En plus de la chaussée classique ou conventionnelle, on distingue d'après Barillot et al. (2018) :

- Les chaussées souples pleine profondeur sont aussi appelées chaussées souples toute épaisseur. Elles regroupent les structures où les mélanges bitumineux employés pour toutes les couches au-dessus du sol support, à l'exception d'une couche de forme (dénivellement) granulaire drainante posée sur l'infrastructure (sol support) ;

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement, comprise entre 30 et 60 cm.

I.5.1. Construction des chaussées souples

Les chaussées souples constituées par des couches superposées, de matériaux non susceptibles de résistance notable à la traction.

Les couches supérieures, sont généralement plus résistantes et moins déformables que les couches inférieures.

Pour une assurance parfaite et un confort idéal, la chaussée exige généralement pour sa construction, plusieurs couches exécutées en matériaux différents, d'épaisseurs déterminées, ayant chacune un rôle bien défini.

I.5.1.1. La couche de fondation

Dans la couche de fondation, les qualités de résistance aux déformations permanentes

et celles de rigidités doivent se conserver sous l'effet de trafic. Pour cela les granulats doivent résister à la fragmentation et à l'attrition. Cette couche doit rester insensible à l'eau, au gel et aux fortes températures pour que ces qualités demeurent quelles que soit les conditions climatiques.

En général, la réalisation des couches de fondation ne pose pas assez de difficulté car un grand nombre de matériaux sont convenables, soit améliorés par un traitement approprié, soit simplement apportés. On peut utiliser les graves concassés ou le tout-venant d'oued. Ces matériaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Être sujets au compactage afin d'atteindre un aménagement stable des grains au faible indice de vide, donc une forte densité sèche.
- Être peu sensible à l'eau, pour cela la, il faut que la proportion d'éléments fins argileux soit faible. Ces matériaux doivent être d'indice de plasticité nul ou inférieur à cinq (5)
- Conserver une portance suffisante même dans les conditions hygrométriques Elle est d'épaisseur comprise entre 20 et 50 cm.

I.5.1.2. La couche de base

Epaisse généralement de 10 à 20 centimètres, elle doit être construite avec beaucoup de soin, car c'est à l'intérieur de laquelle les pressions élevées dues aux charges s'atténuent suffisamment pour être supportées soit par le terrain, soit presque toujours par une ou plusieurs couches de fondation beaucoup plus grossières. Pour cela l'emploi d'un matériau compactable pour la réalisation d'une couche de base doit faire l'objet d'un contrôle particulier. Cette couche qui est protégée superficiellement par la couche de surface est généralement constituée par des graves concassés.

I.5.1.3. La couche de surface

Dans une chaussée, la couche de surface joue un rôle important, de son choix dépendront les choix au niveau des couches inférieures. Elle sert de protection pour les couches de base, résiste au cisaillement et absorbent les efforts horizontaux. Cette couche est constituée de :

- La couche de roulement qui est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées de trafic et de climat. Elle est en enrobés denses en bétons bitumineux.

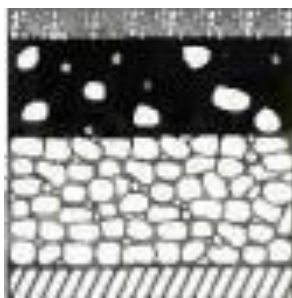
L'épaisseur de la couche de roulement en général entre 6 et 8 cm.

- La couche de liaison entre les couches d'assises et la couche de roulement en enrobes semi-denses en béton bitumineux

La qualité d'usage de la chaussée dépend en majeure partie des caractéristiques de surface de la couche de roulement, donc de sa nature et de son état. Par l'étanchéité qu'elle apporte, elle contribue à la pérennité de la chaussée. Les fonctions qu'assure cette couche font que son choix doit résulter de la prise en considération des paramètres suivants :

- ✓ La sécurité et les confort des usagers en relation avec les caractéristiques de surface.
- ✓ Le maintien de l'intégrité de la structure par la protection des couches d'assises à l'égard d'infiltration des eaux pluviales
- ✓ L'impact sur l'environnement

La figure ci-dessous présente d'une manière générale les différentes couches d'une chaussée souple



1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (< 15 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (20 à 50 cm)
4. Plate-forme support

Figure I. 6 : Chaussées souples.

I.5.2. Avantages des chaussées souples

- ✓ Structures économiques ;
- ✓ E plus élevé : de 1000 à 15000 MPa ; Utilisée pour les routes à faible trafic (GB : grave bitume)
- ✓ Dosage en liant faible (3 à 6%) ;

I.5.3. Inconvénients des chaussées souples

- ✓ Faible rigidité ;
- ✓ Epaisseur élevée ;

- ✓ Module dépend de la température à 40°C 1/10 du module à 10°C ; Utilisable pour les routes à faible trafic mais plus cher GB : grave bitume

I.6. Matériaux utilisés dans la construction des chaussées

Les chaussées sont constituées généralement, soit par des dalles en béton de ciment (chaussées rigides), soit par des matériaux pierreux, graveleux ou sableux employés avec ou sans addition de produits noirs ou de liants hydrauliques (chaussées souples ou semi-rigides).

I.6.1. Les matériaux durs à granulométrie serrée

Les matériaux pierreux, graveleux ou sableux utilisés dans la construction des routes se divisent en deux grandes classes, qui correspondent à des techniques d'emploi bien différentes dans leur principe :

- Les matériaux à granulométrie serrée « ouverte », comportant une forte proportion de vides. Ils sont généralement fournis par le concassage de pierres dures en carrière. Ils sont utilisés comme gravillons de revêtement superficiel.
- Les matériaux à granulométrie étalée "pleine", destinés à être compactés, et résistant par compacité et cohésion (sols et chaussées stabilisées, bétons bitumineux ou enrobés denses). Ces matériaux proviennent le plus souvent de gisement de matériaux grenus naturels, améliorés le cas échéant par concassage et triage, ils peuvent aussi provenir du concassage de pierres de dureté moyenne.

I.6.2. Les matériaux à éléments fins

Ces matériaux, de plus en plus utilisés, peuvent provenir soit :

- Du concassage de matériaux de carrière, le produit de concassage étant utilisé « tout venant », c'est-à-dire sans criblage ou avec un criblage très réduit corrigeant la courbe granulométrique dans la mesure nécessaire pour que le matériau soit compactable. (Coquand, 1985)
- Du "sol" de caractéristiques convenables, notamment en ce qui concerne la granulométrie et la teneur en fines. Les sources principales sont les "graves", "sables " ou "graviers" d'origine glaciaire ou fluviale, le lavage, l'illuviation et les

colmatages successifs de ces matériaux par l'action des courants conduisent à une granulométrie généralement continue et assez satisfaisante.

I.6.3. Les liants hydrocarbonés

Le bitume et le goudron sont utilisés très largement dans la construction des chaussées souples, en raison de leurs propriétés physiques qui les rendent spécialement propres à cet usage.

Ces produits sont très visqueux aux températures ordinaires, mais soit par chauffage, soit par une préparation spéciale (émulsion), ils peuvent être employés sous forme fluide : ils redeviennent rapidement visqueux et présentent alors les qualités essentielles suivantes :

- La cohésivité, c'est-à-dire la propriété de se déformer sans arrachement ni fissuration interne, en donnant des films étanches et plastiques.
- L'adhésivité, c'est-à-dire la propriété de coller aux agrégats minéraux

I.6.4. Les matériaux synthétiques

À côté des matériaux traditionnels (pierres, sables, ciments, goudrons, bitumes) sont apparus dans la construction des chaussées, depuis quelques années, des matériaux fabriqués, destinés à des utilisations spécifiques.

I.7. Dimensionnement de la structure de chaussée

Le dimensionnement des structures de chaussée constitue une étape importante de l'étude d'un projet routier. Il s'agit simultanément de choisir les matériaux nécessaires ayant des caractéristiques requises et de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la structure de la chaussée. Afin d'assurer de bonnes caractéristiques mécaniques qui lui permettra de résister à toutes les charges pendant toute sa durée de vie.

I.7.1. Critère de dimensionnement

La méthode de dimensionnement prend en considération les facteurs suivants

I.7.1.1. Trafic

La connaissance du trafic et, principalement de trafic poids lourd (véhicule dont la charge utile est supérieure ou égale à 5 tonnes), constitue un des éléments essentiels pour un bon dimensionnement de la structure de la chaussée. D'après Babillote et al. (1994), ce trafic s'exprime généralement par deux paramètres :

- Le TMJA (trafic moyen journalier annuel) à la mise en service qui permet de choisir les matériaux nécessaires pour la construction de la chaussée.

- Le nombre cumulé d'essieux de référence passant sur la chaussée tout au long de sa durée de vie et qui sert à faire le calcul de dimensionnement proprement dit.

a. Trafic à la mise en service

Ce trafic compté sur la base du TJMA (trafic moyen journalier annuel) est estimé à partir du trafic PL par sens circulant sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service de la route. On définit, en général, des classes de trafic en fonction du nombre moyen journalier annuel de $PL > 5t$.

Tableau I. 2 : Classification des trafics en France (Babilotte et al. (1994)).

Classe de traffic	T ₅	T ₄	T ₃		T ₂		T ₁		T ₀		
			T ₃ ⁻	T ₃ ⁺	T ₂ ⁻	T ₂ ⁺	T ₁ ⁻	T ₁ ⁺	T ₀ ⁻	T ₀ ⁺	
MJA	0	25	50	85	15	20	30	50	75	120	20
PL/J	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	00

b. Trafic cumulé équivalent (NE)

Le trafic utilisé pour le dimensionnement est le nombre équivalent d'essieux de référence correspondant au trafic PL cumulé sur la durée de service retenue, il est donné par la relation suivante :

$$NE = N \times CAM$$

L'essieu de référence en vigueur en Algérie est l'essieu de 13 Tonnes. N: est le nombre cumulé de PL pour la période de calcul de P années.

$$N = 365 \times MJA \times C$$

C : étant le facteur de cumul sur la période de calcul, tel que :

$$C = [(1 + \tau)^P - 1] / \tau$$

Avec :

P: durée de vie.

τ : Taux de croissance de trafic.

CAM: est le coefficient d'agressivité moyenne de PL par rapport à l'essieu de référence

$$NE=365 \times MJA \times CAM \times [(1+\tau)^p-1]/\tau$$

Tableau I. 3 : Classe de trafic en fonction CAM de poids lourd (LCPC-SETRA (1977)).

Classe de trafic	T ₅	T ₄	T ₃ ⁻	T ₃ ⁺	Au-delà
CAM	0.4	0.5	0.7	0.8	0.8si e<20cm
					1 si e>20cm

I.7.1.2. Le climat et l'environnement

Le climat et l'environnement influent considérablement sur la bonne tenue de la chaussée en termes de résistance aux contraintes et aux déformations.

L'amplitude des variations de température et la température maximum interviennent dans le choix du liant hydrocarboné.

Les précipitations liées aux conditions de drainage conditionnent la teneur en eau du sol support et donc sa portance ainsi que les possibilités de réemploi des matériaux de déblaiement remblai, (LCPC-SETRA (1977)).

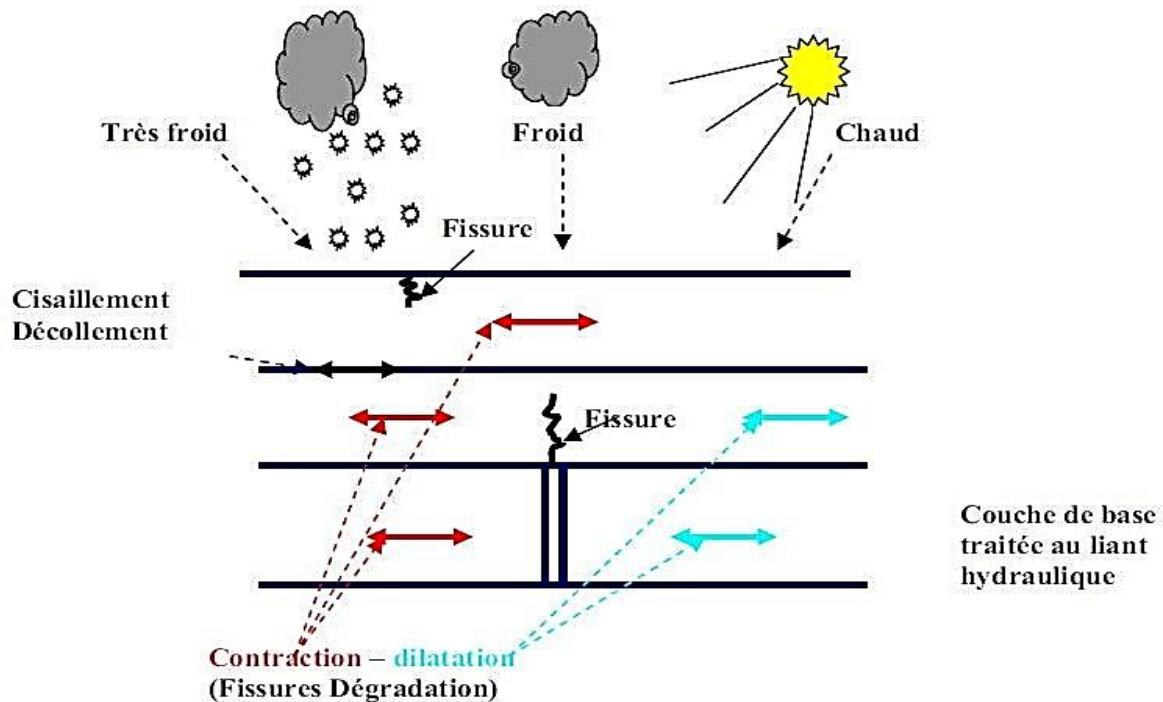


Figure I. 7 : Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques.

(2IE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement :2006)

I.7.1.3. Les matériaux de chaussée

Les matériaux de chaussée peuvent être normalisés ou non conformes. Pour les matériaux normalisés, les valeurs de résistance mécanique et de déformabilité retenues, tirées d'études, en laboratoire, sont déduites des valeurs moyennes obtenues sur la formule de base établie conformément aux dispositions des normes définissant les méthodologies d'étude. En l'absence d'étude spécifique, le document de dimensionnement se réfère en général aux valeurs seuils minimales fixées par les normes, (Tuyishine 2015)).

Quant aux matériaux de chaussée non conformes sur certains aspects aux normes, ou non couverts par une norme, seule une étude de laboratoire particulière, complétée le cas échéant par des planches expérimentales, peut permettre de préciser leur domaine d'emploi (Tuyishine 2015)).

I.7.1.4. Le sol support

Les sols support sont, en général, classés selon leur portance, elle même fonction de L'indice CBR.

Ce dernier est, en principe, mesuré à la teneur en eau d'équilibre à long terme du solsupport.

Si ce dernier facteur n'est pas connu, on prendra comme paramètres une teneur en eau égale à la limite de plasticité et densité sèche égale à 95 % de la densité à l'O.P.M.

Tableau I. 4 : Portance de sol en fonction de l'indice de CBR, (LCPC-SETRA (2000)).

Portance	1	2	3	4
CBR	<3	3à6	6à10	10à20

I.7.2. Les principales méthodes de dimensionnement

Il n'existe pas des méthodes de calcul universelles applicables rigoureusement à tous les pays. Chaque pays choisit ses propres règles qui s'affinent au gré des progrès réalisés dans la connaissance des paramètres de l'environnement routier et des résultats théoriques sur les modèles mécaniques.

Aussi, existe-t-il un certain nombre de méthodes pratiques plus ou moins adaptées à chaque contexte. Ces méthodes peuvent se regrouper en trois types : Les Méthodes

empiriques, semi empiriques et les méthodes analytiques (théoriques).

I.7.2.1. Approches empiriques ou classiques

Parmi les méthodes empiriques on peut citer la méthode de l'AASHTO, de l'Asphalte Institute, de Californie au CBR, Transport and Road Research Laboratory (TRRL). La méthode la plus répandue et la plus célèbre reste la méthode de l'AASHTO qui est la seule basée sur des essais routiers qui ont permis de relier la dégradation des chaussées sous le trafic au comportement.

Cette méthode est bien adaptée aux chaussées souples et tient compte du climat de la zone par un paramètre correctif appelé facteur régional, (Okounde (2009)).

Méthode C.B.R « California -Bearing - Ratio »

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90% à 100%) de L'optimum Proctor modifié sur une épaisseur d'eau moins de 15cm.

La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre S'obtient par l'application de la formule présentée ci-après d'après (LCPC-SETRA (2009)).

$$E = \frac{100 + (\sqrt{p})(75 + 50 \log \frac{N}{10})}{ICBR + 5}$$

Avec :

e : épaisseur équivalente.

I : indice CBR (sol support).

N : désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kgà vide.

$$N = T_H \cdot \% PL$$

T_H : trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans.

$$T_H = \frac{T_0}{(1 + \tau)^m}$$

Avec :

T0 : trafics actuel (v/j). m : année de prévision.

P : charge par roue P = 6.5 t (essieu 13 t). Log: logarithme décimal.

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$e = c_1 \times e_1 \times c_2 \times e_2 + c_3 \times e_3$$

Avec :

$c_1 \times e_1$: couche de roulement. $c_2 \times e_2$: couche de base.

$c_3 \times e_3$: couche de fondation.

Où :

c_1, c_2, c_3 : coefficients d'équivalence.

e_1, e_2, e_3 : épaisseurs réelles des couches.

Tableau I. 5 : Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau (LCPC-SETRA (2000)).

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobé dense	2.00
Grave ciment grave laitier	1.50
Grave bitume	1.50 à 1.70
Grave concassée ou gravier	1.00
Grave roulée grave sableuse -T.V.O	0.75
Sable ciment	1.00 à 1.20
Sable	0.50
Tuf	0.80 à 0.90

La méthode basée sur les essais AASHO

C'est une approche qui permet d'observer le comportement sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Elle consiste à se fixer un critère pour déterminer la fin de la

durée de vie de la chaussée et de définir en utilisant ce critère, la durée de vie des sections observées.

Ces essais ont été réalisés de 1957 à 1961 sur 240 sections de chaussées souples, 271 sections de chaussées rigides et une cinquantaine de sections de chaussées souples avec couche de base stabilisée. Chacune de ces chaussées a reçu en moyenne un million de charges roulantes. D'après Tognisse (2016), ces essais ont permis de préciser :

- Etat de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps ;
- Les équivalences entre les différentes couches de matériaux ;
- Les équivalences entre les différents types de charges par essieu ;
- L'influence de ces charges et de leur répétition sur le comportement des chaussées ;
- Les relations entre les déflexions en surface et la durée de vie de la chaussée.

Cette méthode empirique est utilisée dans le dimensionnement des chaussées souples.

Le dimensionnement est obtenu au moyen d'un abaque permettant de déterminer l'indice de structure (SN) à partir duquel sont définies les épaisseurs des différentes couches. L'indice de structure est un paramètre qui reflète les caractéristiques mécaniques de la chaussée ; il est en fonction du trafic, du module élastique du sol support et des matériaux, de la perte de niveau de service et du niveau de confiance, (Tognisse (2016)).

Méthode TRRL (Transportation Road Research Laboratory)

Pour un trafic en voiture particulière : $TMJA \times 365 \times 1.5t \geq 100000 \text{ t/ans}$

$$e(\text{cm}) = \frac{100 + \sqrt{p(75 + 50 \log(10 N))}}{ICBR + 5}$$

N : nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 kg à vide qui circulent sur la chaussée.

Log : logarithme décimal

Pour prendre en compte l'augmentation de l'agressivité des véhicules et du trafic, des rapports sont servis de base à l'établissement du catalogue de dimensionnement des routes du transportation Road Research Laboratory (TRRL). Les structures envisagées sont souples, semi-rigides ou rigides. Pour chaque type de structure, la lecture d'un graphe donne directement l'épaisseur des couches en fonction du trafic (exprime en million d'essieux

équivalent) et du type de matériaux

I.7.2.2. Les méthodes semi empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des catalogues de structures de chaussées, leur utilisation est pratique. Elles mettent à la disposition des ingénieurs projeteurs des structures pré-calculées et testées par l'expérience au niveau national.

La méthode du guide technique SETRA-LCPC

Les fondements de la méthode française de dimensionnement des chaussées ont été dégagés dès le début des années 1970.

Dans la démarche adoptée, la détermination des épaisseurs des différentes couches de chaussée ainsi que leurs caractéristiques mécaniques des matériaux relèvent, soit d'une approche expérimentale empirique, soit de calculs de vérification (méthode rationnelle).

Par opposition aux modèles empiriques, ces méthodes rationnelles font appel à l'utilisation combinée de modèles mécaniques et de données expérimentales.

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes.

Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 KN, la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives).

Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol.

Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi analytique de Burmister, est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

Dans ce modèle, l'interface entre deux couches de matériaux peut être modélisée comme parfaitement collée, ou glissante.

Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation, et de trafic cumulé devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate- forme donnée.

La structure convient si les sollicitations induites par le passage de l'essieu de référence restent inférieures aux sollicitations admissibles pour chaque couche. Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux liés, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand nombre de cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non liés, expliquant l'apparition de déformation permanente.

On notera que le même procédé est établi pour la méthode Algérienne.

I.7.2.3. Approches théoriques ou rationnelle

Les méthodes de dimensionnement des chaussées ne sont en fait que des méthodes de vérification de structures de chaussées préalablement établies au nombre de ces méthodes nous pouvons citer :

- Le modèle de Boussinesq (1885)
- Modèle de Westergaard
- Le modèle de Hog
- Le modèle multicouche de (Burmister, Jeeuffroy et Bachelez)
- A l'heure actuelle, il existe dans le domaine des multicouches, avant tout réservés aux chaussées souples, une série impressionnante de logiciels de calcul réputés plus performants les uns que les autres. Ces logiciels vont du simple outil de calcul des contraintes aux modèles que l'on pourrait qualifier de complets et qui permettent de déterminer les durées de vie présumées des chaussées en fonction de données relatives aux trafics, aux caractéristiques mécaniques des matériaux et aux conditions climatiques l'ensemble de ces données peut de plus être traité de manière probabiliste.

Dans le domaine des chaussées rigides l'évolution s'est surtout manifestée à travers la méthode aux éléments finis, qui permet de bien prendre en compte l'influence des discontinuités au niveau des bords et des joints, et de déterminer les contraintes d'origine thermique. Un certain nombre de logiciels analytiques, d'usage en principe plus simple, ont également été développés. Les logiciels comme Alize III et IV du LCPC, Eco-route, Bistro de Shell et CHEV de Chevron sont basés sur ce modèle.

Ce modèle a abouti pour la première fois à la production d'un jeu d'abaques par Jeuffroy et Bachelez qui ont tentés de résoudre les problèmes d'une plaque reposant sur une massive bicouche de type Burmister. Il faut signaler aussi que ce modèle ne tient pas compte des effets de bord. Son utilisation nécessite donc l'évaluation de l'effet des charges en bord, (Tognisse (2016)).

I.8. Durée de vie d'une chaussée

La durée de vie d'une route dépend fortement de son utilisation et son entretien. Sans entretien régulier, une route nouvellement construite se délabrerait en une cinquantaine d'années. La planification des travaux d'assainissement à moyen et à long terme est délicate car une route est constituée de plusieurs éléments : la couche de roulement, la couche de base et le fondement.

A leur tour les couches sont constituées de divers matériaux et ont des durées de vie différentes. D'après Belkider K. (2003), les travaux d'entretien doivent donc être planifié et exécuté en fonction de différents composants de la route.

Durée de vie de différents éléments d'une route :

- Couche de roulement : 20 à 25 ans
- Couche de roulement et de liaison : 50 ans
- Remplacement total du fondement : 100 à 125 ans
- Conduite d'eau : 80 à 100 ans

Sur les autoroutes, la durée de vie est réduite d'environ 35%.

La tâche consiste à déterminer l'intervalle pour les travaux d'assainissement de sorte à optimiser l'utilisation d'une route, sachant qu'entretemps les mesures antibruit et d'autres besoins évoluent et que la population s'accroît.

I.9. Traitement des chaussées

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique de n'importe quel sol.

- Compacter un sol, c'est réduire son volume apparent, c'est-à-dire améliorer l'arrangement

relatif des grains par des moyens mécaniques appropriés.

- Stabilisation, rendre un sol apte de façon durable à des usages routiers. On distingue :
 - Mécanique : concassage, criblage, mélange avec un sol d'apport, malaxage et surtout compactage.
 - Chimique : addition d'un produit tel que les ciments laitiers, bitumes, goudrons.
- Imprégnation : traitement consistant à répandre un liant hydrocarboné sur une couche de chaussée à pores fins, le liant étant choisi de telle façon qu'il pénètre par capillarité dans les pores de la chaussée.
- Pénétration : traitement consistant à répandre un liant hydrocarboné sur une couche de chaussée à pores relativement gros, le liant pénétrant dans ses pores par gravité, (Amani (2017)).

I.10. Compactage des matériaux de chaussée

I.10.1. Définition de compactage

Le compactage est une réduction de volume du sol presque instantanée due à la réduction des vides remplis d'air. Plus les grains seront resserrés les uns contre les autres, meilleure sera la résistance du sol au cisaillement et meilleur sera le comportement des remblais et couches de chaussées ; on recherche donc l'indice des vides le plus petit possible (correspondant au pic de la courbe Proctor).

Le compactage se distingue de la consolidation car il s'agit de tassement du matériau sous un effet dynamique, alors que la consolidation s'effectue sous poids propre du matériau. Pour le compactage, il n'y a pas de variation de la teneur en eau lors du phénomène de tassement (Isis, (2012)).

I.10.2. Compactage dans les couches de chaussée

Le compactage est l'opération ultime de mise en œuvre des matériaux de chaussées. La qualité de sa réalisation sera déterminante, d'une part, pour la durabilité de l'ouvrage, de l'autre part pour la compacité qui pourra être obtenue et d'autre part pour les caractéristiques de surface de la chaussée, uni et texture dans les cas des couches de roulement. L'obtention de la qualité recherchée suppose un choix approprié des matériels et des modalités de compactage en tenant compte des conditions climatiques et de l'environnement du chantier (LCPC ; (2003)).

L'action du compactage est transmise en réalisant plusieurs passages du compacteur sur le matériau à compacter. Au fur et à mesure que le nombre de passes augmente, la masse

volumique du matériau augmente.

I.10.3. Objectifs du compactage

L'objectif du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes, standards, et Cahiers des Prescriptions Spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux.

Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants. Elle consiste également à supprimer les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées. Elle consiste aussi à diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes et à améliorer des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. (Hadji R. (2019)).

Tableau I. 6 : Objectifs du compactage principaux lors de la réalisation des travaux routier ; (Semara R. (2018))

Supprimer les déformations ultérieures	Augmenter les caractéristiques mécaniques	Assurer l'imperméabilité
<ul style="list-style-type: none"> •Tassements du remblai •Tassements différentiels •Déformations de chaussées •Orniérage de couche de surface 	<ul style="list-style-type: none"> •Augmenter la portance et la traficabilité des couches de forme ou de remblai. •Augmenter le module des assises non traitées •Augmenter la résistance des assises traitées et des couches de roulement •Permettre aux matériaux de résister au trafic routier 	<ul style="list-style-type: none"> •Le compactage est la première des protections contre l'agression de l'eau. •Objectif important pour la couche de roulement, évitant les désordres sur les couches Inférieures

I.10.4. Les paramètres influençant le compactage

À partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage, et c'est à l'ingénieur américain R. Proctor (1933) que l'on doit les premières études.

Le compactage est influencé principalement (Djedid, (1998)) par :

- 1 : La teneur en eau
- 2 : Nature du matériau
- 3 : L'énergie de compactage ;
- 4 : La granulométrie ;
- 5 : Le type du sol ;
- 6 : La méthode de compactage.

I.10.4.1. Teneur en eau

L'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor.

En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau w et l'on représente graphiquement la variation du poids volumique sec γ_d en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui présente un maximum appelé Optimum Proctor séparant de gauche à droite la branche sèche et la branche humide.

Lorsque la teneur en eau est raisonnable, l'eau joue un rôle de lubrifiant et la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un maximum (branche sèche). Par contre lorsque la teneur en eau est élevée (branche humide), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage. Elle occupe la place des grains solides et aucun tassement n'est possible (Makhaly, (2008)).

I.10.4.2. Nature du matériau

Le comportement et les sollicitations développés par les matériaux sont plus ou moins fonction de leur nature. De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques.

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Ces matériaux sont peu sensibles à l'eau mais il est souvent difficile d'améliorer leurs caractéristiques (énergie de compactage à fournir plus importante).

I.10.4.3. L'énergie de compactage

Carter et Bentley ont effectué plusieurs essais de compactage sur un même échantillon, avec des énergies de compactage croissantes au laboratoire par des essais (Proctor Normal et Modifié), suivant la norme britannique (B.S.I), qui est équivalente à la norme (A.A.S.H.T.O) (Sarsby (2013)). Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la (figure I.8).

Les résultats montrent clairement que, pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre un accroissement de la densité sèche maximale du sol

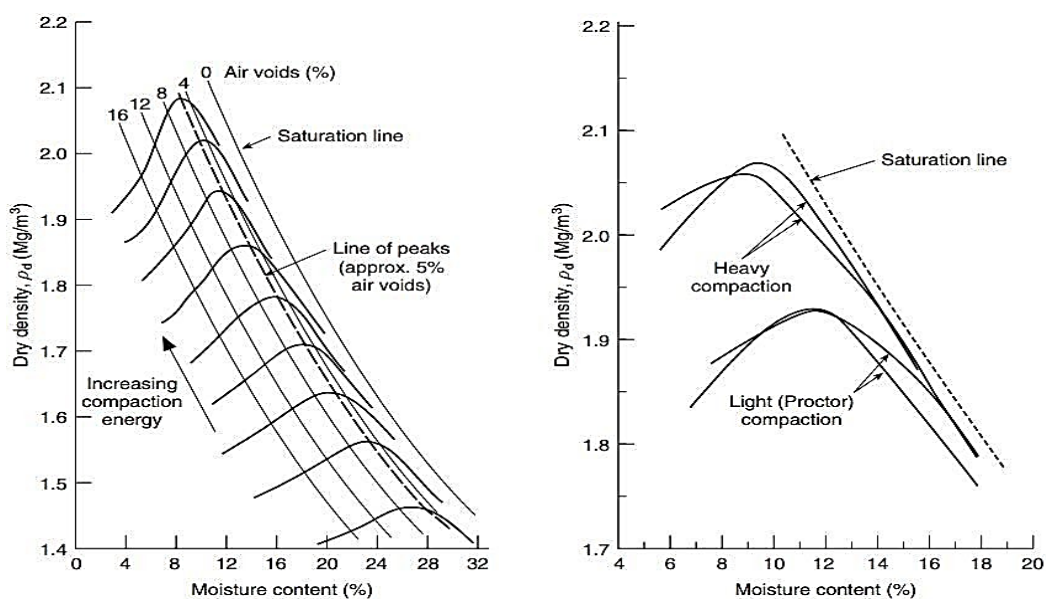


Figure I.8 : : L'influence de l'énergie de compactage (Sarsby, (2013)).
Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27 coups par couche ;CBR (Heavy) : Dame de 4.5

et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

kg, 27 coups par couche

I.10.4.4. La granulométrie

(Parsons et al ,1992) ont étudié systématiquement le compactage des cinq sols suivant l'essai Proctor Normal. Les allures (figure I.9) des courbes de compactage varient avec la composition granulométrique des sols. Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée, (Sarsby, (2013)).

Donc il est observé expérimentalement (Parsons et al., 1992) qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliore le

compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses (Sarsby, (2013)).

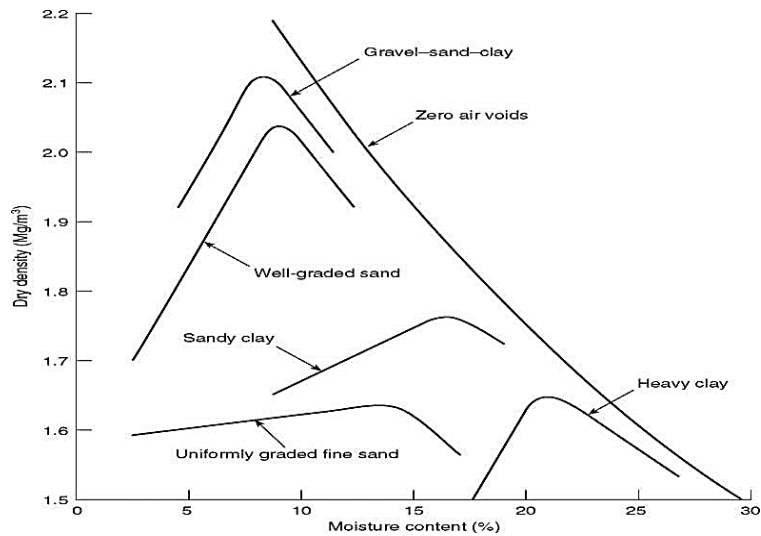


Figure I. 9 : Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013)).

I.10.4.5. Type de sol

Williams et al., (1949), cité par (Zhong-Sen, 2015), ont trouvé que le type de sol peut influencer de façon importante la courbe de compactage, la densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec la limite de liquidité, (Zhong Sen, (2015)).

Milton Keynes (1990), cité par Nagaraj, (2005) a présenté les relations entre la teneur en eau optimum et la limite de liquidité (figure I.10a), ainsi la relation entre la densité sèche optimum maximum et la limite de liquidité (figure I.10b), pour différents sables fins, publiés par différents auteurs :(Johnson et Sallberg, 1960 ; Sridharan et al, 1990 ;Benson et Trast, 1995)

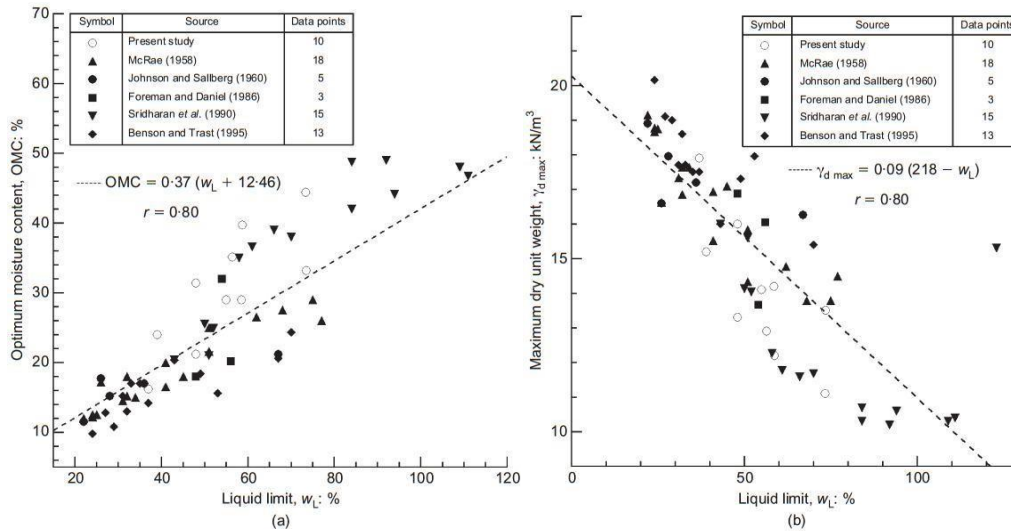


Figure I. 10 : L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990, et cité par (Nagaraj, (2005))).

I.10.4.6. La méthode de compactage

Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitudes très différentes ; par ailleurs, selon leurs compositions, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée (Caamapum De Carvalho, (1987)).

Au niveau du laboratoire, on distingue deux types de compactage qui sont souvent utilisés :

- Le compactage dynamique : L'énergie de ce mode de compactage est transmise depuis la surface du matériau compacté par propagation d'ondes de compression et de cisaillement. Le compactage dynamique impose un plus grand degré d'orientation aux particules.
- Le compactage statique : c'est une charge statique (le poids) et une charge vibratoire avec une fréquence choisie. L'énergie mise dans le sol est une énergie statique plus une énergie dynamique vibratoire dans le temps (elle est sommée sur le temps, plus le temps est long plus l'énergie transmise au sol est importante).

Mesbah, (1999) a effectué une série d'essai sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage pour comparer l'efficacité de chaque méthode. Sur la (Figure III.4), ils ont trouvé que :

- L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois du moule) est de 250 kJ/m³(différence d'énergies des points O et B sur la figure, qui ont la même densité sèche), soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée pour le compactage ;
- Pour les mêmes énergies appliquées de 550 kJ/m³, la densité sèche par le

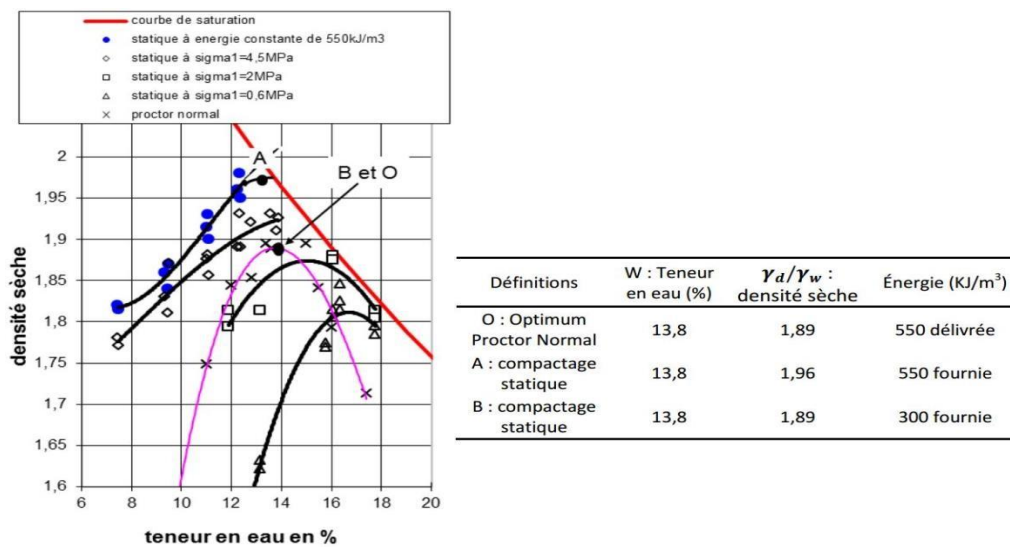


Figure I. 11 : Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)).

compactage statique est de 0.07 g/cm³ supérieure à celle du Proctor Normal.

I.10.5. Condition de compactage

Pour compacter un sol, on fait agir sur lui un engin qui développe, en tout point du sol, des contraintes qui dépendent de la nature de l'engin, de ses caractéristiques, la profondeur dupoint considéré (Aquié, (1973)).

Pour compacter un sol, il faut le déformer d'une manière irréversible, donc le cisailier.

Alors il faut exercer sur ce dernier des contraintes qui sortent de la courbe intrinsèque.

I.10.5.1. Des règles de base pour le compactage

Le compacteur doit suivre le finisseur le plus près possible. Tout changement de direction doit être effectuer en douceur et la vibration doit être arrêtée lors d'un virage ou d'un arrêt. De manière globale, le compactage doit être finalisé sur la totalité de la section avant tout arrêt définitif. Le rouleau doit être conservé chaud car la température influe sur le

résultat du compactage.

De même, les conditions météorologiques peuvent influencer sur le compactage ou plus précisément sur le refroidissement de l'enrobé. Il est recommandé de mesurer la durée de compactage par mesure de température lorsque le climat est froid ou par temps de pluie.

I.10.6. Les méthodes de compactage

Le compactage se réalise par effet statique, par effet dynamique, ou par une combinaison des deux.

Si la surface de contact du compacteur avec le sol est rigide (cylindre), le compactage aura un effet en profondeur. Si au contraire, la surface de contact est flexible (pneumatique), le compactage aura alors, outre un effet en profondeur, un autre non moins important de malaxage qui aidera à la densification du sol.

I.10.6.1. Compactage dynamique

Pour simuler la procédure de compactage à adopter pour obtenir un certain niveau de compacité dans le chantier, plusieurs protocoles d'essais au laboratoire ont été développés depuis de nombreuses années ; ils diffèrent par le niveau d'énergie appliqué à l'échantillon de sol. Le principe de base reste le même ; il consiste à transmettre une série des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer les caractéristiques mécaniques. L'essai Proctor, permet de déterminer l'évolution de la masse volumique du sol sec en fonction de la teneur en eau.

I.10.6.2. Compactage statique

Le compactage statique est effectué par l'introduction du matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule œdométrique, puis le placer entre deux pistons mobiles ou l'un fixe et l'autre mobile. A l'aide d'une contrainte appliquée, ou un déplacement imposé, le compactage se fait à vitesse constante, en haut en bas pour avoir une meilleure compacité.

L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes

I.10.7. Les engins de compactage

Nous appellerons engin de compactage, tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussée.

I.10.7.1. Rouleaux à bandage lisses

Les engins sont composés d'un châssis très robuste portant la chaîne cinématique (quicomprend le moteur), la cabine, le poste de commande et les roues.

Les roues sont des cylindres en acier d'un diamètre variant de 0.40 m et 2 m. La surface cylindrique s'appelle le bandage lisse. Ces roues comportent trois classes morphologiques différentes :

- Les rouleaux compresseurs tricycles
- Les rouleaux compresseurs tandems
- Les rouleaux à bandages lisses triaxial

L'épaisseur des couches est généralement entre 15 cm et 25 cm

a) Rouleau à pied de mouton

b) Rouleau lisse



Figure I. 12 : Rouleaux de compactage in-situ (Shahin, (2010)).

I.10.7.2. Rouleaux à pneus

Ce type d'engins s'est bientôt imposé par ses qualités qui lui ont conféré un quasi université d'emploi. Sols cohérents ou couches de chaussées, graves simples ou graves traitées, enduits superficiels ou enrobés, peuvent être compactés avec ces matériels.

On distingue essentiellement trois types de compacteurs à pneus :

- Compacteurs à pneus tractés à une rangée de roues, très lourds (60 - 100 tonnes)
Compacteurs à pneus tractés à deux rangées de roues, légers (< 15t)
- Compacteurs à pneus automoteurs

L'épaisseur des couches compactées pour les engins de compactage à pneus peut varier

généralement entre 15 cm et 25 cm.

I.10.7.3. Rouleaux vibrants

Derniers apparus sur le marché, les rouleaux vibrants qui ont cependant plus de 20 ans d'existence, se sont maintenant imposés pour à peu près tous les travaux de compactage. En diminuant ou même en supprimant les frottements entre les grains, la vibration facilite le compactage, comme le montre son utilisation dans le serrage des bétons. Elle permet des actions en profondeur notables, surtout lorsque le rouleau est lourd.

Ces engins sont utilisables pour le compactage des matériaux à angle de frottement interne élevé ce qui explique que leur domaine d'action préférentiel soit celui des assises de chaussées :

- Rouleau mono axe tracté ;
- Rouleau monocylindre autottracté ;
- Rouleau automobile monocylindre ;
- Rouleau tandem transversal ;
- Rouleau tandem longitudinal ;
- Rouleau automobile mixte vibrant à pneus ;
- Combinaison d'attelages.

L'épaisseur des couches compactées peut varier entre 15 cm et 30 cm.

I.10.7.4. Rouleaux à pied dameurs

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30.

C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor d'après Morel (1998).

Les compacteurs à pied dameurs, actuellement sur le marché, sont de trois types :

- Les tandems, à articulation centrale
- Les tricycles ;
- Les quadri-roues.

Ils ont comme éléments agissant des cylindres métalliques hérissés de protubérances deb

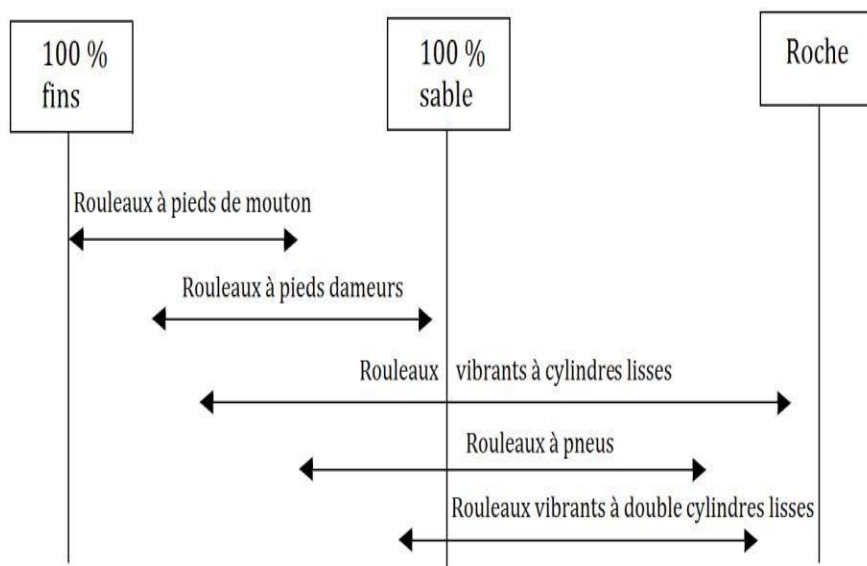
forme généralement fixe appelés pieds de mouton mais nous verrons qu'il existe d'autres formes de protubérance de noms différents (pieds d'éléphant) d'après Biarez (1974).

- Rouleaux à pied de mouton tractés ;
- Rouleaux à pied dameurs automoteurs
- Rouleaux à grille.

I.10.7.5. Rouleaux à segments

Les compacteurs automoteurs à pied dameurs sont caractérisés par des vitesses de travail relativement élevées qui permettent l'obtention de rendement important malgré leur limitation du point de vue de l'épaisseur des couches à compacter (Biarez (1974)). Enfin, il est à noter que le passage répété d'engins lourds et le désherbage ont eu notamment une influence notable sur le tassement. On parle alors de compactage, c'est à dire de diminution de la porosité du sol. La notion de porosité est importante pour le fonctionnement du sol car elle conditionne la circulation de l'air et de l'eau (Guilbault (2007)).

Tableau I. 7 : Application de différents équipements de compactage sur différents types desols (d'après Caterpillar Co., (1977) cité par (Holtz.R.D, (1999)).



Rouleaux de compactage	Types de sols	Efforts de compactage
Rouleaux à pieds de moutons	Sols sableux fins ; sables limoneux ; argiles ; argiles graveleuses.	Kneading (malaxage)
Rouleaux à pieds dameurs	Tous les sols, à l'exception les sables purs et les argiles pures	Kneading (malaxage)
Rouleaux vibrants à cylindres lisses	Sable ou gravier; sols sableux et graveleux.	Vibratoire (pour les sols granulaires).
Rouleaux à pneus	Sable ou gravier; sols sableux fins ; asphalte.	Statique ou kneading
Rouleaux vibrants à double cylindres lisses	Sols graveleux ; asphalte.	Statique

I.11. Conclusion

La chaussée durant sa vie est soumise aux diverses sollicitations telles que ; le trafic lourd et les conditions climatiques et autres liées à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés, et à leurs conditions de fabrication et de mise en œuvre. Cela engendre des déformations qui génèrent des dégradations à maîtriser.

Dans le domaine du génie civil on ne peut maîtriser l'art de construire sans pouvoir affronter les problèmes Complexes que pose le compactage des sols et matériaux granulaires. Cela engendre des déformations qui entraînent une modification de la chaussée donnant à la surface de cette dernière un aspect différent de celui désiré

Dans le chapitre suivant on présentera la granulométrie et son rôle et les conséquences sur les chaussées mal compactées.

II.1. Introduction

Les matériaux granulaires sont des matériaux constitués de grains solides qui interagissent entre eux ou niveau des points de contact sous des sollicitations extérieures

Les granulométries des couches d'assise varient toutes selon plusieurs paramètres, le principal étant la nature du matériau prévu pour la mise en œuvre, lui-même défini selon le type de trafic, le climat, la nature du sol support et les moyens à disposition. Beaucoup d'assises sont traitées aux liants (hydrocarbonés ou hydrauliques), mais l'un des types d'assises les plus usités est celui constitué de graves non traitées, du fait de la rapidité d'exécution et de la disponibilité des matériaux.

II .2. Définition de la granulométrie

La granulométrie est l'étude de la répartition des éléments d'une roche, d'un gravier, d'un sable selon leur taille. C'est la détermination des dimensions des particules agrégées et de leurs pourcentages respectifs avec analyse de la taille avec étude de la distribution de la taille des grains.

II.3. Définition de l'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique est l'ensemble des opérations dont le but est de déterminer la distribution granulométrique des éléments constituant un échantillon.

L'objectif principal est de connaître la distribution granulométrique de l'agrégat et de la représenter à travers une courbe. Permettant ainsi la détermination générale de leurs caractéristiques physiques,

On distingue deux types d'analyses

-L'analyse granulométrique par tamisage à sec (avant ou après lavage).

-L'analyse granulométrique par sédimentométrie.

Le premier s'effectue avec l'usage d'une série des tamis emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient après vibration de la colonne de tamis et par pesée des refus et passants de chaque tamis.

Le deuxième permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de

diamètre inférieur à 80 micromètres) d'un échantillon de granulats, toujours en fonction des dimensions, par sédimentation, donc en mesurant le temps que prennent les particules fines pour se décanter. Il sert à compléter l'analyse par tamisage.

Elle permettra ainsi de comprendre la répartition des différentes classes granulaires dans le matériau et de détecter la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes classes granulaires

Quelques termes liés à l'analyse granulométrique :

- Refus : Désigne la partie des grains retenue dans un tamis.
- Refus cumulé : Représente tous les grains bloqués jusqu'au tamis considéré (les grains du tamis considéré additionné aux grains bloqués dans les tamis des mailles supérieures
- Tamisât (ou passant) : Désigne le matériau qui traverse le tamis
- Tamisât cumulé : Représente tous les grains qui passent jusqu'au tamis considéré (les grains passés à travers le tamis considéré additionné aux grains passés dans les tamis des mailles inférieures).

Ce sont les valeurs du tamisât cumulé qui sont retenues pour tracer une courbe granulométrique.

Tableau II.1 : Exemple de présentation des résultats d'une analyse granulométrique.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	000.0	000.0	00.00	100
2.5	161.0	161.0	16.10	83.90
1.25	136.0	297.0	29.70	70.30
0.63	177.0	474.0	47.40	52.60
0.315	304.0	778.0	77.80	22.20
0.16	152.0	930.0	93.00	07.00
0.08	054.0	984.0	98.40	01.60
fond	007.5	991.5	99.15	00.85

II.4. La courbe granulométrique

Une courbe granulométrique est une courbe traduisant la granularité d'un granulat, avec en abscisse la dimension des mailles des tamis, sur une échelle logarithmique, et en ordonnée les pourcentages en masse des tamisât ou passants (Jean-Luc Blin-Lacroix, 2011). Une courbe granulométrique est donc tracée sur une échelle semi-logarithmique.

La courbe granulométrique est obtenue à la suite d'une analyse granulométrique, La courbe apporte les renseignements suivants :

- Les limites d et D de la classe granulaire en question ;
- La plus ou moins grande proportion d'éléments fins
- La continuité ou la discontinuité de la granularité ;

En outre, le type de granulométrie (granulométrie continue et granulométrie discontinue) a un effet sur les propriétés des couches de chaussée. Une courbe granulométrique contient beaucoup plus d'informations utiles pour comprendre l'origine du matériau, prédire ses propriétés mécaniques et hydrauliques, saturées et non saturées (Chapuis, 2016). Elle a aussi une grande influence sur les caractéristiques mécaniques des matériaux (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentation dynamique).

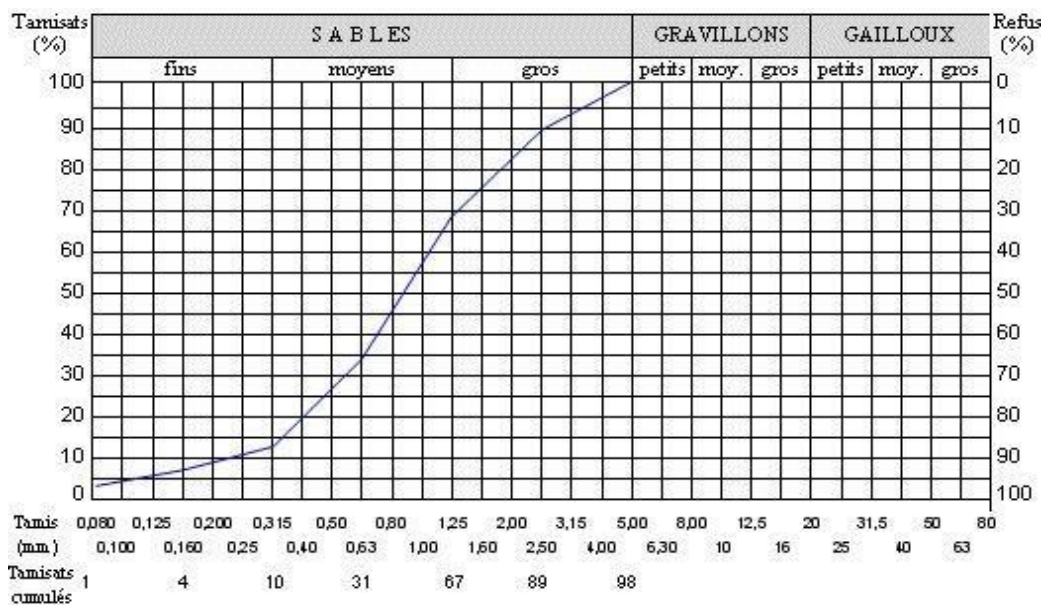


Figure II.1 : Exemple d'une courbe granulométrique d'un échantillon de sable (Jean-Luc Blin-Lacroix, 2011).

II.5. Le fuseau granulométrique

Bien qu'elles soient appliquées dans ce paragraphe à la granulométrie, elles doivent être étendues à l'ensemble des propriétés des granulats (Equivalent de sables, etc.). Le fuseau granulométrique est la zone délimitée par deux courbes granulométriques enveloppes (Jeuffroy, G. ; Sauterey, R., 1991). On distingue :

- Le fuseaux de spécification propre à la technique considérée, qui définit la zone dans laquelle doivent se situer les fuseaux de tolérance,

- Le fuseau de fabrication, qui contient 95 % des courbes granulométriques du matériau fabriqué. Un fuseau de fabrication est entièrement inclus dans le fuseau de régularité. Sa définition requière au moins 15 valeurs afin d'être suffisamment représentatif et est établi par le producteur de granulats

- le fuseau de régularité, ou de tolérance, qui définit l'étendue de la zone dans laquelle doivent se situer 95 % des courbes obtenues au cours du contrôle.

II.6. Les Classes granulaires

Il existe six classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes d et D des granulats rencontrés (Dupain ; Lanchon ; Arroman, St., 2004) :

- les fillers $0/D$ avec $D < 2$ mm et au moins 70 % de passant à 0,063 mm,

- les sablons $0/D$ avec $D = 1$ mm, et moins de 70 % de passant à 0,063 mm ;

- les sables $0/D$ avec $1 < D = 6,3$ mm ;

- les graves $0/D$ avec $D > 6,3$ mm ;

- les gravillons d/D avec $d = 1$ mm et $D = 125$ mm ;

- les ballasts d/D avec $d = 25$ mm et $D = 50$ mm.

La norme française distingue deux types de Graves Non Traitées (GNT), selon leur mode d'élaboration (Jeuffroy, G. ; Sauterey, R., 1991) :

- GNT type A obtenue en une seule fraction (tout-venant) directement sur une installation de criblage et de concassage, permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 % ,

- GNT type B obtenue par mélange de deux (ou plusieurs) fractions granulométriques différentes. Elles sont malaxées et humidifiées en centrale, permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 % pour la catégorie B1 et 82 % pour la catégorie B2. Ce type de GNT permet d'obtenir une meilleure qualité de mise en œuvre.

II.7. Caractéristiques géométriques des granulats routiers

Les matériaux constituant les différentes couches d'une chaussée peuvent être des matériaux concassés ou roulés. Cependant, afin de disposer d'un angle de frottement le plus fort possible, il est nécessaire d'exiger un indice de concassage d'autant plus élevé que le trafic est plus important et la charge légale à l'essieu plus lourde.

Les caractéristiques géométriques principales des granulats routiers sont : l'état de surface, l'angularité, la forme et la granularité (Tourenq ; Denis, 1982 *in* Gaye, 1995).

II.7.1. Etat de surface des granulats

Dans le cas des roches polycristallines ($\varnothing > 1$ mm), la rugosité dépend de la structure de la roche. Si le grain est monominéral ($\varnothing < 1$ mm), la surface est généralement lisse.

Pour les roches polycristallines, la rugosité dépend de la dimension « d » des cristaux. Plus une roche a un « grain fin », plus sa cassure est lisse. Par contre, les roches à « gros grain » ont toujours des surfaces rugueuses.

L'état de surface des grains joue un rôle au niveau de la maniabilité des matériaux, de la stabilité des assises non traitées et de la micro rugosité des couches de surface. Cependant, l'action du trafic tend à polir la surface des grains, mais il est admis qu'une bonne microrugosité assure généralement une bonne adhérence à faible vitesse.

II.7.2. Angularité des granulats

Elle joue un rôle important pour les gravillons de la couche de roulement, en améliorant l'adhérence, et pour ceux des assises de chaussées, dont elle améliore la stabilité pour un granulat concassé de roche massive, elle est égale à 100 %.

Pour un granulat d'origine alluvionnaire, elle est définie par deux données :

- l'indice de concassage IC, proportion en poids d'éléments supérieurs à la dimension D du granulat élaboré,
- le rapport de concassage RC, rapport entre d du matériau soumis au concassage et D du granulat obtenu.

Pour les assises de chaussées non traitées, l'angularité favorise les propriétés mécaniques en augmentant l'angle de frottement interne : celui-ci augmente d'environ 12° dans un essai triaxial quand on passe des billes de verre entièrement roulées aux billes de verre concassées. Pour les couches de roulement, ce facteur favorise l'adhérence pneumatique, la rupture du film d'eau et le drainage.

La maniabilité et la compactibilité sont également liées à l'angularité : le déplacement relatif des grains et leur mise en place sont facilités lorsqu'ils sont arrondis.

II.7.3. La forme des granulats

Elle joue un rôle important à la fois pour les granulats de la couche de roulement, des gravillons plats ayant tendance à se coucher au moment du compactage, et pour les matériaux d'assise, des granulats plats ou allongés réduisant la compacité et la stabilité.

Elle a aussi une grande influence sur les caractéristiques mécaniques des matériaux (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentation dynamique).

Cubes, Sphères	Trois dimensions à peu près égales. (bonne compacité)
plaquettes	Une dimension beaucoup plus petite que les deux autres. (mauvaise compacité)
aiguilles	Une dimension beaucoup plus grande que les deux autres. (très mauvais compacité)

Tableau II.2. - Formes des granulats.

II.7.4. La granularité des granulats

Elle caractérise la répartition du granulat en tranches dimensionnelles. La granularité a une importance primordiale car elle permet d'obtenir une compacité maximale et d'éviter la ségrégation au moment de la mise en œuvre.

La granularité que l'on peut maîtriser et optimiser pour tous les matériaux, apparaît comme le recours le plus général pour corriger les autres caractéristiques géométriques des granulats et dans une certaine mesure une résistance mécanique déficiente.

II.8. Rôle de la granulométrie

Trois facteurs interviennent : Le pourcentage de fines, le calibre des gros éléments et la forme de la courbe granulométrique (P. Zemmour ;1966)

Intervient également la permanence de cette granulométrie, dans le temps et dans l'espace, c'est-à-dire la granularité du gisement et la dureté de la roche

II.8.1. Forme de la courbe granulométrique

La forme de la courbe granulométrique conditionne l'aptitude au compactage, l'absence de ségrégation et la compacité du matériau compacté. Plus les contacts entre grains seront nombreux, plus la couche sera stable. Plus le matériau sera compact, moins on risquera de voir se produire des déplacements des grains et par suite des tassements. A cet égard, ce sont donc les courbes continues les plus satisfaisantes.

II.8.2. Le calibre supérieur

Le calibre supérieur joue un rôle important, car il conditionne à la fois la ségrégation et l'épaisseur de couche répandue.

On rappelle que la ségrégation est le phénomène de séparation des grains par tailles, sorte de criblage naturel, qui conduit à des hétérogénéités granulométriques préjudiciables à la tenue de la chaussée. L'aspect le plus connu de ce phénomène est l'accumulation des gros grains au pied des tas constitués par déversement de bennes de camions ou de tout autre engin

Les gros grains sont généralement soumis à deux sortes de forces lors des manipulations :

-La pesanteur et les chocs et frottement des grains voisins.

-les efforts de la deuxième sorte sont relativement d'autant plus importants que la surface offerte aux divers contacts est grande. C'est pourquoi les matériaux ségrégent en général par classement gravitaire, les gros grains ont tendance à se séparer de l'ensemble et cela d'autant plus qu'ils sont plus gros (M. Morillon ;1965)

Certains procédés de compactage par vibration peuvent entraîner une ségrégation verticale soit par remontée de sable, soit par descente de sable selon que la courbe granulométrique et de type 3 ou 1.

Nous reviendrons sur ce point, mais l'humidification permet de réduire la ségrégation par agglutination des grains fins après les gros. Toujours est-il que l'on a le plus grand intérêt à limiter le calibre supérieur à une valeur faible. Comme ceci conduit à une augmentation du prix des matériaux concassés et que, d'autre part, il serait dangereux de descendre jusqu'aux gros sables, on s'arrête en générale à 30 à 35 mm pour les couches de base et 50 à 60 mm pour les fondations. En fait, il est fréquent que l'on soit moins scrupuleux et qu'on admette 50mm pour les couches de base et 70 mm pour les fondations.

II.8.3. Le pourcentage de fines

Le pourcentage de fine, ou filler, c'est-à-dire d'éléments passant à 80μ , joue un rôle important, Si ce pourcentage est nul ou simplement insuffisant, le matériau est peu compact, difficile à serrer s'il n'est pas concassé. S'il est excessif il y a formation de boue au compactage ;

Les fines peuvent nécessiter un arrosage important et parfois manifester une tendance à se déformer à volume constant sous les cylindres, c'est-à-dire à former un coussin de caoutchouc

La granulométrie de ces fines, et surtout leur nature minéralogique, jouent un rôle. On admet en général que le pourcentage des fines doit rester compris entre 5 et 15% cette fourchette constituant un maximum.

Un facteur du deuxième ordre, mais qui n'est pas toujours négligeable, est la forme des grains et la dureté de la roche. Des matériaux entièrement concassés, très anguleux et de roche très dure, ne se mettent pas toujours facilement en place. La compacité après compactage peut ne pas être très élevée, à moins que la granulométrie soit parfaitement étudiée (cas des tout venant de basalte à granulométrie reconstituée, par exemple).

A cet égard, les graves concassées ou semi-concassées, qui comportent une fraction importante de sable rond, sont plus maniables et plus aisément compactables. On peut également corriger un matériau concassé par adjonction d'un sable roulé (sable de rivière par exemple) qui facilite le compactage. Evidemment, le mélange doit être parfait et nous y reviendrons à propos des stabilisations mécaniques.

Il est tentant de définir une courbe granulométrique idéale, ou du moins un fuseau à l'intérieur duquel la courbe granulométrique du matériau devrait être située en permanence. La plupart des recherches analytique simple pour la courbe granulométrique ;

$$\frac{p}{100} = \left(\frac{d}{D}\right)^n$$

D est le calibre maximum du granulat et p le pourcentage d'éléments passant au tamis de maille d. Si on se fixe D, on dispose de deux paramètres, d'une part l'exposant n et d'autre part le pourcentage d'éléments passant à travers un tamis de maille d, par exemple $d=80\mu$. Autrement dit, on peut se fixer n. On sait que si $n=\frac{1}{2}$ on est dans le cas des courbes de Fuller, qu'on retrouve d'ailleurs pour les enrobés et les bétons de ciment.

Au contraire, les courbes de Talbot, qu'on rencontre dans certaines spécifications, correspondent à différentes valeurs de D et n, le pourcentage de fines variant d'une courbe à l'autre.

Les expériences faites sur des granulats de granularité variée ne conduisent pas à des conclusions identiques selon que l'on s'intéresse au compactage, à la tenue aux charges répétées, à l'attrition, etc....

Il semble (Yoder et woods.1946) que, du point de vue de la seule densité après compactage, l'exposant n doit être compris entre 0,4 et 0,6. Pour des valeurs supérieures de n la densité sèche diminue très rapidement. Du point de vue de la tenue au trafic (déflexion sous charges répétées et attrition) des valeurs plus élevées de n semblent préférables (n compris entre 0,7 et 1).

On voit que ces résultats amènent à rechercher un compromis entre des conditions parfois contradictoires, d'autant que la seule granularité n'est pas suffisante pour caractériser un matériau. C'est la raison pour laquelle il est utopique de croire qu'il existe une ou des courbes granulométriques idéales. En fait, un granulat est caractérisé, nous l'avons dit, par ;

- Le calibre maximum,
- Le pourcentage de fines,
- La courbure de la courbe granulométrique entre ces deux points.

L'étalement granulométrique, qui traduit les deux premières caractéristiques, est donné par le coefficient d'uniformité :

$$C\mu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

La courbure est donnée par le coefficient de courbure :

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

D10. D30. D60 sont les cotes des mailles de tamis au travers desquelles passant 10%, 30%

Et 60% du granulat.

Ce coefficient de courbure est, pour une courbe granulométrique parabolique, directement lié à l'exposant n. on a en effet :

$$\frac{p}{100} = \left(\frac{d}{D}\right)^n$$

Donc :
$$D_{30} = D \times \left(\frac{30}{100}\right)^{\frac{1}{n}}$$

Et
$$C_c = \left(\frac{30^2}{10 \times 60}\right)^{\frac{1}{n}} = (1,5)^{\frac{1}{n}}$$

Dans le cas où $n = \frac{1}{2}$ (courbe de Fuller) : $C_c = 2,25$

-Mais lorsqu'on est en présence d'une courbe granulométrique expérimentale il est plus facile de calculer rapidement le coefficient de courbure que l'exposant de la courbe parabolique la plus proche. C'est pourquoi certains services, comme les services routiers suisse, préfèrent utiliser ce coefficient comme critère de qualité d'un granulat. On recommande alors d'utiliser des matériaux ayant une courbe granulométrique dont le coefficient de courbure reste compris entre 1 et 3.

II.9. Les dégradations des chaussées

L'évaluation des chaussées repose sur une série de mesures et d'observations visuelles qui permettent d'établir la condition de la structure, de diagnostiquer les causes des dégradations apparentes et de cibler les solutions les plus appropriées. Ces dégradations apparentes sont caractérisées par deux grandeurs importantes qui sont :

L'étendue qui permet de rendre compte de l'importance d'apparition du désordre, c'est la partie de la chaussée affectée par le défaut. Elle exprime la longueur endommagée par rapport à longueur totale de la section du relevé pour les dégradations linéaires ou la surface endommagée par rapport à la surface totale, pour les dégradations bidimensionnelles. La

gravité est signalée par le degré de sévérité (faible, moyen et majeur) de la dégradation, (Ibro Maiguizo (2012)).

II.9.1. Cause de dégradations des chaussées

Les chaussées évoluent et se dégradent essentiellement sous l'effet du trafic lourd et des conditions climatiques. La rapidité de cette évolution et les désordres qui apparaissent sont également liés à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés et à leurs conditions de fabrication et de mise en œuvre.

La qualité des matériaux

Elle est d'une importance capitale car il est difficile de faire une route de qualité à partir de matériaux aux caractéristiques médiocres. Les dégradations liées à la mauvaise qualité des matériaux peuvent être causées par :

- Une granulométrie incorrecte (mauvais compactage) : risque de nids de poule
- Un pourcentage élevé d'éléments inférieurs à 80 μ m en couche de base : risque d'orniérage
- Une dureté des granulats insuffisante : risque de fissuration
- Un bitume trop mou en pays chaud : risque d'affaissement et de bourrelet
- Un polissage rapide des granulats (spécialement pour les enrobés) : usure prématurée de la couche de roulement ;
- La présence de matières végétales dans les matériaux : risque de fissures
- La présence de matières argileuses dans des matériaux non stabilisés : risque accru de fissures.

La mise en œuvre

Même si le dimensionnement est bien fait et les matériaux utilisés d'excellente qualité, une mauvaise mise en œuvre se traduira par une route de qualité inférieure aussi bien dans le maintien de l'intégrité de la chaussée que dans la sécurité et le confort des usagers. Ainsi, divers défauts de mise en œuvre peuvent conduire à des dégradations aux conséquences variées :

- Défaut de compacité de l'assise et de la plateforme : conséquence, tassements différentiels conduisant à des ornières, des nids de poule ou des pelades.

- Poches de points faibles en couche de base : cassure du revêtement et une formation de nids de poule ou de flaches.
- Mauvaise mise en œuvre des bandes de revêtement : risque de fissure longitudinale de joint
- Mauvais accrochage du revêtement sur la couche de base : risque de décollement ; risque de faïençage précoce de la chaussée et ou de pelade du revêtement.
- Défauts de compacité aux accotements : affaissement sous la charge des poids lourds.

Pour pouvoir proposer des mesures raisonnables contre la dégradation des chaussées, il est nécessaire de comprendre, d'après Amair (2021), leurs origines et leurs évolutions.

II.9.2. Types de pathologies de la chaussée

On distinguera trois types de pathologies :

-Pathologie supérieure : elle se produit sur la couche de roulement.

-Pathologie semi-profonde : elle se produit dans la couche supérieure ou la couche de base.

-Pathologie profonde : elle se produit dans la couche de forme, la couche de fondation ou dans le sol d'assise.

Pour chaque type des dégradations sont énumérées trois niveaux de sévérité qui incluent les notions suivantes :

√ Faible : il correspond au stade initial de la dégradation : les premiers indices apparaissent parfois de façon intermittente sur un segment de route et l'évaluateur doit être attentif pour y déceler les symptômes de détérioration. Ce niveau est souvent difficile à percevoir pour un observateur se déplaçant en véhicule à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement n'est pas altéré ou l'est que très peu.

√ Moyen : Ce niveau désigne une dégradation continue et facilement perceptible pour un observateur se déplaçant à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement est sensiblement diminué par la plupart des dégradations.

√ Majeur : Ce niveau indique que la dégradation est accentuée et évidente, même pour un observateur se déplaçant à la vitesse maximale permise. Le confort au roulement est

généralement diminué et, dans certains cas, la sécurité à la vitesse maximale permise peut être compromise.

II.9.3. Les pathologies de compactage

Les défauts de compactage peuvent se traduire par des fissures, des flashes, des glissements, des tassements différentiels, dont la rapidité d'apparition dépend de l'importance des anomalies. Par conséquent, l'opération de compactage des matériaux est encadrée par un objectif fixé en termes de taux de compactage à atteindre par rapport à une valeur de référence, déterminée en laboratoire à l'aide de l'essai Proctor, [Cahier Technique 01 : routes-info.].

En outre, tout défaut de compactage affecte aussi la rigidité du matériau, et par suite suscite une augmentation de la sollicitation induite au passage des charges lourdes. La durée de vie de la chaussée s'en voit réduite. Il est à noter que les matériaux routiers requièrent un niveau de compactage minimal, garantissant une rigidité et un comportement en fatigue. Donc, La rigidité d'un matériau de chaussée dépend de son taux de compactage.

Le compactage des sols subit un ensemble des désordres :

a- Le sur compactage :

C'est une perte de résistance ou de densité superficielle de sol compacté à cause d'une certaine croissance de l'énergie de compactage ou de la teneur en eau.

Le sur-compactage des couches de surface induit un risque accru d'orniérage, et un manque de macro texture.

Par contre, le sous compactage des matériaux bitumineux peut également conduire, en plus d'un affaiblissement des caractéristiques mécaniques (module et fatigue), à un risque d'orniérage par post-compactage.

b- Le feuilletage :

C'est un cas particulier du sur compactage ou la perte de résistance est causée par les très grands cisaillements générés par la bille de compacteur.



Figure II.2 : le phénomène de feuillette

c -Le matelassage :

C'est un phénomène de rebond élastique après le passage des engins causé par :

- Le degré de saturation de l'optimum inférieur à 80%
- La perméabilité à l'air est nulle
- La perméabilité à l'air est très faible

Une mauvaise qualité de compactage peut avoir un impact sur les couches de roulement souples (Bétons bitumineux, enduits superficiels) et engendrer l'apparition de différents désordres d'après Benammar et al., (2020)) tels que : les fissures longitudinales, affaissement des chaussées, la décohésion du sol, les ornières décrits ci-dessous.

d-Apparition de fissures longitudinales :

Fissures suivant l'axe ou la rive et en dents de scie



Figure II.3 : apparition des fissures longitudinales sur les routes

e- Affaissement de chaussée :

Variations du niveau de profil longitudinal aussi bien suivant l'axe de la rive ou transversale, ils peuvent être localisés ou généralisés

Niveau de sévérité :

Faible : Dénivellation dont la profondeur est inférieure à 20 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité n'est pas compromise et l'effet sur le confort au roulement est négligeable.

Moyen : Dénivellation dont la profondeur se situe entre 20 et 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est peu compromise et le confort au roulement est modérément diminué.

Majeur : Dénivellation dont la profondeur est supérieure à 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est compromise et le conducteur doit ralentir. Le confort au roulement est fortement diminué.



Figure II.4 : affaissement des chaussées

f-Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement (Jean et al., (2019)) :

A cause d'erreur d'insuffisance de compactage (les exigences décompactage des couches ne sont pas respectées).



Figure II.5 : Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement

g -tassement :

Abaissement du niveau de la chaussée peut être causé par un compactage insuffisant avec un trafic lourd important comme illustré dans la figure (II.6)



Figure II.6 : Tassement des couches de chaussées

h- décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement[Fédération nationale des travaux publics ; 2015]

Ce type de fissures apparaît à la superficie d'un revêtement, il favorise surtout la pénétration de l'eau dans le revêtement. A terme, cela peut provoquer une dégradation du support et générer des dommages irréversibles



Figure II.7 : décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement

i- Ornières

Elles proviennent d'un défaut de résistance d'une couche inférieure de la chaussée ou de la fondation. Elles peuvent être le résultat d'une insuffisance de stabilité d'une couche de surface en enrobés. Si les ornières sont causées par un défaut de résistance des couches inférieures, elles s'accompagnent souvent, dans ces cas, de fissures d'autant plus prononcées que ce défaut est grand.

-Cas des ornières à faible rayon

Dépression longitudinale simple, double et parfois triple, de l'ordre de 250 mm de largeur. Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à des traces de pneus simples ou jumelées.

Et parmi ces causes probables, compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place (post-compactage)

Niveau de sévérité - <https://aqtr.com/> :

- Faible : la profondeur de l'ornière est inférieure 10mm.
- Moyen : à ce niveau la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm
- Majeur : Profondeur de l'ornière supérieure à 20 mm.



Figure II.8 : Ornière à faible rayon dans les couches de chaussées

- Cas des Ornières à grand rayon

Elle est caractérisée par une dépression longitudinale simple située dans les pistes de roues. La forme transversale de la dépression correspond à celle d'une courbe parabolique très évasée.

Et parmi ces causes probables, un compactage insuffisant dans les couches de faible granularité à la construction.

Niveau de sévérité :

- Faible : Profondeur de l'ornière inférieure à 10 mm.
- Moyen : Profondeur de l'ornière de 10 à 20 mm.
- Majeur : Profondeur de l'ornière supérieure à 20 mm.



Figure II.9 : Ornière à grand rayon dans les couches de chaussées.

Les ornières ont des origines variées, plus elles sont étroites, plus la couche de chaussée à

incriminer est voisine de la surface. Elles peuvent avoir leur siège dans les couches d'enrobés lorsque celles-ci ont une stabilité insuffisante. Mais elles peuvent aussi avoir leur siège dans le sol naturel lui-même lorsque la chaussée est mince et dépourvue de revêtement épais.

j- Dés enrobage et arrachement

Érosion du mastic et perte des gros granulats en surface produisant une détérioration progressive du revêtement (compactage insuffisant).

Faible : Perte faible tout juste observable du mastic ou des gros granulats, principalement dans les pistes de roues.

Moyen : Perte Moyenne facilement observable du mastic laissant les gros granulats très apparents ou perte des gros granulats laissant un patron régulier de petites cavités généralisées à toute la surface.

Majeur : Majeur Surface entièrement érodée et dégradation accentuée dans les pistes de roues (début d'orniérage par usure).



Figure II.10 : Dés enrobage et arrachement dans les couches de chaussées

k- Coupe et tranchée

Fissuration ou affaissement dans la tranchée ou dans son voisinage. Compactage insuffisant des matériaux de remblayage de la tranchée.

-Faible : Dénivellation inférieure à 20 mm et/ou fissure simple dont l'ouverture est inférieure à

5 mm et dont les bords sont en général francs et bien définis. Coupes ou tranchées en bonne condition.

-Moyen : Dénivellation de 20 à 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés.

-Majeur : Dénivellation de plus de 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples Majeur le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés.



Figure II.11: Coupe et tranchée sur les routes

II.10. Conclusion

Les dégradations quelques soient leurs causes, détruisent la couche de roulement ce qui conduit à moins de confort et de sécurité aux usagers, donc la réparation et l'entretien de ces dégradations est indispensable afin de minimiser les dégâts.

L'entretien des routes est un investissement à long terme devant être vu et perçu comme un moyen de minimisation des risques d'accidents dus au mauvais état de la chaussée de roulement. Le citoyen ; en qualité de contribuable et utilisateur de la route ; a le droit d'être protégé contre les aléas produits par les pathologies et dégradations de la route.

III.1. Introduction

En Algérie, la bonne exécution des projets routiers nécessite une étude géotechnique approfondie et adéquate à la réglementation en vigueur. Pour cela, les maîtres d'œuvre se réfèrent à diverses normes dont le choix est parfois imposé par le maître d'ouvrage. La quasi-totalité de ces normes étant internationales (ISO), Françaises (NF) ou Anglo-Saxonnes (EN). Il y a environ 108 normes adoptées dans le domaine des travaux publics dont près de la moitié concerne la géotechnique routière.

La géotechnique routière a pour objectif de définir les caractéristiques des sols qui serviront d'assise pour la structure de chaussée.

Certains essais géotechniques nécessitent un appareillage spécifique et/ou des conditions de travail qui ne peuvent être satisfaites in situ telles que la température ou la durée de l'essai. Sans parler de la disposition du matériel requis et qui, dans un laboratoire, est mieux manié et reste préservé des agressions du climat ou d'un quelconque risque de dégradation possible sur chantier.

Le présent chapitre est consacré à la caractérisation et à l'analyse de quelques matériaux qui peuvent être utilisés pour l'exécution des corps de chaussées sous le compactage.

La réalisation des essais a été programmé dans deux laboratoires différents qui sont : le laboratoire de la mécanique des sols (MDS) du génie civil et le laboratoire de recherche LGEA de l'université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

III.2. Programme expérimental

Le programme expérimental prévu est conforme aux besoins de l'étude. Il consiste essentiellement à caractériser complètement l'essentiel des matériaux disponibles (granulat sable et gravier).

Après avoir complètement identifié les échantillons de matériau :

- Essai 1** : La masse volumique sèche par la pesée hydrostatique ;
- Essai 2** : La masse volumique des grains solides ; méthode de pycnomètre ;
- Essai 3** : Essai Los Angeles ;
- Essai 4** : Essai de Micro Deval ;

-**Essai 5** : Essai de dégradabilité des matériaux rocheux ;

-**Essai 6** : Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux.

III.3. Matériaux utilisés

III.3.1. Les granulats

On appelle granulats un ensemble de grains de dimension comprise entre 0 et 80 millimètres (Kalli, F. (2012))

Les granulats utilisés dans les constructions des chaussées souples sont classés en deux principales catégories : les granulats naturels et les granulats artificiels. Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils proviennent des roches meubles ou massives extraites in situ et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique. Ils sont dits artificiels lorsqu'ils sont issus de la transformation thermique des roches, minerais et des déchets, soit de la démolition d'ouvrage divers.

Les granulats naturels peuvent se caractériser par la nature des gisements de leur extraction, et par leur niveau de performance en utilisation routière. On distingue les matériaux alluvionnaires et les matériaux des roches massives du point de vue de gisement dont ils sont issus. Les matériaux alluvionnaires sont meubles se situent dans les lits de rivières ou dans des terrasses déposées au cours de temps géologiques. Les roches massives sont extraites dans les carrières d'où elles doivent être abattues à l'explosif avant de subir les opérations d'élaboration (Berthier, J. (1992))

III.3.2. Les matériaux utilisés au laboratoire

La recherche des matériaux pour cette étude a conduit aux choix des granulats sable et graviers. Les granulats exploités au laboratoire sont issus d'un matériau local dont les grains ont leurs dimensions comprises entre 0 et 20mm.

Les matériaux granulaires sont exploités en classes : fines, sable de classe (2/4) mm, et gravillons de classe (4/6.3) mm, (6.3/10) mm, (10/16) mm, (16/20).

Acquis par l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Les figures (III.1) et (III.2) montrent la source et la nature des granulats exploités au laboratoire.



Figure III.1 : Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.



Figure III.2 : Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.

III.3.3. Préparation de matériaux

Les granulats utilisés doivent être propres car la présence des impuretés peut perturber les résultats des essais. Pour éviter ses impuretés indésirables, nous avons opté pour un lavage général des échantillons (figure III.3) pour ensuite les sécher à l'étuve pendant 24h à 105°.



Figure III.3 : Lavage général des granulats utilisés au laboratoire

III.4. Les essais d'identifications

Pour mieux comprendre le comportement mécanique des matériaux étudiés, ces derniers sont d'abord soumis à une série d'essais d'identification, permettant de déterminer leurs caractéristiques physiques.

III .4.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique

III.4.1.1. Principe de l'essai

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-064. L'essai consiste à peser l'échantillon à l'air libre, puis à établir une deuxième pesée après paraffinage, et enfin, repeser le tout plongé dans l'eau.

III.4.1.2. Mode opératoire

On détermine alors la masse volumique par l'équation suivante :

$$\rho_d = \frac{Mr}{\frac{Mrp - M'rp}{\rho_w} - \frac{Mrp - Mr}{\rho_p}}$$

Avec :

M_r : Masse de la roche ;

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

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

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

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

III.4.1.3. Résultats de l'essai

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (III.1) :

Tableau III.1: Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Paramètre	Échantillons			
	Essai 1	Essai 2	Essai3	Essai 4
Masse de la roche (M_r)	14,2	16,9	15,7	16,3
Masse de la roche paraffinée à l'air libre (M_{rp})	14,8	17,2	16	16,4
Masse de la roche paraffinée dans l'eau (M'_{rp})	8,8	10,50	10,20	10,30
Masse volumique sèche ρ_d	2.67	2.66	2,87	2.72
Moyenne	$\rho_d = 2,73 \text{ g/cm}^3$			

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

Tableau III.2 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	Appreciation
< 1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

En se référant aux valeurs de références dans le tableau III.2, on constate que les matériaux utilisés sont des graves denses.

III.4.2. Méthode de pycnomètre (NF P 94-054) (La masse volumique des grains solides)

III.4.2.1. Principe de l'essai

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau distillée ou déminéralisée, de la masse volumique des grains solides de sol. Elle s'applique sur un échantillon d'éléments de dimension inférieure à 2mm.

Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de même masse volumique connue aux particules solides.

III.4.2.2. Mode opératoire

- Peser le pycnomètre et son bouchon à vide (M_1) ;
- Introduire un échantillon sec de 50g dans le pycnomètre ;
- Peser le pycnomètre contient le sol (M_2) ;
- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillé jusqu'au trait de niveau en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air ;
- Mettre l'ensemble sur la plaque chauffante à plus de 60° jusqu'à l'ébullition ;
- Peser l'ensemble pycnomètre + sol + eau distillée (M_3) ;
- Vider le pycnomètre et le bien nettoyé par la suite le remplir avec l'eau distillé et le mettre sur la plaque chauffante pendant 30 min ;
- Enfin peser l'ensemble pycnomètre + l'eau distillée (M_4).

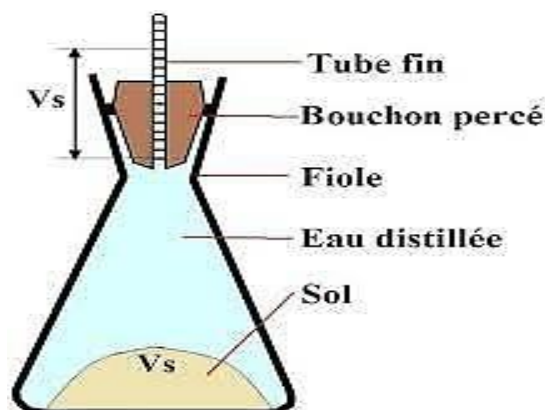


Figure III.4 : essai de pycnomètre

III.4.2.3. Résultats de l'essai

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Résultat de l'essai pycnomètre

Paramètres	Valeur (g)
M1	207
M2	259
M3	794
M4	765

$$\rho_s = \frac{\rho_w (M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)}$$

$$\rho_s = \frac{1(259-207)}{(765+207+259+794)} = 2,26 \text{ g/cm}^3$$

III.4.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573)

III.4.3.1. Principe de l'essai

L'essai permet à déterminer la résistance à la fragmentation par chocs des éléments d'un échantillon de granulats. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat, d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine Los Angeles.

En outre, l'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés.

III.4.3.2. Mode opératoire

- La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires (4-6.3 mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 10-25 mm ; 16-31.5 mm et 25-50 mm) de la granularité du matériau, tel qu'il sera mis en œuvre ;

- La masse de l'échantillon pour essai sera de 5000 g ;
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie (Voir le tableau (III.4)) :

Tableau III.4 : Charge de boulets relatifs en fonction de la classe granulaire choisie.

Classes granulaires (mm)	Fractions	Nombre de boulets	Poids totale de la charge (g)	Poids des fractions
4-6.3		7	3080 ± 20	5000 ± 2
6.3-10		9	3960 ± 25	5000 ± 2
10-14		11	4840 ± 25	5000 ± 2
10-25	10-16	11	4840 ± 25	3000
	16-25	11	4840 ± 25	2000
16-31.6	16-25	12	5280 ± 25	2000
	25-31.6	12	5280 ± 25	3000
25-50	25-40	12	5280 ± 25	3000
	40-50	12	5280 ± 25	2000

- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 500 rotations à une vitesse régulière comprise entre 30 et 35 tr/mn ;
- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat.
 - Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm et peser le refus.



Figure III.5 : Appareil de l'essai Los Angeles.



Figure III.6 : Résultats de l'essai Los Angeles.

III.4.3.3. Présentation des résultats

La résistance à la fragmentation par chocs du matériau est appelée, par définition, **coefficient Los Angeles « LA »** qui s'exprime par le rapport, de la masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai, à la masse du matériau soumis à l'essai multiplié par 100. Plus le coefficient Los Angeles « LA » est faible, plus le granulat est résistant à la fragmentation par chocs.

Le coefficient de Los Angeles est ensuite calculé comme suit :

$$LA = \frac{M - M'}{M} \times 100$$

Avec :

M : masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, M= 5000g,

M' : masse sèche du refus au tamis de 1.6 mm.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Résultats de l'essai Los Angeles.

Classes granulaires (mm)	Masse de refus à 1.6 mm (g)	Coefficient LA (%)
4-6.3	3804,7	23,9
6.3-10	3737	25,26
10-14	3660,3	26,79

III.4.3.4. Interprétation des résultats

Les valeurs de coefficient Los Angeles indiquent la qualité du gravier et permettent d'apprécier leur capacité de résister à la fragmentation dans une assise de chaussée (tableau III.6). Plus LA est élevé, moins le matériau est dur.

Tableau III.6 : Type des graviers selon le coefficient LA.

Coefficient LA (%)	Appréciation
<15	Très bon à bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Médiocre

D'après les résultats obtenus, le coefficient de Los-Angeles (LA) des classes élémentaires du gravier (4/6.3), (6.3/10) et (10/14) sont tous proches et sont comprises entre 23% et 26%.

D'après ce tableau : le matériau présente une bonne à moyenne résistance à la fragmentation.

III.4.4. Essai Micro Deval (NF P 18-572)**III.4.4.1. Principe de l'essai**

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat.

L'essai consiste à faire rouler dans l'appareil Micro Deval un échantillon de granulat mélangé à des billes d'acier. En règle générale, l'échantillon est soumis à l'essai en présence d'eau, mais il peut aussi être effectué à sec. Le principe est analogue à celui de l'essai LA, avec une charge abrasive plus légère (billes) mais une durée plus longue, il n'y a pas de fragmentation mais seulement une usure. A la fin, on évalue la quantité de matériau retenu sur le tamis de 1.6 mm.

III.4.4.2. Mode opératoire

L'essai se déroule en suivant les étapes suivantes :

- Essai sur les gravillons compris entre 4 et 14 mm.
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs (Tableau III.7) à la classe granulaire choisie (voir tableau ci-dessous).

Tableau III.7: Classe granulaires, poids d'échantillons et boulets équivalent.

Classes granulaires (mm)	Poids échantillon (g)	Poids de la charge (g)
4-6.3	500 ± 2	2000 ± 5
6.3-10	500 ± 2	4000 ± 5
10-14	500 ± 2	5000 ± 5

- Pour l'essai humide (en présence d'eau), ajouter 2.5 l d'eau ;
- Replacer le couvercle et serrer les boulons de fixation. S'assurer que les cylindres sont étanches pendant leur rotation ;
- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 12 000 rotations à une vitesse régulière de (100 ± 5) tr/min pour toutes les classes, soit deux heures ;
- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat ;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1.6mm ; le matériau étant pris en plusieurs fois afin de faciliter l'opération ;
- Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant ;
 - Peser ce refus une fois séché, soit M'le résultat de la pesée.



Figure III.7: Appareil de l'essai Micro-Deval.



Figure III.8: Mélange (échantillon/boulets)

III.4.4.3. Présentation des résultats

La résistance à l'usure du granulat est appelée, par définition, **coefficient micro-Deval "MDE"** qui s'exprime par le rapport de la masse des éléments inférieurs à 1.6 mm produits au cours de l'essai, à la masse du matériau soumis à l'essai multiplié par 100.

Le MDE s'exprime par la formule suivante

$$\text{MDE} = \frac{M - M'}{M} * 100$$

Avec :

M : masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, M= 500g. M' : masse sèche du refus au tamis 1.6m

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : : Résultats de l'essai Micro Deval.

Classe granulaire (mm)	Masse du refus à 1.6 mm (g)	Coefficient MDF (%)
4-6.3	448,9	10,22
6.3-10	440.6	11,88
10-14	437	12,6

Plus MDE est élevé, moins le matériau est dur

III.4.4.4. Interprétation des résultats

Les valeurs de Micro-Deval du tableau (III-8) indiquent que plus la taille des grains (classe granulaire) est élevée, plus le coefficient MDE augmente et les granulats deviennent sensibles à l'usure.

Le Tableau (III.9) indique les valeurs de référence en fonction de la qualité des granulats.

Tableau III.9 : Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval).

Coefficient MDE (%) Micro-Deval en présence d'eau	Appréciation
<10	Très bonne à bonne
10 à 20	Bonne à moyenne
20 à 35	Moyenne à faible
≥ 35	Médiocre

D'après les résultats obtenus, le Coefficient Micro Deval MDE (%) des classes élémentaire (4/6.3) (6,3/10) et (10/14) varie entre 10% et 20% avec une appréciation (bonne à moyenne), ce sont donc des matériaux acceptables pour tous les corps de chaussée.

Tableau III.10: Catégorie des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM année).

Catégories	LA + MDF	LA	MDE
A	≤ 25	≤ 20	≤ 15
B	≤ 35	≤ 25	≤ 20
C	≤ 45	≤ 30	≤ 25
D	≤ 55	≤ 35	≤ 30
E	≤ 80	≤ 45	≤ 45
F	> 80	> 45	> 45

Le tableau (III.10) présente les valeurs de référence pour les différentes catégories de granulats selon les valeurs de LA et MDE.

Tableau III.11 : tableaux récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles.

La classe	LA	MDE	LA+ MDE	Catégorie
Granulaire				
4-6.3	23,9	10,22	34,12	B
6.3-10	25,26	11,88	37,14	C
10-14	26,79	12,6	39,39	C

A partir des résultats du tableau (III.11), nous pouvons retenir :

- Pour la classe granulaire (4-6,3), le matériau peut être utilisé pour les couches de fondation et de base pour tout trafic ;
- Alors que pour les classes granulaires (6,3 - 10) et (10 – 14), le matériau peut être utilisé pour les couches de fondation pour tous les types de trafic et pour les couches de base pour les chaussées à faible trafic.

III.4.5. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066)

III.4.5.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction de la dimension des grains en-dessous de laquelle se situe 10% de la masse d'un matériau constitué de grains retenus en totalité entre deux tamis de mailles de taille donnée soumis à un pilonnage conventionnel.

Une quantité de 2 kg de matériaux est nécessaire pour l'essai.

La courbe granulométrique de la fraction testée est mesurée sur trois points. Ensuite, l'échantillon est introduit dans un moule CBR et soumis à 100 coups de dame Proctor Normal.

Après pilonnage, un nouveau tamisage est effectué (avec 4 tamis au minimum).

III.4.5.2. Mode opératoire

- Le tamisage est effectué après la fragmentation de l'échantillon ;
- Les tailles de tamis dépendront du type de matériau ;
- A partir de cela, on procède à la reconstitution et à la réhomogénéisations en l'introduisant dans le moule CBR pour le compactage ;
- Et enfin on effectue un tamisage après le démoulage et la désagrégation de l'échantillon.

III.4.5.3. Présentation des résultats

Les courbes granulométriques des deux échantillons sont représentées à la figure (III.9), avant et après le pilonnage par la dame Proctor. Les valeurs à 10% ; D_{10} , calculées pour les deux échantillons, sont détaillées dans les tableaux ci-dessous.

Avant pilonnage :

$$M_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$$

Tableau III.12: Résultats du tamisage avant pilonnage.

Les tamis (mm)	Refus (gr)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés %	Tamisats cumulés %
20	0	0	0	100
16	847	847	42	58
10	1153	2000	100	0

Après pilonnage :

$$M_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$$

Résultats du tamisage après pilonnage.

Tableau III.13 : Résultats du tamisage après pilonnage.

Les tamis (mm)	Refus (gr)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés %	Tamisats cumulés %
20	0	0	0	100
16	798	798	39,9	60,1
10	1090	1888	94,4	5,6
5	56	1944	97,2	2,8
2	27	1971	98,55	1,45
1	12	1983	99,15	0,85
fond	17	2000	100	0



Figure III.9 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant et après pilonnage.

La courbe granulométrique de la figure (III.9) après pilonnage montre un étalement important, ce qui confirme la fragmentation des grains lors du pilonnage et une quantité importante de fines a été constatée lors de l'essai.

Calcul du FR

Le coefficient de fragmentabilité est donné par la formule suivante :

$$FR = \frac{D_{10} (Avant pilonnage)}{D_{10} (Après pilonnage)}$$

Avec :

$$D_{10}(Avant pilonnage) = 11\text{mm} \quad D_{10}(Après pilonnage) = 12\text{mm}$$

$$D'où : FR = \frac{11}{12} = 0,92$$

$$FR = 0,92$$

III.4.5.4. Interprétation des résultats

Tableau III.14 : Valeurs de références

Valeur de FR	Commentaire
FR < 7	Roche peu fragmentable
FR > 7	Roche fragmentable

Valeur de référence : seuil retenu FR=7

La valeur de FR trouvée est largement inférieure à la valeur seuil 7 proposée par la norme NF P11-300. Le matériau peut donc être considéré comme peu fragmentable.

III.4.6. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)

Parmi les paramètres d'identification les plus significatifs des problèmes posés par l'emploi des matériaux dans la construction des remblais et des couches de forme, le coefficient de dégradabilité (DG) est un représentant actif du comportement de certains matériaux rocheux se traduisant par une évolution continue de leurs caractéristiques géotechniques (granularité, argilosité, plasticité,) par rapport à celles observées immédiatement après leur extraction.

III.4.6.1. Principe de l'essai

L'essai de dégradabilité vise à évaluer la sensibilité du matériau rocheux aux sollicitations hydriques, et donc le risque d'évolution à long terme sous l'action combinée de l'eau et des sollicitations mécaniques.

L'échantillon testé est identique à celui préparé pour l'essai de fragmentabilité avec une masse totale de 2 kg.

La granulométrie de l'échantillon est déterminée sur 3 points. L'essai consiste à soumettre l'échantillon à quatre cycles alternant 8h d'imbibition et 16h de séchage en étuve à 105°. Après l'essai, la granulométrie est à nouveau déterminée à l'aide de quatre tamis au minimum.

III.4.6.2. Mode opératoire

- Le tamisage est effectué après la fragmentation de l'échantillon. Les tailles de tamis dépendront du type de matériau ;
- A partir de cela, on procède à la reconstitution et à la réhomogénéisation de la fraction en la répartissant dans un bac métallique que l'on place alternativement quatre fois successivement en immersion dans un grand bac, puis dans l'étuve à 105°C. Le 1er cycle débute par une mise en immersion et le 4ème cycle se termine par un séchage.

La durée d'un cycle est de :

- 8 h \pm 1 h d'immersion,
- 16 h \pm 1 h de séchage
- Après le 4ème cycle, on procède au tamisage.

Deux valeurs seuils sont retenues dans la classification française des roches NF P11-300 pour le coefficient de dégradabilité. Les matériaux pour lesquels $DG < 5$ sont considérés comme peu dégradables, ceux pour lesquels $DG > 20$ sont considérés comme très dégradables, tandis que les matériaux présentant une valeur intermédiaire de DG sont moyennement dégradables.

III.4.6.3. Présentation des résultats

Les résultats de l'essai de dégradabilité sont présentés dans les Tableaux ci-dessous et à la Figure (III.10)

Avant 1er cycle Imbibition/Séchage $m_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$

Tableau III.15 : Résultats du tamisage avant pilonnage.

Les tamis (mm)	Refus (gr)	Refus cumulés (g)	refus cumulés %	Tamisats cumulés %
20	0	0	0	100
16	505	505	25.25	74,75
10	1495	2000	100	0

Après pilonnage :

M_{échantillon}=2000gr

Tableau III.16: Résultats du tamisage après pilonnage.

Les tamis (mm)	Refus (gr)	Refus cumulés (g)	refus cumulés %	Tamisats cumulés %
20	0	0	0	100
16	502	502	25,1	74,9
10	1493	1995	99,75	0,25
5	3	1998	100	0
2	0	1998	100	0
Fond	0	1998	100	0

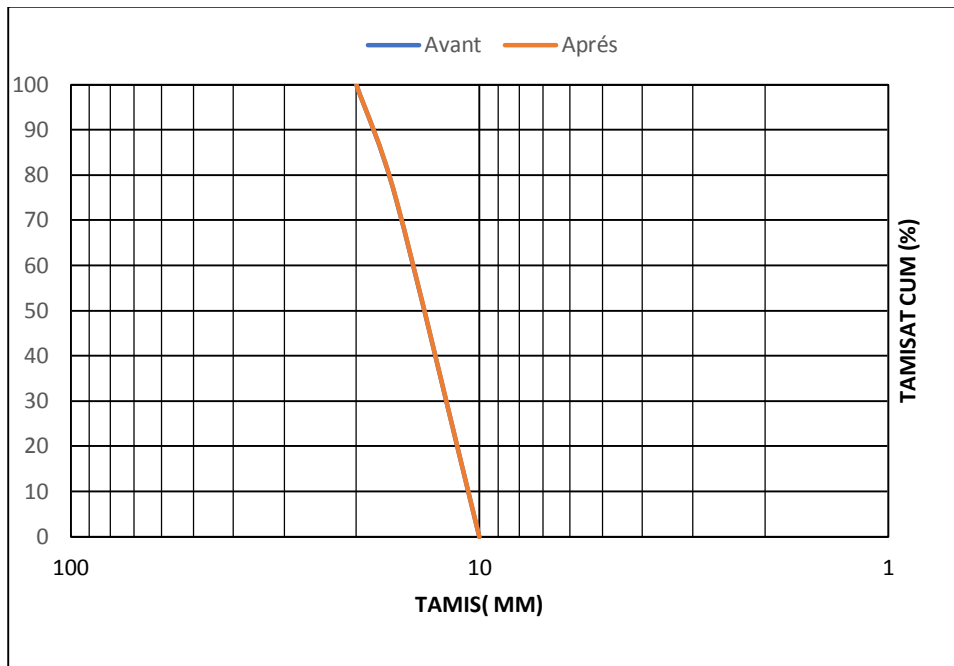


Figure III.10 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant 1er cycle et après 4ème cycle imbibition/séchage.

La figure (III.10) montre les courbes granulométriques avant et après pilonnage sont pratiquement confondues ; ce qui confirme le peu de particules fines observées lors de l'essai au 4^{ème} cycle imbibition/séchage.

Calcule du DG :

Le coefficient de dégradabilité DG est donné par la formule suivante :

$$DG = \frac{D_{10} \text{ (du matériau avant 1er cycle d imbibition/séchage)}}{D_{10} \text{ (du matériau après 4ème cycle d'imbibition/séchage)}}$$

Avec :

$$D_{10} \text{ (Avant 1er cycle imbibition/séchage)} = 11 \text{ mm}$$

$$D_{10} \text{ (Après 4ème cycle imbibition/séchage)} = 11 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } DG = \frac{11}{11} = 1$$

$$DG = 1$$

III.4.6.4. Interprétation des résultats**Tableau III.17** : valeur de référence

Valeur de DG	Commentaires
DG < 5	Matériaux rocheux peu dégradables
5 < DG < 20	Matériaux rocheux moyennement dégradables
DG > 20	Matériaux rocheux très dégradables

Seuils retenus : DG = 5 et 20

La valeur du coefficient de dégradabilité est quasiment égale à 1, ce qui signifie que le matériau testé est peu dégradable sous l'action de sollicitations hydriques d'après le tableau (III.17)

III.5. Récapitulatif de tous les essais d'identification :

- 1- Masse volumique sèche $\rho_d = 2,73 \text{ g/cm}^3$ (grave dense)
- 2- Masse volumique $\rho_s = 2.26 \text{ g/cm}^3$
- 3- Le matériau présente une bonne à moyenne résistance à la fragmentation
- 4- Le matériau est acceptable pour tous les corps de chaussée.
- 5- FR=0,92 gravier peu fragmentable.
- 6- DG = 1 gravier peu dégradable.

III.6. Conclusion

Les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité (résistance mécanique). Les caractéristiques mécaniques des granulats sont déterminées par des essais tentant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques des granulats, par exemple le degré d'usure, de fragmentation pour les granulats utilisés dans les chaussées. Le matériau étudié composé de plusieurs classes granulaires est peu dégradable aux sollicitations hydriques, peu fragmentable, avec une appréciation moyenne au Micro-deval et avec une résistance à la fragmentation bonne à moyenne à l'essai Los Angeles., ce qui dénote sa possibilité d'utilisation dans les couches de chaussée.

IV.1. Introduction

Toutes les recherches dans le domaine de la construction, en particulier dans le secteur routier, sont centrées sur la recherche d'un arrangement optimal des composants afin d'obtenir le meilleur résultat possible.

Il faut effectuer plusieurs essais en laboratoire pour déterminer si la qualité d'un granulat est acceptable pour un ouvrage routier. L'analyse granulométrique permet d'évaluer si la distribution granulométrique des granulats satisfait aux exigences liées à son utilisation. Un test de résistance à la fracturation et à l'abrasion appelé Los Angeles et un test de résistance à l'usure par attrition appelé Micro-Deval sont utilisés pour évaluer la dureté des granulats (Doré et al., 2009).

Le paramètre de dureté est important, car la granulométrie d'un granulat de moins bonne qualité peut changer lors de la mise en place des couches granulaires et ainsi ne plus correspondre aux normes.

Dans ce chapitre, nous faisons une étude expérimentale de la compacité des mélanges sur des granulats (sable et graviers), à l'aide d'un banc d'essai réalisé localement au niveau de notre laboratoire de MDS de L'UMMTO.

IV.2. Programme expérimental

Le programme expérimental prévu est basé sur l'essai Proctor modifié effectué sur des mélanges des classes granulaires choisis avec différents pourcentages.

L'essai Proctor modifié est utilisé en géotechnique pour évaluer la relation entre la teneur en eau et la densité sèche du sol routier. En effet, Le compactage est le moyen le plus efficace et le plus rentable d'améliorer les propriétés d'un sol, y compris la densité, la résistance des couches de chaussée.

Le compactage peut provoquer la rupture ou l'écrasement des grains et créer des changements dans leur taille et dans la distribution des pores, ce qui peut affecter le matériau des couches de chaussée.

IV.2.1. Les classes granulaires

Après avoir nettoyer et sécher le matériau (chapitre III). Il est exploité en 6 classes suivantes :

Fines, sable de classe (2/4) mm, et gravillon de classe (4/6,3) mm, (6,3/10) mm, (10/16) mm et (16/20) mm



Figure IV.1 : classe fine du matériau utilisé



Figure IV.2 : classe 4/6,3 et 6,3/10



Figure IV.3: classe 10/16 et 16/20

IV.2.2. Présentation des mélanges étudiés

IV.2.2.1. Mélange ternaire (trois classe)

C'est un mélange obtenu en mélangeant 3 classes granulaires différents avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Pourcentages du mélange ternaire

Les classes \ Les mélanges	0,08/2	2/4	4/6,3	6,3/10	10/16	16/20
1	/	30%	30%	/	40%	/
2	/	/	/	30%	30%	40%

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange binaire est représentée sur la (figure IV.4) :

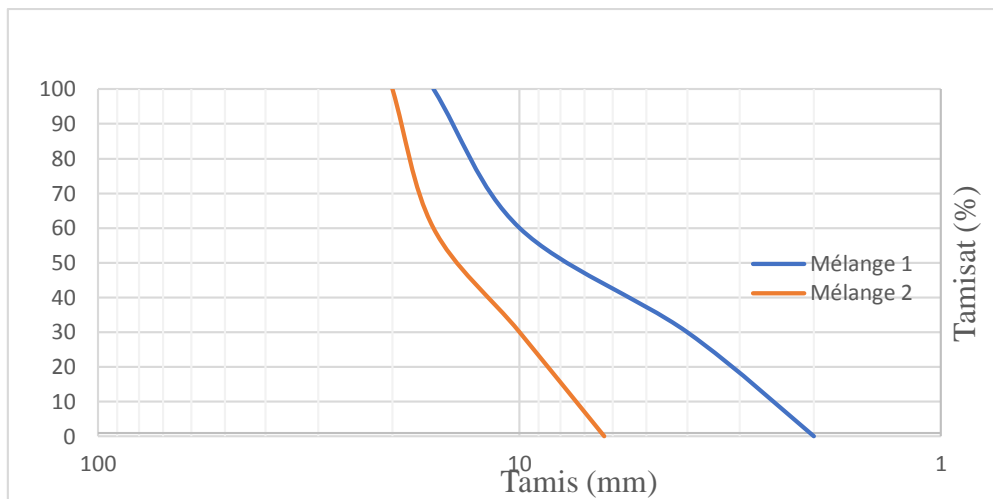


Figure IV.4 : courbe granulométrique du mélange ternaire

IV.2.2.2. Mélange quaternaire (quatre classe)

C'est un mélange obtenu en mélangeant 4 classes granulaires différents avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Pourcentages du mélange quaternaire

Les classes \ Les mélanges	0,08/2	2/4	4/6,3	6,3/10	10/16	16/20
1	22%	20%	28%	/	30%	/
2	22%	/	20%	28%	30%	/
3	22%	20%	28%	30%	/	/
4	22%	20%	/	/	28%	30%
5	/	/	25%	25%	25%	25%
6	/	/	15%	20%	25%	40%

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange binaire est représentée sur la (figure IV.5) :

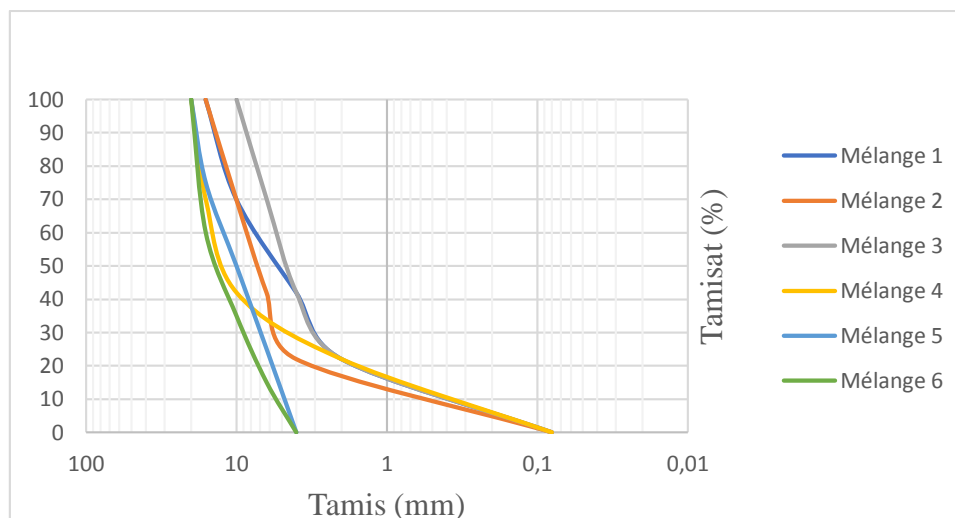


Figure IV.5 : courbe granulométrique du mélange quaternaire

IV.2.2.3. Mélange mixte (cinq classe)

C'est un mélange obtenu en mélangeant 5 classes granulaires différents avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Pourcentages du mélange Mixte

Les classes \ Les mélanges	0,08/2	2/4	4/6,3	6,3/10	10/16	16/20
1	/	10%	10%	13%	30%	37%
2	30%	15%	10%	/	20%	25%
3	22%	20%	20%	20%	/	18%
4	15%	20%	20%	20%	25%	/

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange binaire est représentée sur la (figure IV.6) :

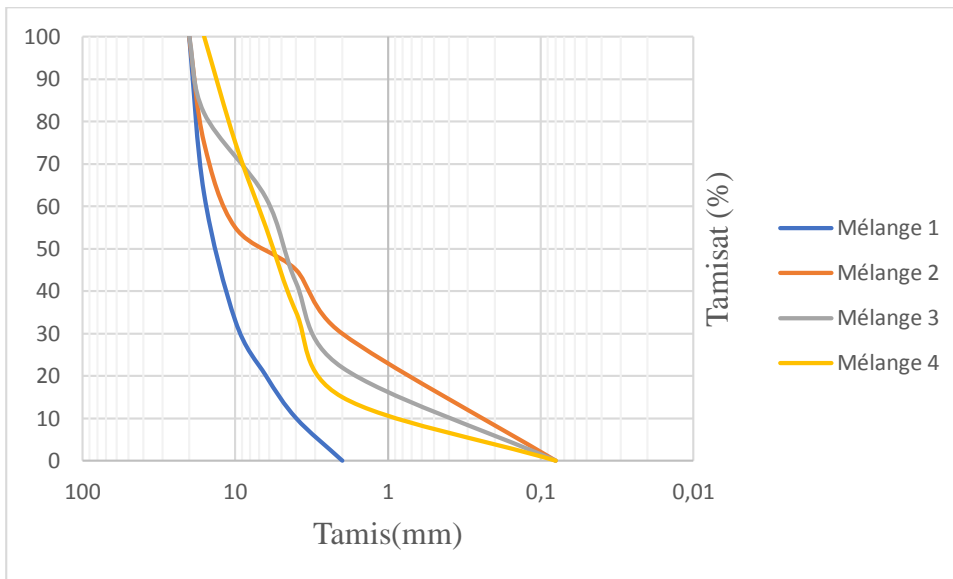


Figure IV.6 : courbe granulométrique du mélange Mixte

IV.2.3 : présentation les mélanges selon CTTP :

La courbe granulométrique du mélange ternaire selon le fuseau du CTTP est représentée sur la figure (IV.7)

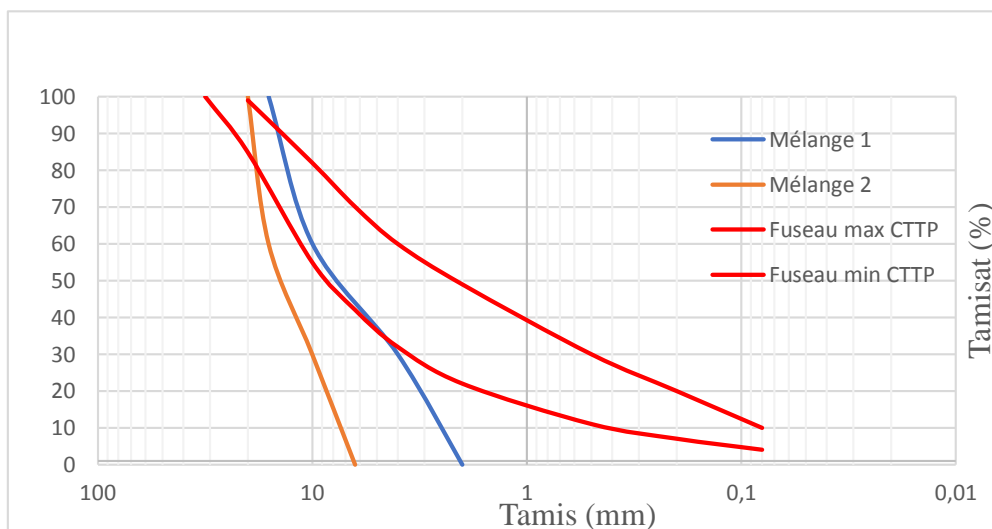


Figure IV.7 : courbe granulométrique du mélange ternaire selon le fuseau CTTP

La courbe granulométrique du mélange quaternaire selon le fuseau du CTTP est représentée sur la figure (IV.8)

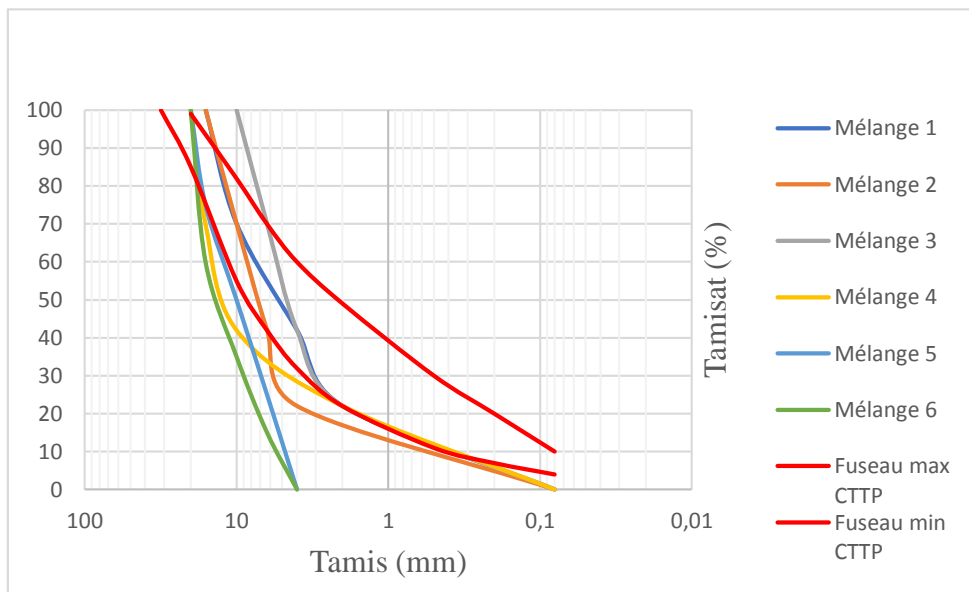


Figure IV.8 : Courbe granulométrique du mélange quaternaire selon le fuseau CTTP

La courbe granulométrique du mélange quaternaire selon le fuseau du CTTP est représentée sur la figure (IV.9)

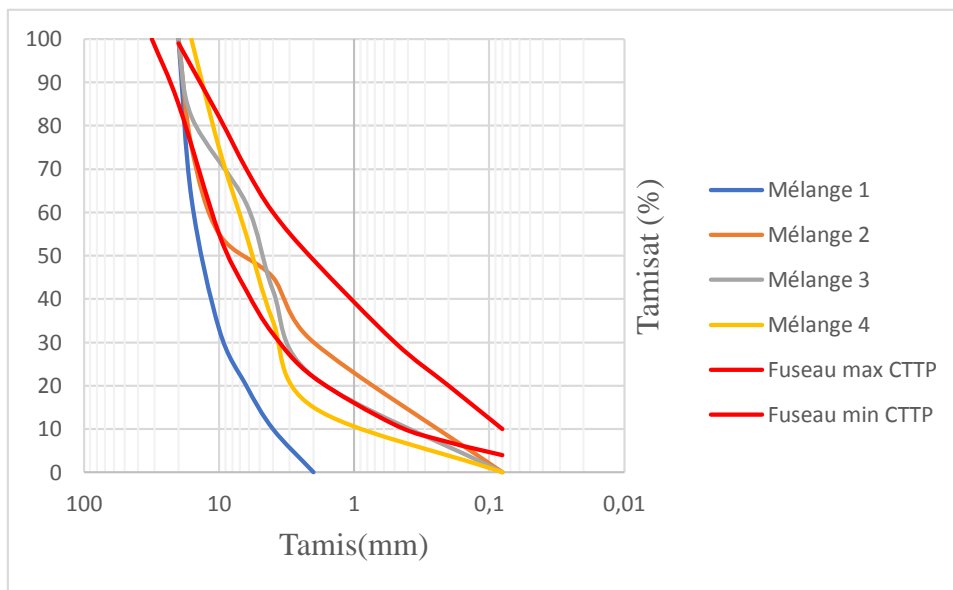


Figure IV.9 : courbe granulométrique du mélange Quaternaire selon le fuseau CTTP

IV.3. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

Le compactage de cet essai est beaucoup plus soutenu que l'essai Proctor normal. Il reproduit le compactage maximum obtenu grâce aux compacteurs à rouleaux lourds utilisé in situ. Le Proctor modifié est utilisé pour mettre en évidence les caractéristiques optimales des sols prévus pour les fondations des chaussées.

IV.3.1. Principe de l'essai

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et l'on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage du Proctor modifié.

IV.3.2. Mode opératoire

- On prend 5000g de matériaux préalablement préparés qu'on verse dans un bac ;
- On ajoute une certaine quantité d'eau choisie et bien mélanger afin d'homogénéiser le matériau ;
- On remplit le moule Proctor normalisé en cinq couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame en 56 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter ;
- On procède de la même manière après la mise en place des autres couches ;
- Une fois le moule remplis, on arase le matériau avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface ;
- On démoule l'éprouvette et on prend sa masse ;
- Faire passer à l'étuve au moins pendant 24h aux termes desquelles on va le repeser.

Cette procédure est répétée pour plusieurs teneurs en eau qui évoluent de 2 à 10%.

Pour chaque éprouvette il est nécessaire de mesurer :

-La masse humide : M_h

-La masse sèche : M_s

-La teneur en eau : $W (\%) = (M_h - M_s / M_h) * 100$

-La masse volumique sèche : $\rho_s = M_s / V$

Avec V c'est le volume de moule (Proctor modifier) $V = 2124 \text{ cm}^3$



Figure IV.10 : Quelques mélanges pour l'essai Proctor modifier

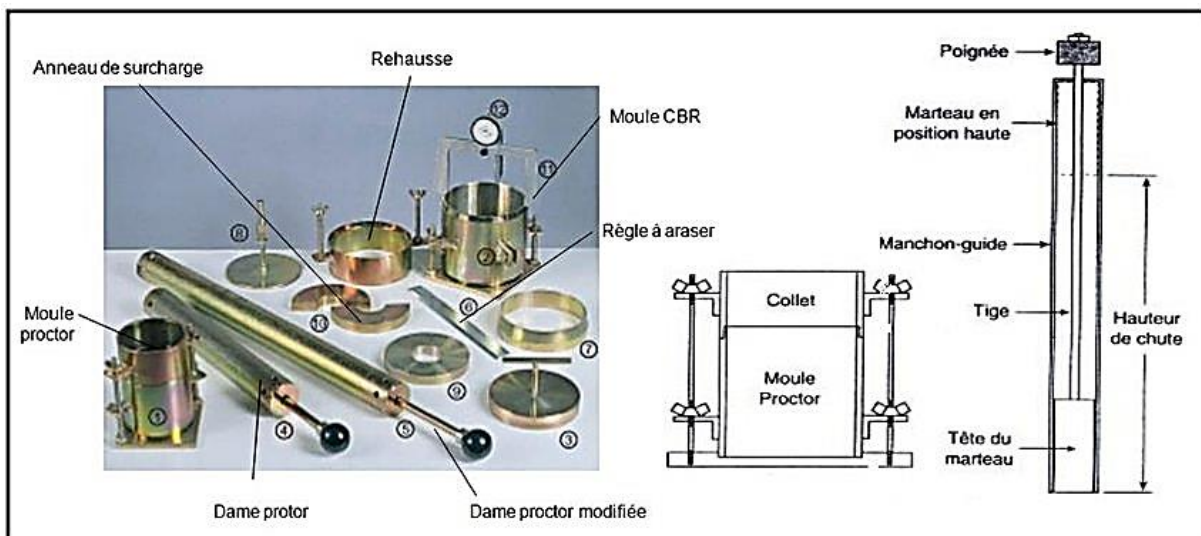


Figure IV.11: Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

IV.4. Présentation des résultats

Dans le but de remédier à ces situations de détériorations de nos routes, nous tenterons de jouer uniquement sur la granulométrie et la compacité. Nous ne ferons pas appel ni à la stabilisation à l'aide de liants, ni au renforcement à l'aide des géotextiles ou de géogrilles.

Les principaux facteurs contribuant à la rigidité du matériau de chaussée sont la densité et la teneur en eau du matériau, mais aussi la granulométrie, la rugosité ainsi que la forme des granulats (Doré et Zubeck, 2009 ; Dawson, 2002).

IV.4.1. La granulométrie discontinues

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

- Mélange ternaire 1 (trois classe)

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Résultats de l'essai Proctor : Mélange ternaire 1

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
1	4001	3965	0,9	1,86
2	4128	4071	1,4	1,92
3	3996	3903	2,38	1,84

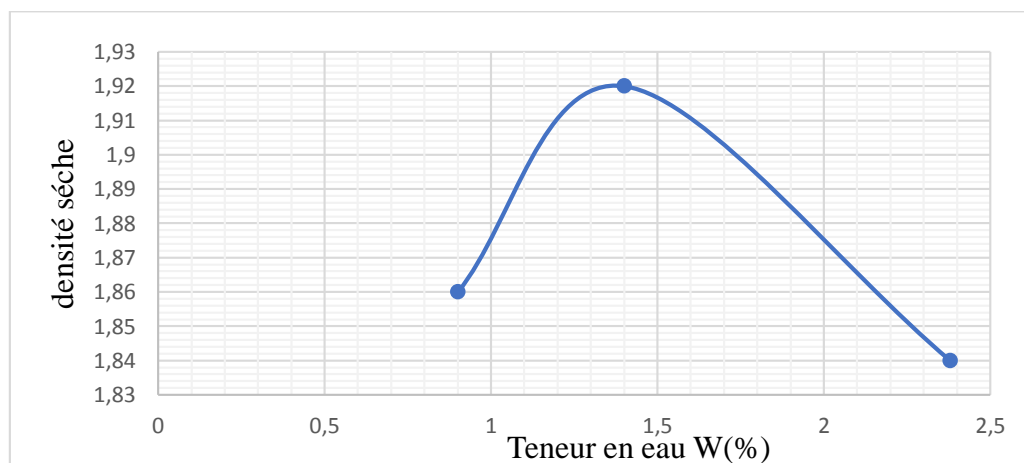


Figure IV.12 : Courbe Proctor de mélange ternaire 1

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 1,92$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 1,4 \%$

-Mélange ternaire 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange ternaire 2

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humid (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité sèche
1	3891	3866	0,65	1,82
2	4031	3967	1,61	1,86
3	4035	3911	3,07	1,84

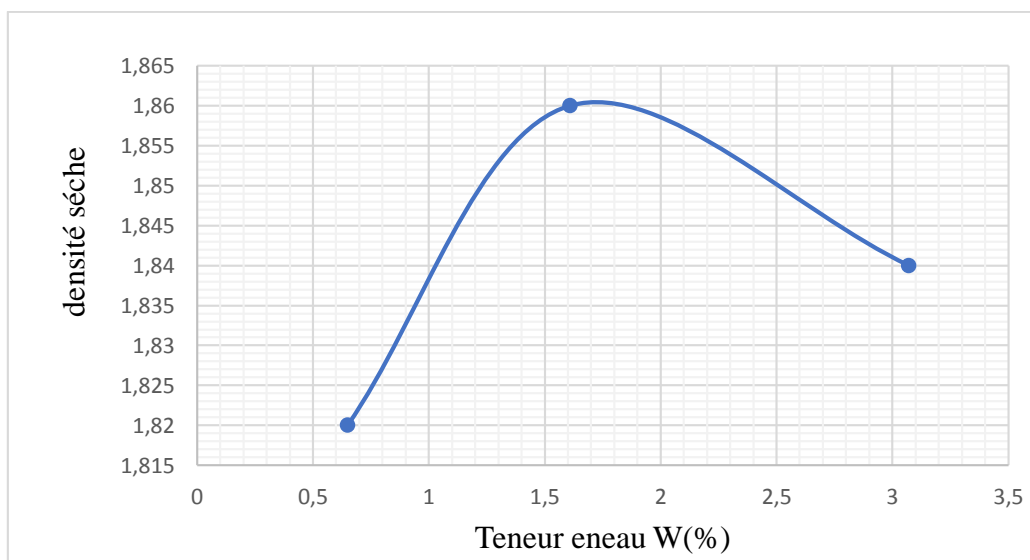


Figure IV.13: Courbe Proctor de mélange ternaire 2

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 1,86$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 1,7 \%$

La meilleure densité est obtenue pour le mélange 1 ayant 30% de classe 2/4 et 30% de 4/6,3 et 40% de 10/16, c'est le mélange qui présente le moins de vide puisqu'il y a assez de petits grains pour occuper les vides laissés par la classe 10/16.

-Mélange quaternaire 1 (4 Classe)

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 1

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
4	4855	4685	3,63	2,20
6	5050	4790	5,42	2,25
8	5114	4785	6,87	2,25
10	5088	4720	7,80	2,22

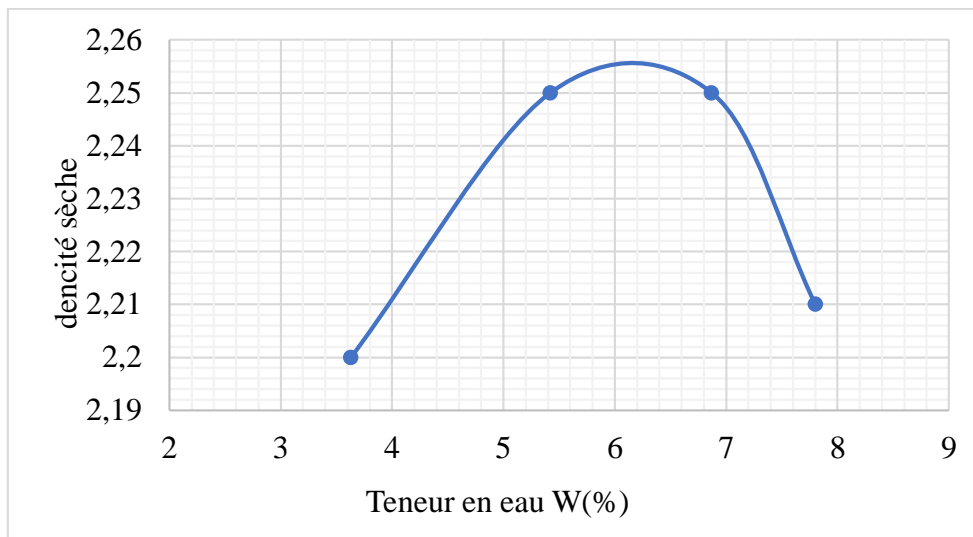


Figure IV.14 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 1

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,258$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 6,1 \%$

-Mélange quaternaire 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV7 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 2

Pourcentage d'eau (%)	Ajouter	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
4		4778	4608	3,68	2,17
6		5020	4769	5,26	2,24
8		5105	4776	6,88	2,24
10		5085	4706	7,45	2,21

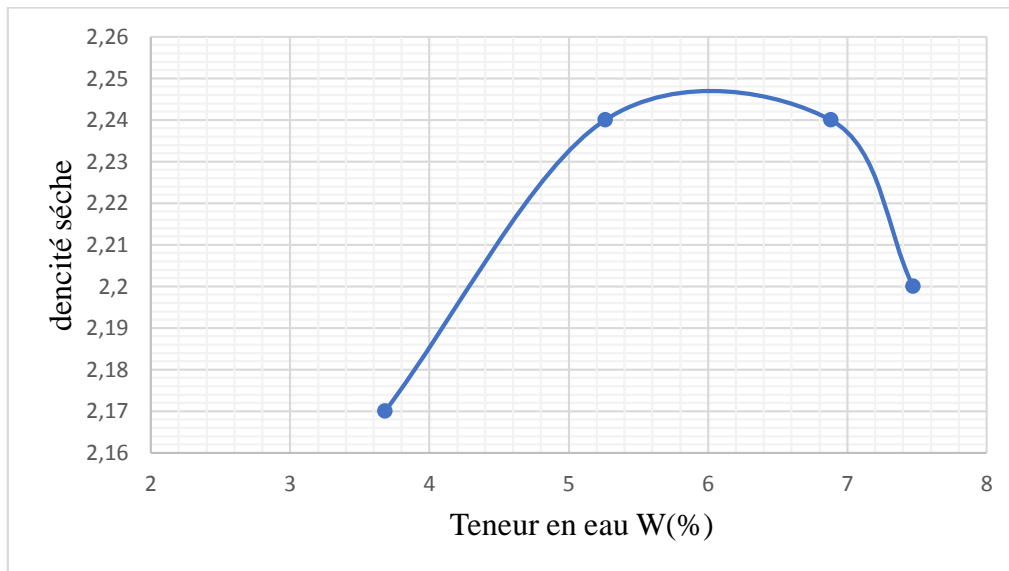


Figure IV.15 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 2

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,247$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 6 \%$

-Mélange quaternaire 3

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 3

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
6	4878	4639	5,15	2,18
8	5065	4736	6,94	2,23
10	5044	4680	7,61	2,20

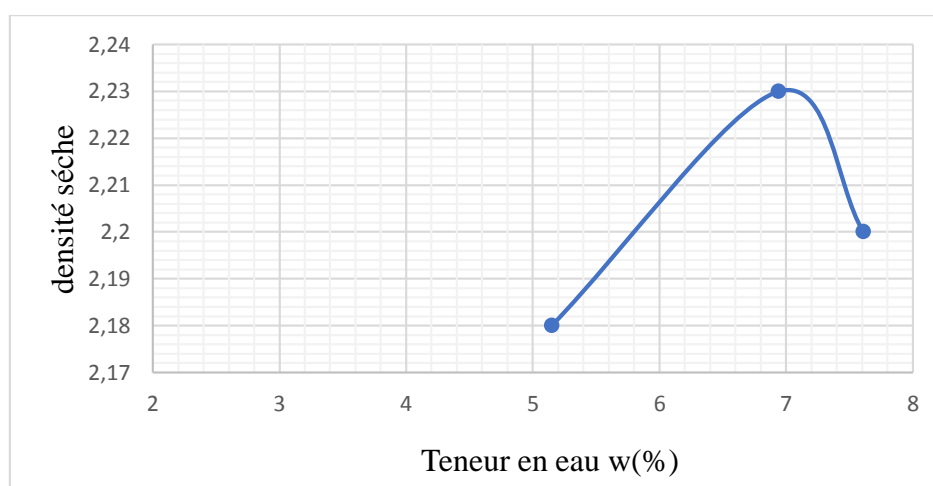


Figure IV.16 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 3

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,23$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 7 \%$

- Mélange quaternaire 4

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 4

Pourcentage d'eau (%)	Ajouter	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
4		4945	4777	3,39	2,25
6		5146	4923	4,53	2,31
8		5142	4820	6,68	2,26

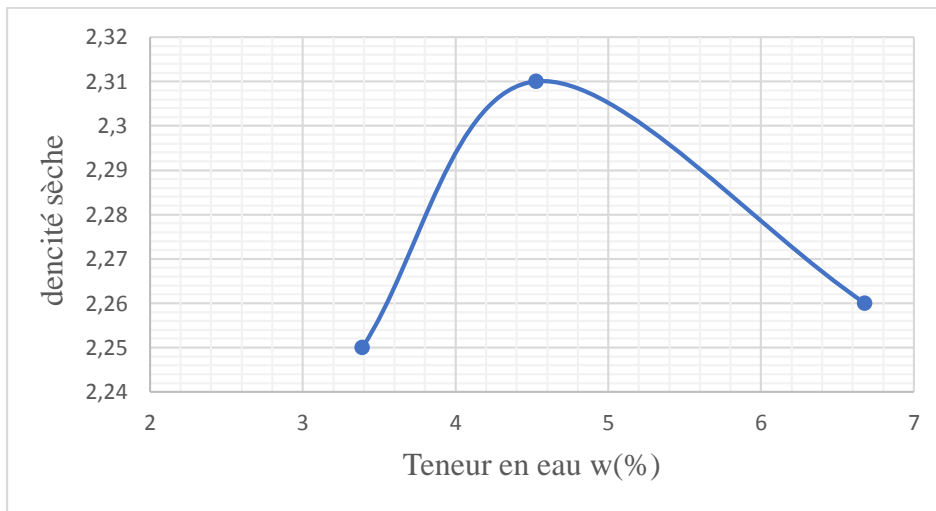


Figure IV.17 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 4

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma_{d_{opt}} = 2,31$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 4,53 \%$

-Mélange quaternaire 5

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 5

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
2	3998	3916	2,09	1,84
4	4114	3971	3,6	1,86
6	4094	3940	3,9	1,85

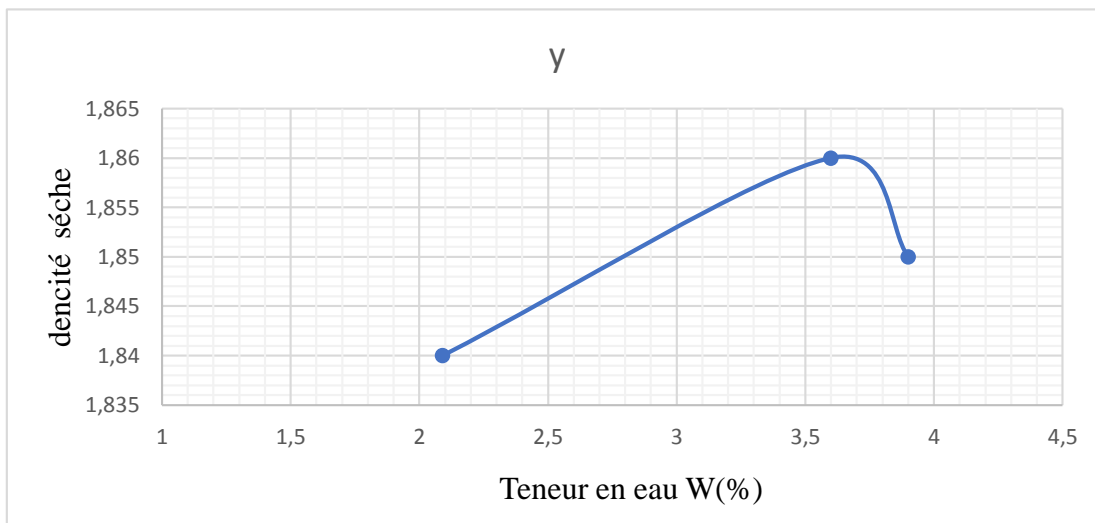


Figure IV.18 : Courbe Proctor de mélange quaternaire 5

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 1,86$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 3,6\%$

- Mélange quaternaire 6

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange quaternaire 6

Pourcentage d'eau (%)	Ajouter	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Masse volumique Sèche (g /cm ³)
2		4059	3971	2,21	1,86
4		4155	3999	3,9	1,88
6		4165	3992	4,15	1,87

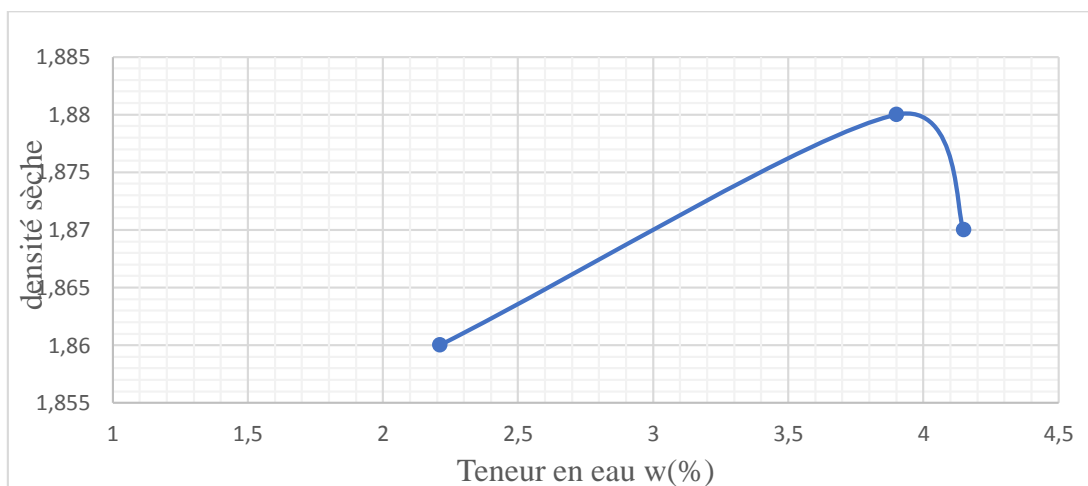


Figure IV.19: Courbe Proctor de mélange quaternaire 6

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma_{d_{opt}} = 1,88$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 4 \%$

Pour les mélanges quaternaires : la meilleure densité est obtenue pour le mélange 4 ayant : 22% fines et 20% de classe 2/4 ,28% de 10/16 et 30% de classe 16/20.

En comparant les mélanges ternaires et quaternaires, ces derniers ont donné de meilleurs densités sèches et donc de meilleures compacités. En effet, les mélanges quaternaires ont des granulométries plus étalées que les mélanges ternaires, ce qui justifie les densités élevées des mélanges quaternaires.

- Mélange Mixte 1 (5 classes)

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 1

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Masse volumique Sèche (g/cm ³)
2	4116	4051	1,58	1,90
4	4190	4093	2,32	1,92
6	4277	4031	5,75	1,89

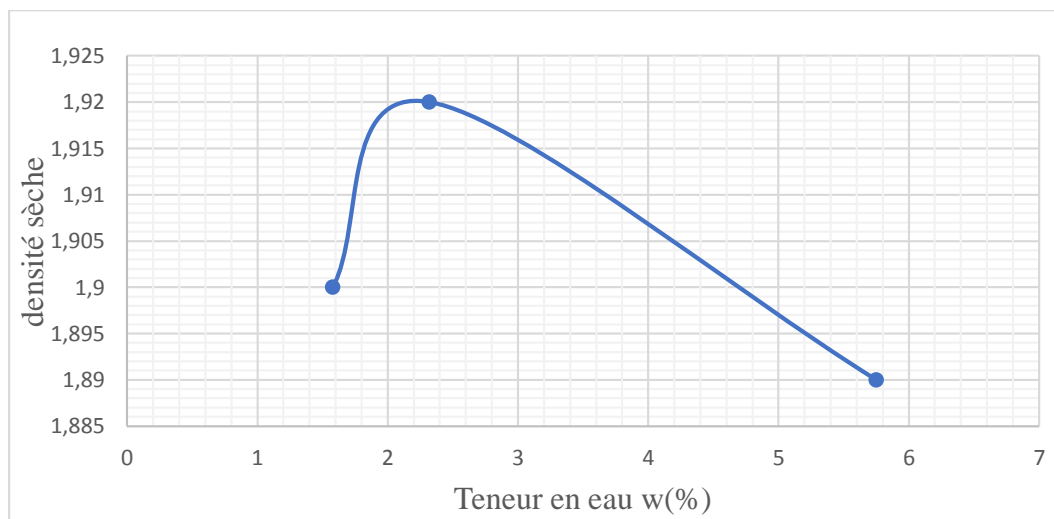


Figure IV.20 : Courbe Proctor de mélange Mixte 1

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 1,92$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 2,1 \%$

- Mélange Mixte 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 2

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
4	4968	4783	3,72	2,25
6	5202	4937	5,09	2,32
8	5242	4857	7,37	2,28

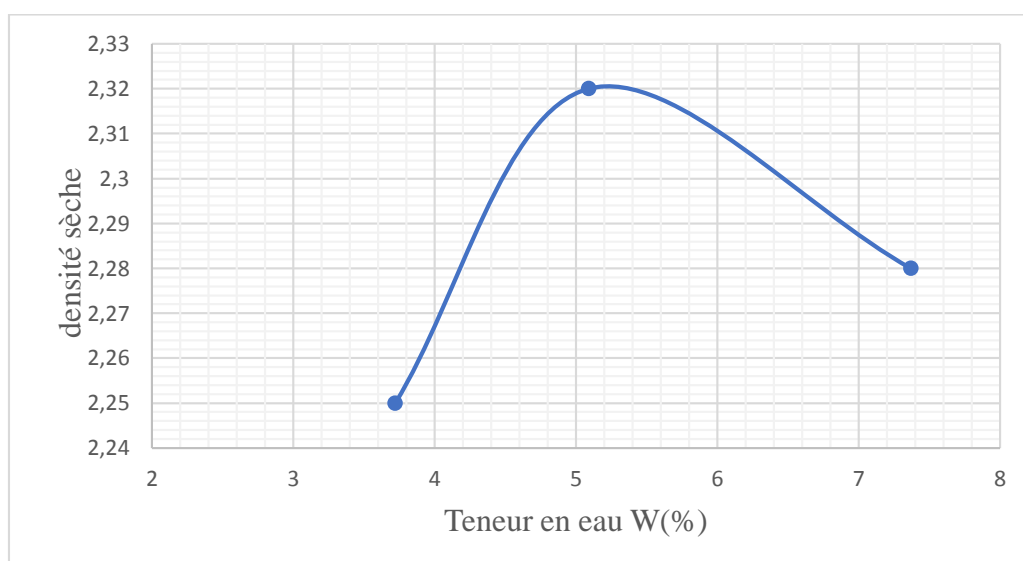


Figure IV.21 : Courbe Proctor de mélange Mixte 2.

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,32$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 5,2 \%$

-Mélange mixte 3

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 3

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
4	4898	4727	3,49	2,22
6	5107	4852	4,99	2,28
8	5149	4820	6,38	2,26

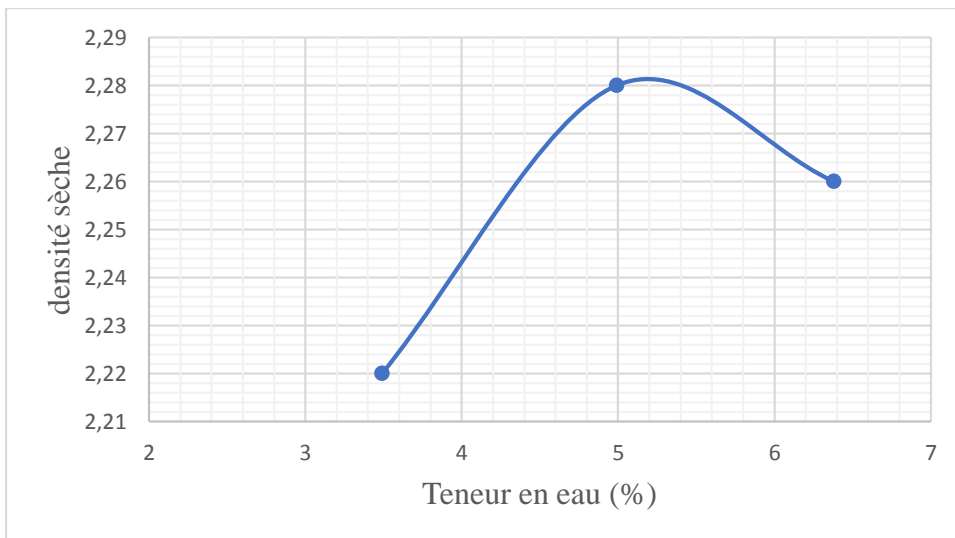


Figure IV.22 : Courbe Proctor de mélange Mixte 3.

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,282$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 5,2 \%$

-Mélange mixte 4

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Résultats de l'essai Proctor : Mélange Mixte 4.

Pourcentage d'eau Ajouter (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)	Densité Sèche
6	4860	4614	5,06	2,17
8	5037	4677	7,14	2,20
10	5090	4630	9,03	2,18

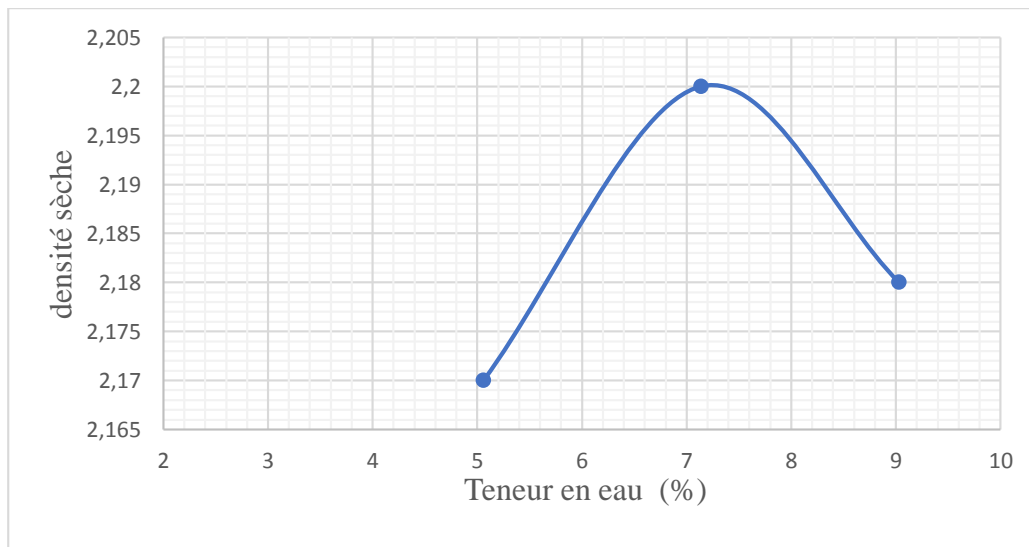


Figure IV.23 : Courbe Proctor de mélange Mixte 4

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 7,2$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 1,4 \%$

-Pour les mélanges mixtes : la meilleure densité est obtenue pour le mélange 2 ayant 30% fines ,15% de 2/4 et 10% de 4/6,3 ,20% de 10/16 et 25% de 16/20.

En comparant les mélanges Mixte et quaternaires, ces derniers ont donné de meilleures densités sèches et donc de meilleures compacités avec une densité sèche optimale de 2,32

IV.4.1.1. Récapitulatifs des résultats des essais Proctor

En regroupant les courbes Proctor pour les différentes granulométries nous remarquons que les variations des deux caractéristiques Proctor (masses volumique optimale et teneur en eau optimale) sont importantes (tableaux IV.16).

Tableau IV.16 : Récapitulatif des résultats des essais Proctor modifié.

Granulométrie	W optimale (%)	Densité sèche optimale
Mélange ternaire 1	1,4	1,92
Mélange ternaire 2	1,7	1,86
Mélange quaternaire 1	6,1	2,258
Mélange quaternaire 2	6	2,247
Mélange quaternaire 3	7	2,23
Mélange quaternaire 4	4,53	2,31
Mélange quaternaire 5	3,6	1,86
Mélange quaternaire 6	4	1,88
Mélange mixte 1	2,1	1,92
Mélange mixte 2	5,2	2,32
Mélange mixte 3	5,2	2,282
Mélange mixte 4	7,2	2,2

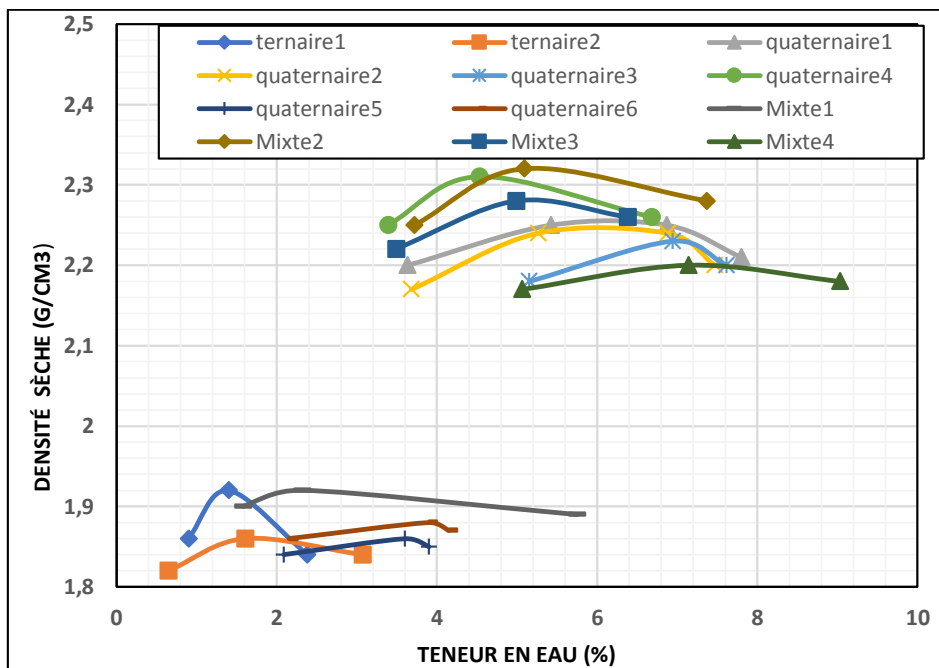


Figure IV.24 : Courbes Proctor modifié des trois combinaisons des trois mélanges

IV.4.2. La granulométrie continue

IV.4.2.1. Compacité selon le fuseau (CTTP)

Selon la norme NFP 94-056 l'analyse granulométrique a pour objet la classification des granulats d'après les dimensions de leurs grains à l'aide d'une série de tamis normalisés à mailles carrés ou circulaires (passoires).

Tableau IV.17 : L'analyse granulométrique d'un mélange idéal CTTP

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisâts cumulés (%)
20	0	0	0	100
10	1625	1625	32,5	67,5
6.3	675	2300	46	54
4	600	2900	58	42
2	575	3475	69,5	30,5
0.5	500	3975	79,5	20,5
0.2	675	4650	93	7
0.08	150	4800	96	4
Fond	200	5000	100	0

La courbe granulométrique moyenne obtenue selon le fuseau du CTTP est représentée sur la figure (IV.25)

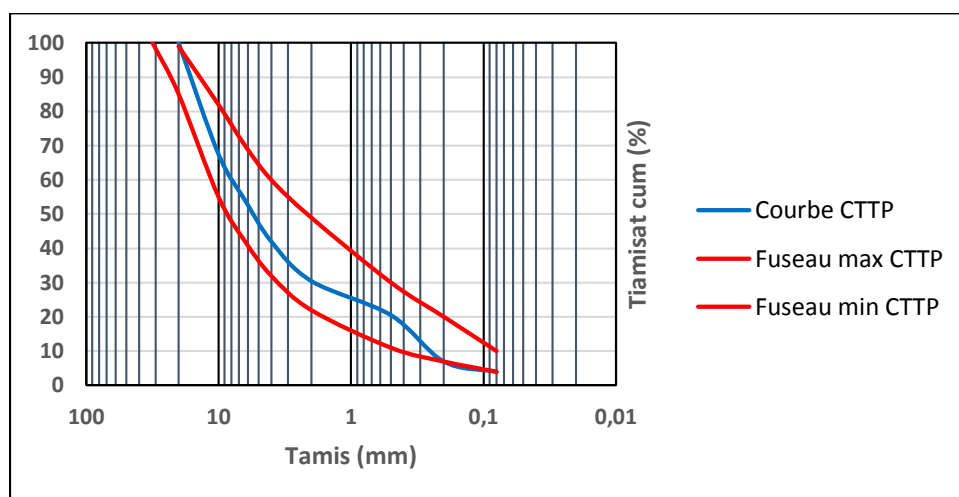


Figure IV.25 : courbe granulométrique d'un mélange idéal CTTP.

Les résultats de l'essai Proctor modifié selon la granulométrie du CTTP sont portés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.18 : Résultats d'essai Proctor modifié d'un mélange idéal CTTP

Teneur en eau (%)	M _h	M _s	W = (M _h - M _s)/M _s	Densité sèche
4	4869	4702	3,55	2,21
6	5097	4846	5,17	2,28
8	5144	4859	5,86	2,28
10	5127	4797	6,87	2,25

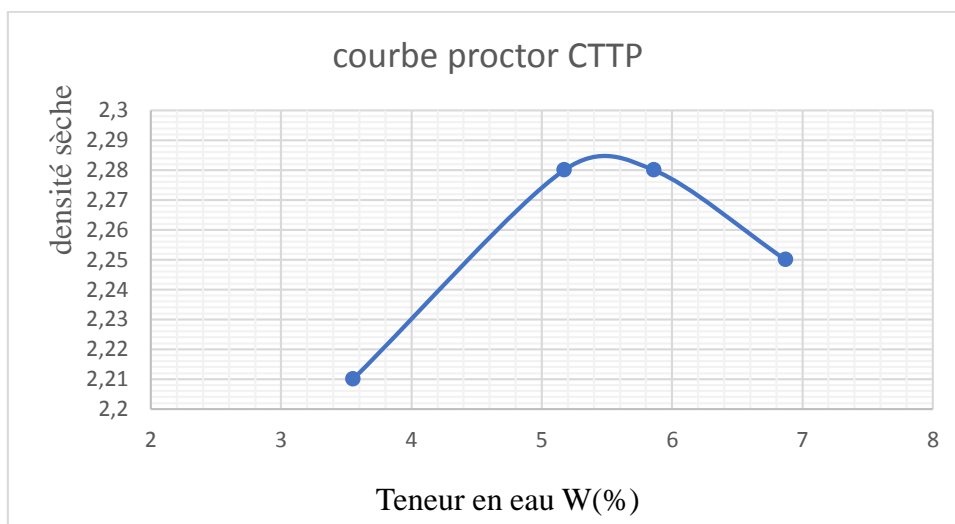


Figure IV.26 : courbe Proctor (CTTP).

Résultats :

-La densité sèche optimale : $\gamma d_{opt} = 2,285$

-La teneur en eau optimale : $\omega_{OPT} = 5,5\%$

IV.4.2.2. Normes françaises (Selon la norme NF EN 13285 (2010))

Les couches d'assises (base et fondation) de classe 0/20 doivent respecter deux fuseaux granulométriques selon leurs caractéristiques intrinsèques.

Dans le cas Micro-Deval $\leq 35\%$ et Los Angeles $\leq 40\%$

Tableau IV.19 : Passants définis par la norme NF EN 13285 pour les GNT 0/20 avec LA ≤ 40 et MD ≤ 35

Tamis		Pourcentage en masse passant à :							
		1,4D : 28 mm	D : 20 mm	10 mm	4 mm	2 mm	1 mm	0,5 mm	0,063 mm
Spécification	max	100	99	85	65	50	40	35	9
	min		85	55	35	22	15	10	4
Valeur déclarée	max			77	57	42	33	30	
	min			63	43	30	22	15	

IV.4.2.3. Récapitulatif et comparaison

Nous effectuons une comparaison de deux fuseaux de classe MG20 cités dans ce chapitre, il s'agit des fuseaux des normes :

- CTTTP, 2001 ;
- NF EN 13285, 2010.

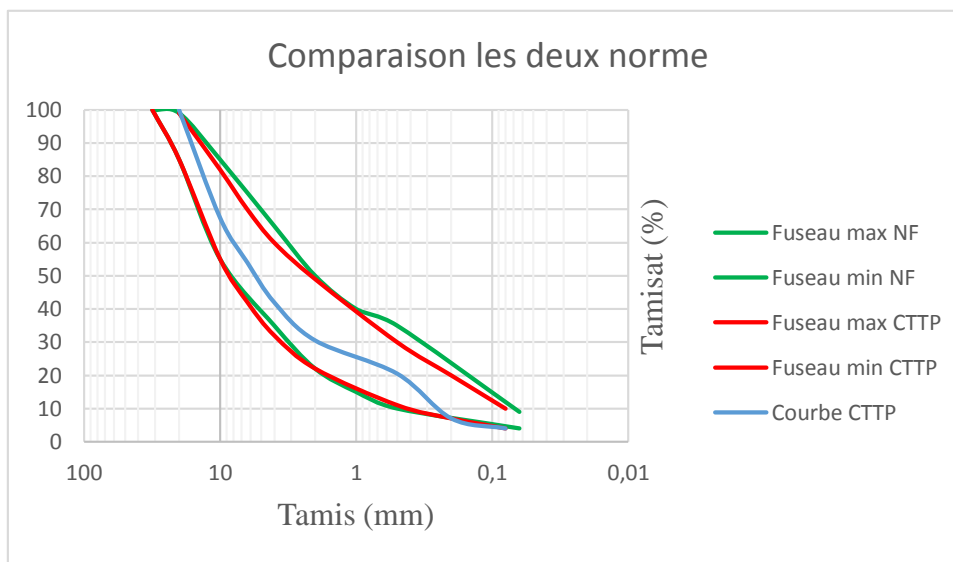


Figure IV.27 : Comparaison les 2 fuseaux (NF et CTTTP).

La norme au fuseau le plus étroit est la norme du CTTTP suivie par la norme du NF EN 13285, 2010.

IV.5. Présentation et Interprétation des résultats

- La densité sèche

-En comparant les ternaires 1 et 2, nous constatons que ces 2 mélanges sont composés de même nombre de classes, mais leur caractéristiques Proctor sont différentes, ceci peut s'expliquer par le fait que les grains de sable rendent plus ou moins homogènes le mélange en comparant en ternaire 2 qui est composé uniquement de gravier.

-Pour le quaternaire dont 2 classes granulaires sont manquantes aux mélanges, la nature de ces classes manquantes influence sur les caractéristiques Proctor ; donc nous remarquons que les quaternaires 5 et 6 où les particules fines et le sable sont absents dans les mélanges, les densités sèches obtenues sont les plus basses par contre lorsque certaines classes de gravier sont absentes, les densités sèches restent élevées.

-Pour les mélanges mixtes, lorsque la classe des fines est manquante, la densité sèche chute et est la plus basse de ces mélanges, par contre lorsqu'une des classes du gravier est manquante, les mélanges gardent des valeurs élevées de leur densité sèche.

- Dans un même échantillon, plus le nombre de classes granulaires augmente, plus la densité sèche optimale augmente ceci peut s'expliquer par le fait, les fines vont remplir les vides entre les gros grains et la courbe granulométrique devient plus étalée.

-Le mélange qui nous a donné la compacité maximale (densité sèche maximale) est celui composé par 5 classes granulaires qui présente une granulométrie la plus étendue.

- Teneur en eau optimale

-Pour les mélanges ternaires, les particules fines et le sable sont absents dans les mélanges, la teneur en eau optimale reste basse.

-Pour les quaternaires, nous remarquons que la teneur en eau est très basse dans les mélanges quaternaires 5 et 6 où les particules fines et le sable sont absents dans ces mélanges. Lorsque la classe des fines est présente et certaines classes du gravier sont absentes alors la teneur en eau optimale devient élevée.

-Pour le mélange mixte, la teneur en eau optimale du mélange1 est très basse car les particules fines sont absentes ; par contre lorsqu'une des classes de gravier est absente la teneur en eau optimale augmente.

- Plus le nombre de classes granulaires augmente, plus la teneur en eau optimale augmente.

- En comparant nos résultats à ceux d'un cas idéal du CTTTP, les densités sèches obtenues sont élevées de l'ordre de 2,285 et sont comparables à celles des mélanges mixtes 2 et quaternaire 4.

- Concernant les fuseaux, le plus étroit est celui de la norme du CTTTP suivi par celui de la norme du NF EN 13285, (2010).

IV.6. Conclusion

La méthode d'optimisation des mélanges granulaires utilisée repose sur la prise en compte de l'impact de chaque classe granulaire plutôt que sur les effets induits par chaque grain. La technique est basée sur la granularité des matériaux utilisés et la compacité de leurs tranches fondamentales. Elle permet d'expliquer les différences de performance mesurées sur les couches de chaussée.

Des valeurs de pourcentage des classes granulaires délimitant divers niveaux de performance ont été identifiées à la valeur de la densité sèche et à l'étalement des courbes granulométriques. En effet, plus les courbes granulométriques sont étalées, plus la densité sèche est élevée et meilleure est la compacité.

CONCLUSION GENERALE

De l'étude expérimentale, Nous avons pu constater à quel point la granulométrie a un effet clair et mesurable sur la compacité des milieux granulaires. En effet, Les classes granulaires dans un matériau granulaire donné jouent un rôle clé dans son comportement mécanique sous contrainte dans une assise de chaussée, et donc influent beaucoup sur sa compacité.

Des principaux résultats obtenus dans la partie expérimentale nous pouvons retenir :

- Les résultats montrent que la compacité est un paramètre lié au pourcentage des classes granulaires et que la sensibilité à la densité sèche est reliée aux courbes granulométriques composée de diverses classes granulaires.
- Des valeurs de pourcentage des classes granulaires des mélanges ternaires, quaternaires et mixtes ont été identifiées à la valeur de la densité sèche et à l'étalement des courbes granulométriques. En effet, plus les courbes granulométriques sont étalées et plus la densité sèche est élevée et meilleure est la compacité.
- Le compactage et les caractéristiques mécaniques (densités sèches et teneur en eau) des matériaux de chaussée sont fortement influencés par la distribution granulométrique des mélanges.
- Les différentes granulométries renforcées par les fines sont les plus idéales dans les conditions normales.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Arsenie I. M., (2013). Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue. Thèse de doctorat de l'Université de Strasbourg, France.
- Amani. Sarah. Etude d'un tronçon autoroutier de la pénétrante de tizi Ouzou sur un linéaire de 02 Km avec la conception de deux échangeurs. Algérie
- Amair A. 2021. Etude bibliographique et analyse des pathologies des chaussées. Mémoire de master en Travaux Publics. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Algérie
- Aquié.1973. Théorie générale de l'influence de la teneur en eau sur les résultats du compactage Bulletin, LCPC.
- Barillot et al. (2018) : Barrillot J., Cabanes H., Carillo P, (2018), La route et ses chaussées. Edition : Collection blanche BTP.
- Brunel, H., 2004-2005. Cours de route. Orléans, France.
- Biarez. (1974). La pratique du compactage. Edition Eyrolles (France).
- Babilotte, C. & Soulie, C. (1994) : Guide Technique – Conception et Dimensionnement des structures de chaussées communautaires du Grand LYON – dimensionnement des structures de chaussées neuves et élargissements des voies. CETE de Lyon. France.
- Belkider K. (2003). Contribution à la notion d'adhérence sur les chaussées du réseau algérien. Mémoire de magister Université de Tizi-Ouzou. Algérie
- Benson, G.H., & Trast, J.M. 1995. Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. Clay and Clay minerals 43, 669–681.
- Benammar, H.(2020). Analyse des pathologies des routes due aux problèmes géotechniques. Mémoire de master en génie civil, Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain- Temouchent, Algérie.
- Chibani, A. (2017). Etude géotechnique d'un tronçon routier de la R.N 32, reliant la wilaya d'Oum El Bouaghi vers la wilaya de Khenchela sur 35 km. Mémoire de master. Université Larbi Ben M'hidi–Oum El Boughi, Algérie.

- Collection technique Cimbéton (2019)] : T50, Voiries et aménagements urbains en béton – conception et dimensionnement. Tome 1. Cimebéton
- Coquand, R., 1985. Routes. Circulation-Tracé-Construction. EYROLLES éd. Paris : huitième édition. France.
- Caamapum De Carvalho (1987). La reconstitution des éprouvettes en laboratoire Théorie et pratique opératoire. LPC.
- Coquand, 1978 « Routes : circulation- tracé- construction » tome II 6ème édition, Eyrolles.
- Diakhate, M.2007. Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée, : Ecole Doctorale Science- Technologie -Santé. Limoges.
- Dumont A-G. ; Turtschy J-C ; Pucci T, Fantana M. (2001) : Analyse des modèles de comportement des chaussées. Laboratoire des voies de circulation LAVOC, EPF Lausanne, Suisse.
- Djedid.A, B. (1998). Introduction à la mécanique des sol 1. Polycopié de Cours de l'Université de Tlemcen, Algérie.
- Doré, Guy, et Hannele K..(2009). Cold regions pavement engineering. Reston, VA New York : ASCE Press ; McGraw-Hill, 416 usa.
- Emmanuel, M .2015. Dimensionnement d'une assise de chaussée à based'un sol latéritique traité au ciment à différents dosages. hal, Issue hal-01167731, p. 3.
- Fauré, M., 1998. Route.cours de l'ENTPE, Tome 2. s.l.:Aléas.
- Hadji R, (2019) : Introduction à la mécanique des sols. Chapitre II compactage des sols. Université Ferhat Abbes. Setif. Algérie
- Holtz, R et D, Kovacs. (1991). Introduction à la géotechnique. (E. P. Montérial). Canada
- Isis, B. (2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée. Application à des projets de terrassement dans le département de l'Hérault. Mémoire de master. Conservatoire national des arts et métiers. Paris, France.
- IE 2006 ; Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement Paris.

- Ibro, Maiguizo, Z. (2012). Les dégradations dans les chaussées souples et les moyens de prévention : Expertise de la RN25 près de Draa-El-Mizane. Mémoire de master en génie civil. Université Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou, Algérie
- Jeuffroy, G. 1974. "Conception et construction des chaussées", Tome 2 "les matériaux, les matériels, les techniques d'exécution des travaux. Troisième édition éd. s.l.:Eyrolles.
- Kalli F.Z (2012) « Manuel des essais routiers » OPU, Alger.
- LCPC. Guide technique. Compactage des enrobés hydrocarbonés à chaud. 2003
- LCPC – Setra Catalogue des structures types de chaussée neuves. Bagnaux, 1977, France.
- LCPC - SETRA. Réalisation des remblais et des couches de forme ; Guide technique fascicule 1 et 2. 2^{ème} édition. : Bagnaux, juillet 2000. Paris.
- LCPC - SETRA. Guide technique ; dimensionnement des structures de chaussées. 2009. P63.
- LCPC-SETRA, S., 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussée (guide technique). Paris
- Michai M. (2006), "portance résiduelle des structures des routes revêtues : contribution à l'étude de détermination des critères de déflexion sur le réseau routier Béninois. Mémoire. Bénin.
- Mesbah. A, M. J. (1999). Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique : détermination des paramètres pertinents (École Nationale des Travaux Publics de l'État). 69518 Vaulx en Velin cedex, France.: Laboratoire Géo Matériaux, Département Génie Civil et Bâtiments France.
- Morel, G, A. (1988). Le compactage. Eyrolles Johnson, A. W. et Sallberg, J R. (1960) "Factors that Influence Field Compaction of Soils: Compaction Characteristics of Field Equipment" Bulletin No. 272, Highway Research Board, National Research Council. Washington
- Morillon M ; 1965. Etude de la ségrégation produite par l'installation de criblage de recomposition du centre d'essai de Rouen. Bulletin de liaison des laboratoires routière
- Makhaly BA. (2008). Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussées et évaluation de leur qualité, Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies (DEA) en Géosciences. Université Cheikh Anta Diop de Dakar
- MTP. (2009). La répartition du réseau routier en par Algérie par catégorie Ministère des Travaux publics. Algérie.

- Nagaraj, A. S. (2005). Plastic limit and compaction characteristics of fine grained soils. (I.I. Science, Éd.) Department of Civil Engineering, Bangalore, India.
- NF P94-061-2. Reconnaissance et essai ; détermination de la masse volumique d'un matériau en place partie 2 : méthode au densitomètre à membrane.
- NF P98-241-1. Essai relatif au chaussées- mesure de la masse volumique des matériaux en place – partie 1 : mesure ponctuelle de la masse volumique moyenne apparente par gamma densimètre à transmission directe.
- NF P 94-093) : Norme AFNOR : « compactage de sol ».
- NF P 94-054, 1991.Reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des particules solides des sols – Méthode du pycnomètre à eau.
- NF P 18-573, 2010. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – partie 2 : méthode pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).
- NF P 18-572, 2011. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (Micro Deval)
- NF P 94-066 Sols : reconnaissance et essais — Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.
- NF P 94-067). Sols : reconnaissance et essais — Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.
- NFP 94-056 ; analyse granulométrique
- Okounde E. S. (2009). Contribution à l'utilisation des pierres en couche déroulement dans les chaussées urbaines des régions des collines et des montagnes au Bénin : Possibilité des pavés de pierre, Mémoire d'ingénieur à Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (Benin).
- Piteau, A. E. L. (1991). Mined Rock and Overburden Piles, Investigation and Design Manual, Interim Guidelines. prepared for the B.C. Mine Dump Committee. Piteau Associates Engineering.
- Semara R. (2018) : Compactage : cours routes procédés généraux de construction ; chapitre 7.Etude du Compactage et des différents Matériaux.
- Sarsby, R.W. (2013). Environmental Geotechnics . ICE Publishing (Parsons et al ,1992

-Shahin, A. (2010). Investigation of the Variability in the Results of the NZ Vibrating Hammer Compaction Test. Master Thesis of University of Auckland.

-Sridhara A, JOSHI S. (1990), Classification of expansive soils by sediment volume method, Geotech. Testing J., vol. 13, 4, pp. 375-380.

-Tuyishine H. (2015) : Etude comparative des différentes techniques de stabilisation en Géotechnique Routière. Mémoire de master à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Burkina Fasso.

-Tognisse ;(2016) : " Dimensionnement de la structure de chaussée de la route des pêches," Mémoire d'ingénieur de conception de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi- -Benin.

-Zhong-Sen, L. (2015). Études des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation. Thèse de doctorat, Paris.

-Zemmour. P, 1966, Granulativité des assises stabilisées mécaniquement. Bulletin des laboratoires routiers,