

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE 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



Mémoire de master académique

Filière : Génie civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude du comportement d'un mélange de calcaire et de déchets plastiques pour une valorisation dans la construction routière.

Présenté par :

BESSAD Lydia

Devant le jury composé de :

Mr DJEMAI. M	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme MOBAREK. H	Maitre assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr BOUDLAL Omar	Maitre de conférences à l'UMMTO	Promoteur.

Promotion: 2019/2020

REMERCIEMENTS

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

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon promoteur M^r Boudlal Omar, Maître de conférences à l'UMMTO, pour ses conseils judicieux, sa patience, la disponibilité dont il a toujours fait preuve à mon égard et pour la qualité de son encadrement exceptionnel.

Mes chaleureux remerciements sont adressés à Mme Bouazzouni Fatima, responsable du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil pour sa disponibilité et son aide par des conseils et des astuces dans la partie expérimentale.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et qui me feront l'honneur de l'examiner.

Je tiens également à remercier, ma famille, mes proches, mes amis et tous ceux qui de près ou de loin, m'ont apporté leurs soutiens à l'élaboration de ce travail.

DEDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie, en exprimant la gratitude durant toute notre existence.

C'est avec l'expression de ma reconnaissance que je dédie ce travail accompagné d'un profond amour ;

A mon encadreur M^r Boudlal Omar ;

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour incessible, ma Mère ;

A mon support dans ma vie, qui m'a appris et ma dirigé vers la gloire, mon Père ;

A mes chères frères : Saada, Aghiles, Lyes et Farhat ; sans oublier leurs épouses : Fariza et Siham que je remercie infiniment pour leurs soutiens ;

A mes chères sœurs, en particulier : CICI ;

A ma chère nièce Lyamene et son mari Ameziane ;

A mes petits bébés d'amour : Rayane, Anaïs et Mayes ;

A toute la promotion géotechnique 2019/2020, en particulier ma chère Camélia avec laquelle j'ai partagé les bons et mauvais moments, sans oublier : Menad, Leticia, Biba, Wafia et Chafia ; en témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail.

Une spéciale dédicace à une personne très chère qui a été toujours là pour moi :

« AGHILES »

Trouvez dans ce travail mes sincères gratitude et reconnaissance ; sans ton aide, tes conseils et tes encouragements ce travail n'aurait vu le jour, je te remercie infiniment.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les chaussées	
I.1. Introduction	3
I.2. Définition d'une chaussée	3
I.3. Constitution d'une structure d'une chaussée	3
I.3.1. Plate-forme support de chaussée	4
I.3.2. La couche d'assise	5
I.3.3. La couche de surface	5
I.4. Les différents types des chaussées	5
I.4.1. Les chaussées souples	6
I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses	6
I.4.3. Les chaussées à assise traitées aux liants hydrauliques (semi rigide)	7
I.4.4. La chaussée à structure inverse	8
I.4.5. Les chaussées en béton de ciment (rigide)	8
I.5. Dimensionnement d'une chaussée	9
I.5.1. Le trafic	9
I.5.2. La durée de service	10
I.5.3. Le risque de calcul	10
I.5.4. La qualité de la plate-forme	10
I.5.5. Les données climatiques et d'environnement	10
I.5.6. Les matériaux pour assises	10
I.6. Dégradation des chaussées	10
I.6.1. Pourquoi un relevé de dégradation	11
I.6.2. Les facteurs influents sur les dégradations	11
I.6.3. Types de dégradation et leurs causes probables	12
I.6.3.1. Les déformations des chaussées	12
I.6.3.2. Les fissurations	14
I.6.3.3. Les dégradations d'arrachement	15
I.7. Les matériaux routiers	18
I.7.1. Classification des matériaux	18
I.7.2. Les granulats	18
I.7.3 Matériaux utilisés dans la construction des chaussées	19
I.7.3.1. Les matériaux durs à granulométrie serrée	19
I.7.3.2. Les matériaux à éléments fins	19
I.7.3.3. Liants hydrocarbonés : bitume et goudron	20
I.7.3.4. Emploi dans les chaussées de matériaux synthétiques	20
I.7.4. Les différentes familles de matériaux	20
I.7.4.1. Matériaux pour couche d'assise	20
I.8. Conclusion	21
Chapitre II : Recyclage et matériaux recyclés	
II.1. Introduction	23
II.2. Définition d'un déchet	23
II.3. Les grandes catégories de déchets	24
II.3.1. Déchets inertes	24

II.3.2. Déchets assimilés et ménagers	24
II.3.3. Déchets organiques	25
II.3.4. Déchets dangereux des activités économiques	25
II.3.5. Déchets non dangereux des activités économiques	26
II.4. Définition de recyclage	26
II.4.1. Pourquoi on recycle ?	27
II.4.2. Impacte de recyclage sur l'environnement	28
II.5. Les matériaux recyclés	28
II.5.1. Le papier carton	29
II.5.2. Le verre	30
II.5.3. Le bois	32
II.5.4. L'acier et l'aluminium	35
II.5.5. Pneus usagés et déchets plastiques	35
II.6. Le recyclage du plastique	36
II.6.1. Définition du plastique	36
II.6.2. Histoire de l'apparition du plastique	37
II.6.3. Production mondiale du plastique	37
II.6.4. Etapes de recyclage des déchets plastiques	37
II.6.5. Valorisation de plastique	39
II.6.6. Valorisation des déchets plastiques dans le BTP	40
II.6.7. Utilisation du plastique dans la construction routière	41
II.6.8. Des nouvelles routes en plastique recyclé	42
II.7. Conclusion	43
Chapitre III : Identification des matériaux	
III.1. Introduction	44
III.2. Les matériaux utilisés	44
III.2.1. Matériau industriel (déchets plastiques)	45
III.2.1.1. Origine des déchets plastiques utilisés	46
III.2.1.2. Description des travaux de réalisation avec les matériaux utilisés	46
III.2.2. Le calcaire	46
III.2.2.1. Définition	46
III.2.2.2. Formation du calcaire	46
III.2.2.3. Les zones de formation du calcaire	47
III.2.2.4. Différents types de calcaire	48
III.2.2.5. Utilisation des roches calcaire	49
III.2.2.6. La spatialisation des taux de calcaire	50
III.2.2.7. Localisation des sols calcaires en Algérie	50
III.2.2.8. Localisation du calcaire dans la wilaya de Tizi-Ouzou	51
III.2.2.9. Origine du calcaire utilisé	51
III.3. Concassage et tamisage du calcaire	52
III.4. Essais d'identification	53
III.4.1. Teneur en eau naturelle (w)	53
III.4.1.1. Interprétation des résultats	54
III.4.2. Masse volumique de sol	54
III.4.2.1. La masse volumique sèche par pesée hydrostatique	54

III.4.2.2. Masse volumique humide ρ_h (NF P 94 – 053)	55
III.4.2.3. La masse volumique des particules solides ρ_s (méthode du pycnomètre)	55
III.4.3. Indice des vides(e)	56
III.4.3.1. Interprétation des résultats	57
III.4.4. Le degré de saturation(S_r)	57
III.4.4.1. Interprétation des résultats	57
III.4.5. La porosité	58
III.4.6. Limite d'Atterberg (NF P 94-051)	58
III.4.6.1. Définition de la limite d'Atterberg	58
III.4.6.2. Objet de l'essai	58
III.4.6.3. Appareillage	59
III.4.6.4. Présentation des résultats	60
III.4.6.5. Interprétation des résultats	60
III.5. Préparation des mélanges de calcaire et de déchets plastiques	61
III.6. Conclusion	61

Chapitre IV : Compactage et portance des matériaux étudiés

IV.1 Introduction	62
IV.2 Définition du compactage	62
IV.3 Objectif du compactage	63
IV.4 Les difficultés du compactage au laboratoire	64
IV.5 Théorie de compactage	64
IV.5.1 Influence de la teneur en eau	64
IV.5.2 Influence de l'énergie de compactage	65
IV.5.3 Influence de la granulométrie	66
IV.5.4 Influence du type de sol	66
IV.5.5 Influence de la méthode de compactage	67
IV.6. Le contrôle de compactage sur le chantier	67
IV.7. Les essais de compactage au laboratoire	68
IV.7.1. Les essais Proctor	68
IV.7.1.1. Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sol	68
IV.7.1.2. Principe de l'essai Proctor	69
IV.8. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)	71
IV.8.1. But de l'essai	71
IV.8.2. Principe de l'essai	71
IV.8.3. Matériel utilisé	72
IV.8.4. Exécution de l'essai	72
IV.8.5. Essai réalisés	73
IV.8.6. Expression des résultats	73
IV.8.7. Interprétation des résultats	77
IV.8.8. Comparaison du matériau calcaire avec d'autre matériau (marne et schiste) à une proportion de 5% de déchets plastiques	79
IV.9. Essai de portance Californien (California Bearing Ratio) (CBR) (NF P 94-078)	80
IV.9.1. Introduction	80
IV.9.2. But de l'essai	80

IV.9.3. Principe de l'essai	81
IV.9.4. Appareillage	82
IV.9.5. Préparation des échantillons	83
IV.9.6. Détermination de l'indice CBR immédiat	83
IV.9.7. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)	84
- IV.9.7.1. But de l'imbibition (immersion dans l'eau)	84
IV.9.7.2. Mode opératoire	84
IV.9.8. Expression des résultats	85
IV.10. Comparaison entre le mélange étudié avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques	89
IV.11. Conclusion	90
 Chapitre V : Essais routiers	
V.1. Introduction	91
V.2. Essai Micro-Deval (NF P18-571)	91
V.2.1. Définition	91
V.2.2. Objectifs et but de l'essai	91
V.2.3. Principe de l'essai	91
V.2.4. Préparation du matériau	92
V.2.5. Mode opératoire	92
V.2.6. Matériaux utilisés	94
V.2.7. Résultats et interprétation	94
V.3. Essai Los Angeles (NF P18-573)	95
V.3.1. But de l'essai	95
V.3.2. Principe de l'essai	95
V.3.3. Appareillage	95
V.3.4. Préparation du matériau	96
V.3.5. Exécution de l'essai	96
V.3.6. Matériaux utilisés	97
V.3.7. Résultats et interprétation	97
V.3.8. Comparaison du mélange étudié avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques	99
V.4. Essai de Fragmentabilité pour les matériaux rocheux (NF P 94-066)	101
V.4.1. Introduction	101
V.4.2. Objectifs et but de l'essai	101
V.4.3. Principe de l'essai	101
V.4.4. Appareillage	101
V.4.5. Préparation du matériau	102
V.4.6. Exécution de l'essai	102
V.4.7. Matériaux utilisés	103
V.4.8. Résultats obtenus	103
V.4.9. Comparaison des mélanges étudiés avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques	104
V.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)	105
V.5.1. Objectif de l'essai	105
V.5.2. Principe de l'essai	105

V.5.3. Exécution de l'essai	105
V.5.4. Expression des résultats	106
V.5.5. Matériaux utilisés	106
V.5.6. Résultats obtenus	106
V. 6. Conclusion	107
 Chapitre VI : Résistance au cisaillement des matériaux étudiés	
VI.1. Introduction	108
VI.2. Résistance au cisaillement	108
VI.3. But de l'essai	109
VI.4. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement	110
VI.4.1. Dans les sols cohérents	110
VI.4.2. Dans les sols pulvérulents	110
VI.5. Les paramètres intrinsèques	110
VI.5.1 L'angle de frottement interne	110
VI.5.2 La cohésion	111
VI.6. Différents types d'essais de cisaillement à la boîte	112
VI.6.1. Essai consolidé, drainé (CD)	112
VI.6.2. Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)	112
VI.6.3. L'essai non consolidé non drainé (UU)	113
VI.7. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement	113
VI.8. Principe de l'essai de cisaillement	113
VI.9. Appareillage	114
VI.10. Mode opératoire et déroulement de l'essai	116
VI.11. Expression des résultats	116
VI.12. Essais réalisés	117
VI.13. Présentation des résultats	117
VI.14. Comparaison entre le mélange étudié et d'autres mélanges (calcaire, marne et schiste) + déchets plastiques	124
VI.15. Conclusion	126
 Conclusions et perspectives	127
 Références bibliographiques	129

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les chaussées

Figure 1.I. Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).	4
Figure 2.I. Structure type d'une chaussée souple.	6
Figure 3.I. Structure type d'une chaussée bitumineuse épaisse.	7
Figure 4.I. Structure type d'une chaussée semi rigide.	7
Figure 5.I. Structure type d'une chaussée inverse.	8
Figure 6.I. Structure type d'une chaussée en béton de ciment (rigide).	9
Figure 7.I. L'orniérage (LCPC ,1998).	13
Figure 8.I. Affaissement hors rive.	14
Figure 9.I. Fissuration transversale.	14
Figure 10.I. Fissuration longitudinale.	15
Figure 11.I. Fissuration d'adaptation.	15
Figure 12.I. Dégradation en pelade.	16
Figure 13.I. Dégradation en plumage.	17
Figure 14.I. Dégradation en ressuage.	17

Chapitre II : Recyclage et matériaux recyclés

Figure 1.II. Déchets inertes.	24
Figure 2.II. Déchets ménagers et assimilés.	25
Figure 3.II. Déchets organiques.	25
Figure 4.II. Déchets dangereux des activités économiques.	26
Figure 5.II. Déchets non dangereux des activités économiques.	26
Figure 6.II. Processus de recyclage. (www.educauto.org)	27
Figure 7.II. Impacte du recyclage sur l'environnement.	28
Figure 8.II. Le recyclage du verre.	31
Figure 9.II. Recyclage et valorisation des déchets bois.	32
Figure 10.II. Pneus et autres déchets en caoutchouc et en plastique (www.emwelt.lu).	36
Figure 11.II. Matière plastique sous différentes formes.	36
Figure 12.II. Le tri des déchets.	38
Figure 13.II. Balles de plastique.	38

Chapitre III : Identification des matériaux

Figure 1.III. Matériaux utilisées.	44
Figure 2.III. Déchets plastiques avant et après broyage.	45
Figure 3.III. Formation du calcaire.	47
Figure 4.III. Coupe du rebord de la plateforme continentale.	48
Figure 5.III. Situation géographique du site de prélèvement des échantillons.	51
Figure 6.III. Carrière d'extraction du Calcaire.	52
Figure 7.III. Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285.	52
Figure 8.III. Classification de calcaire selon les différentes classes granulaires.	53
Figure 9.III. Etapes de la pesée hydrostatique.	54
Figure 10.III. Mode opératoire.	56

Figure 11.III. Plages des limites d'ATTERBERG.	58
Figure 12.III. Limites d'ATTERBERG – NF P 94-051.	60
Figure 13.III. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).	60

Chapitre IV : Compactage et portance des matériaux étudiés

Figure 1.IV. Compactage des sols.	63
Figure 2.IV. Objectifs de compactage.	63
Figure 3.IV. Influence de la teneur en eau sur le compactage.	65
Figure 4.IV. Influence de l'énergie de compactage sur le compactage.	66
Figure 5.IV. Influence de type de sol sur le compactage.	67
Figure 6.IV. Diagramme Proctor simple.	68
Figure 7.IV. Modèle de courbe Proctor.	71
Figure 8.IV. Matériel utilisé pour l'essai Proctor.	72
Figure 9.IV. Exécution de l'essai Proctor.	73
Figure 10.IV. Courbe Proctor du calcaire seul.	74
Figure 11.IV. Courbe Proctor du calcaire + 5% déchets plastiques.	75
Figure 12.IV. Courbe Proctor du calcaire + 7% déchets plastiques.	76
Figure 13.IV. Courbe Proctor du calcaire + 10 % déchets plastiques.	76
Figure 14.IV. Courbe comparative des essais Proctor modifié.	77
Figure 15.IV. Evolution de la teneur en eau des différents mélanges.	78
Figure 16.IV. Evolution de la densité sèche des différents mélanges.	78
Figure 17.IV. Les teneurs en eau optimales des différents matériaux.	79
Figure 18.IV. Les densités sèches des différents matériaux.	80
Figure 19.IV. Corps de la chaussée selon le trafic.	81
Figure 20.IV. Confection de l'éprouvette pour essai CBR.	82
Figure 21.IV. Appareillage de poinçonnement CBR.	83
Figure 22.IV. Résultat du poinçonnement.	84
Figure 23.IV. Exécution de l'essai CBR après immersion.	85
Figure 24.IV. Courbe enfoncement-forces de l'essai CBR immédiat.	86
Figure 25.IV. Evolution des indices CBR immédiat en fonction de la teneur en déchets plastiques.	86
Figure 26.IV. Courbes enfoncements-forces de l'essai CBR après immersion.	87
Figure 27.IV. Evolution des I CBRimm en fonction du pourcentage des déchets plastiques.	87
Figure 28.IV. Comparaison des indice CBR immédiat et après immersion des différents échantillons.	88
Figure 29.IV. Indice CBR immédiat des différents mélanges.	89
Figure 30.IV. Indice CBR immédiat des différents mélanges.	90

Chapitre V : Essais routiers

Figure 1.V. Machine d'essai Micro-Deval.	91
Figure 2.V. Mode opératoire d'essai micro Deval.	92
Figure 3.V. Lavage du matériau.	93

Figure 4.V. Résultats des essais Mico-Deval.	94
Figure 5.V. Machine d'essai Los Angeles.	95
Figure 6.V. Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.	96
Figure 7.V. Résultats des essais Los Angeles.	98
Figure 8.V. Comparaison des coefficients LA des différents mélanges.	100
Figure 9.V. Comparaison des coefficients MDE de différents matériaux.	100
Figure 10.V. Etapes d'un essai de fragmentabilité.	102
Figure 11.V. Courbes granulométriques du calcaire seul.	103
Figure 12.V. Courbes granulométriques du calcaire + 5 % des déchets plastiques.	103
Figure 13.V. Résultats comparatifs des différents mélanges.	104
Figure 14.V. Etapes d'un essai de dégradabilité.	105
Figure 15.V. Courbes granulométriques du calcaire seul.	106
Figure 16.V. Courbes granulométriques du calcaire + 5% déchets plastiques.	107

Chapitre VI : Résistance au cisaillement des matériaux étudiés

Figure 1.VI. Courbe de contraintes-déformations.	109
Figure 2.VI. Droite intrinsèque.	109
Figure 3.VI. Droites intrinsèques des différentes catégories de sols.	111
Figure 4.VI. Droite intrinsèque d'un essai (CD).	112
Figure 5.VI. Droite intrinsèque d'un essai (CU).	112
Figure 6.VI. Droite intrinsèque d'un essai (UU).	113
Figure 7.VI. Principe de la boîte de cisaillement.	114
Figure 8.VI. Boîte de cisaillement.	114
Figure 9.VI. Machine de cisaillement automatisé.	115
Figure 10.VI. Cellule de cisaillement.	115
Figure 11.VI. Exécution de l'essai.	116
Figure 12.VI. Échantillon après cisaillement.	117
Figure 13.VI. Courbes contraintes-déformations du calcaire seul.	118
Figure 14.VI. Courbes de variation du volume du calcaire seul.	118
Figure 15.VI. Droite intrinsèque du calcaire seul.	119
Figure 16.VI. Courbes contraintes-déformations de calcaire + 5% de déchets de plastiques.	119
Figure 17.VI. Courbes de variation du volume de calcaire + 5% de déchets plastiques.	120
Figure 18.VI. Droite intrinsèque du calcaire +5% de déchets plastiques.	120
Figure 19.VI. Comparaison de la cohésion des différents échantillons.	121
Figure 20.VI. Angle de frottement des différents mélanges.	122
Figure 21.VI. Courbes comparatives à 1 Bar.	122
Figure 22.VI. Courbes comparatives à 2 Bar.	123
Figure 23.VI. Courbe comparative à 3 Bar.	123
Figure 24.VI. Droites intrinsèques des différents mélanges.	123
Figure 25.VI. Comparaison de la cohésion des différents mélanges.	124
Figure 26.VI. Comparaison de l'angle de frottement des différents mélanges.	125

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Recyclage et matériaux recyclés

Tableau 1.II. Quantité recyclée des emballages (Verre, plastique, Aluminium) (http://www.bafu.admin.ch).	29
Tableau 2.II. Classe de déchets de bois.	34

Chapitre III : Identification des matériaux

Tableau 1.III. Caractéristiques physiques et mécaniques de quelques polymères.	45
Tableau 2.III. Teneurs en eau de matériaux étudiées.	53
Tableau 3.III. Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.	54
Tableau 4.III. Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.	55
Tableau 5.III. Les résultats de la masse volumique des particules solides.	56
Tableau 6.III. Interprétation des degrés de saturation établie par TERZAGHI.	57

Chapitre IV : Compactage et portance des matériaux étudiés

Tableau 1.IV. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (NF P 94-093,1999).	70
Tableau 2. IV. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes.	71
Tableau 3.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire.	74
Tableau 4.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 5% déchets plastique.	74
Tableau 5.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 7 % déchets plastique.	75
Tableau 6.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 10 % déchets plastique.	76
Tableau 7.IV. Evolution des teneurs en eau et des masses volumiques sèche pour les différents mélanges.	77
Tableau 8.IV. Evolution des teneurs en eau et des densités en fonction du matériau.	79
Tableau 9.IV. Résultats d'essai CBR pour le calcaire + déchets plastiques.	85
Tableau 10.IV. Classe de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).	88
Tableau 11.IV. L'indice CBR immédiat des différents matériaux.	89
Tableau 12.IV. L'indice CBR immergé des différents matériaux.	89

Chapitre V : Essais routiers

Tableau 1.V. Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.	92
Tableau 2.V. Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval.	93
Tableau 3.V. Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire seul.	94
Tableau 4.V. Calcul de coefficient Micro-Deval des différents mélanges.	94
Tableau 5.V. Charge de boulet suivant le type de classe granulaire.	96
Tableau 6.V. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire seul.	97
Tableau 7.V. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire + 5 % déchets plastiques.	97

Tableau 8.V. Tableau de référence des valeurs de Los Angeles.	98
Tableau 9.V. Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron,BRGM).	99
Tableau 10.V. Coefficient LA et MDE pour les différents échantillons.	99
Tableau 11.V. Coefficient LA de différents matériaux.	99
Tableau 12.V. Coefficient Micro-Deval de différents matériaux.	100
Tableau 13.V. Valeurs de références.	102
Tableau 14.V. Coefficient de fragmentabilité de différents mélanges.	104
Tableau 15.V. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG.	106

Chapitre VI : Résistance au cisaillement des matériaux étudiés

Tableau 1.VI. Cohésion des différents mélanges.	121
Tableau 2.VI. Angle de frottement des différents mélanges.	121
Tableau 3.VI. Comparaison de la cohésion des différents mélanges.	124
Tableau 4.VI. Comparaison de l'angle de frottement entre les mélanges.	125

Liste des principales notations et indices

W : Teneur en eau naturelle ;
M_h : Masse humide ;
M_d : Masse des grains solides ;
M_w : Masse de l'eau ;
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_d : Masse volumique sèche ;
ρ_h : Masse volumique humide ;
ρ_s : Masse volumique des particules solides ;
ρ_w : Masse volumique de l'eau ;
e : Indice des vides ;
S_r : Degré de saturation ;
n : Porosité ;
γ_d : Densité sèche ;
V_w : Volume de l'eau ;
V_s : Volume des particules solides ;
V_v : Volume des vides ;
V : Volume total ;
W_l : Limite de liquidité ;
W_p : Limite de plasticité ;
I_p : Indice de plasticité ;
W_s : Limite de retrait ;
W_{opm} : Teneur en eau de l'optimum Proctor modifié ;
W_{opn} : Teneur en eau de l'optimum Proctor normal ;
W_n : Teneur en eau naturelle ;
W_{opt} : Teneur en eau optimale ;
PN : Proctor normal ;
PM : Proctor modifié ;
Δh : Variation de hauteur mesurée ;

H : Hauteur initiale de l'éprouvette ;
G : Gonflement linière relatif ;
CBR_{imm} : Indice CBR après immersion ;
MDE : Coefficient micro deval ;
LA : Coefficient Los Angeles ;
DG : Coefficient de dégradabilité ;
FR : Coefficient de fragmentabilité ;
D10 : Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât ;
 ϕ : Angle de frottement interne ;
C : cohésion ;
 ϕ' : Angle de frottement effectif ;
C' : cohésion drainée ;
C_u : Cohésion apparente ;
 ϕ_u : Angle de frottement apparent ;
Sc : Section corrigée ;
L : Longueur de la boîte de cisaillement ;
 ΔL : Déplacement horizontale ;
 Δv : Variation de volume en pourcentage ;
 ΔV : Variation volumique ;
 τ : Contrainte tangentielle ;
T : Force de cisaillement ;
 ϵ_h : Déformation horizontale ;
 σ : Contrainte normale appliquée.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement durable auquel ces dernières années s'intéresse le monde entier est lié à la construction d'ouvrages de génie civil, particulièrement les ouvrages routiers vu que le réseau routier est considéré comme le secteur porteur de croissance dans une économie. Ces derniers représentent un patrimoine très important qui demande un entretien et une amélioration continue.

La réalisation de ces ouvrages nécessite des quantités en agrégats de plus en plus croissante au point où les carrières restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux.

Selon un document parvenant de l'entreprise nationale des granulats, la production des granulats (y compris les sables) est estimée entre 80 et 100 millions de tonnes par an.

Afin de limiter l'extraction abusive des matériaux naturels très utilisés dans de vastes programmes de construction, et vu que nous sommes ainsi face à une situation de surexploitation des carrières qui entraîne un problème environnemental réel ; le recyclage et la valorisation des déchets sont aujourd'hui considérés comme une solution d'avenir.

La valorisation des matériaux et la prise en charge des déchets est parmi les priorités inscrites par les pouvoirs publics, d'autant plus que les déchets peuvent être injecté directement dans plusieurs domaines, notamment dans la construction qui s'intéresse de plus en plus à la valorisation des déchets.

Ce mémoire cherche à mettre en évidence la possibilité d'utiliser les déchets plastiques pour les corps de chaussées (couche de fondation et couche de base). Les échantillons étudiés sont reconstitués à base de mélanges de granulats de calcaire et de différentes proportions de plastique (0%, 5%, 7% et 10%).

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (calcaire et déchets plastiques) sont soumis aux principaux essais mécaniques routiers, à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié, les essais de portance avant et après immersion à la presse CBR, les différents essais routiers (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentabilité et dégradabilité) et les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Pour mener à terme ce travail, nous l'avons scindé en six chapitres et synthétisés par des conclusions et quelques perspectives.

Le chapitre I présente des généralités sur les chaussées et les matériaux routiers. Il traite principalement, les définitions des différentes couches constituant une chaussée, leur dimensionnement, la définition des granulats et les types employés en construction routières.

Le chapitre II présente la valorisation des déchets et définit essentiellement le recyclage et les différents matériaux recyclés ainsi que leurs intérêts dans le domaine du génie civil. Il s'intéresse principalement au recyclage du plastique.

Dans le chapitre III est entamée la partie expérimentale de ce travail. Il est consacré aux différents essais d'identifications sur les matériaux utilisés (calcaire et déchets plastiques), afin de déterminer leurs caractéristiques physiques. Une interprétation des résultats des essais est également donnée dans ce chapitre.

Dans le chapitre IV est présentée la première série d'essais mécaniques réalisés au laboratoire à savoir, les essais de compactage Proctor et les essais de portance CBR. Ces essais

permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges au compactage ainsi que leur portance sous les plus mauvaises conditions hygrométriques. Sont présentés ainsi, les différents modes opératoires, les résultats d'essais et les différentes comparaisons effectuées sous forme de tableaux et de courbes avec les interprétations correspondantes.

Le chapitre V porte aussi sur quelques essais routiers, à savoir les essais Los Angeles, Micro-Deval, et les essais de dégradabilité et de fragmentabilité ainsi que les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Le chapitre VI est consacré aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Ces essais permettent de traduire le comportement des matériaux étudiés du point de vue résistance au cisaillement et variation de volume. Ils permettent de déduire les caractéristiques mécaniques en cisaillement, à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion. Sont ainsi présentés, le but et le principe de l'essai, l'appareillage, le mode opératoire, les avantages et les inconvénients de l'essai, et enfin, les principaux résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Enfin, le présent travail sera terminé par des conclusions synthétisant les principaux résultats obtenus et quelques perspectives pour de futures recherches.

Chapitre I

Généralités sur les chaussées

I.1. Introduction

Les structures des chaussées constituent d'un ensemble très complexes, ceci est dû essentiellement à un ensemble de variable qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées.

Dans ce chapitre, seront présentés des généralités sur les chaussées modernes, les différentes couches constitutives, les principaux types de chaussées les paramètres pris en compte pour leur dimensionnement ainsi que leurs déformations.

I.2. Définition d'une chaussée

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches, qui sont mises en œuvres pour répartir les charges induites par le trafic que le sol support seul ne pourrait pas soutenir.

Au sens géométrique : c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

Au sens structurel : c'est l'ensemble des couches de matériaux superposés de façon à permettre la reprise des charges.

Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent de déformations permanentes, ni dans le terrain, ni dans la chaussée elle-même (Coquand, 1978).

C'est cette partie qui nous intéresse particulièrement dans ce chapitre.

I.3. Constitution d'une structure d'une chaussée

Les chaussées constituent de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression verticale transmise au sol.

La description adoptée par la méthode de dimensionnement française, établie par le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) et le service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA, 1996), ont associé à chacune des couches une fonction.

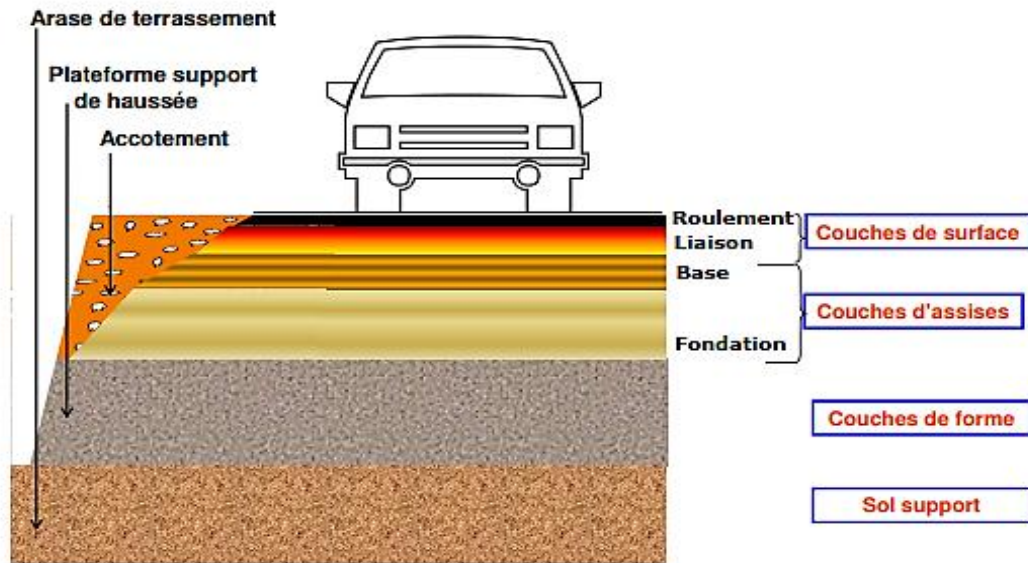


Figure 1.I. Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).

I.3.1. Plate-forme support de chaussée

C'est un ensemble constitué du sol support et d'une couche de forme.

a. Le sol support

Généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée.

La portance de la chaussée dépendra essentiellement de la portance du sol support.

b. Couche de forme

Elle est généralement prévue pour répondre à certains objectifs en fonction de la nature du sol support :

- **Sur un sol rocheux** : elle joue le rôle de nivellement afin d'aplanir la surface.
- **Sur un sol peu portant (argileux à teneur en eau élevée)** : elle assure une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

Actuellement, on tient de plus en plus compte du rôle de portance à long terme, apporté par la couche de forme dans le dimensionnement et l'optimisation des structures de chaussées.

I.3.2. La couche d'assise

L'assise des chaussées est généralement constituée de deux couches :

a. La couche de fondation

Elle est constituée de gravier concassé 0 /40 d'une épaisseur de 20cm. Elle répartie les contraintes induites par le trafic à un taux compatible avec les limites admissibles du sol support.

b. La couche de base

Elle est constituée de gravier 0/25 et bitume, elle est d'une épaisseur de 20cm. Elle est la plus proche de la couche de surface. Elle reçoit des contraintes et des déformations notables.

Elle supporte l'action des véhicules permettant aussi d'atténuer les pressions élevées avant d'être transmise à la couche de fondation.

I.3.3. La couche de surface

A son tour la couche de surface a généralement une structure bicouche, elle est en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure.

a. La couche de roulement

Elle est la seule couche perçue par les usagers, Elle assure :

- La fonction d'étanchéité des couches d'assises vis-à-vis des infiltrations d'eau et des sels de déverglace, et à travers ses caractéristiques de surface, elle garantit la sécurité et le confort des usagers.
- Elle doit résister à une circulation souvent canalisée avec des freinages fréquents et s'intégrer à l'environnement architectural, elle doit limiter les bruits de roulement des véhicules.

b. Couche de liaison

Permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers et assurer la transition avec les couches inférieures plus rigides.

I.4. Les différents types des chaussées

Le réseau routier et autoroutier est composé de plusieurs types des structures de chaussées.

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, la nature des matériaux et leur localisation dans la structure de chaussée et le niveau de trafic, on répertorie différentes familles de structures (LCPC, 1994).

I.4.1. Les chaussées souples

Chaussées dont les matériaux ne sont pas traités par un liant. Principalement utilisées pour la réalisation de routes secondaires empruntées par les poids lourds (moins de 200 poids lourds par jour).

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise par couche de 30 à 60 cm. Sous la charge du trafic chaque couche constituant cette chaussée transmet sur la couche suivante une charge uniformément répartie. (LCPC, 1998)

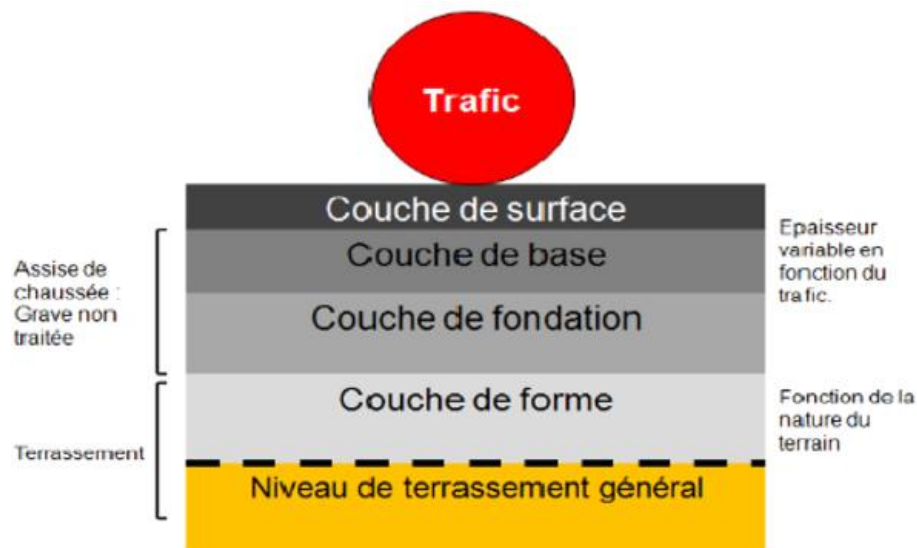


Figure 2.I. Structure type d'une chaussée souple.

I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse surmontée un corps de chaussée d'épaisseur comprise entre 15 et 40 cm composé d'une couche de base et une couche de fondation en grave traitées aux liants hydrocarbonés ou hydrauliques.

Le collage des couches a une grande importance pour ce type de chaussée car il permet les allongements maximaux à la base des couches les plus profondes et donc évité les sollicitations en traction de chaque couche, qui conduisent à la ruine prématurée de la structure.

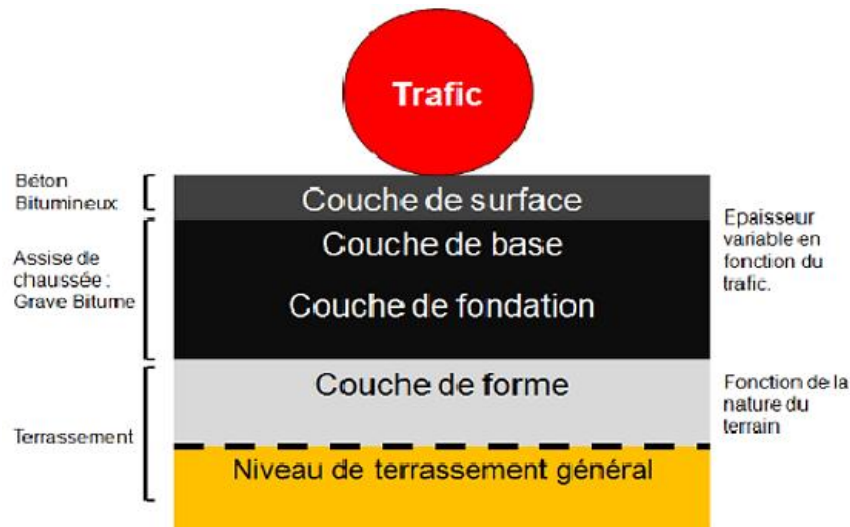


Figure 3.I. Structure type d'une chaussée bitumineuse épaisse.

I.4.3. Les chaussées à assise traitées aux liants hydrauliques (semi rigide)

Ces structures sont qualifiées couramment de « semi rigide » ; elle comporte une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposé en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50cm avec une couche de surface en matériaux hydrocarbonés d'épaisseur 6 à 14 cm .

Le comportement mécanique de cette chaussée est intermédiaire entre celui des chaussées souples et celui des chaussées rigides.

Le phénomène de retrait est l'un des problèmes qu'on rencontre dans ce type de chaussées, bien qu'il est empêché par le frottement entre la couche d'assise et le sol support jusqu'à la couche de roulement ; il remonte au travers la couche de roulement.

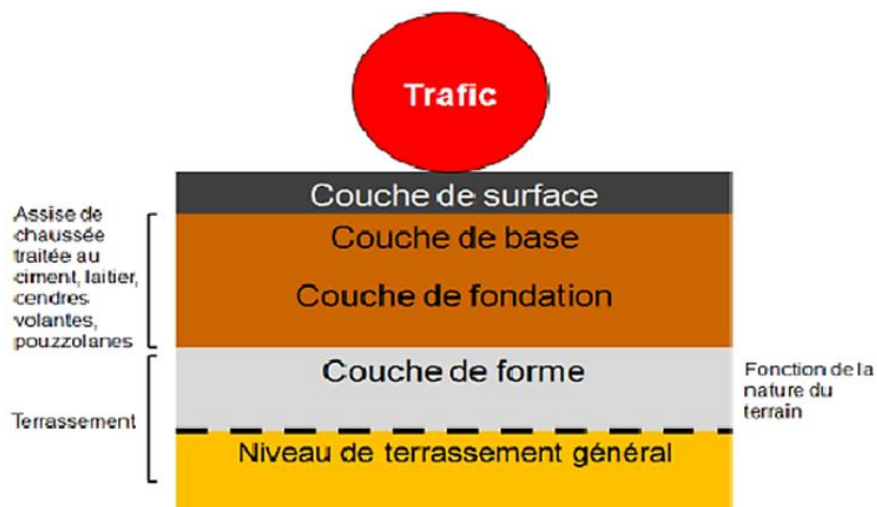


Figure 4.I. Structure type d'une chaussée semi rigide.

I.4.4. La chaussée à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'environ 15 cm d'épaisseur sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques ; l'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

Ces trois couches, ayant toutes un rôle spécifique : la couche de surface en matériaux bitumineux, assure l'étanchéité et l'uni de l'ensemble, la couche granulaire absorbe les fissures de la couche de fondation empêchant ainsi leur remontée ; et enfin, la couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques permet de répartir les contraintes sur le sol.

La dégradation de ces structures est provoquée par des orniérages limités et des fissures transversales de fatigue.



Figure 5.I. Structure type d'une chaussée inverse.

I.4.5. Les chaussées en béton de ciment (rigide)

Sont constituées d'une couche de béton de 15 à 40 cm recouverte d'une couche mince en enrobés bitumineux.

La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton de ciment, ou drainante non traitée) ; soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armée continu), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints.

Ce type de chaussée absorbe les efforts et les transmet peu au sol. Leur inconvénient est que la partie basse peut être fragilisée à cause des efforts de traction engendrés par les poutres en béton.

La dilatation de ce dernier peut provoquer des fissures si la mise au point de dilatation ou de pré fissuration n'a pas eu lieu.

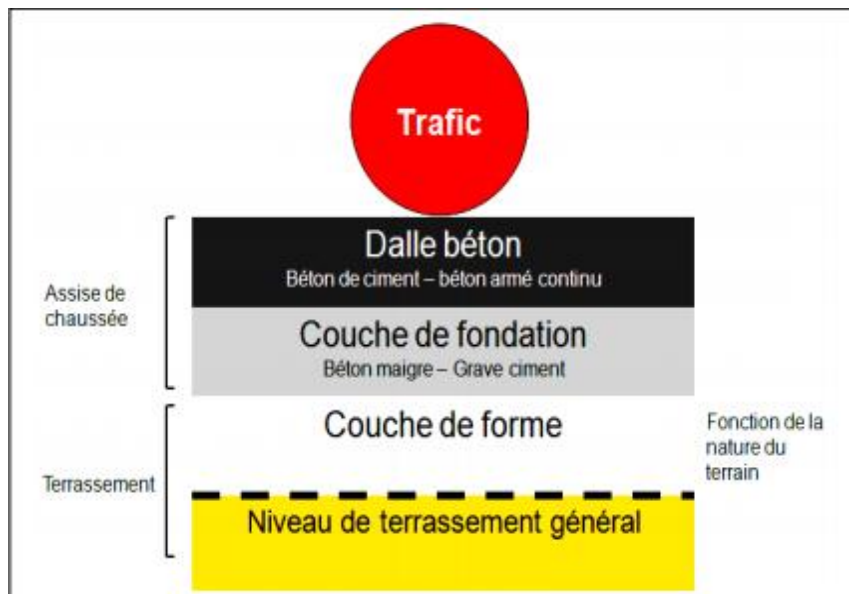


Figure 6.I. Structure type d'une chaussée en béton de ciment (rigide).

I.5. Dimensionnement d'une 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 de 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 toutes sa durée de vie.

L'ingénieur appelé à construire cette chaussée sur un terrain donné, devra tenir compte de certains paramètres essentiels.

En se référant à Coquand (1978) et Faure (1998), on a résumé ces paramètres dans les points suivant :

I.5.1. Le trafic

Le trafic constitue un élément essentiel du dimensionnement des chaussées. A chaque passage de véhicules, le poids des véhicules est transmis à la chaussée, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques qui entraîne une légère fatigue de celle-ci, tant pour ce qui concerne la structure que les qualités de surface. L'accumulation de ces dommages élémentaires conduit à la dégradation progressive de l'ensemble.

Les poids lourds sont les seuls véhicules pris en considération pour décrire et quantifier le trafic dans les opérations de conception et de dimensionnement de la chaussée.

I.5.2. La durée de service

Le maître d'ouvrage choisira une durée de service ou durée initiale de calcul qui est fonction de sa stratégie d'investissement. Cette durée sera en général comprise entre 10 et 20 ans ; c'est la durée pour laquelle l'ouvrage réalisé n'entraînera aucun entretien structurel.

I.5.3. Le risque de calcul

Il est fixé par le maître d'ouvrage et correspond à la probabilité de rupture de la chaussée à l'issue de la durée de service.

I.5.4. La qualité de la plate-forme

Le dimensionnement de la chaussée dépend de la classe de portance exigée au marché pour la plate-forme support.

I.5.5. Les données climatiques et d'environnement

Les données climatiques ont une influence sur la résistance, la durabilité et la déformabilité des chaussées et de leur support. Le dimensionnement doit subir une vérification au gel / dégel en fonction de la localisation géographique du projet et son exposition aux rigueurs hivernales.

I.5.6. Les matériaux pour assises

Le dimensionnement de la chaussée doit tenir compte de la qualité et des caractéristiques mécaniques des matériaux pour assises. Ils doivent résister à des sollicitations répétées un très grand nombre de fois (le passage répété des véhicules, notamment lourds).

I.6. Dégradation des chaussées

A la base de toute stratégie d'entretien figure généralement un relevé des dégradations de surface et une interprétation associée.

En effet, la dégradation de surface constitue dans la plupart des cas, un des indicateurs les plus précoces et les plus sensibles de l'évolution des caractéristiques structurelles et de surface des chaussées.

Pour que le relevé de dégradations soit le plus efficient possible, il est nécessaire de bien définir les dégradations et leur niveau de gravité.

I.6.1. Pourquoi un relevé de dégradation

Le revêtement routier est sensible à plusieurs agents agressifs (circulation des véhicules, UV, viabilité hivernale, impact mécanique,...).

Un revêtement altéré laisse entrer l'eau, modifie l'uni longitudinal, impacte la macro texture et donne une mauvaise image de l'état du réseau routier.

I.6.2. Les facteurs influents sur les dégradations

a. Le climat

Les contraintes thermiques ne sont pas assez élevées pour générer de la fissuration, mais il est concevable d'imaginer que les variations journalières de température peuvent créer des variations de contraintes qui vont engendrer de la fatigue.

Dans les climats rudes (ou avec des fortes amplitudes thermiques journalières), une chute brutale de la température peut suffire à engendrer dans l'enrobé des contraintes thermiques dépassant la limite de rupture de ce dernier et ainsi provoque une fissuration.

Dans les climats dits « plus modérés » de tels phénomènes ne sont pas courants et nombre d'auteurs avancent l'hypothèse de l'existence d'un phénomène de fatigue thermique.

La présence d'eau en grande quantité et le cycle gel-dégel et quand ce phénomène apparaît-il entraîne une diminution des résistances mécaniques ce qui accélère la destruction de la structure.

Les eaux de pluie peuvent diminuer la durée de vie souhaitée d'une chaussée. L'infiltration des eaux de pluie augmente la teneur en eau du sol support, ce qui entraîne la chute de sa portance.

b. Le trafic

Au passage d'un véhicule, la chaussée accuse une petite fatigue. De ce point de vue les poids particulièrement agressifs : le passage d'un essieu de 13 tonnes a autant d'effet sur la structure de la chaussée que celui d'un million de véhicules de tourisme. La répartition des charges entraîne une fatigue générale de la chaussée qui présente alors des dégradations.

Le frottement des pneumatiques en mouvement sur la couche de roulement conduit également par usure à son vieillissement.

Les efforts tangentiels et transversaux notamment pour les chaussées de giratoire peuvent donner lieu à des dégradations des chaussées.

c. Les matériaux

Le critère nature des matériaux est essentiel et ne devra, en aucun cas être négligé, car sa négligence entraîne une détérioration accélérée des différentes couches et des problèmes insurmontables de dégradations de la couche de surface.

Les défauts observés sur les matériaux sont en générale :

- La granularité incorrecte.
- Une dureté insuffisante, surtout pour les granulats.
- Une propreté insuffisante des granulats.
- La mauvaise forme géométrique des granulats.
- Matériaux naturels trop argileux.

d. La fabrication et la mise en œuvre

En ce qui concerne la fabrication ou la mise en œuvre on peut citer les défauts suivants :

- La ségrégation des graves concassés.
- Les dosages non respectés.
- Le mauvais enrobage.
- Le compactage insuffisant.
- Les températures de mise en œuvre trop basses.

I.6.3. Types de dégradation et leurs causes probables

Il existe plusieurs types de dégradations des chaussées, et il est important de non seulement reconnaître les dégradations pour être en mesure de bien identifier la ou les sources du problème, mais également de quantifier l'ampleur de la ou des dégradations.

Afin de faire la meilleure gestion du réseau possible ; les dégradations sont classées en quatre familles :

I.6.3.1. Les déformations des chaussées**a. Orniérage**

Tassement en pleine chaussée sous le passage des roues des véhicules.

➤ Causes

- Soit fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures dues à un défaut de portance du sol (orniérage grand rayon).

- Soit mauvaise stabilité d'un enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes ou dans les zones de freinage (orniérage petit rayon).



Figure 7.I. L'orniérage (LCPC ,1998).

b. L'affaissement de rive

Enfoncement prononcé localisé à la partie de la chaussée comprise entre le bord et la bande de roulement de rive.

➤ Causes

Dégradation aggravée par la présence d'eau qui reste stockée dans le bas-côté.

c. L'affaissement hors rive (flache)

Enfoncement ponctuel, flache quand l'affaissement a une forme circulaire.

➤ Causes

- Pour les chaussées souples : fatigue due à un défaut de portance localisé du sol (poche d'argile humide).
- Pour les chaussées traitées aux liants hydrauliques (ciment, laitier....) : mauvaise qualité localisée des matériaux de l'assise.



Figure 8.I. Affaissement hors rive.

I.6.3.2. Les fissurations

a. La fissuration transversale

Fissuration sensiblement perpendiculaire à l'axe de la chaussée, isolée ou périodique d'espacement variable du tout ou partie de la largeur de chaussée.

➤ Causes

Remontée en surface d'une fissure de prise ou de retrait thermique ou remontée d'un joint transversal de mise en œuvre de l'assise traitée ou joint de reprise d'un tapis enrobés.



Figure 9.I. Fissuration transversale.

b. La fissuration longitudinale en bande de roulement

Fissuration sensiblement parallèle à l'axe de la chaussée apparaissant exclusivement dans une bande de roulement.



Figure 10.I. Fissuration longitudinale.

c. Faïençage dans les bandes de roulement

Ensemble de fissures entrelacées ou maillées (mailles fines inférieures à 30 cm) forme une série de polygones et localisé dans les bandes de roulement.

d. Fissuration d'adaptation

Fissuration provenant de mouvement des sols : tassements d'épaulement, retrait hydrique, tassement de remblais ...



Figure 11.I. Fissuration d'adaptation.

I.6.3.3. Les dégradations d'arrachement

a. Nid de poule

Cavité à la surface de la chaussée due à des départs de matériaux.

➤ **Causes**

Désagrégation et départ de matériaux dû à une mauvaise qualité de la chaussée, à une pollution par remontée de l'argile dans le corps de la chaussée, à une forte perméabilité de la couche de roulement.

b. Pelade

Arrachement de la couche de roulement par plaques.

➤ **Causes**

- Epaisseur insuffisante de la couche de roulement.
- Défaut d'accrochage de la couche de roulement (nettoyage insuffisant avant la mise en œuvre de la couche de roulement, absence de couche d'accrochage, présence d'eau à l'interface).



Figure 12.I. Dégradation en pelade.

c. Plumage

Arrachement des gravillons du revêtement.

➤ **Causes**

- Sous dosage en liant d'un enduit superficiel.
- Mise en œuvre dans des conditions atmosphériques défavorables (température très basse, pluie...).
- Utilisation de gravillons sales.
- Compactage insuffisant.
- Remise trop rapide sous circulation.
- Cette dégradation se rencontre souvent dans les zones humides ou ombragées (surdosage en liant nécessaire).



Figure 13.I. Dégradation en plumage.

d. Ressuage

Remontée de mastic (liant fines) à la surface du revêtement.

➤ Causes

- Surdosage en liant.
- Bitume trop mou (liant mal adopté).
- Sur compactage.



Figure 14.I. Dégradation en ressuage.

I.7. Les matériaux routiers

I.7.1. Classification des matériaux

Il est possible de classer les matériaux suivant la granulométrie, la masse volumique, l'origine et le mode de préparation du matériau,... Selon l'origine, nous pouvons avoir deux groupes.

a. Les matériaux roulés

Ce sont des mélanges de sables et de graviers provenant de lits de rivières, de terrasse alluviales et en règle générale de dépôt après érosion et transport naturel.

b. Les matériaux de carrière

Ce sont des matériaux issus de l'exploitation des carrières.

On en distinguera :

- Les matériaux tout- venant de concassage.
- Les matériaux concassés à granulométrie continue.

I.7.2. Les granulats

Les granulats sont des substances granulaires formées d'un ensemble d'éléments solides de dimensions généralement comprises entre 0 et 100 mm ; ces éléments sont obtenus par concassage, criblage etc.... et sont utilisés dans la fabrication de différents matériaux de construction et dans les différentes couches de chaussées, (Guy, 2007).

En technique routière, l'importance de la qualité des granulats a été longtemps sous-estimée. L'approfondissement des techniques a conduit, peu à peu, les ingénieurs routiers à prendre connaissance de cet ensemble de particules qui forment, de 90 à 95 % en poids des couches de roulement et de 100% dans la majorité des cas, des fondations des routes. Ces matériaux granulaires sont soumis à de nombreuses sollicitations :

- Les pneus à crampons ;
- L'action polissant des pneus ;
- Le trafic lourd et intense ;
- Le gel et dégel ;
- L'action de l'équipement de chantier lors de la construction de routes.

Il est donc nécessaire pour lutter contre l'usure des pavages et leur dégradation lors de la construction de routes, de connaître et de caractériser le mieux possible ces ensembles de fragments.

I.7.3 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). (Coquand, 1978)

I.7.3.1. 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. Il est essentiel de remarquer que la résistance d'un matériau pierreux dépend de deux éléments, d'une part de la dureté de la roche, d'autre part du mode de concassage, qui influence plus spécialement sur la forme des matériaux. Les matériaux de forme plate ou allongée sont plus fragiles que ceux voisins de la forme cubique.

I.7.3.2. 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.
- Soit de "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.7.3.3. Liants hydrocarbonés : bitume et goudron

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.7.3.4. Emploi dans les chaussées de 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.

Les géotextiles, matériaux en fibres de polyesters, peuvent être tissés ou non tissés. Elles peuvent être soit perméables, soit imperméables (géomembranes), livrés en rouleaux pesant 100 à 400 g/m², ils peuvent assurer dans les fondations de chaussées, des fonctions de renforcement (armatures), de séparation (anti-contaminants), de filtration et de drainage. Enfin, en vue d'obtenir en surface une rugosité exceptionnelle, on utilise des granulats artificiels présentant une haute résistance à l'abrasion (bauxite calcinée, céramique moulée, etc.)

I.7.4. Les différentes familles de matériaux

La technique routière française fait appel à trois grandes familles de matériaux, toutes à base de granulats :

- Matériaux non liés « GNT » ;
- Matériaux traités aux liants hydrocarbonés GB, BB, etc... ;
- Matériaux traités aux liants hydrauliques GC.

I.7.4.1. Matériaux pour couche d'assise

➤ Les graves non traitées G.N.T. (NF P 98-129)

- 2 types de G.N.T : Suivant le mode d'élaboration et suivant leur caractéristique.

- GNA : obtenue en une seule fraction granulaire.
- GNB : obtenue par le mélange d'au moins deux fractions granulométriques distinctes.

Utilisation : Plates-formes supports de chaussées ; Couches de fondation ou fondation /base. Épaisseur de mise en œuvre 15 à 35 cm.

➤ **Les graves traitées au liant hydraulique (NF P 98-116)**

- GC : Grave Ciment.
- GAC : Grave Améliorée au Ciment.
- GVC : Grave Valorisée au Ciment.

Utilisation : Couches de fondation, base ou fondation /base. Épaisseur souhaitable d'utilisation 18 à 28 cm ; Des épaisseurs supérieures peuvent être envisagées avec des ateliers de compactage adaptés.

➤ **Les graves traitées aux liants hydrocarbonés**

- GBF : Grave Bitume pour sous-couche de Fondation.
- GBB : Grave Bitume pour sous-couche de Base.
- EME : Enrobé à Module Elevé.
- GE : Grave Emulsion.

➤ **Bétons de ciment (NF P 98-170).**

Ce sont des mélanges, fabriqués en centrale, de granulats, de ciment et d'eau. Les bétons ont la propriété d'être maniables pendant un certain temps après leur fabrication, puis de durcir progressivement jusqu'à atteindre des résistances très élevées.

Les particularités des bétons routiers ne sont pas différentes de celles des bétons utilisés dans d'autres applications.

Utilisation : Couches de base et/ou couche de roulement ; Réalisation des fondations de chaussées à revêtement en béton pervibré et des fondations des chaussées à revêtement en pavés de pierre naturelle ou en béton.

I.8. Conclusion

Les chaussées sont souvent réalisées à base de granulats naturels issus de carrières. Par conséquent, la demande en agrégats est de plus en plus croissante au point où les sources naturelles restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux. Cependant le développement du pays engendre un accroissement de la demande en agrégats que les sources naturelles sont parfois incapables de satisfaire.

Ces dernières années, de nouveaux matériaux (matériaux de recyclage) sont testés (débris de verre, déchet de plastique,...) afin de compenser du moins partiellement le manque en

granulats ; c'est pour cela le principe de valorisation des déchets générés par la consommation accrue du monde moderne est alternative de taille pour la protection de l'environnement et le développement durable.

Le chapitre suivant est consacré au développement de la filière du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés, ainsi que les méthodes de valorisation mise en place.

Chapitre II

Recyclage et matériaux recyclés

II.1. Introduction

Devant le besoin de plus en plus croissant des ressources en matériaux et les strictes exigences et conditions de préservation de l'environnement dans une vision de développement durable, il est devenu nécessaire et pertinent de prospecter et d'étudier toutes les possibilités et opportunités de recyclage et de valorisation des déchets et sous-produit industriels pour une vision de développement durable.

La notion de valorisation des déchets consiste en « le réemploi, le recyclage ou toutes autre action visant à obtenir, à partir de déchets, des matériaux réutilisables ou de l'énergie ». Avant de valoriser un déchet, il faut connaître son origine, l'analyser, caractériser son état actuel et son comportement dans le temps. Il s'agit donc de « mesurer pour connaître et connaître pour agir ». L'approche globale du déchet permettra d'en définir son devoir, à savoir quel type de valorisation choisir.

Dans ce chapitre, nous allons présenter principalement le recyclage et la valorisation des déchets notamment dans le domaine du génie civil et des travaux publics.

II.2. Définition d'un déchet

Un déchet est un objet en fin de vie ou une substance ayant subi une altération physique ou chimique qui ne présente alors plus d'utilité ou est destiné à l'élimination.

Le déchet est de plus en plus considéré, au début de XXI siècle, comme un héritage problématique de la révolution industrielle et de l'urbanisation. Les possibilités d'élimination montrent leurs limites et l'accent est d'avantage mis sur la réutilisation et le recyclage.

Les déchets peuvent être classés en trois catégories :

- **Les déchets dangereux** : qui présentent une ou plusieurs propriétés dangereuses (comburant, inflammable, explosif, corrosif, cancérigène...) (décret n° 2002-540 du 18 avril 2002),

- **Les déchets non dangereux** : qui ne figurent pas dans le décret n° 2002-540 du 18 avril 2002,

- **Les déchets inertes** : qui ne sont pas dangereux et ne contiennent pas de constituants évolutifs. Ils « ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune autre réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et ne détériorent pas d'autres matières avec lesquelles ils entrent en contact, d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine » (directive n° 1999/31/CE). Ils proviennent essentiellement du secteur du BTP.

II.3. Les grandes catégories de déchets

Les déchets sont classés par catégories, lesquelles peuvent varier en fonction de leur nature, de leur provenance ou encore de leur caractère plus ou moins toxiques.

II.3.1. Déchets inertes

Déchet qui ne subit aucune modification physique, chimique ou biologique importante, ne se décompose pas, ne brûle pas, et ne produit aucune réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradable et ne détériore pas d'autres matières avec lesquelles il entre en contact, d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine.

Ces déchets sont admissibles dans les installations de stockage et proviennent essentiellement des chantiers de bâtiment et de travaux publics ou l'industrie de fabrication de matériaux de construction. Ce sont notamment les déchets suivants :

Les bétons, les tuiles et les céramiques, les briques, les déchets de verre, les terres ; les enrobés bitumineux.

Ils ne sont pas dangereux, mais compte tenu de leurs volumes et de leurs quantités, ils seront stockés dans des centres spécialisés.



Figure 1.II. Déchets inertes.

II.3.2. Déchets assimilés et ménagers

Ce terme regroupe l'ensemble des déchets produits dans le cadre de notre vie quotidienne : emballages, reste de repas, électroménagers, vieux meubles, déchets verts, vieux vêtements, etc.



Figure 2.II. Déchets ménagers et assimilés.

II.3.3. Déchets organiques

Les termes suivants recouvrent la même notion : bio déchets ou déchets fermentables ou FFOM (fraction fermentable de l'ordure ménagère). Il s'agit de :

- Déchets végétaux des parcs et jardins (déchets verts) ;
- Déchets organiques de la cuisine (reste de repas, épluchures, papiers essuie tout, papier journal, marc de café, filtres à café...



Figure 3.II. Déchets organiques.

II.3.4. Déchets dangereux des activités économiques

Il s'agit de déchets d'entreprises contenant des éléments toxiques présentant un réel danger pour la santé et l'environnement. Ce sont par exemple les solvants, les vernis, les colles, les goudrons.

Ces déchets font l'objet d'une réglementation particulière et doivent suivre des filières de collecte et de traitement spécifiques.



Figure 4.II. Déchets dangereux des activités économiques.

II.3.5. Déchets non dangereux des activités économiques

Il s'agit de déchets d'entreprises qui s'apparentent, par leur nature et leur composition, aux déchets ménagers tels que les déchets liés aux activités de commerce, les déchets de construction et les déchets de service publics (école, administration..).

La loi considère d'ailleurs qu'ils sont « assimilables aux déchets ménagers » et peuvent ainsi être collectés et éliminés comme des déchets ménagers.



Figure 5.II. Déchets non dangereux des activités économiques.

II.4. Définition de recyclage

Le recyclage est procédé de traitement des déchets de produits arrivés en fin de vie ; concrètement, cela consiste à réutiliser en partie ou totalement les matériaux qui composent un déchet pour fabriquer de nouveaux produits. (Berg et al, 2009).

Les matériaux recyclables comprennent certains métaux, plastiques et cartons, le verre, les gravats, etc. Ainsi, en particulier depuis les années 70, le recyclage est une activité importante de l'économie et des conditions de vie des pays développés. Le recyclage s'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des trois R :

- Réduire, qui regroupe tout ce qui concerne la réduction de la production de déchets,
- Réutiliser, qui regroupe les procédés permettant de donner à un produit usagé un nouvel usage.
- Le recyclage apporte une contribution importante à la baisse des quantités de déchets à éliminer par enfouissement et par incinération, mais il n'est pas suffisant pour contrer l'augmentation de la production des déchets ou y suffit à peine.

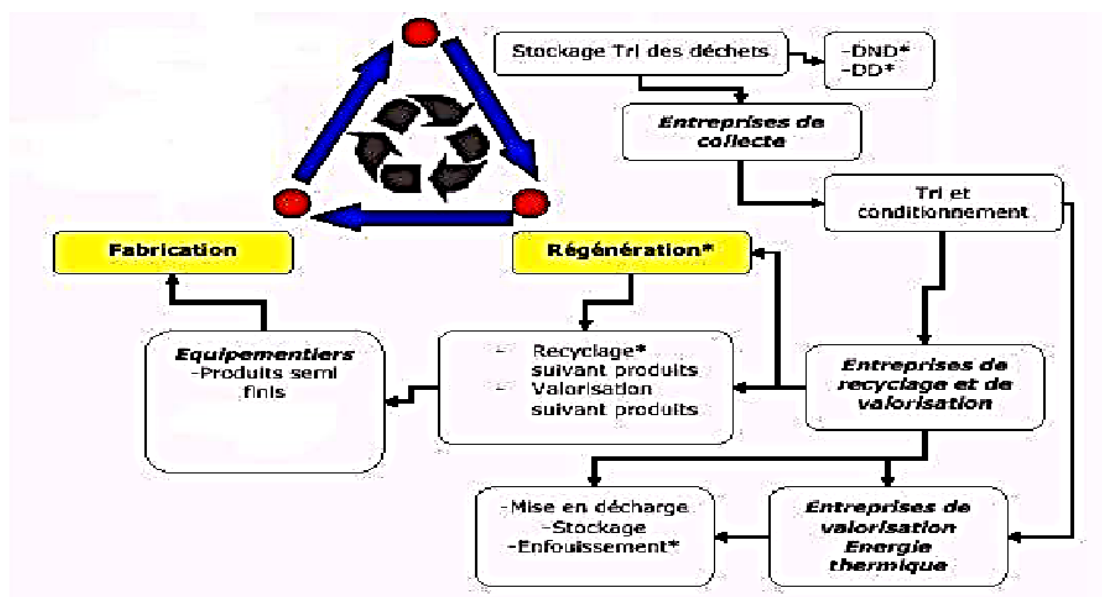


Figure 6.II. Processus de recyclage. (www.educauto.org)

II.4.1. Pourquoi on recycle ?

Dans ce circuit, nos déchets industriels ou ménagers deviennent des matières premières, ce qui permet de :

a. Préserver les ressources naturelles de notre planète

- Recycler ses cartons évite l'abattage de milliers d'arbres chaque année.
- Recycler le verre permet d'économiser du sable.
- Recycler le plastique réduit la consommation de pétrole.

b. Préserver l'environnement

- Réduire le volume et le poids de nos poubelles.
- Limiter les risques de pollution de l'aire et du sol.

II.4.2. Impacte de recyclage sur l'environnement

D'après Saadani (2002), les bénéfices économiques et environnementaux du recyclage sont considérables : il permet de protéger les ressources, de réduire les déchets, de créer des emplois, de protéger la nature et d'économiser les matières premières.

Le recyclage permet de réduire l'extraction de matières premières :

- L'acier recyclé permet d'économiser du minerai de fer ;
- Chaque tonne de plastique recyclé permet d'économiser 700 kg de pétrole brut ;
- Le recyclage de 1 kg d'aluminium peut économiser environ 8 kg de bauxite, 4 kg de produits chimiques et 14 kWh d'électricité ;
- L'aluminium est recyclable à 100% ; 1 kg d'alu donne 1 kg d'aluminium (après avoir été fondu).
- Chaque tonne de carton recyclé fait économiser 2,5 tonnes de bois ;
- Chaque feuille de papier recyclé fait économiser 11 l d'eau et 2,5 W d'électricité en plus de 15g de bois.



Figure 7.II. Impacte du recyclage sur l'environnement.

II.5. Les matériaux recyclés

Le nombre et la qualité des études des filières de recyclage sont très variables selon le produit ou matériau considéré. On peut distinguer une série de produits ou matériaux ayant fait l'objet d'un nombre important d'études le Papier-carton, le plastique, le verre.

Tableau 1.II. Quantité recyclée des emballages (Verre, plastique, Aluminium).

(http://www.bafu.admin.ch)

Année	Verre		Plastique		Aluminium	
	Quantité recyclée (tonne)	Taux de recyclage (%)	Quantité recyclée(tonne)	Taux de recyclage(%)	Quantité recyclée(tonne)	Taux de recyclage(%)
2000	60011	91	23000	82	1760	90
2001	246765	91	25989	82	2370	91
2002	227300	94	27306	72	2602	91
2003	231731	95	32597	71	2900	85
2004	209294	95	31495	74	3250	88
2005	210204	95	31604	75	3750	90
2006	215645	96	32366	76	4362	90
2007	226869	95	33880	78	5000	90
2008	228390	95	358225	78	5800	91
2009	238384	95	37543	81	6400	91
2010	236733	94	36637	80	6900	91
2011	244733	94	38010	81	8000	91
2012	241683	96	37571	81	9050	92
2013	244775	96	38035	83	9100	91

II.5.1. Le papier carton

Sous cette appellation, on regroupe les produits issus de transformation de fibres végétales naturelles et dont la grande majorité est recyclable : emballages, journaux, vieux livres La consommation de papiers et de cartons est en règle générale proportionnelle au niveau de développement et de richesse d'un pays.

Il existe des qualités différentes de papier. Le papier pour écrire et celui pour dessiner sont de bonne qualité. Le papier journal et le carton sont de moins qualité. Les vieux papiers de bonne qualité sont recyclés pour les livres et le papier à écrire. Les autres vieux papiers sont recyclés en carton et papier d'emballage.

- **Avantages du recyclage**

C'est l'économie de matière première : une tonne de papier-carton permet d'obtenir à quelques kilogrammes près la même quantité de pâte à papier alors que trois tonnes de bois seraient nécessaires.

Autre avantage, l'économie réalisée sur les moyens de traitement : les opérations de coupe, de broyage, de cuisson, de défibrage, de lavage et de raffinage, indispensables dans le cas du bois, ne sont pas nécessaires dans le cas du recyclage. Le papier recyclé se retrouve de plus en plus dans les journaux et les magazines, qui en achètent de grandes quantités à moindre coût. Paradoxalement, pour les particuliers, le papier à écrire recyclé n'est pas moins cher que le papier neuf : cela est lié à leur préférence pour la qualité du second qui entraîne une moindre consommation du premier. Néanmoins, il bénéficie d'une bonne image de marque grâce au symbole du respect de l'environnement.

- **Quelques contraintes et spécificités**

- Les papiers d'origines ménagères sont encore souvent jetés avec d'autres déchets et sont souvent souillés. Ils ne peuvent alors être traités que par incinération ou méthanisation.
- Le déchet papier n'est pas toujours homogène : il comporte aussi des indésirables comme les agrafes, les bandes de colle au dos des magazines reliés, les morceaux de plastiques, etc...
- Les journaux posent des problèmes de désencrage (impact environnemental des boues obtenues), mais celui-ci n'est réalisé que si la qualité finale attendue du produit l'exige.
- Le cas des billets de banque usagés est particulier : chaque année, environ 700 millions de billets sont détruits. Pour des raisons de sécurité monétaire, le mode de traitement de ceux-ci est l'incinération, et la chaleur ainsi dégagée permet de fournir 25% de la vapeur nécessaire à la fabrication de nouveaux billets. Or, il a été calculé que le recyclage serait beaucoup plus économique et des solutions en ce sens sont envisagées.
- Les tétra-packs : 95 % de carton, un film d'aluminium et un film plastique extérieur. Il est difficile de séparer ces trois éléments qui ne peuvent être valorisés dans les mêmes filières. Il existe des solutions, mais beaucoup plus coûteuses que pour le carton ordinaire.
- Le compostage : matière d'origine organique, les papiers-cartons sont compostage, mais la mauvaise qualité du compost obtenu n'a pas permis le développement des quelques essais réalisés.
- La perte progressive de qualité : plusieurs recyclages successifs broient totalement les fibres et le papier obtenu est de moins en moins résistant.

II.5.2. Le verre

Les déchets en verre provenant des ménages se composent de bouteilles, de pots, de flacons, de bocaux, de vitrages, etc. La quasi-totalité de ce gisement est constituée de déchets d'emballages encore appelés « verres creux ». Le tri de verre est essentiel car il se recycle à l'infini.

L'utilisation de 1 tonne de verre récupéré permet, lors de la fabrication d'économiser 100Kg de fuel et évite le rejet de 200Kg de carbone.

- **Collecte**

Le verre issu des ménages peut être collecté de manière sélective en vue du recyclage, soit en mélange avec d'autres déchets recyclables (collecte multi matériaux). Les conteneurs d'apport volontaire dédiés et les collectes sélectives en porte-porte permettent de récupérer une grande partie de ce gisement.



Figure 8.II. Le recyclage du verre.

- **Mode d'élimination**

A l'issue de son utilisation par les ménages, le verre peut suivre différents circuits :

La réutilisation : les contenants en verre sont triés par teinte, lavés puis revendus aux embouteilleurs pour être à nouveau remplis. La durée de vie moyenne est de 10 remplissages.

Le recyclage dans la filière verrière : le verre récupéré, après les opérations de tri et de nettoyage est broyé. Il devient du « calcin », utilisé comme matière première secondaire dans les industries verrières. Ce procédé a plusieurs avantages, et tout particulièrement d'abaisser la température de fusion, de diminuer la consommation énergétique et de limiter l'épuisement des ressources naturelles. Le taux de recyclage du verre ménager récupéré était de plus 73% en 2012.

Autre type de valorisation : le verre ménager par ses propriétés chimiques, peut être valorisé dans des produits divers : matériaux de construction, matériaux d'isolation, céramiques, peintures, filtration.

- **Perspectives :** Pour améliorer le taux de recyclage du verre, des efforts restent à faire au plan des collectes pour :
 - Densifier la dotation en contenant pour la collecte sélective en porte-à-porte et en apport volontaire.
 - Systématiser la sensibilisation et la communication.

II.5.3. Le bois

Selon l'Ademe, 2014 ; 97% des déchets de bois sont valorisés et on sait que 57% des 7.2 millions de tonnes de ces déchets sont valorisés en matière et 22% en valorisation énergétiques.

Les déchets en bois ont plusieurs origines :

- L'exploitation forestière : souvent brûlés sur place (branchages, écorces,...), ou laissés à l'abandon (sciures), la nature faisant le reste.
- Les industries de première transformation : chutes de scieries.
- Les industries de deuxième transformation (menuiseries, charpentes,...) où les déchets de bois peuvent avoir été traités et doivent alors entrer dans des circuits de traitements spécifiques.
- Les objets en bois ou partiellement en bois, parvenus ou non en fin de vie et dont le propriétaire se débarrasse : ces déchets peuvent être aussi composés de bois traités.
- La restauration de mobilier ancien, méthode de traitement d'une forme de déchet en bois qui en génère elle-même d'autres. Il peut s'agir également de bois traités.



Figure 9.II. Recyclage et valorisation des déchets bois.

- **Recyclage**

La valorisation des déchets de bois non traités peut se faire de plusieurs manières, selon les besoins des entreprises et les différentes essences de bois :

- Compostage des écorces de résineux.
- Concassage des écorces de résineux pour le paillage couvre-sol en horticulture.
- Fabrication de panneaux d'agglomérés à partir de sciures et de copeaux 15.
- Utilisation en papeteries pour les dosses et déligneurs d'essence non tanniques.
- Production d'énergie à partir des écorces et des sciures de feuillus : ce mode de valorisation est souvent réalisé en interne par les entreprises productrices et l'énergie ainsi obtenue, est utilisée pour le chauffage des locaux ou le séchage du bois.
- Fabrication de charbon de bois pour les dosses et déligneurs de feuillus.
- Valorisation en granulés ou briquettes pour servir de combustible.

Certains éléments comme les palettes, caisses ou cagettes sont des déchets qui se prêtent facilement à la valorisation matière par le biais du réemploi, avec ou sans réparation. S'ils ne peuvent être réemployés, ils peuvent être l'objet d'une valorisation énergétique :

- Les cagettes, très souvent endommagées, ne sont pas réparables et sont donc assez peu réutilisées ; elles sont en revanche brûlées.
- Les caisses et palettes, en revanche sont fréquemment réutilisées plusieurs fois : c'est le cas de près de la moitié des palettes « multi rotations » qui sont consignées et généralement prises en charge par un réparateur sous-traitant pour l'entreprise utilisatrice, ou par un récupérateur qui les répare et les revend. Les déchets générés par cette activité de réparation sont le plus souvent brûlés, sinon ils rejoignent le circuit réglementé des bois traités.
- Les palettes en bois non traitées et non réutilisées peuvent être broyées et le broyat trié et débarrassé des impuretés métalliques (clous et agrafes) et plastiques (reste de suremballages) est dirigé vers l'industrie du panneau.
- La valorisation énergétique de ces emballages est assez peu répandue mais la tendance est au développement de petites unités de chauffage destinées aux bâtiments de collectivités locales.

- **Les différents types de déchets de bois**

Il existe 3 différentes catégories de bois à connaître :

- **Le bois de classe A (bois non traités)**

Ils proviennent des sous-produits de la modification des bois brut, des bois secs non traités, de palettes, tambours pour câbles, planches et poutres sans peinture...

- **Le bois de classe B ou AB (bois traités non dangereux)**

Ils proviennent de produits comme des portes, armoires, des bois de coffrage utilisé, des bois de démolition, des panneaux, des bois d'œuvre, vieux meubles, fenêtres ...

- **Le bois de classe C (bois traité dangereux)**

Ils proviennent de produit traités à la créosote (traverser de chemin de fer, des poteaux téléphoniques ...) on autoclaves et imprégnés de sels métalliques (écrans acoustiques, piquets de vigne et d'arboriculture...)

Les bois de classe C ne sont pas recyclés ou valorisés, ils doivent être incinérés dans des installations spécifiques car leurs risques d'émissions sont trop importants, notamment en termes de composés organiques volatils pollen.

Ce pendant pour les bois des deux premières classes, une valorisation pourra être faite.

Tableau 2.II. Classe de déchets de bois.

Classes	Description	Débouchés
Classe A	Bois massif Palettes, planches et poutres propres non contaminées Emballages en bois	Sciures 4-8 mm Industrie du panneau Sciures 0-3 mm Fours de cimenterie
Classe B	Multiplex Panneaux avec ou sans mélamine Panneaux de fibres Bois de démolition Portes et fenêtres sans verre Tables et chaises, fauteuils et armoires sans recouvrement, ni remplissage, ni rotin	Auparavant : mise en décharge; actuellement : recyclage comme ci-dessus. Unités de chauffe industrielles
Classe C	Panneaux durs de fibres de bois Panneaux tendres de fibres de bois Panneaux MDF (<i>medium density fibreboards</i>)	Débouchés en Italie comme source d'énergie pour l'industrie des panneaux de particules

II.5.4. L'acier et l'aluminium

Une grande partie de l'acier et de l'aluminium que vous retrouvez aujourd'hui dans les produits a été recyclée. Chaque année en Europe, quelque 85 millions de tonnes d'acier sont recyclées. Pour l'aluminium, il s'agit de plus de 5 millions de tonnes, soit près de la moitié (40%) de la demande totale.

- **Pourquoi recycler l'acier et l'aluminium ?**

L'acier est une matière première qui peut être recyclée indéfiniment, sans la moindre perte de qualité. Cela permet d'économiser non seulement des matières premières comme le charbon et le minerai de fer mais également jusqu'à 75% d'énergie.

Le recyclage de l'aluminium fait même économiser jusqu'à 95% d'énergie par rapport à la production d'aluminium 'neuf'.

- **Produits en acier et aluminium recyclés**

L'acier recyclé se trouve partout, des lames de rasoir aux constructions en acier pour les gratte-ciel, des machines à café aux grues pour les conteneurs. De nombreux emballages sont en acier recyclé.

Pensez par exemple aux boîtes de conserve, canettes et boîtes à thé et café dans l'industrie alimentaire, aux emballages pour produits de beauté, déodorants, insecticides et produits de nettoyage et enfin, aux barils et bidons. Les pièces automobiles et les appareils ménagers électriques contiennent également une grande quantité d'acier.

Enfin, l'acier se trouve aussi dans des objets plus inattendus, entre autres dans les équipements médicaux modernes.

L'aluminium est très populaire dans le secteur alimentaire : canettes, plats préparés, boîtes de conserve ou couvercles des emballages en plastique pour les produits laitiers. De l'aluminium est aussi utilisé dans le secteur de la construction, entre autres dans les câbles électriques et les profilés de fenêtres.

Enfin, l'aluminium possède de nombreux avantages pour le recyclage. Il permet de recycler les ressources naturelles et 95% de l'énergie nécessaire à la fabrication du métal.

II.5.5. Pneus usagés et déchets plastiques

En Algérie le secteur d'activité œuvre en effet à renforcer ses actions en matière de valorisation des déchets et sous-produits industriels notamment les pneus usagés dans les travaux routiers et de génie civil. Cette démarche consiste évidemment à développer et appuyer l'utilisation de ce déchet industriel dans les divers travaux de génie civil ce qui contribuera

II.6.2. Histoire de l'apparition du plastique

L'histoire des matières plastiques remonte à l'Égypte antique : Au XX siècle av. J-C., Les égyptiens employaient des colles à base de gélatine, caséine ou albumine. Ils utilisaient de la gélatine d'os pour le collage de bois. Vers 1835, Henri Victor Regnault découvre par accident la réaction de polymérisation du chlorure de vinyle. Suite à cela et en 1862 : l'Anglais Alexander Parkes présente la Parkesine (issue de la cellulose), l'un des plus anciens polymères artificiels. Cette découverte est à la base de l'industrie plastique moderne ;

La première fabrication industrielle du polychlorure de vinyle (PVC) s'est faite en 1931. Le PVC a été découvert en 1913 par le professeur allemand Klatt (Fontanelle et al, 2005) et en 1935 avait commencé la fabrication industrielle du polystyrène (PS) à Ludwigshafen, suivie d'un rapide développement en Allemagne ;

La Seconde Guerre mondiale exacerba les besoins en matières premières : en 1941 Winfield et Dickson ont découvert le poly téréphtalate d'éthylène puis en 1953 : Le chimiste allemand Karl Ziegler et son équipe découvrent fortuitement un système catalytique permettant la polymérisation linéaire de l'éthylène sous modérée, produisant le polyéthylène haute densité (PEHD) au faible degré de ramification ; Depuis une trentaine d'années, les voitures, les trains et les articles électroménagers (machines à laver,...) n'ont cessé de s'alléger en métal et de gagner en performance grâce à l'apport des matériaux plastique. De nouveaux plastiques toujours plus respectueux de l'environnement (recyclage et biodégradabilité améliorés), moins dépendants du pétrole (réduction de cout), thermostables, plus transparents, incassables, ininflammables ou originaux sont en voie de développement.

II.6.3. Production mondiale du plastique

Une estimation de 311 millions de tonnes de plastique produites mondialement en 2014, soit plus près de 10.000 kilos de plastique par seconde, consommant 8% environ de la production mondiale de pétrole contre 299 millions de tonnes en 2013, selon la Fédération des producteurs de plastique.

La Chine représente le plus grand producteur de plastique dans le monde, avec 26% du total mondial, suivie de l'Europe avec un 20%. Par contre, l'Afrique et le Moyen Orient, ne produisent que 7%, et 5% en Amérique Latine.

L'Allemagne arrive en tête dans la consommation du plastique par 24.9% suivie par l'Italie 14.3% ensuite la France par 9.6%.

II.6.4. Etapes de recyclage des déchets plastiques

a. Le tri

Pour le recyclage des emballages plastiques. On fait le tri des déchets plastiques à la maison et les dépose dans le bac ou conteneur de tri sélectif : toutes les bouteilles et flacons en plastique,

et peut-être aussi les pots de yaourts, barquettes de légumes, sacs et films plastiques si la commune participe déjà à l'extension des consignes de tri. Les déchets collectés partent ensuite dans un camion à destination du centre de tri.



Figure 12.II. Le tri des déchets.

b. Le centre de tri

Une fois arrivés dans un centre de tri, pour les emballages plastiques, le processus de recyclage continue. A partir de ce moment-là, ils sont triés par grande famille comme par exemple: le polyéthylène téréphtalate (PET), le polyéthylène (PE), le polystyrène (PS), et le polypropylène (PP), etc Une fois triés de la sorte, les emballages plastiques usagés sont aplatis pour former d'énormes cubes que l'on appelle des balles de plastique. Compactés de la sorte, ils sont prêts à être conduits vers une usine de régénération et de recyclage de plastique.



Figure 13.II. Balles de plastique.

c. La régénération de la matière plastique

C'est au cœur de l'usine de régénération que la magie du recyclage commence vraiment à opérer.

Les plastiques aplatis contenus dans les balles sont d'abord nettoyés, broyés et ramollis. Suivant un procédé de transformation technique très précis, les emballages plastiques deviennent alors

des paillettes de couleurs différentes. Ces paillettes sont ensuite lavées puis chauffées à très forte température pour être transformées en granulés de plastique. Les granulés partent ensuite dans des usines de recyclage pour vivre une nouvelle vie.

d. Les granulés donnent vie à de nouveaux objets en plastique recyclé

Comment recycle-t-on le plastique ? Une fois transformés en granulés, les déchets arrivent dans une usine de recyclage pour servir à la fabrication de nouveaux objets. Et pour chaque type de granulés, il y a des applications différentes.

Le recyclage des emballages plastiques, comme les bouteilles de lait ou les flacons de lessive par exemple donneront vie à des sièges auto pour enfant, des arrosoirs ou encore à des tuyaux.

Les granulés des bouteilles d'eau ou de liquide vaisselle pourront servir pour le rembourrage de nounours, de couettes et sac de couchages ou bien pour concevoir de nouveaux emballages plastiques.

e. Le tri des nouveaux déchets plastiques

Comment recycler le plastique ? Dans les usines de recyclage, les granulés donneront vie à de nouveaux objets en plastique dont des emballages ménagers. Bouteilles, flacons et autres : on les retrouverait automatiquement dans la consommation de tous les jours. Une fois usagés, ils sont à nouveau triés et déposés dans le bac de collecte sélective pour leur offrir une nouvelle vie.

Le recyclage du plastique doit être une priorité. Il est important de faire une bonne gestion des déchets. Le recyclage du plastique pose une certaine difficulté. C'est nécessaire de débattre sur le sort réservé au plastique. Un problème commun qui requiert l'intervention de tous les acteurs en passant par les entreprises, les collecteurs, les mairies, etc.

II.6.5. Valorisation du plastique

Il y a trois grandes méthodes de valorisation du plastique

La valorisation énergétique : consiste à incinérer les déchets plastiques pour récupérer l'énergie qu'ils contiennent sous forme de chaleur. Les plastiques, composés de pétrole raffiné, ont une capacité calorifique proche de celui-ci. Cette méthode de valorisation permet de recycler une grande partie des déchets plastiques. En revanche si elle est mal maîtrisée elle peut présenter des risques majeurs pour l'environnement et la santé des êtres vivants par l'émission de dioxines et de HAP, molécules cancérigènes présentes dans les fumées.

La valorisation matière : ou valorisation mécanique, consiste à réutiliser les déchets plastiques avec un minimum de transformation de la matière. Cette technique est utilisée pour le traitement des déchets thermoplastiques. Elle repose avant tout sur une collecte sélective ou un tri des

déchets plastiques à partir des ordures ménagères. Il est très souvent nécessaire d'avoir des déchets plastiques triés par type de résine plastique. Plus le tri est efficace, plus le produit en sortie de valorisation matière est de bonne qualité.

La valorisation chimique : consiste à transformer la matière plastique en molécule de base (polymère, ester...), pouvant servir à la synthèse d'une nouvelle matière plastique, ou pour la pétrochimie. Ces technologies sont encore peu développées ou limitées à certaines natures de résines plastiques. On ne les utilise que dans les pays du Nord et les pays émergents.

II.6.6. Valorisation des déchets plastiques dans le BTP

- **Europe : le recyclage du plastique dans le BTP**

En 2010 en Europe, le secteur du Bâtiment et des Travaux Publics a utilisé plus de 9 millions de tonnes de plastiques, ce qui le positionne à la seconde place européenne des plus gros consommateurs de plastiques. Plus de 56% des déchets plastiques ont été valorisés, soit 20% de valorisation matière et 36% de valorisation énergétique. La France est encore en retrait par rapport à la moyenne européenne puisqu'elle ne réalise que 16% de recyclage des matières plastiques du secteur.

On remarque une implication progressive du BTP : +4% de valorisation des déchets plastiques entre 2009 et 2010 en Europe. Une nouvelle positive puisque le Grenelle de l'environnement a souhaité porter à 70% le taux de recyclage et valorisation matière des déchets du BTP d'ici 2020.

- **Recyclage du PVC : matériau phare du secteur**

C'est bien connu, le PVC est le plastique le plus utilisé par les professionnels du secteur. Ses caractéristiques techniques de durabilité et de solidité en font un matériau très apprécié. Le PVC est également 100% recyclable, et cela à l'infini. En effet, il se compose à 60% de sel ce qui facilite sa revalorisation et en fait l'un des plastiques les plus recyclés.

Tous les déchets en PVC du bâtiment sont concernés : menuiseries, profilés, canalisations...

Afin de favoriser le recyclage et une utilisation durable du PVC, un engagement européen nommé « VinylPlus » a été instauré et agit sur plusieurs axes :

- Une gestion plus efficace des déchets et du recyclage,
- La réduction des émissions de substances organochlorées,
- L'utilisation plus responsable des additifs,
- Le dialogue social avec les parties prenantes,
- L'utilisation de matières et d'énergies renouvelables.

Fort du succès du programme Vinyl 2010, VinylPlus fixe un nouvel objectif pour 2020 : multiplier par trois la quantité de PVC recyclé d'ici 2020 en Europe, soit 800 000 tonnes.

Un objectif qui reste très ambitieux malgré la mobilisation du secteur du bâtiment qui a fortement participé aux 18 000 tonnes de PVC recyclés en 2011.

Face à de nouveaux défis environnementaux et à des réglementations strictes, les industriels du BTP ont su réagir. Ils ont profondément modifié leur manière de construire et de rénover des bâtiments en développant des matériaux et des processus toujours plus respectueux de l'environnement.

II.6.7. Utilisation du plastique dans la construction routière

Les déchets de plastique, surtout les plastiques mélangés difficiles, voire impossible à recycler dans l'industrie plastique, peuvent être employés dans différents domaines de la construction routière, mais leur application reste assez marginale. Les usages les plus connus sont les blocs en plastique compressé qui permettent de réaliser des remblais légers sur des sols à faible portance.

Les plastiques recyclés peuvent aussi entrer dans la confection de mur antibruit et, sous forme de fibres, dans la réalisation de terre armée pour des remblais ou la stabilisation de talus sujet au glissement. Les granulats de polyéthylène recyclé pourraient être utilisés comme modificateurs pour les liants bitumineux, comme cela a été testé en France.

L'utilisation de plastique recyclé dans la construction des routes n'est pas un nouveau concept. Le matériau est déjà utilisé depuis quelques années dans des projets en Inde pour le remplacement partiel du bitume. A cet effet, des déchets de plastique découpés (principalement des bouteilles et emballages en plastique) sont fondus et mélangés à l'agglomérat chaud, de façon à créer un agglomérat revêtu de plastique qui est ensuite mélangé au bitume et utilisé pour la construction des routes. Le mélange du plastique avec l'asphalte crée une composition appelée bitumes polymérisés. La proportion de déchets de plastique est de 8 tonnes pour 100 tonnes de bitume.

K.K.Plastic Waste Management, une société de Bangalore, tente ainsi de traiter les tonnes de déchets de plastique auxquelles l'Inde est confrontée. Pour chaque voie de 1 km, on utilise environ 2 tonnes de déchets plastiques. L'entreprise a entre-temps déjà construit plus de 1 200 km de routes et a utilisé à cet effet 3 500 tonnes de déchets plastiques.

L'utilisation du plastique pour construire les routes leur permet de mieux résister aux moussons et à l'usure quotidienne que les types de revêtements routiers traditionnels. En Inde, les routes ont généralement une durée de vie de 3 à 4 ans dans des conditions idéales. L'ajout de plastique a permis d'augmenter cette durée de vie de minimum un à deux ans. Ce étant donné que le plastique fait fonction de liant et permet au bitume de mieux se comporter en présence de températures élevées. Etant donné que le plastique est en outre imperméable, les routes ne

se gorgent pas d'eau, il existe moins de risques de formations de trous et elles nécessitent par conséquent moins de réparations.

La construction d'une route qui contient du plastique coûte environ 3 pour cent de plus qu'une route traditionnelle, mais à long terme, elles coûtent moins cher, puisqu'elles nécessitent moins de travaux de réparation et de reconstruction, ce qui permet de faire baisser le prix de revient total.

II.6.8. Des nouvelles routes en plastique recyclé

Souvent noyé sous des tonnes de déchets, les pays de l'hémisphère sud, encore considérés comme poubelle des pays riches occidentaux, trouvent à une échelle locale ou nationale des solutions pour tenter de réduire le volume des déchets plastiques accumulés, limitant ainsi la pollution.

Au **Ghana**, plusieurs routes incluent les sacs en plastique à leur composition. Les sacs en plastique sont déchirés et mélangés avec du sable, ce qui a pour résultat de produire de l'asphalte résistant et durable. Dans ce pays d'Afrique de l'Ouest, 2% des déchets en plastique sont recyclés chaque jour. La société à l'initiative de ce projet emploi déjà 200 personnes et est soutenu par le gouvernement ghanéen pour sa double vocation : création d'emploi et protection de l'environnement.

En **Inde**, 11 kg de plastique sont utilisés chaque année par habitant. La majorité des déchets se retrouvent dans l'océan Indien et leurs conséquences écologiques sur la faune maritime ne sont plus à démontrer. Le plastique est récupéré dans les décharges à ciel ouvert ou encore en mer par les pêcheurs locaux. Les déchets sont ensuite broyés, réduits en fragments puis mélangés au bitume. Un projet financé en partie par le gouvernement indien. A ce-jour, plus de 34 000 km de routes dans le pays sont composés de plastique. Encore une fois, l'objectif est double : réduire le volume des déchets et créer des emplois.

Au **Cameroun**, ce sont des pavés pour les routes et les terrasses des maisons qui sont fabriqués avec des bouteilles en plastique récupérées. Une fois fondu sur feu de bois, le plastique est mélangé à du sable tamisé. Les moules permettent d'obtenir la forme souhaitée. Moins chers, plus résistants et plus écologiques, les pavés camerounais 100% recyclés répondent une nouvelle fois à un besoin social d'emplois et à une vocation de préservation de l'environnement.

En **Hollande**, le projet PlasticRoad envisage la construction de routes 100% recyclées, en utilisant le plastique présent dans les océans. Le but est d'obtenir des blocs préfabriqués de plastique recyclé emboîtables les uns aux autres pour créer des portions de route. Ce système astucieux permettrait un gain de temps considérable en cas de réparation de portion de route abîmée et limiterait tous les désagréments qui vont de pairs comme les embouteillages.

Costa Rica, Sénégal, de nombreux pays testent ces routes nouvelles génération et les premiers constats sont très prometteurs. Les ingénieurs estiment que le plastique est un matériau

idéal pour les routes et ne présente que des avantages : des routes plus solides, plus résistantes, supportant des températures plus élevées, maintenance et construction des routes facilitées, délais des chantiers raccourcis, économie d'essence pour les conducteurs grâce à une meilleure adhérence.

En **France**, pas encore de plastique dans la composition des routes. Mais une volonté timide de vouloir s'aligner sur la tendance des routes plus respectueuses de l'environnement, comme en témoigne la rénovation d'une portion de route dans l'Hérault grâce à un nouveau procédé consistant à remplacer le pétrole par des huiles végétales fabriquées à partir de pins. Les fragments de route cassées sont mélangés avec l'émulsion végétale puis ensuite ré-enduite à la chaussée. « C'est une ressource locale, permettant de limiter les coûts de transport, l'utilisation de matériaux neufs, la gêne causée aux usagers ainsi que les émissions de gaz à effets de serre », explique un responsable de la société de construction Eiffage.

L'hexagone a pour objectif de recycler 100% de ses plastiques d'ici à 2025. C'est en tout cas la promesse faite devant l'Assemblée nationale, en juillet 2017, par le Premier ministre Édouard Philippe. Promesse utopique, dès lors que l'on sait que les meilleurs élèves européens en matière de recyclage sont la Norvège et l'Allemagne avec des taux de recyclage des déchets plastiques qui atteignent à peine 40 %. Le 11 janvier 2018, l'association **Plastic Europe** publiait un rapport qui révélait que la France était à la traîne en la matière, avec un pourcentage de recyclage des déchets en plastique de seulement 22,2 %. Un bien mauvais score lorsque l'on sait que la moyenne européenne se situe autour des 31%. Le trio de tête étant constitué de la Norvège (43,4%), de la Suède (40,6%) et de l'Allemagne (37,7%).

II.7. Conclusion

Les déchets constituent un réel problème, inhérent à toute vie biologique et à toute activité industrielle ; agricole ou urbaine, et à ce titre, la recherche de solution est une vraie nécessité pour les collectivités.

Le plastique, par son recyclage, constitue une source de matière première secondaire pour de nombreuses applications. Une présentation du plastique et de ses propriétés permettra une meilleure compréhension de son utilisation comme matériau de construction.

Cependant, vu les différentes sollicitations auxquelles il sera soumis en pratique, la connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du plastique est indispensable pour confirmer son utilisation dans le domaine routier, ce qui fera l'objet des prochains chapitres.

Chapitre III

Essais d'identification et préparation des échantillons

III.1. Introduction

Avant d'étudier le comportement mécanique de tout matériau, il est nécessaire de définir certains paramètres (physiques, chimiques, minéralogiques...) qui permettent de le caractériser et de faciliter la compréhension de son comportement sous différentes sollicitations mécaniques. Ces paramètres sont déterminés par des essais simples et rapides, appelés « essais d'identifications ».

Identifier un sol en géotechnique consiste classiquement à exécuter la série d'essais suivante :

- Teneur en eau (w) ;
- Masse volumique des grains solides ;
- Masse volumique sèche ;
- Masse volumique humide ;
- L'indice des vides (e) ;
- La porosité (n) ;
- Le degré de saturation (S_r) ;
- Limites d'Atterberg ;

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

III.2. Les matériaux utilisés

Dans le travail réalisé, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir le calcaire et les déchets plastiques. Ils sont des matériaux locaux très disponibles dans la région de la Grande Kabylie. Toutefois, il est à signaler que leur exploitation et leur réutilisation dans le domaine routier ne sont encore pas maîtrisées dans notre pays.



Figure 1.III. Matériaux utilisés.

III.2.1. Matériau industriel (déchets plastiques)

La gestion, le contrôle et l'élimination des déchets en Algérie sont régis par la loi 01-19 du 12 décembre 2001.

Les statistiques sur la composition des déchets de la commune de Tizi-Ouzou (Grande Kabylie) montrent qu'au-delà des déchets putrescibles ou organiques qui présentent 53.24% des déchets à la propriété biodégradable, le plastique constitue le pourcentage le plus élevé des déchets générés inertes avec une valeur de 19.25% des déchets totaux.

Pour optimiser leur exploitation ; les déchets plastiques broyés (figure 2.III) constituent un mélange de plastiques de différentes natures (PEHD, PVC, PS/PET, PP et PEBD) collectés sur des décharges sauvages au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou.



Figure 2.III. Déchets plastiques avant et après broyage.

Les principales caractéristiques physiques et mécaniques des différents plastiques ont été présentées par (Fontanille, 2014) et récapitulées dans le tableau 1.III.

Tableau 1.III. Caractéristiques physiques et mécaniques de quelques polymères

Type	Légèreté	Dureté	Tenue au choc	Résistance au froid	Résistance à la chaleur	Résistance aux solvants organiques	Module d'élasticité E (GPa)	Densité
PEHD	Très bon	Médiocre à assez bon	Très bon	Bon	Assez bon	Très bon	0.8-1.2	0.95
PVC	Assez bon	Assez bon	Faible à très bon	Médiocre	Faible	Faible à bon	2.4	1.38
PEBD	Très bon	Faible à médiocre	Médiocre à très bon	Bon	Médiocre	Très bon	0.12 - 0.3	0.92
PP	Très bon	Médiocre	Faible à assez bon	Médiocre	Assez bon à bon	Bon	1.3	0.91
PS/PET	Bon	Assez bon à bon	Médiocre	Bon	Assez bon	Faible à bon	3.2	1.05
PEHD : polyéthylènes à hautes densités, PVC : polychlorures de vinyle, PEBD : polyéthylène basse densité, PP : polypropylène, PS/PET : polystyrène/poly téréphthalate d'éthylène.								

III.2.1.1. Origine des déchets plastiques utilisés

Les déchets plastiques utilisés proviennent d'un centre de recyclage situé à Oued Aissi dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Ils ont été collectés au niveau du territoire de la wilaya de Tizi-Ouzou.

III.2.1.2. Description des travaux de réalisation avec les matériaux utilisés

La technique de construction des routes à base du mélange de calcaire et du plastique demeure la même que la mise en œuvre classique des chaussées souples. (Babilotte, 1998)

La réalisation d'une chaussée à base de ce mélange comprend quatre étapes :

Etape 01 : Terrassement de la couche support (terrain naturel ou éventuellement le remblai).

Etape 02 : Réalisation de la couche de forme à base du mélange de calcaire et de plastique.

Etape 03 : Réalisation de la couche d'assise.

Etape 04 : Réalisation de la couche de surface.

III.2.2. Le calcaire

III.2.2.1. Définition

Les calcaires sont des roches sédimentaires, tout comme les grès ou les gypses, ils sont inégalement résistants, plus ou moins perméable, et susceptibles d'être attaquées par dissolution si l'eau qui les baigne est riche en gaz carbonique.

Les calcaires sont composés majoritairement de carbonate de calcium CaCO_3 , mais aussi de carbonate de magnésium MgCO_3 . Ces roches carbonatées ont une grande importance du point de vue géologique et économique.

Les calcaires sont utilisés sous des formes granulométriques diverses en agrégats et en moellons ou micronisés. Ils sont également utilisés sous différentes formes chimiques :

- CaCO_3 (calcaire)
- Ca (chaux vive)
- $\text{Ca}(\text{OH})$ (chaux hydratée ou chaux éteinte)

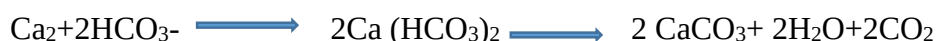
(Calcaire = pierre à chaux $\text{CaCO}_3 \Rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ à 600-800°C)

L'utilisation du calcaire sous ces différentes formes couvre des domaines très variés :

- Routes et génie civil.
- Bâtiments.

III.2.2.2. Formation du calcaire

Le calcaire est une roche sédimentaire qui se forme essentiellement en milieu marin, par accumulation des débris de coquilles. Certains organismes marins utilisent le calcium dissout dans l'eau (Ca^{2+}) et hydrogénocarbonate (HCO_3^-) pour former leurs coquilles. Ces coquilles seront constituées de carbonate de calcium (CaCO_3)



Il existe plusieurs modes de formation des roches calcaires, ou roches carbonatées :

- Par précipitation (calcaire chimique) :
- La lente sédimentation et/ou l'accumulation des éléments microscopiques obtenus par précipitation, et leur consolidation par la diagenèse, aboutit à la formation de la roche calcaire. Ces calcaires sont souvent fossilifères ;
- Le brusque dégazage d'une eau souterraine arrivant à l'air libre (grotte, source) ou soumise au prélèvement par des végétaux du CO_2 , peut provoquer une précipitation localisée produisant, selon les circonstances, des travertins, ou des stalactites et stalagmites. Ces calcaires formés en milieu continental sont rarement fossilifères ;
- Par action des êtres vivants (calcaire biogène). Ils peuvent résulter d'une forte accumulation de coquilles ou de carapaces calcaires (intactes ou en débris), comme la craie, le tuffeau, ou être bio construits (calcaire récifal). Ils sont toujours fossilifères ;
- Par érosion (calcaire détritique), par exemple les brèches calcaires ou ophicalcite.
- Les massifs calcaires, sous l'effet de l'action de l'eau, vont acquérir un modelé dit karstique.

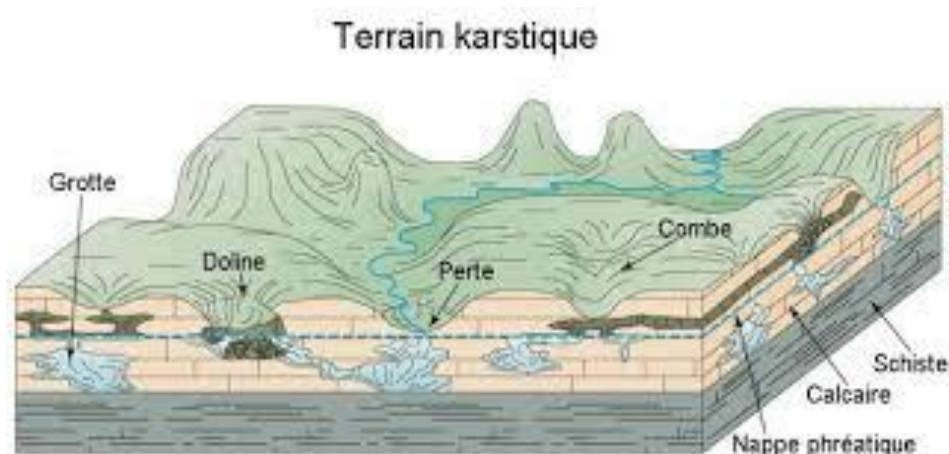


Figure 3.III. Formation du calcaire.

III.2.2.3. Les zones de formation du calcaire

Les zones les plus favorables, pour la formation du calcaire, se trouvent sur le bord des continents (essentiellement en zone tropicales et équatoriales). Les récifs qui s'y développent, forment une barrière qui casse les courants marins.

On distingue alors trois milieux

- La plateforme interne, protégée des courants est donc favorable au développement de la faune et de la flore.
- La barrière de corail et sa faune associée.

- La plateforme externe, soumise à la violence des courants marins ou les coquilles seront brisées.

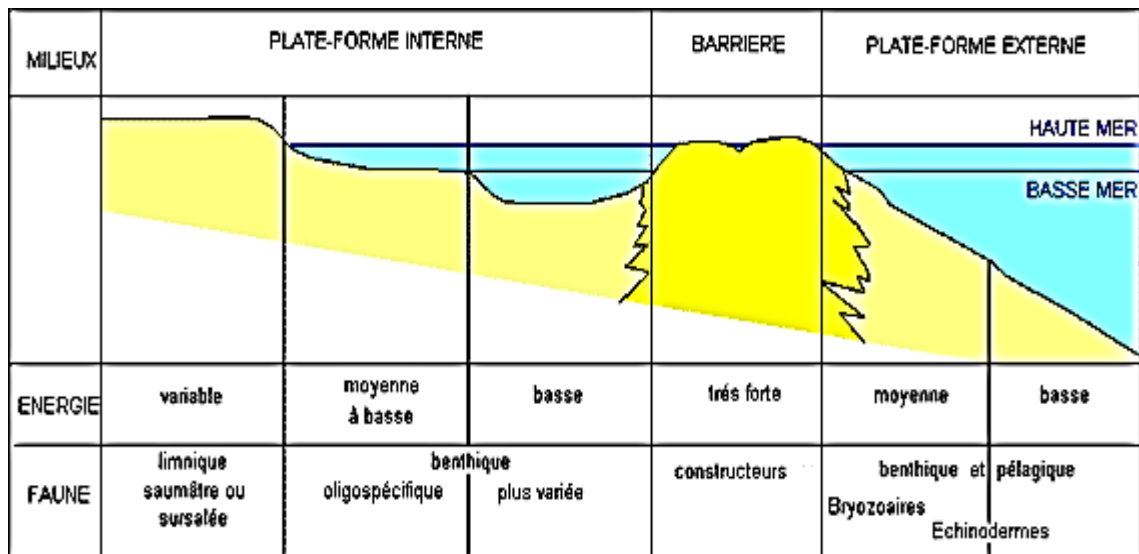


Figure 4.III. Coupe du rebord de la plateforme continentale.

Tous les aspects des profils calcaires varient surtout en fonction des roches et des matériaux : ceux dans et sur lesquels les sols sont aujourd'hui situés, mais aussi tous ceux que l'on trouve dans les paysages d'amont. Les caractères de ces roches et matériaux qui influencent les profils calcaires sont surtout ceux qui règlent la vitesse d'altération des roches, la richesse en calcaire et en calcium, la texture et la perméabilité avant et pendant l'altération. Il faut en particulier souligner que les sols à profil calcaire n'existent sur les matériaux non calcaires que s'il y a des roches calcaires ou riches en calcium dans les bassins versants qui les dominent : l'importance des apports éoliens partit limitée, même dans les régions les plus arides ; (Alain Ruellan).

➤ Remarque

La force des courants et la faune différents dans chaque milieu, vont définir les différents types de calcaire.

III.2.2.4. Différents types de calcaire

Les géologues ont créé des classifications fondées surtout sur la structure des roches carbonatées, ce qui nécessite souvent l'emploi du microscope, ou au moins d'une forte loupe. Ils utilisent aussi une nomenclature pratique fondée sur les caractères les plus marquants. (Alain al, 1997)

- Selon les proportions de calcite et de dolomite, la terminologie est la suivante : calcaire pur (100 % à 95 % de calcite, dolomite 5% maximum), calcaire magnésien (avec 5 à 10 % de dolomite), calcaire dolomitique (avec 10 à 50 % de dolomite).

- Selon les proportions de calcaire et d'argile : calcaire marneux (5 à 35 % d'argile), marne (35 à 65 % d'argile).
- Selon les milieux de dépôt : calcaire marin (pélagique à néritique) et calcaire continental (calcaires lacustre, fluviaux, croûtes calcaires de certains sols. Selon le grain : calcaire à grain fin ou très fin (micrite, calcaire microcristallin à cristaux de 20 μm , calcaire lithographique ou sublithographique) ou calcaires à grain plus grossier (calcaire cristallins, à cristaux > 64 ou 100 μm , en général dus à des recristallisations ; calcaires microgrenus à cristaux de 100 à 250 μm ; calcaires saccharoïdes, calcaires grenus).
- Selon les structures et les textures : calcaire massif ou lité, calcaire oolitique, pisolitique, graveleux, noduleux, à nodules ou à accidents phosphatés, siliceux.
- Selon l'importance des fossiles ou de leurs débris : calcaire construit ou calcaire récifal où les organismes sont en position de vie (bioherme, biostrome), calcaires lumachelique et coquiller, calcaires biodétritique et bioclastique biosparite, biomicrite), calcaire à ammonites...
- Selon la présence de matériel terrigène : calcaire sableux, silteux, argileux, avec passage progressif aux roches détritiques calcaires (calcirudites, calcarénites).

III.2.2.5. Utilisation des roches calcaire

Les roches de calcaires sont utilisées :

➤ Dans la construction

- Comme matériau en sculpture (technique de la taille directe) ;
- Comme roche à bâtir utilisée dans la construction : par exemple, la pierre de Caen a servi à édifier de nombreux édifices religieux au Moyen Âge ou tout simplement pour construire des maisons. Cet usage est à présent marginal dans la construction. La taille de pierre est un métier de la restauration des monuments historiques ;
- Comme matériau d'empierrement de la voirie : macadam, graves calcaires, ballast, d'un usage très fréquent ;
- Comme matière première entrant dans la fabrication du ciment ;
- Comme sable et granulats dans la fabrication des bétons, plus rarement dans les enrobés bitumineux, pour les calcaires les plus durs ;

➤ Dans l'industrie

- Pour produire du carbonate de sodium et du chlorure de calcium selon le procédé Solvay ;
- Comme charge minérale pulvérulente dans divers produits industriels (plastiques, peintures, colles, récurrents...) ;

- Comme fondant dans la fusion du verre (en sable) et dans la fusion des métaux ferreux (en castines) ;
- Comme amendement calcique agricole pour lutter contre l'acidification du sol ;
- Comme apport de calcium, dans l'alimentation des animaux d'élevage ;
- Comme couche de finition du papier (une tonne de papier contient 250 à 300 kg de calcaire) ;
- Comme traitement des eaux, boues, et déchets ménagers.

➤ **Dans la décoration d'intérieur**

- Pour créer des bas-reliefs selon la technique d'incrustation sur moulage.
- Pour cristalliser des objets (faire recouvrir ces objets de calcaire).

III.2.2.6. La spatialisation des taux de calcaire

L'étude menée par Djili (2000) a montré que la longitude n'a pas d'effet significatif sur la répartition des taux de calcaire. En revanche, les taux de calcaire sont bien corrélés à la latitude avec une tendance négative du sud vers le Nord. Les faibles teneurs en calcaire se distribuent préférentiellement dans la frange Nord du pays. Les forts taux en calcaire se localisent particulièrement dans les zones intérieures et correspondent aux régions steppiques et aux hauts plateaux. La distribution des formes du calcaire est analogue à celle de taux de cet élément.

Dans l'espace, les formes continues, quoi que relativement plus rares que les autres formes, se cottonnent principalement dans les régions méridionales.

Dans le profil, elles affectent surtout les horizons de profondeur (Hp), un peu moins les horizons de sub-surface et rarement les horizons de surface. Les formes discontinues sont largement représentées et se distribuent aussi bien au Nord qu'au Sud. Elles sont les plus fréquentes dans les horizons médians (H2) et de profondeur des sols calcaires. La fréquence de la forme diffuse diminue du haut vers le bas du profil. De plus de 60% en surface, elle passe à environ 40% dans les horizons de sub-surface et à moins de 25% en profondeur. Ces résultats suggèrent que d'une façon globale, les taux de calcaire augmentent du Nord vers le Sud et du haut vers le bas du profil. La différenciation morphologique du calcaire suit la même voie. (Zemoura, 2005)

III.2.2.7. Localisation des sols calcaires en Algérie

Les sols calcaires en Algérie sont localisés dans le nord du pays, où ils sont dans leur majorité faiblement à fortement calcaires. En dehors des conditions particulières de la pédogenèse, si les pluies sont importantes, les sols ne peuvent plus être calcaires même si la roche mère est calcaire (Djili, 2000). Les sols les mieux pourvus en matière organiques se situent entre les isohyètes 400 et 600 mm, cette tranche pluviométrique coïncide aussi en partie avec le domaine des sols calcaires qui sont favorables à la conservation de la matière organique.

Les taux de calcaire diminuent du sud vers le nord de l'Algérie, les fortes teneurs en calcaire se localisent préférentiellement dans les zones intérieures du pays.

III.2.2.8. Localisation du calcaire dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Le territoire de la wilaya de Tizi-Ouzou (Grande Kabylie) s'inscrit du point de vue géologique, dans l'orogénèse alpine périméditerranéenne de la chaîne littorale de l'Afrique du nord. Les formations qui affleurent sur ce territoire sont le socle Kabyle (schiste, micaschiste, gneiss et granite), la dorsale Kabyle (chaînes calcaires et des calcaires dolomitiques), l'oïgomiocène Kabyle (conglomérats à la base puis des calcaires et des schistes), le Quaternaire (dépôts d'alluvion anciens et récents sous forme de terrasses alluviales emboîtées et étagées), les nappes de flyschs (Alternance marno-calcaires avec des bancs de grès et mélange de bancs marno-calcaires et degrés) et le Miocène post-nappe dans lequel s'inscrit le bassin de Tizi-Ouzou. Ce dernier est une cuvette synclinale dans laquelle s'est empilée une série marneuse très épaisse comportant dans certains cas des conglomérats et des molasses gréso-marneuse. L'ensemble est d'âge Burdigalien basal (Langhien) à Serravalien (Benhassaine, 1980).

- **Massif d'Azrou :** Où affleure des calcaires intéressants pour granulats, d'ailleurs cette substance y est exploitée pour ces derniers. Au sud de ce massif, il existe toutes une série de crêtes d'altitude 1600m à 1956m, formées de roches dolomitiques, qui se poursuivent jusqu'au col de Tirourda.
- **Massif d'Adrar Timesouin :** Au nord-est de Tizi – N'Kouilal, affleurent tout le long de la route des formations de calcaire dolomitique à relief peu accidenté. A la base de ces crêtes, les roches se débitent en blocs moyens à gros ; ces zones constitueraient des réserves non négligeables, pour matières premières à granulats.

Il existe deux gisements de calcaire jurassique dans la wilaya de Tizi-Ouzou (**Bouadnane-Azerou Tidjer**) qui sont à présent en activité. On les exploite dans un volume restreint pour des agrégats et des pierres de taille.

III.2.2.9. Origine du calcaire utilisé

Le site choisis est donc situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou comme indiqué sur la carte si dessous :



Figure 5.III. Situation géographique du site de prélèvement des échantillons.



Figure 6.III. Carrière d'extraction du Calcaire.

III.3. Concassage et tamisage du calcaire

Le calcaire utilisé dans cette étude est prélevé sous forme de blocs sur le site, ensuite concassée par des moyens mécaniques, séché à l'étuve, ensuite tamisé selon la granulométrie désirée de telle sorte à former une courbe de classe granulométrique 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussées prescrit par la norme NF EN 13-285.

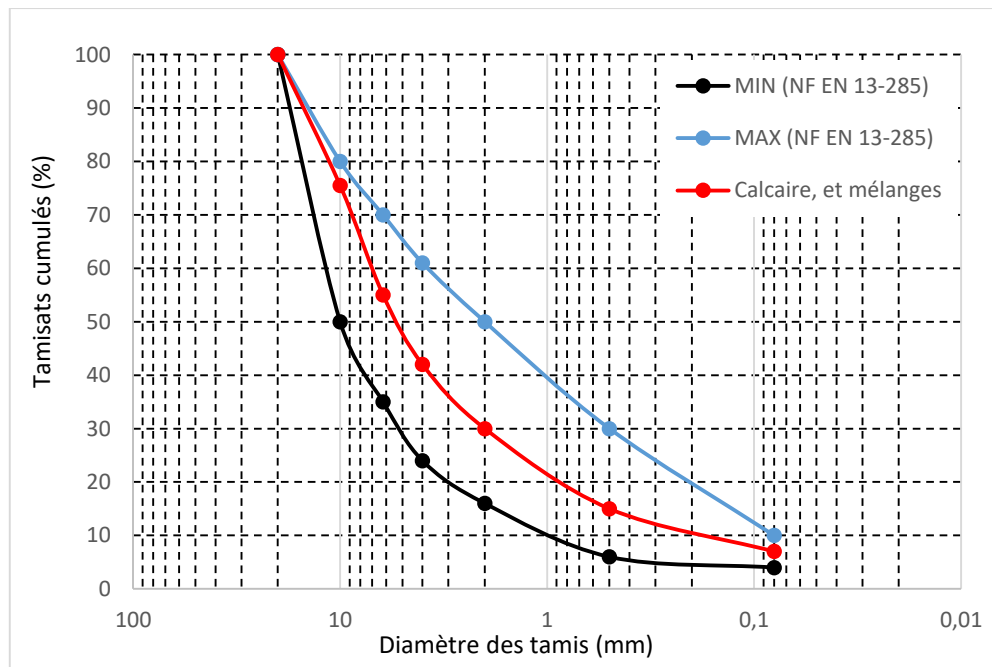


Figure 7.III. Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285.



Figure 8.III. Classification de calcaire selon les différentes classes granulaires.

III.4. Essais d'identification

Après concassage manuel des blocs de calcaire, une série d'essais d'identification a été réalisée au laboratoire pour déterminer ses caractéristiques physique, chimique et minéralogique.

III.4.1. Teneur en eau naturelle (w)

La teneur en eau est obtenue par pourcentage d'eau contenue dans le sol rapporté au poids du sol sec, elle est déterminée selon la norme française NF P94-050 (méthode par étuvage).

La détermination de cette teneur consiste à étudier une quantité représentative de matériau (calcaire) à l'état naturel à une température de 105 °C pendant 24 heures.

Elle est obtenue, pour un volume donné, par la mesure de la masse d'un échantillon du sol humide M_h et la masse de cet échantillon après séchage M_d .

Dont la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

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

Avec :

M_d : Masse du matériau sec ;

M_h : Masse du matériau humide ;

W : Teneur en eau.

Tableau 2.III. Teneur en eau de matériau étudiée.

Sol	Teneur en eau w (%)
Matériau calcaire	1.05

III.4.1.1. Interprétation des résultats

Le calcaire étudié présente une teneur en eau très faible. Ceci signifie que ce matériau est granulaire non argileux, très perméable, et donc il emmagasine une faible quantité d'eau même à l'état humide.

III.4.2. Masse volumique de sol

III.4.2.1. La masse volumique sèche par pesée hydrostatique

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-064.

L'échantillon est pesé à l'air libre, puis à établir une deuxième pesée après paraffinage et reposer le tout plongé dans l'eau.



Figure 9.III. Etape de la pesée hydrostatique.

On détermine la masse volumique par l'équation suivante :

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

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 = 1 g/cm³.

- **Présentation des résultats**

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais réalisés :

Tableau 3.III. Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Echantillon				
Paramètre	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai	Moyenne
M_r (g)	43.3	48	38.3	43.2
M_{rp} (g)	44	48.2	38.5	43.56
M'_{rp} (g)	22.6	29.4	23.6	25.5

$$\rho_d = 2.4 \text{ g/cm}^3$$

La masse volumique sèche après calcul est de 2.4 g/cm³.

Le tableau ci-dessous présente la classification des matériaux utilisés selon la masse volumique sèche.

Tableau 4.III. Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

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

On se réfère au tableau 4.III, on constate que le calcaire utilisé est dense.

III.4.2.2. Masse volumique humide ρ_h (NF P 94 – 053)

La masse volumique humide est calculée par la loi suivante :

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

Avec : w : Teneur en eau du matériau ;

ρ_d : Masse volumique sèche.

Alors l'application numérique donne : $\rho_h = 2.4*(1+0.0105)$

$$\rho_h = 2.41 \text{ g/cm}^3$$

III.4.2.3. La masse volumique des particules solides ρ_s (méthode du pycnomètre)

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 échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.

L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesé. Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particules solides.

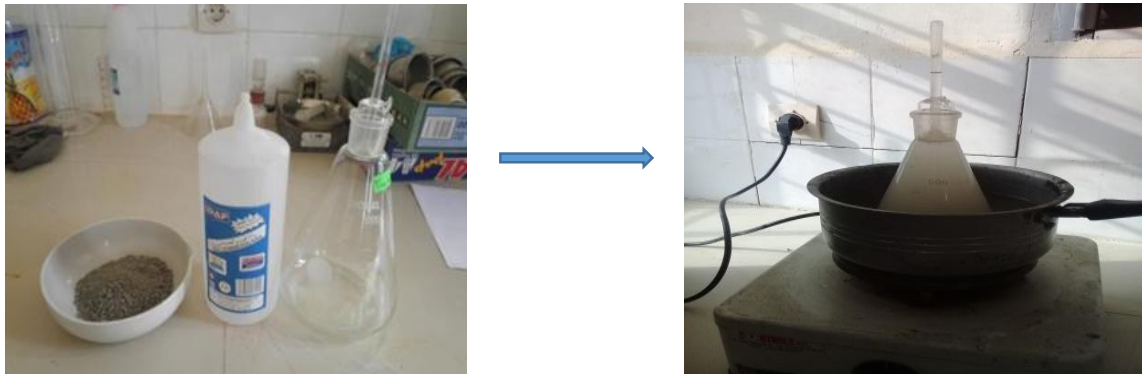


Figure 10.III. Mode opératoire.

La densité des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \rho_w (M_2 - M_1) / (M_4 - M_1 + M_2 - M_3)$$

Avec :

- **M1** : masse du pycnomètre vide + bouchon ;
- **M2** : masse du pycnomètre + particule solide + bouchon ;
- **M3** : masse du pycnomètre + particule solide + eau + bouchon ;
- **M4** : masse du pycnomètre + eau + bouchon ;
- **ρ_w** : Masse volumique de l'eau égale à 1 (g/m³).

Les résultats obtenus par l'essai sont présentés dans le tableau.

Tableau 5.III. Les résultats de la masse volumique des particules solides.

M1	206.4g
M2	256.2g
M3	797.6g
M4	767.72g
ρ_s	2.5g/cm ³

III.4.3. Indice des vides(e)

Indice des vides noté « e » est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume des vides et le volume solide. L'indice des vides exprime la compacité de l'arrangement granulaire d'un sol.

- Un faible indice des vides correspond à une faible proportion de vide dans un sol, donc un arrangement granulaire compact.

L'indice des vides est défini par la relation suivante :

$$e = V_v / V_s ; \text{ ou bien avec la relation suivante : } e = (\rho_s / \rho_d) - 1$$

Après calcul on obtient un indice des vides égal à : $e = 0.041$

III.4.3.1. Interprétation des résultats

L'indice des vides de l'échantillon est très petit, ce qui confirme que nous sommes en présence d'un calcaire dense.

III.4.4. Le degré de saturation(Sr)

Le degré de saturation noté Sr est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage.

- Un sol sec à un degré de saturation de 0% et un sol saturé en eau à un degré de saturation de 100% ;

Il peut être défini par la formule suivante :

$$Sr = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e}$$

$$Sr = 64.02 \%$$

Tableau 6.III. Interprétation des degrés de saturation établie par TERZAGHI.

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

III.4.4.1. Interprétation des résultats

La valeur du degré de saturation de notre échantillon est comprise entre 1 et 25 %. Conformément au tableau précédant d'appréciation de TERZAGHI, notre calcaire est légèrement humide. Ce résultat est justifié par la présence d'une roche dense donc très peu perméable.

III.4.5. La porosité

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elle est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V).

- ✓ La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$$n = V_v / V$$

- ✓ La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule

$$n = e/e+1$$

Ce qui nous donne une porosité de 0.039

III.4.6. Limite d'Atterberg (NF P 94-051)

III.4.6.1. Définition de la limite d'Atterberg

En géotechnique, les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Il a été établi par l'agronome suédois Albert Atterberg.

Les limites d'Atterberg représentent les teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance, à savoir,

- L'état solide (sans retrait),
- L'état semi-solide (avec retrait),
- L'état plastique et état liquide.

Ces limites, qui s'exprime en pourcentage, soit : la limite de retrait (W_s), la limite de plasticité (W_p) et la limite de liquidité (W_l).

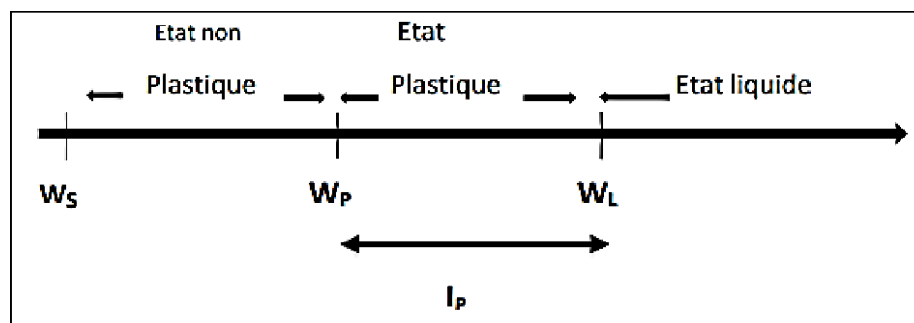


Figure 11.III. Plages des limites d'ATTERBERG.

III.4.6.2. Objet de l'essai

Les limites de consistances, ou limites d'Atterberg constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c'est à dire la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μm . Les limites sont définies comme suit :

- La limite de liquidité W_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- La limite de plasticité W_P qui sépare l'état plastique de l'état solide.

- La limite de retrait WS qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

Un paramètre important déduit de la connaissance de WL et WP est l'indice de plasticité IP.

$$IP = WL - WP$$

L'indice de plasticité permet donc d'avoir une indication assez précise sur la nature d'un sol fin. Un IP élevé correspond à un sol argileux, dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau. Un IP faible correspond à un sol peu argileux, moins sensible aux variations en teneur en eau

- **Limite de liquidité WL**

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

- **Limite de plasticité WP**

On forme une boulette à partir de la pâte préparée, puis on roule la boulette sur plaque lisse, à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre.

- **L'indice de plasticité IP**

Représente la différence entre les limites de liquidité et de plasticité ; il définit donc l'étendue du domaine plastique.

III.4.6.3. Appareillage

Appareil de Casa grande.

- Balance.
- Etuve ventilé.
- Planche à rouleaux.
- Capsule en verre.
- Spatules.
- Mortier et pilon en porcelaine.



Figure 12.III. Limites d'ATTERBERG – NF P 94-051.

- La limite de liquidité est par définition la teneur en eau qui correspond à une fermeture à 25 chocs.
- Le calcul, soit par la formule suivante : $WL = w (N/25)^{0,121}$

Avec :

W : La teneur en eau au moment de l'essai.

N : Nombre des coups correspond à la fermeture.

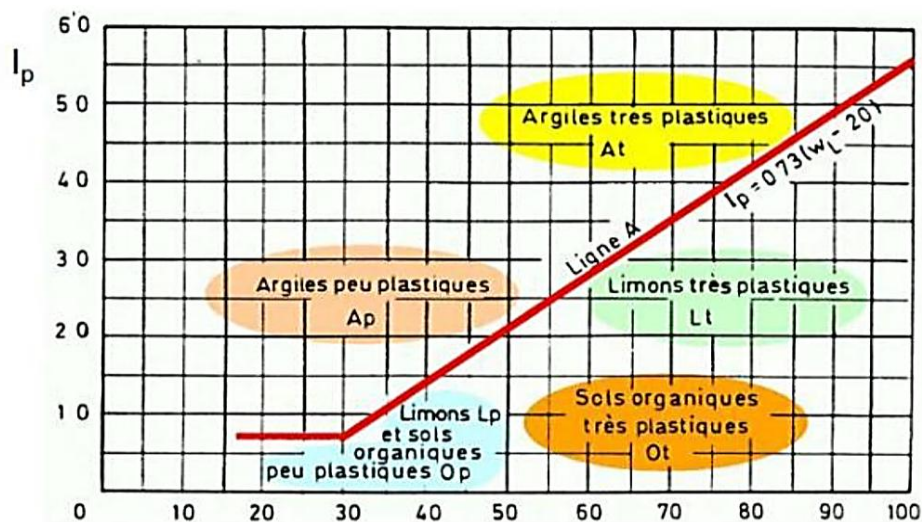


Figure 13.III. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).

III.4.6.4. Présentation des résultats

Après plusieurs tentatives, la limite de liquidité et de plasticité n'ont pas pu être déterminé (Non mesurables), c'est-à-dire que nous n'arrivons pas à avoir de pâtes cohérentes en présence d'eau.

III.4.6.5. Interprétation des résultats

La limite de liquidité et de plasticité sont non mesurables car nous avons remarqué que le matériau a des fines plutôt sableuses et granulaires et ne présente pratiquement aucune cohésion entre les grains même en présence d'eau. Donc il n'existe pas de domaine plastique pour ce matériau.

III.5. Préparation des mélanges de calcaire et de déchets plastiques

Les déchets plastiques présentent une légèreté très importante contrairement au calcaire. Les proportions sélectionnées pour les différents échantillons en fonction de la masse totale seront donc de :

- Un échantillon de calcaire seul ;
- Un échantillon de calcaire + 5% de déchets plastiques ;
- Un échantillon de calcaire + 7 % de déchets plastiques ;
- Un échantillon de calcaire + 10% de déchets plastiques.

Pour la confection des éprouvettes afin d'effectuer les essais Proctor modifié, en particulier, on a choisi des classes granulaires avec des pourcentages bien définis ; de tel sorte qu'un échantillon sera composé d'environ :

- 30% de refus de (tamis 10 mm) ;
- 30% de refus de (tamis 4 mm) ;
- 30% de refus de (tamis 0,5 mm) ;
- 10% de refus de (fond de tamis).

III.6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré aux essais d'identification afin de caractériser les matériaux utilisés dans cette étude à savoir, les granulats routiers et les déchets plastiques.

Ces essais, permettent de faciliter l'interprétation des résultats d'essais mécaniques réalisés et d'avoir une idée sur le comportement mécanique des matériaux étudiés ; ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leurs comportements mécaniques sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Chapitre IV

Compactage et portance des matériaux étudiés

IV.1 Introduction

Lors de la construction de routes ou de voies ferrées, assises de chaussées, remblais et barrages, il est important d'assurer un certain compactage mécanique pour obtenir des densités plus élevées. Cette opération augmente la résistance au cisaillement et réduit le risque de tassement sous chargement répété.

L'opération du compactage est liée directement à la portance des sols, des remblais, des couches de forme, des fondations et des sous-fondations des routes et aéroports. Elle est caractérisée par l'essai CBR qui permet de mesurer la résistance à l'effort de poinçonnement d'un sol et son gonflement lorsqu'il est immergé dans l'eau. Il permet de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement et ainsi l'un des paramètres indispensables dans les essais géotechniques précédant la construction d'ouvrages routiers. C'est un essai utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de chaussées.

Dans ce chapitre, sont présentés principalement les résultats des essais de compactage et des essais CBR avant et après immersion.

IV.2 Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charges, vibrations, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration de la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements.

D'une manière générale, le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. La masse volumique sèche d'un sol compacté sera donc supérieur à celle d'un sol non compacté. (Robitaille, 1997).

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terres... (Guettouche, 2015)

La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassements.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par le gel, le gonflement et le retrait.



Figure 1.IV. Compactage des sols.

IV.3 Objectif du compactage

L'opération de compactage réduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale avec la consolidation (Degoutte, 2002).

Il vise principalement à :

- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une augmentation du potentiel de gonflement ;
- Une augmentation de la densité ;
- Une diminution du retrait ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

Ainsi, lorsque le volume des vides du sol se réduit, le sol est également moins déformable.

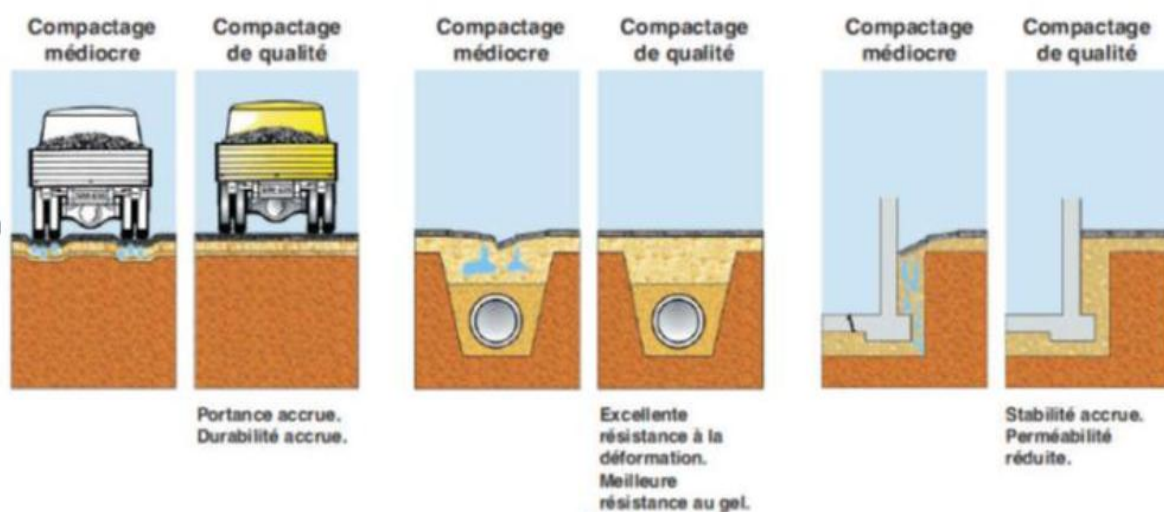


Figure 2.IV. Objectifs de compactage.

IV.4 Les difficultés du compactage au laboratoire

L'humidification de chacune des parts du matériau constitue la phase la plus délicate de l'essai (NF P 94-093, 1999).

a) La première difficulté : est celle du choix des teneurs en eau à attribuer à chaque part étant donné que l'on ne connaît pas la w_{opn} ou w_{opm} du matériau. L'opérateur doit donc en estimer une valeur approchée. Pour cela, il a recours à des tests tactiles et visuels et son expérience est déterminante dans la justesse de cette estimation. A défaut d'une expérience suffisante, l'opérateur doit envisager une détermination de la courbe Proctor en plus de cinq points et préparer les quantités de matériaux et le nombre de parts en conséquence.

b) Une seconde difficulté : réside dans les modalités d'incorporation de l'eau au sein du matériau qui dans tous les cas doit se faire lentement, de manière bien répartie à la surface du matériau et dans toute la mesure du possible à l'aide d'un pulvérisateur, en maintenant le malaxage pendant l'introduction de l'eau.

IV.5 Théorie de compactage

L'ingénieur américain Proctor (1933), qui a mis au point l'essai de compactage a montré que le compactage dépend spécialement des paramètres suivants :

IV.5.1 Influence de la teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie. Lors d'un essai de compactage, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement, la variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, on obtient une courbe en cloche.

- Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;
- Lorsque la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, provoquant un ramollissement du sol qui devient plus déformable, ce qui aboutit par la suite à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu ;
- Lorsque la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées, et à empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air. Les vides totaux, cependant, continuent à augmenter avec la teneur en eau et donc la densité sèche du sol diminue.

Pour étudier comment la teneur en eau influe sur le compactage d'une terre, Proctor a imaginé de procéder au tassement mécanique d'un échantillon, toujours de même façon, en modifiant seulement le degré d'humidité. Ayant tamisé, puis disposé la terre par couches égales dans un cylindre de dimensions bien définies, il tasse chaque couche à l'aide d'un pilon, toujours de même poids, tombant toujours de la même hauteur, un même nombre de fois n . En faisant varier la teneur en eau. (Varlet, 1966)

On note aussi que, pour les sables secs, il est possible d'atteindre des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus à l'optimum par séchage du sol, ce qui permet de compacter à sec. Ce type de compactage est très utile dans les régions arides.

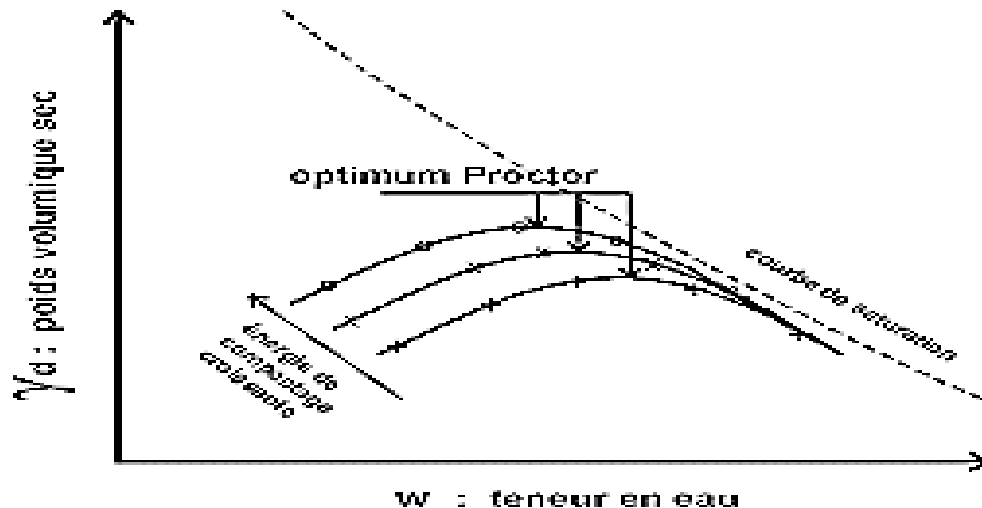


Figure 3.IV. Influence de la teneur en eau sur le compactage.

IV.5.2 Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie est engendrée par pression statique et vibrations, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur.

La quantité d'énergie transmise au sol est directement proportionnelle au nombre de passes, épaisseur de la couche et à la masse et la vitesse du compacteur. L'influence de l'énergie de compactage apparaît dans la comparaison des courbes de compactage d'un même type de sol à des énergies différentes.

Pour toutes les méthodes de compactage, la résistance de sols traités croît avec l'énergie de compactage pour toute teneur en eau. À chaque niveau d'énergie de compactage correspond, en principe, une teneur en eau optimale (densité sèche maximale) qui diminue à fur et à mesure que l'énergie croît.

Un même sol compacté avec une énergie de compactage supérieure, aura une densité sèche supérieure.

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

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues.

Plusieurs auteurs (Khayé et al, Morel, 1979 et Gaye, 1995) montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage.

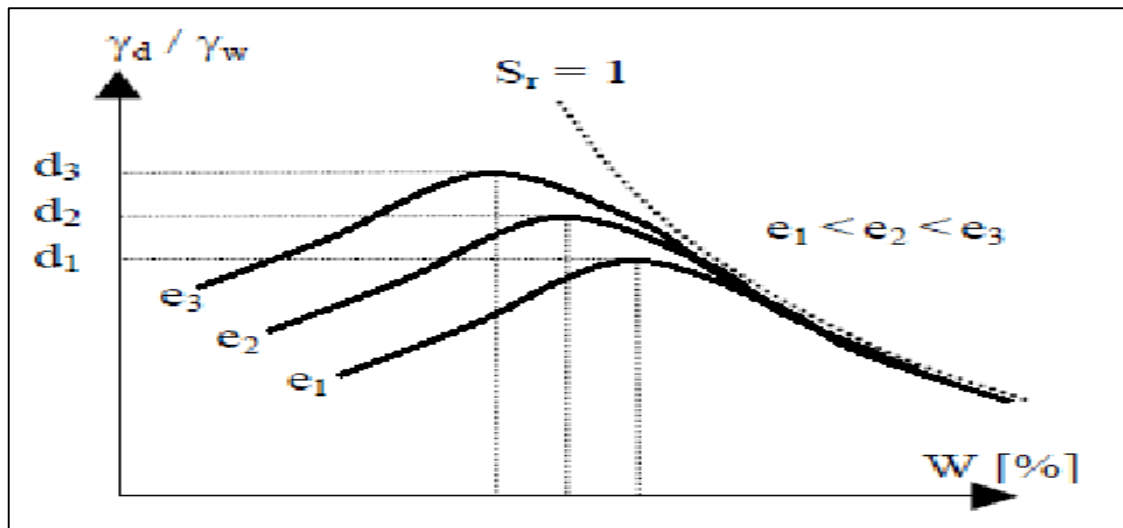


Figure 4.IV. Influence de l'énergie de compactage sur le compactage.

IV.5.3 Influence de la granulométrie

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.

Donc il est observé expérimentalement 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. Les argiles plastiques sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées.

IV.5.4 Influence du type de sol

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type sont généralement les meilleurs remblais.

Williams et al, 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 l'augmentation de la limite de liquidité.

D'une manière générale l'allure des courbes est aplatie en l'absence de fines et au contraire incurvée dans le cas des sols comportant beaucoup de fines comme les limons et argiles.

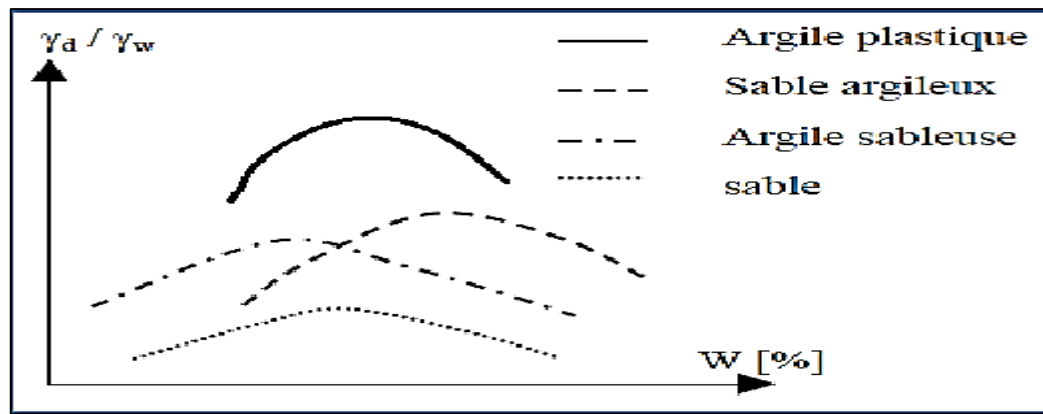


Figure 5.IV. Influence de type de sol sur le compactage

IV.5.5 Influence de 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).

- Si la teneur en eau est trop élevée, l'eau absorbe l'énergie de compactage, et si la teneur en eau est trop faible, l'eau ne peut pas lubrifier les grains de sol.

- Si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique optimal augmente et la teneur en eau optimale diminue.

- Les courbes de compactage sont plus aplaties pour les sols grenus peu sensibles à l'eau. Ces courbes admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation, qui correspond à l'état saturé du sol.

IV.6. Le contrôle de compactage sur le chantier

L'étude au laboratoire permet de déterminer la teneur en eau optimale à laquelle il faut compacter le sol pour l'amener à sa densité sèche maximale. Il faut donc pouvoir contrôler si sur chantier on arrive à obtenir les valeurs recherchées. La teneur en eau est contrôlée en prélevant plusieurs échantillons à différents endroits et les passer à l'étuve. La difficulté réside

dans la détermination du volume de l'échantillon prélevé. Il faut contrôler la teneur en eau des remblais qui arrivent sur chantier.

- Si $W_n = W_{opt}$, le compactage est effectué ;
- Si $W_n < W_{opt}$, le sol doit être arrosé avant compactage jusqu'à atteindre w_{opt} ;
- Si $W_n > W_{opt}$, le sol doit être aéré pour sécher. En cas de mauvais temps, le compacter superficiellement afin d'empêcher l'eau de pluies de s'infiltrer pour l'aérer lorsque le beau temps est de retour.

IV.7. Les essais de compactage au laboratoire

Les essais de compactage effectués en laboratoire permettent de déterminer le poids volumique sec maximum pour une énergie de compactage donnée. En comparant la valeur obtenue en laboratoire et celle mesurée sur chantier après les opérations de compactage, on peut vérifier si celui-ci a été suffisant pour une bonne qualité des travaux.

Les principaux types d'essais de compactage pratiqués en laboratoire sont les suivants :

- Les essais Proctor.
- L'essai à la table vibrante.

IV.7.1. Les essais Proctor

L'essai Proctor mis au point par l'ingénieur Ralph.R Proctor (1933) est un essai géotechnique qui a pour but de déterminer pour un compactage d'intensité donné, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ».

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale (w_{opt}) pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

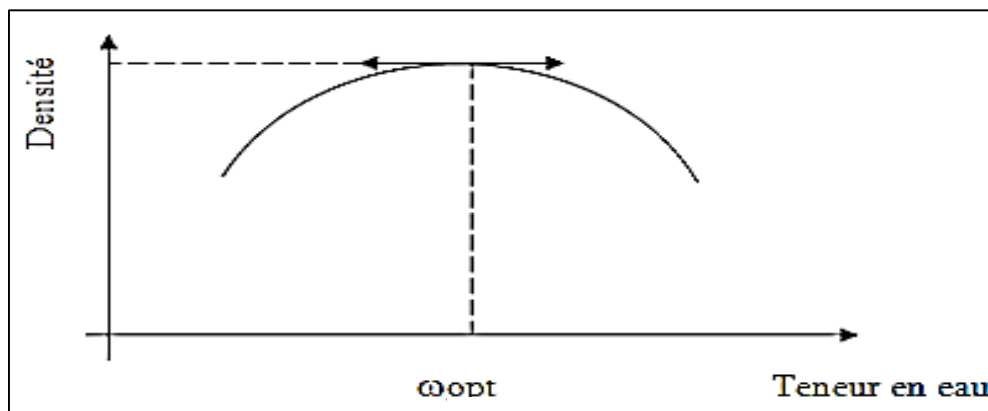


Figure 6.IV. Diagramme Proctor simple.

IV.7.1.1. Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sol

En travaux publics, lors de la construction d'un stock de terre (un remblai), l'objectif va être de compacter le sol afin à la fois de stocker un maximum de matériau dans le volume donné, et aussi d'augmenter la stabilité du remblai pour éviter les phénomènes de glissement. L'essai

Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau nécessaire pour aboutir à cette densité.

En remblai, si le matériau est trop sec il faudra alors l'humidifier (le plus souvent à l'aide d'une sous-soleuse et d'un malaxeur). S'il est trop humide, il faudra l'aérer jusqu'à obtenir la teneur en eau OPN. Une fois la teneur en eau optimale atteinte, le compacteur roule sur le matériau, jusqu'à atteindre la compacité maximum.

En couche de forme, la portance exigée par la structure de la chaussée est beaucoup plus importante qu'en remblai. De ce fait l'énergie de compactage est plus grande, 2 700 J pour essais Proctor modifié contre environ 600 J pour l'essai Normal. Dans le cadre du guide des terrassements routiers, GTR, les conditions à respecter pour un sol sont un nombre de passes plus grand pour une teneur en eau optimale W_{OPM} . La portance est mesurée à long terme notamment à l'essai à la plaque, avant de réaliser la structure de chaussée pour vérifier que la portance de la plateforme est conforme au dimensionnement retenu.

IV.7.1.2. Principe de l'essai Proctor

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule standard à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes, on détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux ; elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor » et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

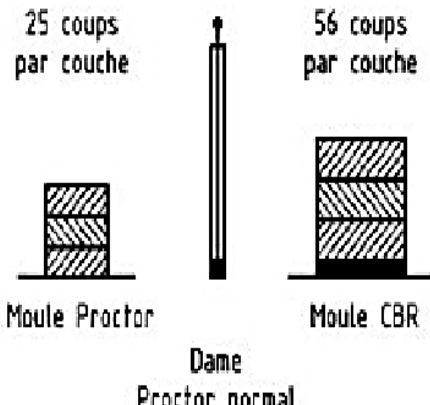
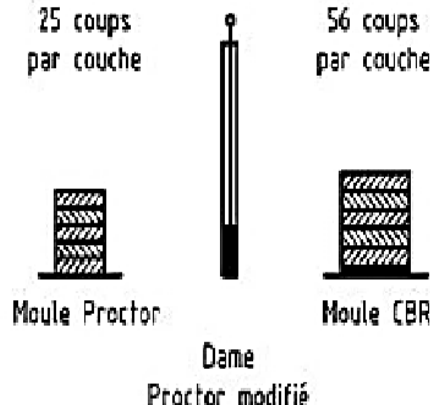
➤ L'essai Proctor normal (PN)

Le compactage n'est que moyennement poussé avec une énergie de compactage faible ; il est généralement utilisé pour les études de remblai en terre (barrage et digue). Le compactage a alors pour but de limiter les tassements.

➤ L'essai Proctor modifié (PM)

Le compactage est beaucoup plus intense, il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier avec des engins de compactage puissants ; c'est ordinairement par l'essai Proctor modifié que l'on détermine les caractéristiques de compactage (teneur en eau optimale, densité sèche maximale) des matériaux destinés à constituer la fondation ou le corps de chaussée des routes.

Tableau 1.IV. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (NF P 94-093,1999)

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	3 couches, à raison de :
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	25 coups par couche
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	56 coups par couche
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	5 couches, à raison de :
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	25 coups par couche
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	56 coups par couche
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

- **Choix du moule**

Il dépend de la grosseur des plus gros grains du sol, c'est à dire **D**.

- Si $D \leq 5 \text{ mm}$ (et seulement dans ce cas), utiliser le **moule PROCTOR** mais le **moule C.B.R.** est conseillé.
- Si $5 < D \leq 20 \text{ mm}$, utiliser le **moule C.B.R.** Conserver le sol intact, avec tous ses constituants.
- Si $D > 20 \text{ mm}$, tamiser à 20 mm et peser le refus.
- Si $\text{refus} \leq 25 \%$, effectuer l'essai dans le **moule C.B.R.** sans le refus (échantillon écrêté à 20 mm) et appliquer une correction sur les valeurs trouvées.

Tableau IV. 2. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes.

Essais	Masse du marteau (kg)	Hauteur de chute du marteau (cm)	Nombre de couches	Volume du moule (cm ³)	Nombre de coups par couche	Énergie de compactage (kJ/m ³)
Proctor normal (NQ 2501-250)	2.49	30.5	3	944	25	592
				2124	56	589
Proctor modifié (NQ 2501-255)	4.54	45.7	5	944	25	2695
				2124	56	2683

Dans cette étude, nous avons réalisé les essais de compactage au Proctor modifié prescrit par la norme NF P 94-093, vu que les matériaux étudiés sont destinés à une éventuelle utilisation dans les couches d'assises de chaussées.

IV.8. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

IV.8.1. But de l'essai

L'essai permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau. Ces caractéristiques sont la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette.

IV.8.2. Principe de l'essai

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette dernière en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor) pour déterminer l'optimum Proctor.

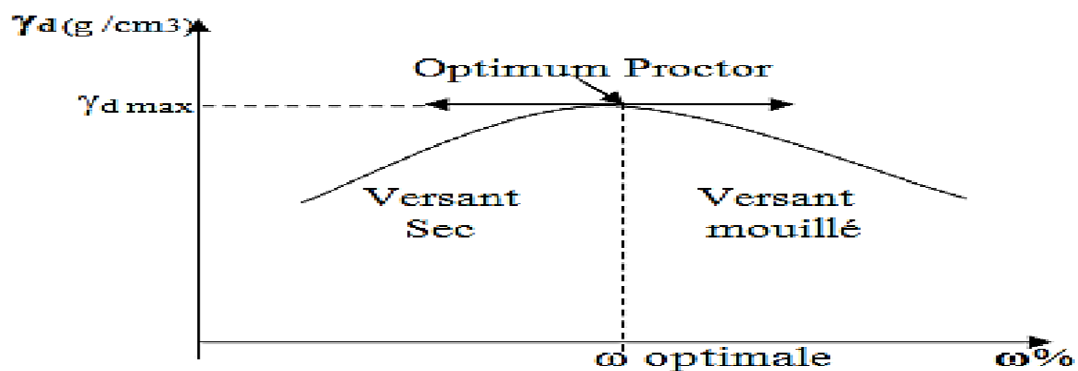


Figure 7.IV. Modèle de courbe Proctor.

IV.8.3. Matériel utilisé

Il comprend :

- Un moule Proctor constitué par un tube cylindrique métallique inoxydable de 15.24 cm diamètre intérieur et 11.64 cm de hauteur, pourvu d'un fond et d'une hausse métallique amovible.
- Une dame Proctor modifiée qui est constituée par un mouton de 4.54 kg dont la hauteur de chute est de 45.7cm.
- Une étuve.
- Une règle à araser d'environ 250 mm.
- Truelles pour le malaxage.
- Une balance sensible au gramme d'une portée maximale au moins égale à 10 kg.
- Une éprouvette graduée.
- Un bac.



Figure 8.IV. Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

IV.8.4. Exécution de l'essai

- On prend 5.5kg du mélange (granulats routiers +% de déchets plastiques) préalablement préparé qu'on verse dans un bac.
- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du mélange (les teneurs en eau doivent évoluer de 2%).
- À l'aide de la truelle on malaxe bien le mélange.
- On remplit le moule CBR normalisé en 05 couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame Proctor modifiée 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 rempli, on arase la face supérieure avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.
- On prélève ensuite un échantillon d'environ 100 g à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2ème échantillon du même poids environ.
- A la balance, on évalue les masses des prélèvements puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h pour en déterminer les teneurs en eau.

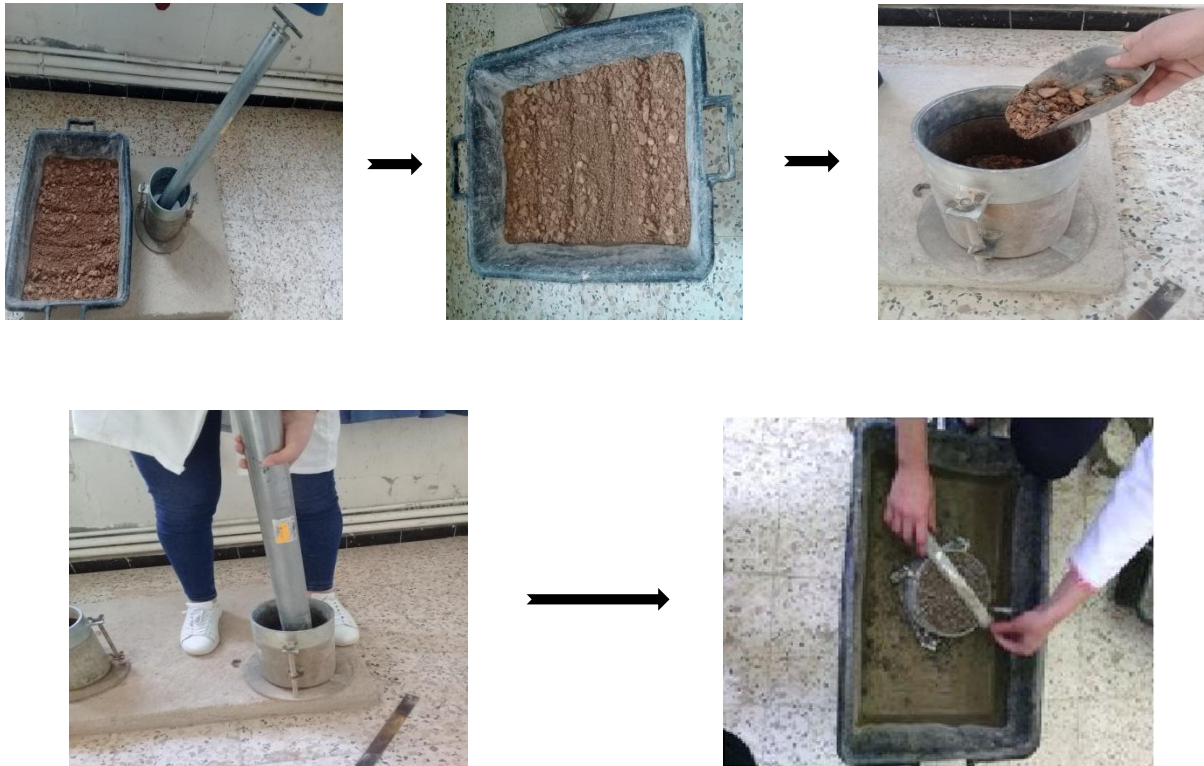


Figure 9.IV. Exécution de l'essai Proctor.

IV.8.5. Essais réalisés

Une série d'essai Proctor modifié a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de calcaire avec différentes proportions de déchets plastique, à savoir :

- Calcaire seul.
- Mélange de calcaire + 5% de déchets plastique ;
- Mélange de calcaire + 7% de déchets plastiques ;
- Mélange de calcaire + 10% de déchets plastiques.

IV.8.6. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- La masse du matériau sec contenue dans le moule ;

- La masse volumique du sol humide ;
- La densité sèche.

On portera chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats ainsi que les courbes obtenus sont présentés ci-dessous :

✓ **Echantillon de calcaire seul**

Tableau 3.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire.

Teneur en eau initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau $W(\%)$	Densité sèche
4	4482.4	4314.6	4.03	1.88
6	5305.4	5003.1	6	2.18
8	5222.4	4819.5	8.02	2.10
10	4400	4000	10	1.98

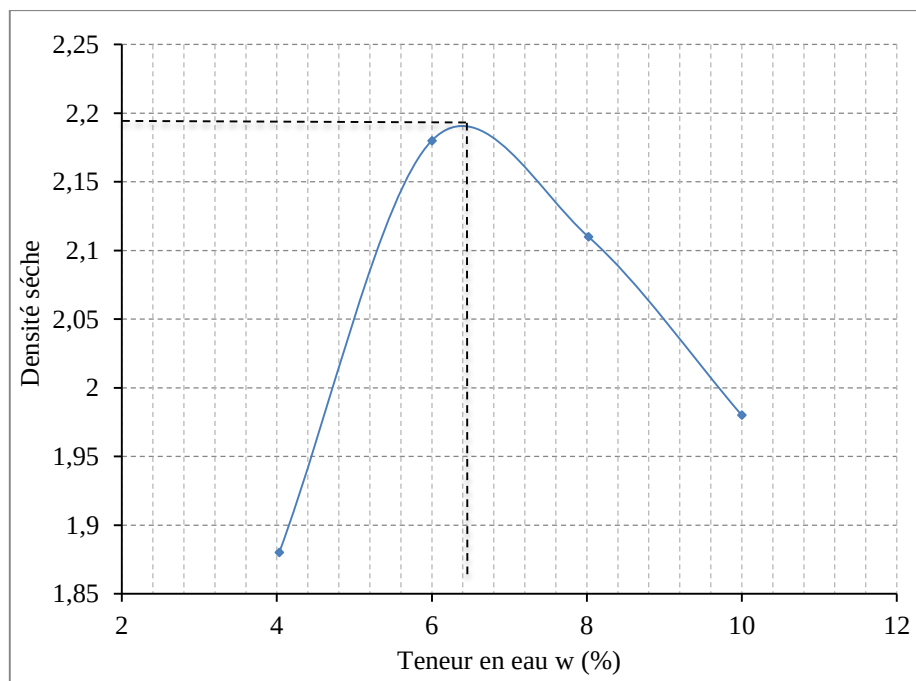


Figure 10.IV. Courbe Proctor du calcaire seul.

✓ **Echantillon calcaire + 5% des déchets plastiques**

Tableau 4.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 5% déchets plastique.

Teneur en eau Initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau $W(\%)$	Densité sèche
4	4311	4108.05	4.5	1.79
6	4402	4153.95	6.2	1.81
8	4634	4291.65	7.8	1.87
10	4689	4245.75	8.4	1.85
12	4684	4220.45	10.5	1.8

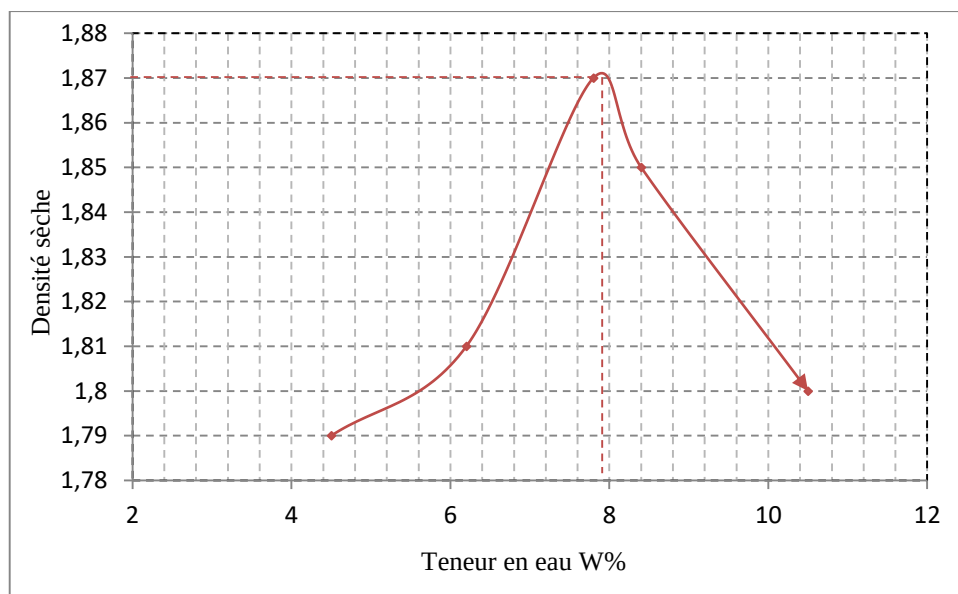


Figure 11.IV. Courbe Proctor du calcaire + 5% déchets plastiques.

✓ **Echantillon calcaire + 7% déchets plastiques**

Tableau 5.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 7 % déchets plastique.

Teneur en eau initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau $W(\%)$	Densité sèche
4	4354	3993.3	4.74	1.73
6	4273	4108.05	5.98	1.79
8	4328	3993.3	6.67	1.74
10	4394	4280	7.76	1.72

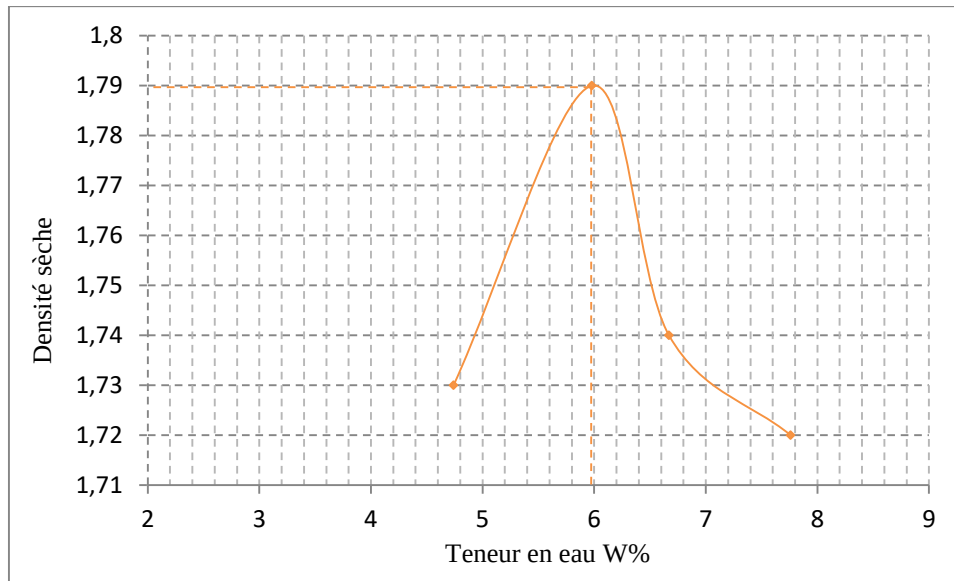


Figure 12.IV. Courbe Proctor du calcaire + 7% déchets plastiques.

✓ **Echantillon de calcaire + 10% de déchets plastiques**

Tableau 6.IV. Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire + 10 % déchets plastique.

Teneur en eau initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau $W(\%)$	Densité sèche
4	3822	3672	4.79	1.67
6	4146	3901.5	6.35	1.70
8	4255	3924.45	7.10	1.71
10	4292	3901.5	7.70	1.70
12	4280	3950.8	9.50	1.68

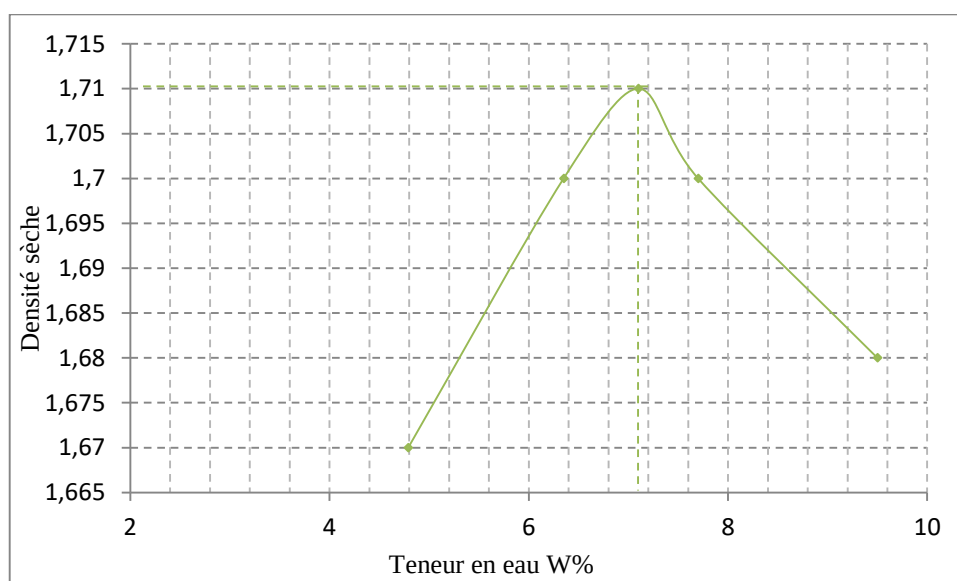


Figure 13.IV. Courbe Proctor du calcaire + 10 % déchets plastiques.

IV.8.7. Interprétation des résultats

a) Superposition des courbes Proctor des différents échantillons

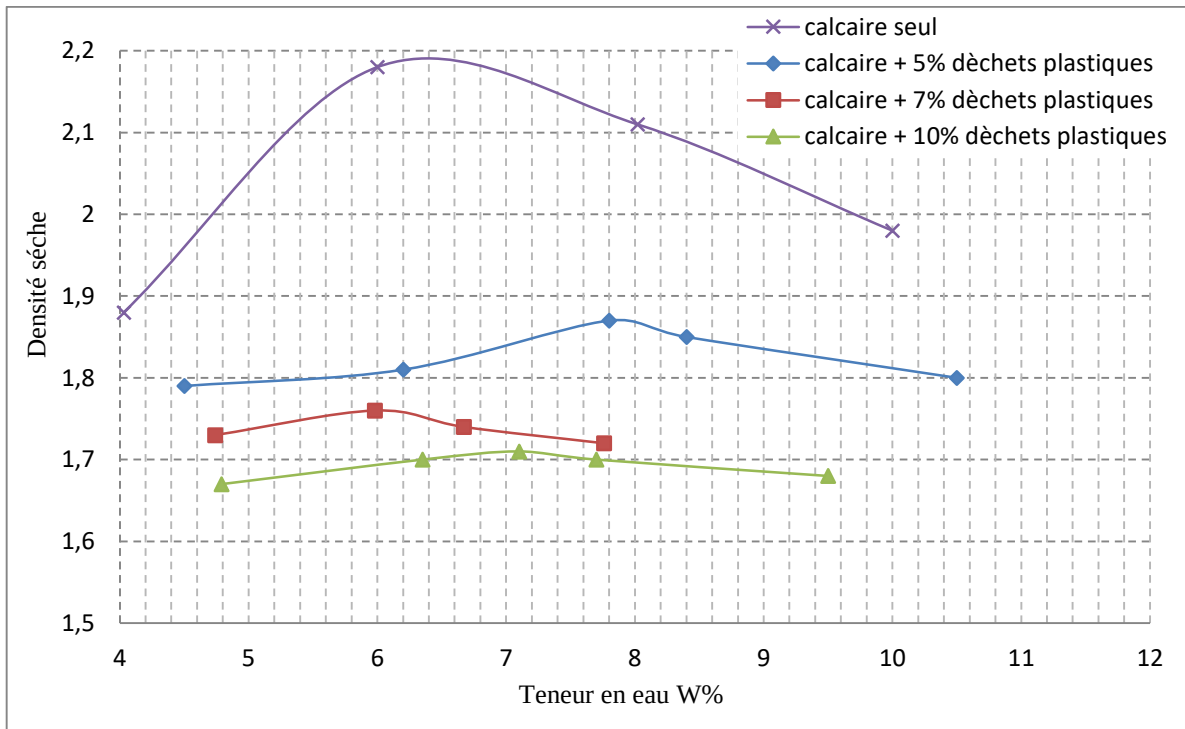


Figure 14.IV. Courbe comparative des essais Proctor modifié.

Les essais de compactage au Proctor modifié présentés sur la figure 14.IV, montrent que l'ajout du plastique réduit de plus en plus la sensibilité du mélange à l'eau.

Ces derniers présentent des courbes Proctor moins bombées (moins sensible à l'eau) relativement aux granulats naturels seuls ; du fait que le plastique (insensible à l'eau) occupe une proportion importante dans les mélanges.

Tableau 7.IV. Evolution des teneurs en eau et des masses volumiques sèches pour les différents mélanges.

Echantillons	Teneurs en eau optimales W_{opm} (%)	Densités sèches maximales
Calcaire seul	6.3	2.19
Calcaire + 5% déchets plastiques	7.9	1.88
Calcaire + 7% déchets plastiques	6.1	1.75
Calcaire + 10% déchets plastiques	7.1	1.71

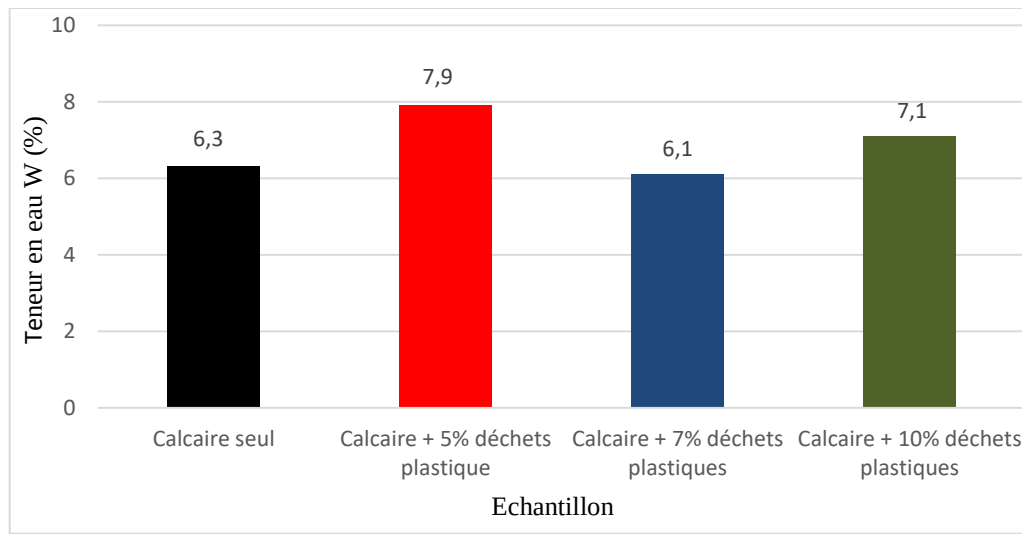
b) Evolution de la teneur en eau en fonction de la teneur en plastique

Figure 15.IV. Evolution de la teneur en eau des différents mélanges.

Les teneurs en eau optimales obtenues au compactage des échantillons avec ajout des déchets plastiques sont légèrement plus élevées à celle obtenue au compactage des granulats seuls (voir figure 15.VI).

La teneur en eau varie de manière aléatoire en fonction de l'ajout du plastique vu que le plastique utilisé est de natures différentes et que l'amortissement de l'énergie de compactage n'est pas directement proportionnel aux proportions de plastiques rajoutés.

Alors, un excès de plastique provoque un amortissement de l'énergie de compactage et donc une désorganisation de la structure granulaire des mélanges, notamment avec l'aspect feuilleté des déchets plastiques utilisés, ce qui produit plus de vides dans les échantillons. Ces vides sont évidemment occupés par l'eau de compactage.

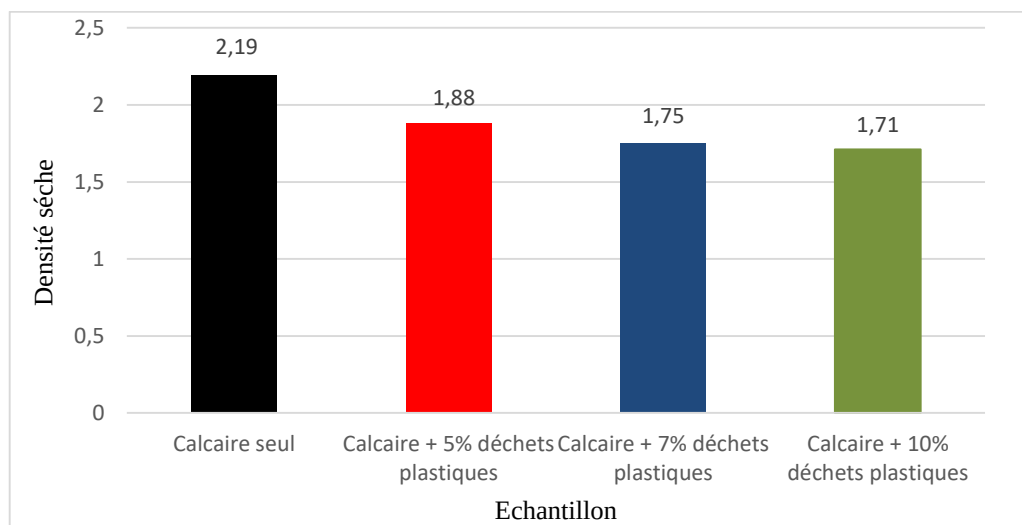
c) Evolution des densités sèches en fonction de la teneur en plastique

Figure 16.IV. Evolution de la densité sèche des différents mélanges.

Le compactage des différents mélanges calcaire + déchets plastiques montre une diminution continue des densités sèches avec l'augmentation de la teneur en déchets plastique. L'ajout des déchets crée plus de vides dans les échantillons ce qui fait que leur densité diminue jusqu'à atteindre des valeurs minimales de 1.75 et 1.71 qui sont inférieures au seuil de 1,8 préconisé par les normes relatives aux matériaux routiers.

Dans le cas de 5% d'ajout de déchets plastiques la densité sèche atteint une valeur de 1.88 ; ce qui permet de qualifier le mélange étudié du point de vue compactage comme un matériau acceptable et intéressant pour une utilisation dans le corps de chaussée.

IV.8.8. Comparaison du matériau calcaire avec d'autre matériau (marne et schiste) à une proportion de 5% de déchets plastiques

La comparaison du mélange étudié avec d'autres mélanges étudié aux travaux précédents (Kechmir Anissa et Ouali Laetitia)

Tableau 8.IV. Evolution des teneurs en eau et des densités en fonction du matériau.

Echantillon	Teneur en eau optimale W_{opm} (%)	Densité sèche maximale
Calcaire + 5% déchets plastiques	7.9	1.88
Marne + 5% déchets plastiques	8.5	1.92
Schiste + 5% déchets plastiques	5.5	2.14

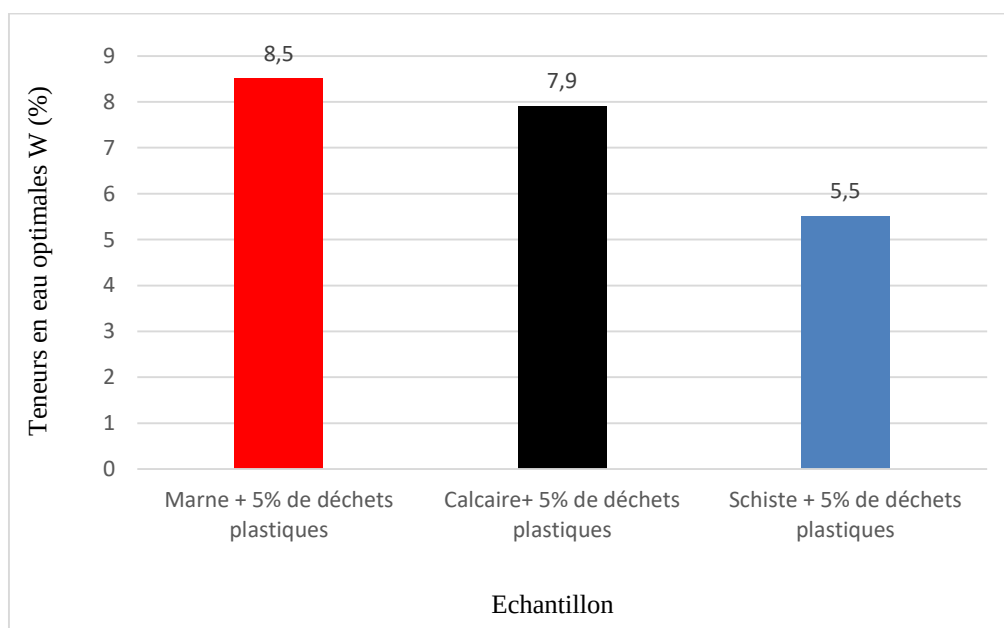


Figure 17.IV. Les teneurs en eau optimales des différents matériaux.

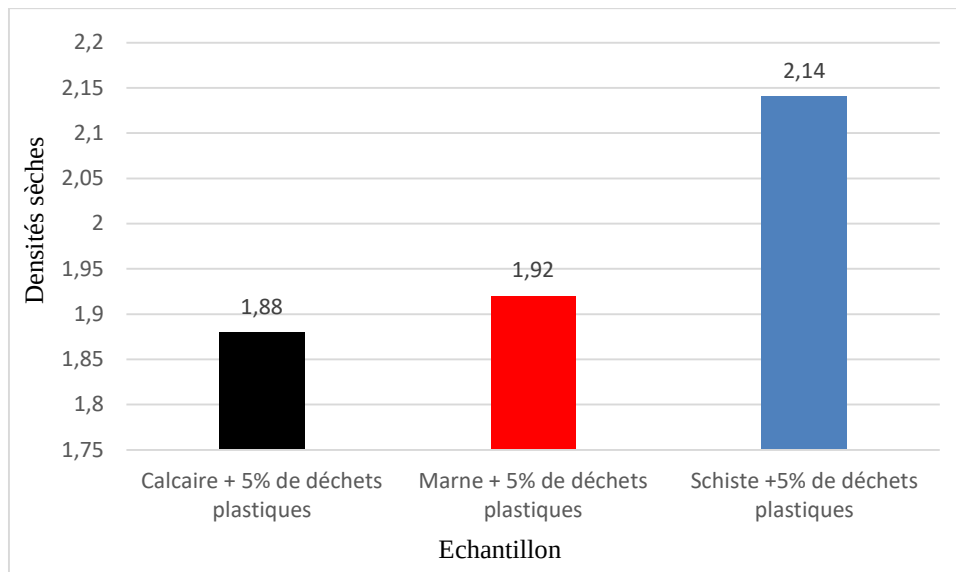


Figure 18.IV. Les densités sèches maximales des différents matériaux.

D'après les résultats obtenus aux figures (17.IV et 18.IV), on remarque que le mélange (schiste avec l'ajout de 5% de déchets plastiques) a enregistré une meilleure densité à l'essai Proctor modifié par rapport aux autres matériaux étudiés. Ce qui permet de dire que ce dernier donne de bons résultats au compactage. Toutefois, les mélanges du calcaire et marne (+ déchets plastiques) développent des densités sèches intéressantes (suffisantes) supérieures à 1.8 (seuil minimal exigé par les normes en vigueur).

IV.9. Essai de portance Californien (California Bearing Ratio) (CBR) (NF P 94-078)

IV.9.1. Introduction

L'essai de C.B.R a été mis au point en 1929, par les ingénieurs T.E Stanton et O.J Poter du département des routes de Californie. Il est l'un des principaux essais routiers, utilisé pour le dimensionnement des chaussées, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2ème guerre mondiale.

Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier. Il permet la classification d'un sol pour être utilisé comme sous fondation et fondation dans la construction des routes.

IV.9.2. But de l'essai

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

L'indice CBR permet donc de :

- Etablir une classification GTR (Guide des terrassements routiers)
- Evaluer la traficabilité des engins de terrassement ;

- Dimensionner les couches de fondations nécessaires à la construction d'une chaussée en fonction du sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu et des conditions hydriques futures que subira la route (l'épaisseur des couches diminue lorsque l'indice CBR augmente).

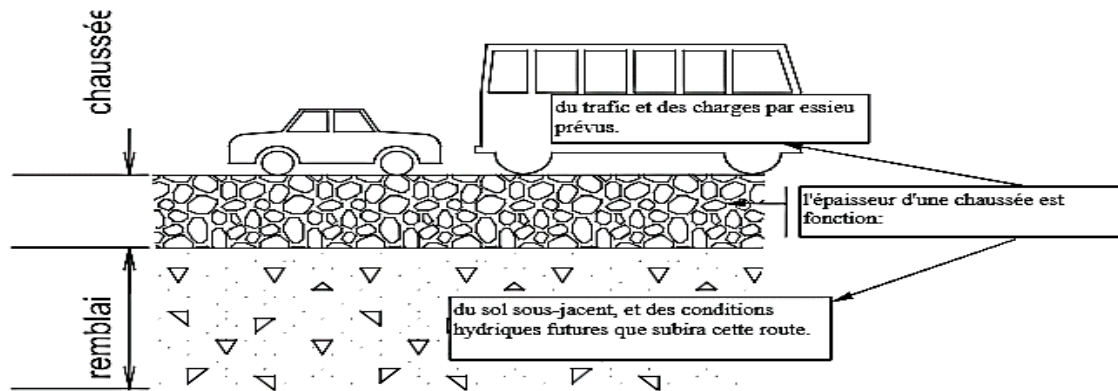


Figure 19.IV. Corps de la chaussée selon le trafic.

IV.9.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à poinçonner par un piston des échantillons de sol préalablement compactés et soumis à l'imbibition de quatre jours selon la norme NF P 94-078 (1992).

Le matériau est compacté généralement à la teneur en eau optimale suivant la procédure de l'essai Proctor modifié dans le moule CBR compacté à 55 coups par couche (une charge voisine de ce que sera la charge de service) ; chaque échantillon est ensuite soumis à poinçonnement par application d'une vitesse constante (1.27mm/min), d'un piston cylindrique de 19.35cm^2 de section, et on mesure la relation (effort de poinçonnement – enfoncement).

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 m, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 19,93 KN, qui est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Les essais C.B.R permettent, la détermination de :

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

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les efforts de poinçonnement produisant un enfoncement donné dans le mélange étudié ; la capacité de portance du sol est d'autant meilleure que l'indice est plus élevé.

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

$$I_{(2.5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{13.35}$$

$$I_{(5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{19.93}$$

Le gonflement linéaire relatif G dans le cas de CBR immersion est calculé par :

$$G = \left(\frac{\Delta h}{H} \right) * 100$$

Avec :

- Δh est le gonflement mesuré en (mm)
- H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 126 mm

IV.9.4. Appareillage

❖ Matériel de confection des éprouvettes

- Le moule C.B.R et le matériau e compactage (Proctor modifié), avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à araser,.....),
- Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,.....
- Et pour chaque moule un plateau de gonflement, un trépied porte comparateur, un anneau de surcharge en deux parties, un comparateur donnant le 1/100 de mm.

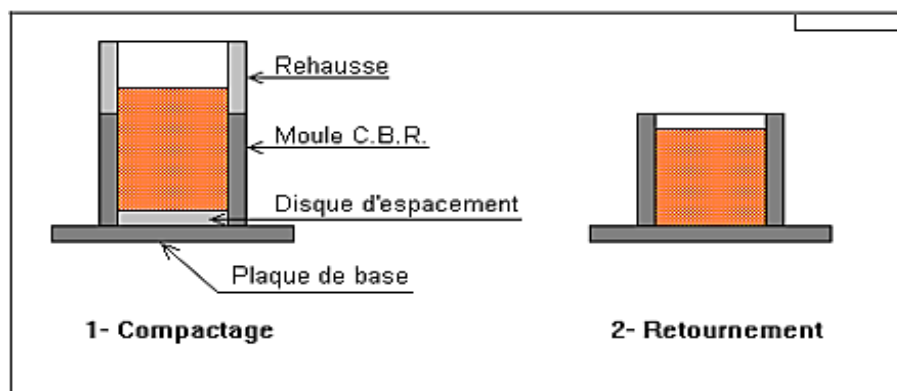


Figure 20.IV. Confection de l'éprouvette pour essai CBR

❖ Matériel de poinçonnement

Une presse de capacité de 50 Kn de 10 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 10 cm de longueur. Munie de dispositifs de mesure de l'enfoncement et de l'effort de poinçonnement.



Figure 21.IV. Appareillage de poinçonnement CBR.

IV.9.5. Préparation des échantillons

Les échantillons à poinçonner sont compactés dans les conditions de l'optimum, à différents pourcentages des déchets plastiques. Une fois préparés, nous passerons à l'étape du poinçonnement à la presse CBR.

IV.9.6. Détermination de l'indice CBR immédiat

- Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston. Procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.
- Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0.625-1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
- L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.



Figure 22.IV. Résultat du poinçonnement.

IV.9.7. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

IV.9.7.1. But de l'imbibition (immersion dans l'eau)

L'indice CBR après immersion Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

Le but de cette opération est de placer le sol dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique et de mesurer le gonflement susceptible de se produire.

IV.9.7.2. Mode opératoire

- Placer un papier filtre à la surface puis disposer au- dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment ;
- Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied ;
- Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette ;
- Effectuer la mise à zéro du comparateur ;
- On remplit d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai ;
- Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement indiquée par le comparateur.
- Laisser égoutter quelques minutes et retirer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement.
- Placer l'échantillon sur la presse, remplacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.

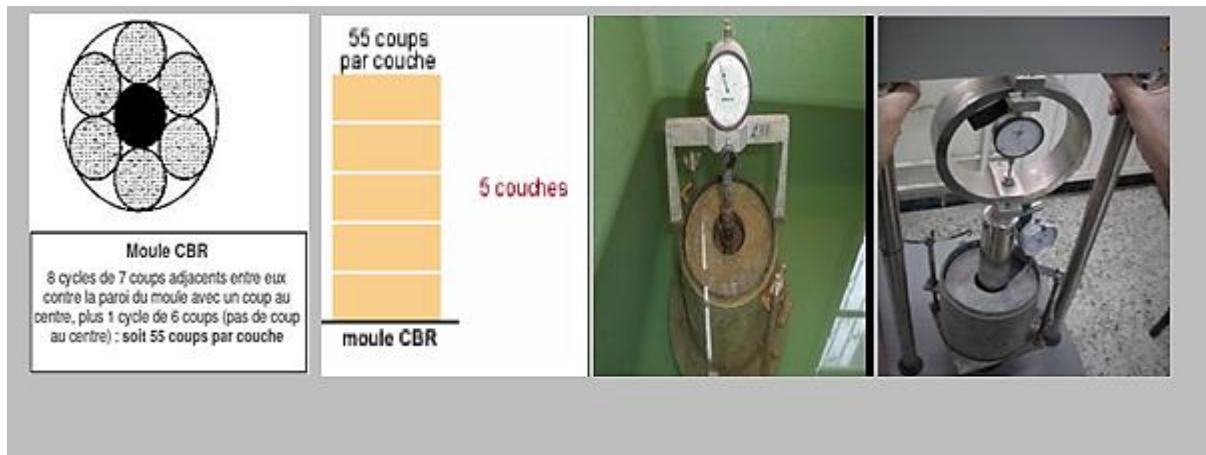


Figure 23.IV. Exécution de l'essai CBR après immersion.

IV.9.8. Expression des résultats

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de calcaire et de déchets plastiques, afin de déterminer les indices CBR immédiat et après immersion.

Deux types d'échantillons ont été préparés, à savoir :

- Calcaire seul ;
- Mélange calcaire + 5% des déchets plastiques (échantillon ayant présenté les meilleurs résultats aux essais Proctor).

Tableau 9.IV. Résultats d'essai CBR pour le calcaire + déchets plastiques.

Echantillon	Gonflement relatifs G (%)	Indice CBR immédiat(%)			Indice CBR après immersion(%)		
		I _(2.5)	I ₍₅₎	CBR _{imm}	I _(2.5)	I ₍₅₎	CBR
Calcaire seul	0	14.94	34.66	34.66	12.88	34.55	34.55
Calcaire +5% déchets plastiques	0	12.36	40.38	40.38	9.79	22.55	22.55

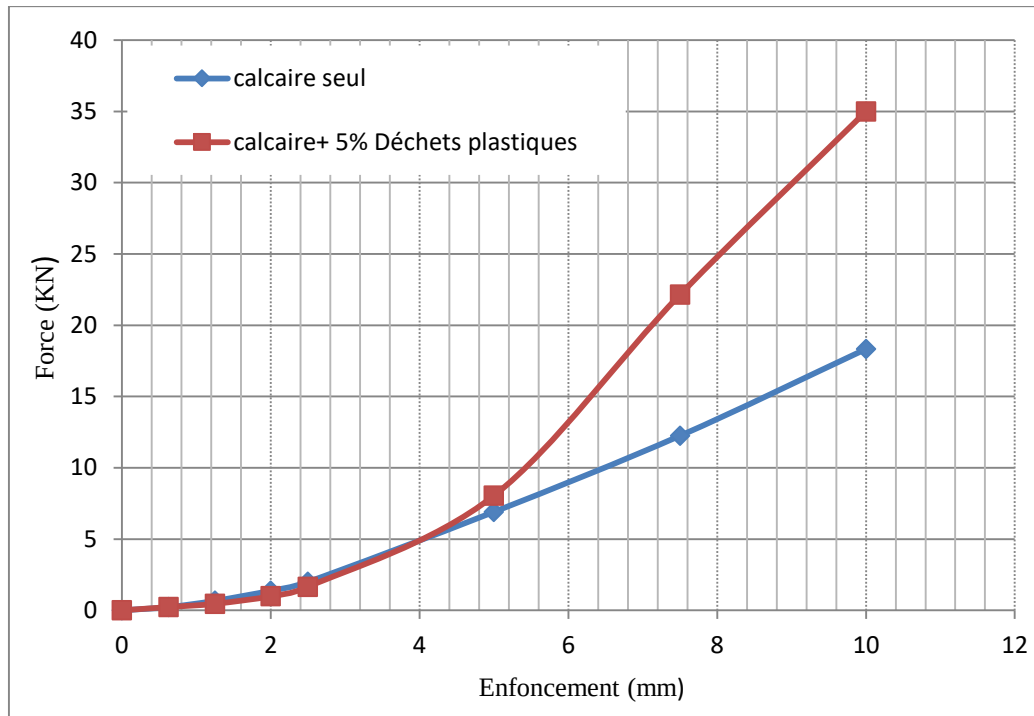


Figure 24.IV. Courbe enfoncement-forces de l'essai CBR immédiat.

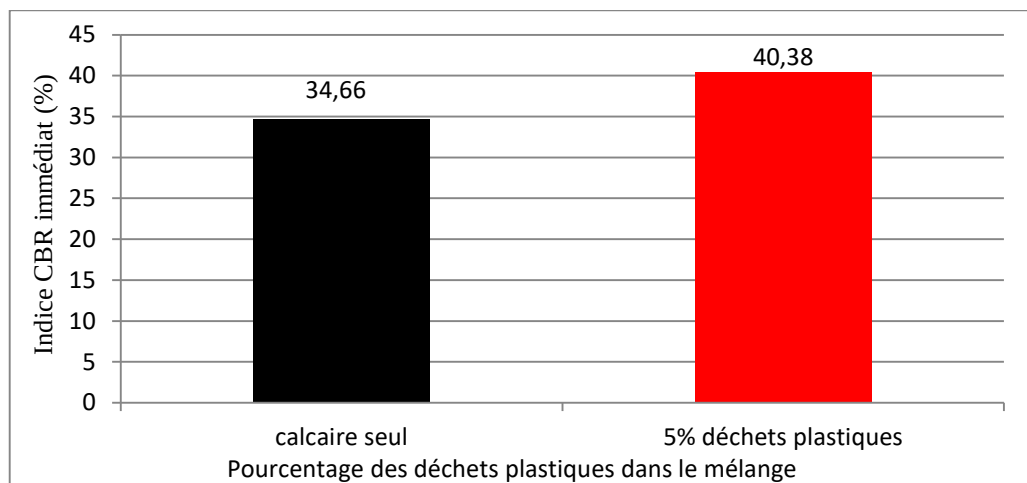


Figure 25.IV. Evolution des indices CBR immédiat en fonction de la teneur en déchets plastiques.

Les résultats des essais CBR immédiat présentés sur les figures 24.IV et 25.IV, montrent que le matériau calcaire seul développe une portance importante (34.66%). Cette dernière, augmente à 40.38% avec l'ajout de 5% des déchets plastiques.

Cette augmentation peut être due au renforcement de la structure des échantillons de calcaire par l'intégration des déchets plastiques (un meilleur réarrangement des grains et donc une meilleure portance).

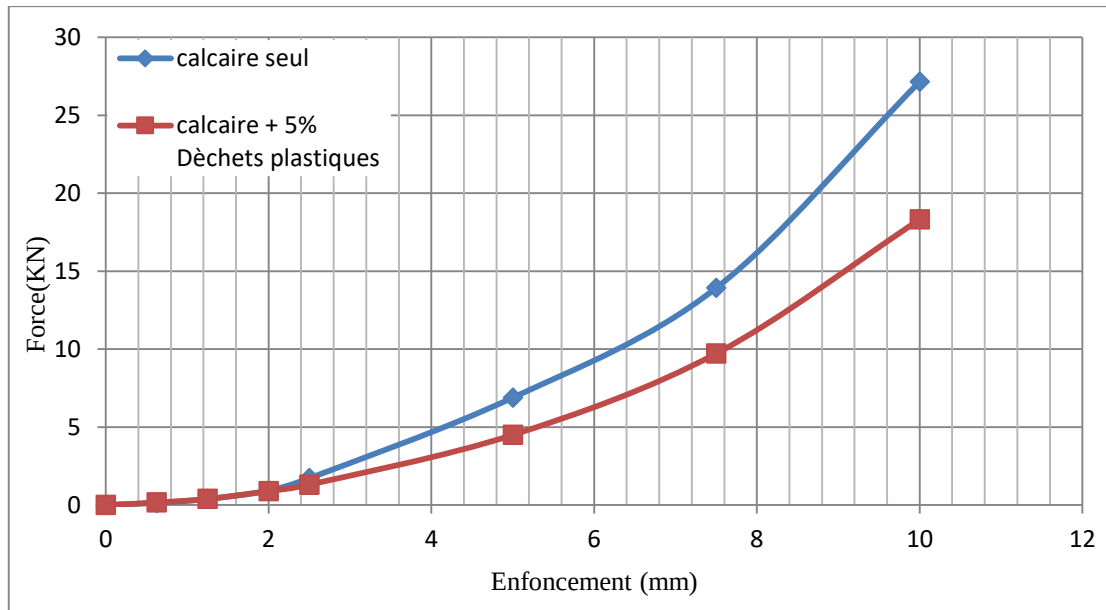


Figure 26.IV. Courbes enfoncements-forces de l'essai CBR après immersion.

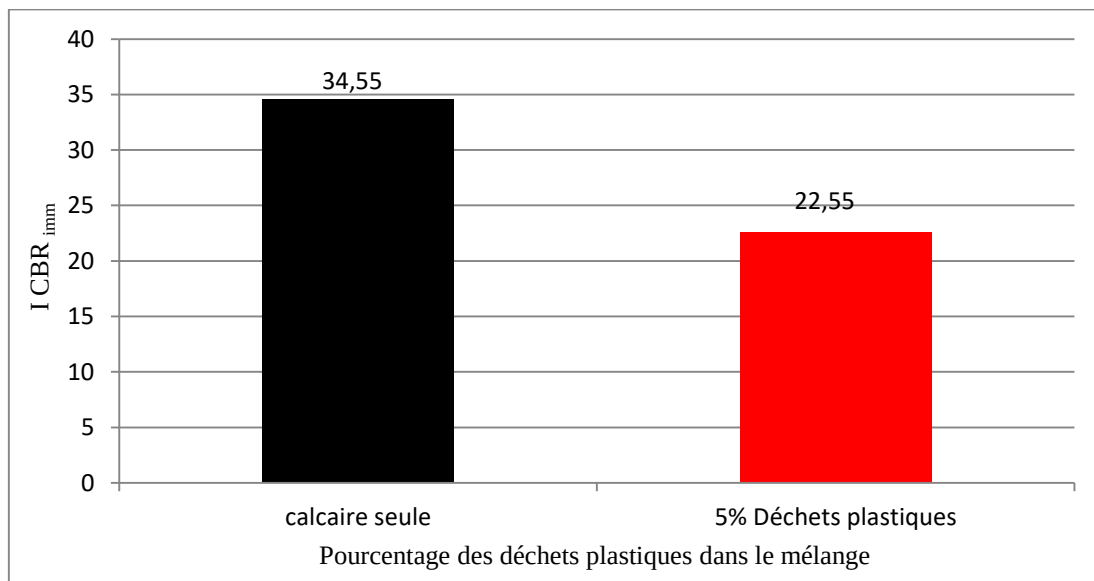


Figure 27.IV. Evolution des I CBR_{imm} en fonction du pourcentage des déchets plastiques.

La résistance au poinçonnement des échantillons après immersion présentée sur les figures 26.IV et 27.IV permet de constater que les indices CBR après immersion avec ajout des déchets plastiques ont diminué par rapport à ceux obtenus avec le calcaire seul. En effet, l'indice CBR après immersion passe de 35.55% pour le calcaire seul à 22.55% après ajout de déchets plastiques.

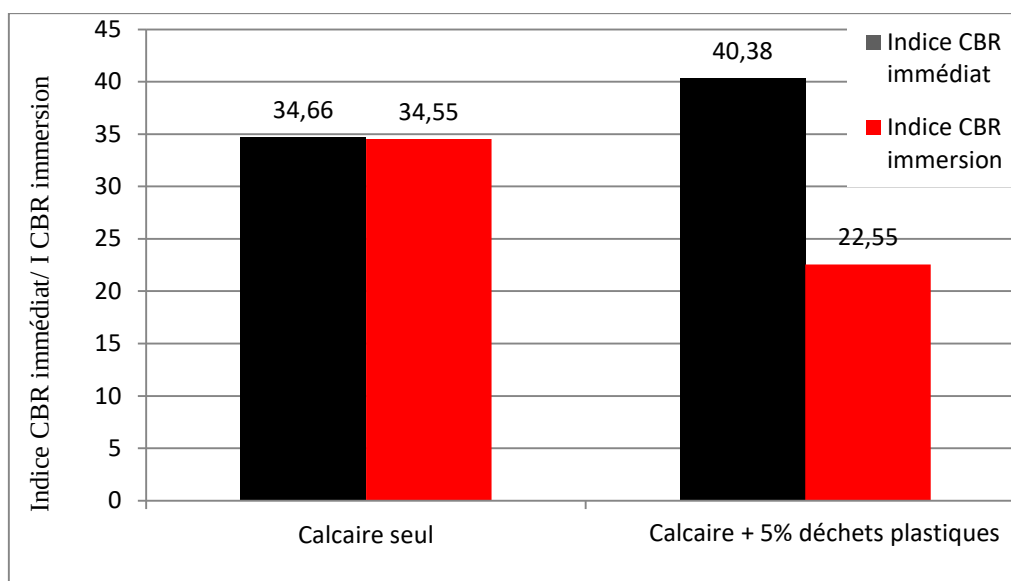


Figure 28.IV. Comparaison des indices CBR immédiat et après immersion des différents échantillons.

A titre de comparaison, les résultats ci-dessus permettent de constater que les portances des échantillons étudiés après immersion sont inférieures à celles trouvées avant immersion ; ce qui est remarquable, notamment, dans le cas d'ajout de 5% des déchets plastiques.

Ainsi, nous pouvons dire qu'à l'état humide (après immersion) le calcaire perd de sa résistance au poinçonnement avec l'ajout des déchets plastiques. Ceci, peut-être dû aux discontinuités créées par les déchets plastiques et suivies par l'eau, ce qui fragilise l'échantillon.

En se référant aux classes de portances présentées dans le tableau 10.IV, nous pouvons dire que les matériaux étudiés (calcaire et mélanges) présentent des portances très élevées à l'état sec (indices CBR immédiats) permettant de les classer dans la classe S5. Par contre, les mélanges (calcaire + 5% de déchets plastiques) passent à la classe S4 (portance élevée) dans le cas des essais CBR après immersion.

Cependant en se basant sur les résultats obtenus, l'ensemble des échantillons peut être proposé pour une éventuelle utilisation dans les corps de chaussées.

Tableau 10.IV. Classe de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

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

En termes de gonflement, les mélanges étudiés peuvent être classés non gonflants. En effet, les indices de gonflement relatifs G pour tous les mélanges sont pratiquement nuls. Ceci est un avantage précieux pour un matériau routier, dont il n'est toléré que de faibles gonflements.

IV.10. Comparaison entre le mélange étudié avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques

Les résultats des essais CBR avant et après immersion du mélange calcaire + 5% de déchets plastiques étudié sont comparés à d'autres mélanges de marne et de schiste (Kechmir Anissa et Ouali Laeticia) avec la même proportion du plastique ; afin de savoir l'influence de ce dernier sur les différents matériaux.

➤ Comparaison de l'indice CBR immédiat des différents matériaux

Tableau 11.IV. L'indice CBR immédiat des différents matériaux.

Mélange	Indice CBR immédiat (%)
Calcaire +5% de déchets plastiques	40.38
Marne +5% de déchets plastiques	33.114
&Schiste +5% de déchets plastiques	28.5085

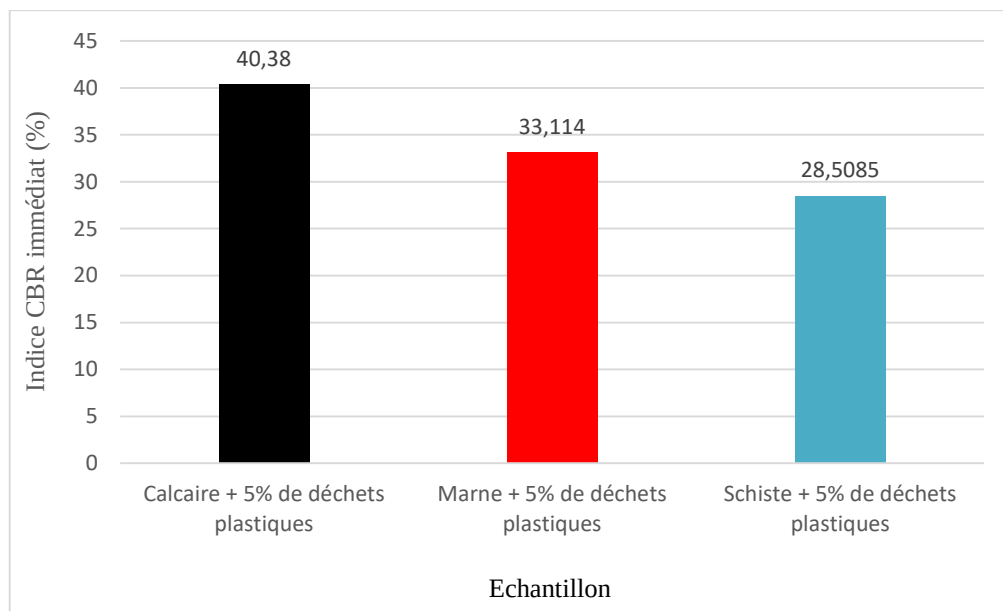


Figure 29.IV. Indice CBR immédiat des différents mélanges.

➤ Comparaison de l'indice CBR immergé des différents matériaux

Tableau 12.IV. L'indice CBR immergé des différents matériaux.

Mélange	Indice CBR immergé (%)
Calcaire +5% de déchets plastiques	22.55
Marne +5% de déchets plastiques	28.947
Schiste +5% de déchets plastiques	12.38

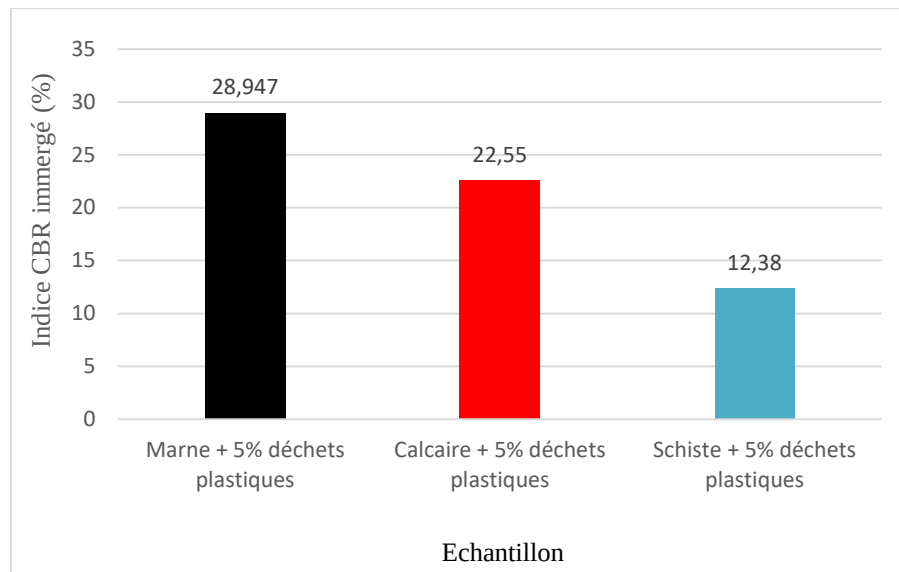


Figure 30.IV. Indice CBR immédiat des différents mélanges.

A titre de comparaison, les résultats présentés sur les figures 29.IV et 30.IV permettent de constater que les portances des mélanges avant immersions sont supérieures à celles développées après immersion.

Cependant, les mélanges à base de calcaire ou de marne présentent des indices CBR immédiats très importants qui leurs permettent de les classer dans la classe S5 (portance très élevée). Tandis que, le mélange à base de schiste présente une portance de 28.5058% qui permet de le classer dans la classe S4 (portance élevée).

Après immersion, les mélanges à base de calcaire ou de marne passent à la classe S4. Tandis que dans le cas du schiste, l'indice CBR immergé est faible (classe S3) ; ceci peut-être signe d'une instabilité du mélange en présence de variation hydriques.

IV.11. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis de montrer l'aptitude des mélanges au compactage, ainsi que leur portance dans les plus mauvaises conditions hygrométriques.

En se basant sur les résultats obtenus aux essais nous pouvons conclure que les mélanges étudiés possèdent des densités assez faibles pour des teneurs en plastiques 7% et 10%. Mais les meilleurs résultats sont obtenus pour une teneur en plastique de 5%. Pour manque de temps, nous avons choisi ce mélange pour réaliser les essais CBR ainsi que les essais restants.

Les mélanges calcaire seul et avec ajout de 5% de déchets plastiques ont développées des portances acceptables, notamment après immersion avec une stabilité au gonflement.

Les caractéristiques mécaniques obtenues, sont très satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes. Ceci permet de les proposer comme matériaux routiers à conditions de présenter des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations, ce qui fera l'objet des prochains chapitres.

Chapitre V

Essais Micro Deval, Los Angeles, Dégradabilité et - Fragmentabilité.

V.1. Introduction

Certaines caractéristiques mécaniques des granulats ne sont déterminées par les différents essais mécaniques cités précédemment. Il existe par contre, d'autre essais permettant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages bien spécifiques, à titre d'exemple le degré d'usure, de fragmentabilité, de dégradabilité et résistance aux chocs ...etc ; pour les granulats utilisés dans les constructions routières, notamment les couches de chaussées.

V.2. Essai Micro-Deval (NF P18-571)

V.2.1. Définition

L'essai Micro-Deval permet de mesurer la résistance à l'usure des granulats naturels et artificiels utilisés dans le domaine routier, (la norme française P 18-571). Il est destiné à caractériser l'usure par frottements réciproques en présence d'eau d'un gravillon et des charges abrasives et à mesurer la quantité de fines produites lors de la rotation d'un cylindre contenant le matériau et de l'eau.

Le coefficient Micro-Deval (MDE) est critère de classification des sols granulaires et matériaux rocheux. Plus le pourcentage d'usure est bas, plus l'échantillon est résistant à l'usure.



Figure 1.V. Machine d'essai Micro-Deval.

V.2.2. Objectifs et but de l'essai

L'essai a pour objectif, la mesure de la résistance à l'usure par attrition, à sec (MDS) ou en présence d'eau (MDE) des granulats utilisés dans le domaine du génie civil, particulièrement dans le domaine routier.

V.2.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite d'un matériau, soumis à l'usure des granulats par frottements dans la machine Micro-Deval dans des conditions bien définies.

La granularité initiale du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires suivantes : (4 - 6,3 mm ; 6,3 - 10 mm ; 10 - 14 mm et 15 - 50 mm). Dans le cas des gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive (billes en acier) est utilisée.

NB : La classe granulaire 15 - 50 mm doit contenir 60 % de 15 - 40 mm.

V.2.4. Préparation du matériau

- Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante.
- Tamiser à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie. La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 500 g pour les granulats (4 - 14 mm) et de 10 kg pour les granulats (15 - 50 mm).

NB : la classe granulaire est généralement choisie en fonction de la fraction prépondérante dans le matériau.

V.2.5. Mode opératoire

- Mettre dans le cylindre 500g de notre matériau d'une fraction de : 6-6.3 ; 6.3-10 ou 10-14 ;
- Ajouter les poids de la charge abrasive selon le type de classe granulaire (indiqué dans le tableau 1.V) ;
- Compléter avec 1.5 litres d'eau ;
- Régler la machine à 1200 tours.

Tableau 1.V. Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive
04-6.3	1000 ± 5
6.3-10	4000 ± 5
10-14	5000 ± 5



Figure 2.V. Mode opératoire d'essai micro Deval.

- A la fin de l'essai, recueillir le granulat et la charge abrasive dans un bac. Laver soigneusement l'intérieur du cylindre, en recueillant l'eau et les particules dans le bac.
- Emboîter les tamis de 8mm et de 1,6mm, laver et tamiser manuellement l'ensemble (matériau + eau + billes en acier) sur les deux tamis dans un bac. La charge abrasive

sera retenue sur le tamis de 8mm avec peut être une partie du matériau ; une autre partie du matériau sera retenue sur le tamis de 1,6mm et le reste (tamisât du tamis 1,6mm) sera recueilli dans le bac. Retirer la charge abrasive du matériau sur le tamis 8mm. Sécher le refus au tamis 1,6 mm à l'étuve à 105 °C, jusqu'à masse constante.

- Peser soigneusement ce refus de masse (M').



Figure 3.V. Lavage du matériau

- le coefficient MDE est calculé comme suit :

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

Avec :

MDE: coefficient Micro-Deval;

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

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

Nous avons choisi dans notre cas la classe granulaire 6.3-10, avec une masse de charge abrasive 4000g.

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

Tableau 2.V. Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval.

Coefficient MDE	Valeur
< 10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
>35	Médiocre

V.2.6. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé deux essais Micro-Deval sur la classe 6.3-10 à savoir :

- Calcaire seul ;
- Calcaire + 5% déchets plastiques.

V.2.7. Résultats et interprétation

a. Calcaire seul

$$\text{MDE} = \frac{500 - 436.43}{500} * 100$$

Tableau 3.V. Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire seul.

M(g)	M'(g)	MDE
500	436.43	12.71

b. Calcaire + 5% déchets plastiques

$$\text{MDE} = \frac{500 - 441.1}{500} * 100$$

Tableau 4.V. Calcul de coefficient Micro-Deval avec ajout des déchets plastiques.

M(g)	M'(g)	MDE
500	441.1	11.78

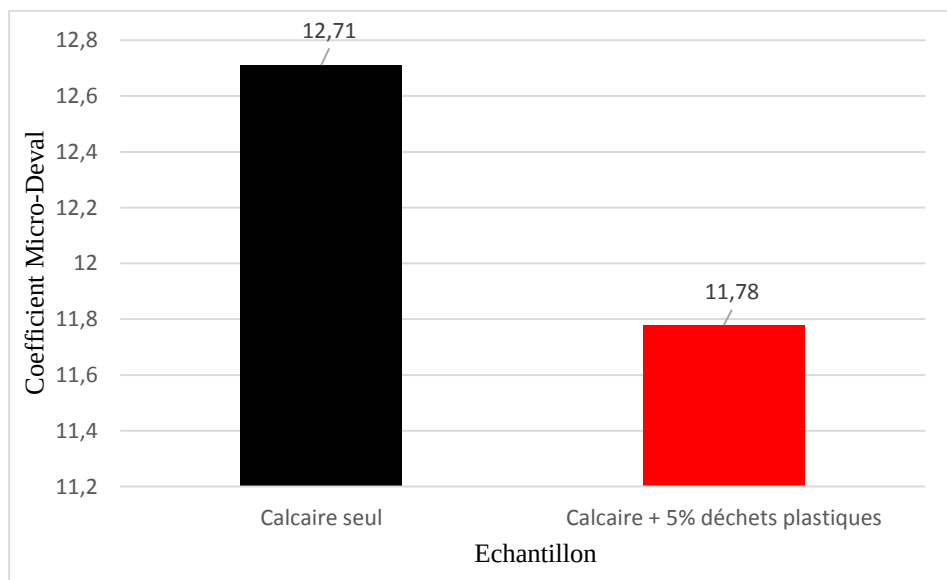


Figure 4.V. Résultats des essais Micro-Deval.

c. Interprétation des résultats

L'essai Micro-Deval réalisés sur l'échantillon de calcaire seul a présenté un coefficient MDE de 12.71, ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau d'une moyenne à bonne résistance.

Tandis qu'une certaine amélioration du coefficient MDE est constatée après ajout du plastique. En effet, le coefficient MDE passe de 12.71 pour le calcaire seul à 11.78 avec l'ajout de 5% des déchets plastiques.

V.3. Essai Los Angeles (NF P18-573)

La mesure de la résistance à la fragmentation par choc est destinée à évaluer des granulats à se fragmenter sous l'action du trafic. Seul l'essai Los Angeles est pris en compte pour la définition des catégories de résistance mécanique normalisée.



Figure 5.V. Machine d'essai Los Angeles.

V.3.1. But de l'essai

L'essai permet de mesurer les résistances à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottement réciproque des granulats utilisés dans les différentes couches d'une chaussée.

V.3.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite d'un matériau, soumis aux chocs de boulets normalisés (boules en acier) dans la machine Los Angeles.

La granularité initiale du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires suivantes (4 - 6,3mm ; 6,3 - 10mm ; 10 - 14mm ; 10 - 15mm; 16 - 31,5mm et 15 - 50mm).

V.3.3. Appareillage

Pour effectuer l'essai, nous devons nous munir du matériel suivant :

- L'essai Los Angeles nécessite un matériel d'échantillonnage et une série de tamis de : 1,6 - 4 - 6,3 - 10 - 14 - 16 - 20 - 31,5 - 40 et 50mm.
- Une machine Los Angeles + Charge de boulets en acier de 47 mm de diamètre et pesant entre 410 et 445g.
- Un bac pour recueillir les matériaux après essai.

- Une balance de précision.
- Une étuve.

V.3.4. Préparation du matériau

- Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante.
- Tamiser le matériau à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie. La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 5000g.

NB : la classe granulaire est généralement choisie en fonction de la fraction prépondérante dans le matériau.

V.3.5. Exécution de l'essai

Introduire avec précaution les boulets dans l'appareil Los Angeles, ensuite l'échantillon à soumettre à l'essai (cet ordre évite l'écrasement des grains avant essai). La charge de boulet est fixée conformément aux indications du ci-dessous.

Tableau 5.V. Charge de boulet suivant le type de classe granulaire.

Classe granulaire (mm)	Nombre de boulets
4-6.3	7
6.3-10	9
10-14	11

- Actionner la machine à 500 rotations, (sauf pour la classe 15-50 mm, c'est 2000 rotations), à une vitesse régulière comprise entre 30 tr/min et 33 tr/min ; au cours de l'essai, le matériau subira des chocs de boulets en rotation.
- A la fin de l'essai, recueillir le matériau dans un bac placé sous l'appareil, en évitant toute perte de matériau.
- Tamiser le matériau recueilli sur le tamis 1,6 mm (tamiser en plusieurs parties pour assurer le tamisage dans de bonnes conditions).
- Une fois tamisée, lavé le refus au tamis de 1,6 mm. égoutter et sécher à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante M'.



Figure 6.V. Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

Le coefficient Los Angeles est ensuite calculé comme suit :

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

Avec :

LA: coefficient Los Angeles;

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

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

Pour l'essai réalisé dans cette étude, nous avons choisi la classe 6.3-10 mm, nous avons donc ajouté en plus des 5000g de calcaire, 9 boulets comme indiqué dans le (tableau 5.V).

V.3.6. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé deux essais Los Angeles sur la classe 6.3-10 à savoir :

- Calcaire seule ;
- Calcaire + 5% déchets plastiques.

V.3.7. Résultats et interprétation

a. Calcaire seul

$$LA = \frac{5000 - 3760.4}{5000} * 100$$

Tableau 6.V. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire seul.

M(g)	M'(g)	LA
5000	3760.4	24.79

b. Calcaire + 5% déchets plastiques

$$LA = \frac{5000 - 3933.1}{5000} * 100$$

Tableau 7.V. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire + 5 % déchets plastiques.

M(g)	M'(g)	LA
5000	3933.1	21.33

L'essai Los Angeles réalisé sur l'échantillon de calcaire seul a présenté un coefficient (LA) entre 15 et 25 (voir tableau 8.V) ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau bon à moyen. En effet, le calcaire se fragmente difficilement sous le choc des boulets en rotation.

Tableau 8.V. Tableau de référence des valeurs de Los Angeles.

Coefficient LA	Appréciation
< 15	Très bon à Bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Médiocre
Plus LA est élevé, moins le matériau est dur	

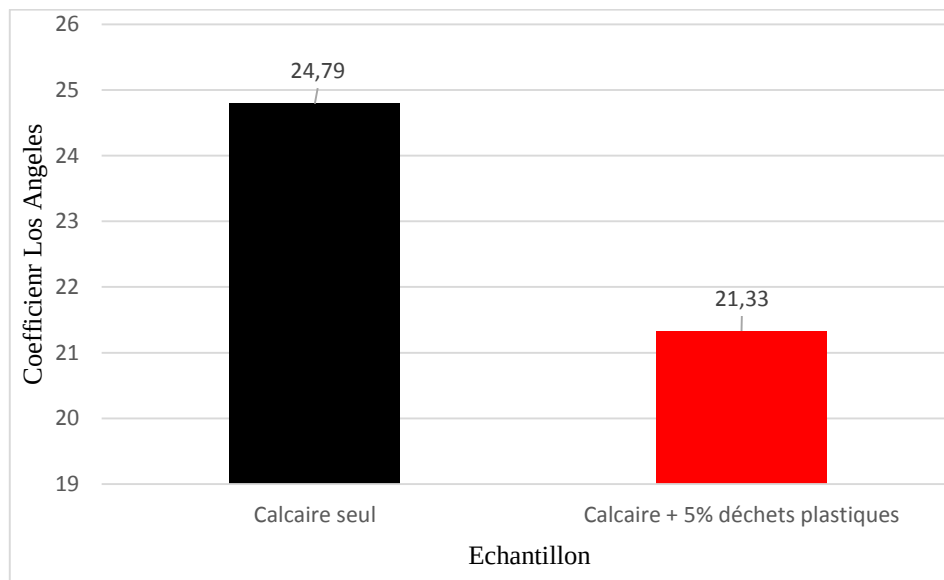


Figure 7.V. Résultats des essais Los Angeles.

La figure 7.V montre que le coefficient Los Angeles diminue avec ajout de déchets plastiques ; il passe de 24.79 pour le calcaire seul à 21.31 avec 5% de déchets plastiques.

En effet, d'une part, les déchets plastiques ne sont pas vraiment influencés par les sollicitations (chocs, frottement et présence d'eau) des essais réalisés et d'autre part ils peuvent amortir l'effet des chocs et des frottements entre les grains de calcaire, ainsi plus la proportion de plastique est importante dans l'échantillon plus le mélange se comporte mieux aux sollicitations des essais MDE et LA.

Tableau 9.V. Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM).

Catégorie	LA	MDE	LA + MDE	Domaine d'utilisation
A	< 10	< 15	< 15	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couche de roulement à trafic important.
B	< 15	< 10	< 35	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.
C	< 30	< 15	< 45	Matériau utiliser pour couche de fondation, et couches de base tout trafic.
D	< 35	< 30	< 55	Matériau utilisable pour couches de fondation toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à moyen trafic.
E	< 45	< 45	< 80	Matériau utilisable pour couches à chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.
F	> 45	> 45	> 80	Matériau utilisable en couche de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

Tableau 10.V. Coefficient LA et MDE pour les différents échantillons.

	LA	MDE	MDE+LA	Catégorie
Calcaire seul	24.79	21.71	37.5	Catégorie B
Calcaire+5% déchets plastiques	21.33	11.78	33.11	Catégorie B

D'après le tableau 10.V et les résultats des essais réalisés, nous pouvons dire que :

Les granulats de calcaire seul et avec ajout des déchets plastiques ne dépassant pas 5% sont de catégorie B. Ce type de matériau est utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.

V.3.8. Comparaison du mélange étudié avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques

Une comparaison du mélange étudié (calcaire +5% de déchets plastiques) avec d'autres mélanges tels que la marne et le schiste avec la même proportion de plastique ; permet de montrer d'avantage l'influence de ce dernier sur différents matériaux.

- **Comparaison du coefficient Los Angeles des différents matériaux**

Tableau 11.V. Coefficient LA de différents matériaux.

Mélange	Coefficient LA (%)
Calcaire + 5% de déchets plastiques	21.33
Marne + 5% de déchets plastiques	41.34
Schiste + 5% de déchets plastiques	19.96

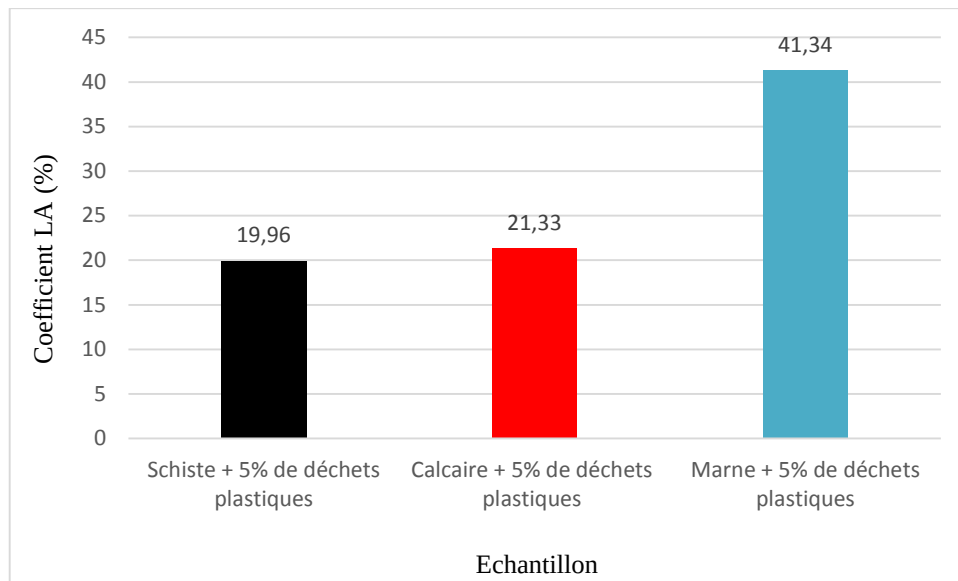


Figure 8.V. Comparaison des coefficients LA des différents mélanges.

- **Comparaison du coefficient de Micro-Deval des différents mélanges**

Tableau 12.V. Coefficient Micro-Deval de différents matériaux

Mélange	Coefficient MDE (%)
Calcaire + 5% de déchets plastiques	11.78
Marne + 5% de déchets plastiques	86.56
Schiste + 5% de déchets plastiques	32

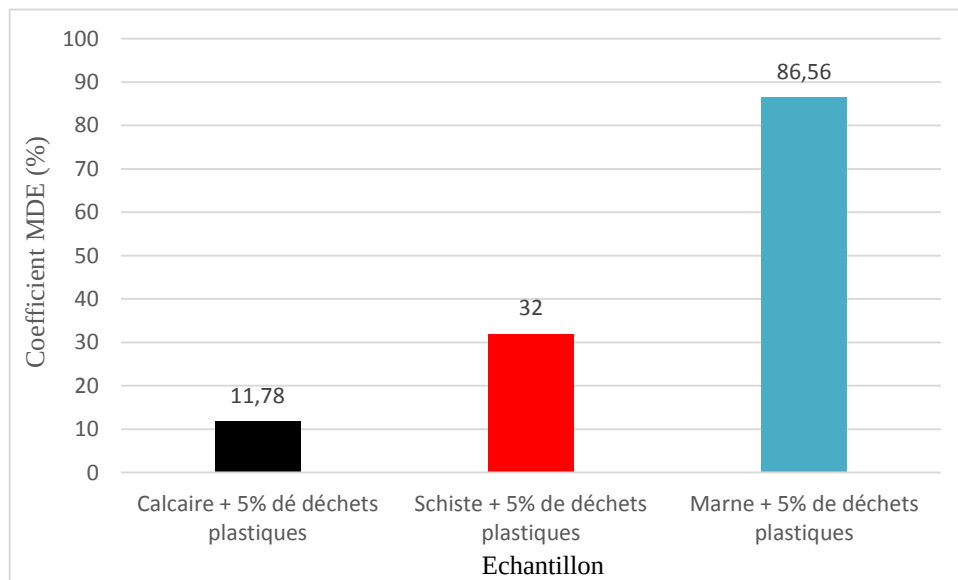


Figure 9.V. Comparaison des coefficients MDE de différents mélanges.

Les figures (8.V et 9.V) présentées ci-dessus, montrent clairement la différence des coefficients MDE et LA d'un matériau à un autre.

Le mélange du calcaire a présenté des coefficients MDE et LA très petits ce qui signifie que ce dernier est dur, il résiste très bien à l'usure et aux chocs. Par contre, le matériau marne résiste

mal à l'usure et aux chocs avec des coefficients MDE et LA très élevés ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau médiocre qui se dégrade facilement en présence de l'eau et de charges abrasives.

V.4. Essai de Fragmentabilité pour les matériaux rocheux (NF P 94-066)

V.4.1. Introduction

La granularité des matériaux évolue continuellement sous les différents types de sollicitations auxquelles ils sont soumis. Cette évolution est particulièrement plus importante dans le cas des matériaux routiers, vu qu'ils sont soumis à des sollicitations cycliques mécaniques et climatiques (fragmentation, usure,...). Ainsi, avoir une idée sur l'évolution des grains permettra sans doute d'éviter certains désordres à court ou à long terme pouvant affecter les ouvrages construits.

V.4.2. Objectifs et but de l'essai

C'est un des paramètres d'identification retenu dans la classification des matériaux pour remblais et couches de forme d'infrastructures routières (norme NF P 11-300). Sa détermination est en particulier nécessaire pour préciser le classement des roches argileuses (marnes, argilites, schistes sédimentaires,...) et des roches siliceuses, magmatiques et métamorphiques altérées ou peu résistantes. L'essai a donc pour objectif, l'étude de la fragmentabilité d'un matériau (roches argileuses) sous sollicitations mécaniques (pilonnage) pour procéder à son classement par rapport aux valeurs de référence.

V.4.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de granularité d/D donnée, soumis à un pilonnage conventionnel.

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$FR = \frac{\text{D10 du matériau avant essai}}{\text{D10 du matériau après essai}}$$

Avec : **D10** : Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât.

V.4.4. Appareillage

Matériel utilisé pour essai Proctor, particulièrement :

- Moule CBR, dame Proctor Normal ;
- Une colonne de tamis de mailles : 1, 2, 5, 10, 16, 20 mm ;
- Une balance de précision.

V.4.5. Préparation du matériau

Prélever un échantillon représentatif du matériau rocheux considéré et préparer la fraction d/D qui sera soumise à l'essai. (Le matériau constitue le passant du diamètre **D** et le refus du diamètre **d**).

Le matériau est obtenu en fragmentant, si nécessaire, l'échantillon à l'aide d'un marteau, puis en procédant à son tamisage au travers les tamis 10 et 20mm.

L'échantillon à soumettre à l'essai d'une masse de 1 kg doit être conservé à l'abri de l'évaporation.

V.4.6. Exécution de l'essai

Tamiser la fraction 10/20 mm préalablement préparée au travers le tamis de 16 mm, peser et noter les refus à ces tamis. Mélanger et ré homogénéiser tout le matériau (refus) pour reconstituer de nouveau la fraction d/D et l'introduire dans le moule CBR. Les éléments sont arrangés manuellement en appliquant de légers coups sur les parois du moule et avoir la surface supérieure de l'échantillon aussi régulière que possible.

Appliquer à la surface de l'échantillon (en une seule couche) 100 coups de dame Proctor Normal distribués conformément au mode opératoire de compactage dans l'essai Proctor. A la fin du pilonnage, récupérer tout le matériau contenu dans le moule CBR et le tamiser et peser les refus des tamis suivants :

- 1, 2, 5, 10 mm (cas de la fraction 10/20 mm utilisé).

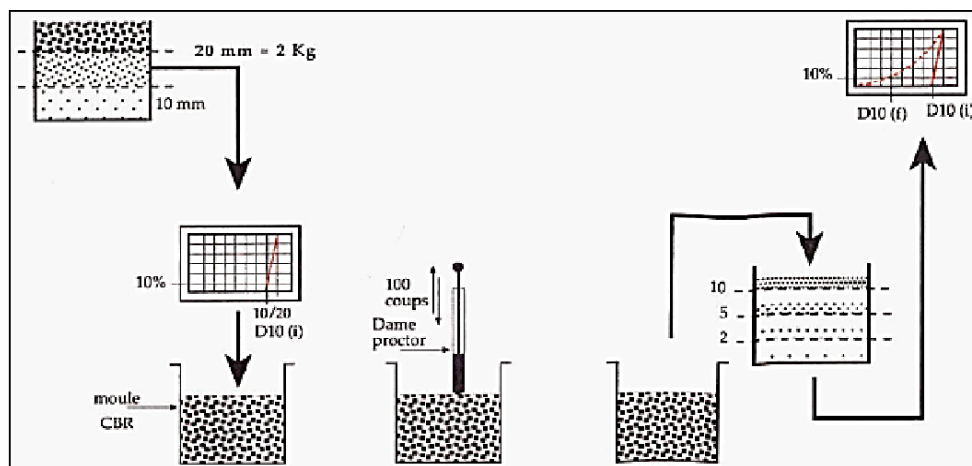


Figure 10.V. Etapes d'un essai de fragmentabilité.

Les essais de références établis par la norme sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 13.V. Valeurs de références.

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

V.4.7. Matériaux utilisés

On a réalisé des essais de fragmentabilité pour les différents mélanges, à savoir :

- Calcaire seul ;
- Calcaire + 5 % déchets plastiques.

V.4.8. Résultats obtenus

Après avoir effectué cet essai sur le matériau calcaire, nous avons obtenu les résultats suivant :

Tracer les courbes granulométriques avant et après essais (pilonnage) sur un même graphe et déterminer les D10 correspondants aux deux courbes (avant et après essai)

a. Le calcaire seul

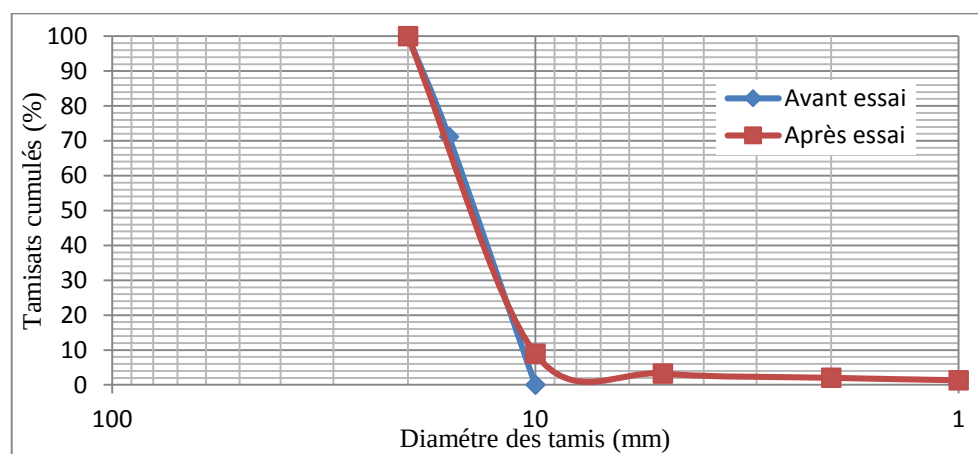


Figure 11.V. Courbes granulométriques du calcaire seul.

$$FR = \frac{12}{10} = 1.2$$

b. Calcaire + 5% déchets plastiques

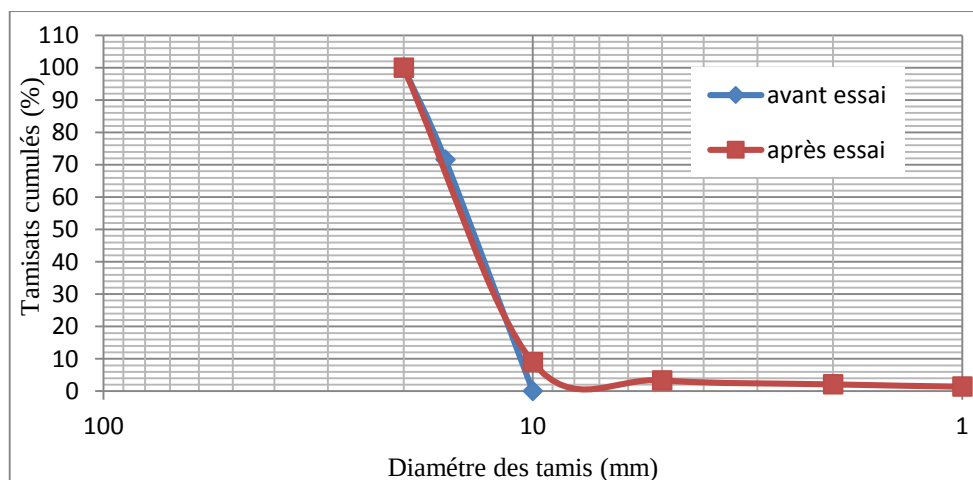


Figure 12.V. Courbes granulométriques du calcaire + 5 % des déchets plastiques.

$$FR = \frac{11}{10} = 1.1$$

L'ajout des déchets plastiques n'a pratiquement pas influencé la fragmentabilité du matériau.

En comparant les résultats obtenus aux résultats de références présentés dans le tableau 11.V nous pouvons constater que les échantillons étudiés (calcaire seul et calcaire + 5% de déchets plastiques) ont présenté des coefficients de fragmentabilité très faibles (1,1 et 1,1) respectivement. Ils se comportent ainsi, comme un matériau rocheux peu fragmentable ($FR = < 7$).

En se basant sur les résultats présentés, on peut dire ainsi, que les mélanges étudiés du point de vue fragmentabilité peuvent être proposés pour utilisation en couches inférieures de chaussées sous tout trafic.

V.4.9. Comparaison des mélanges étudiés avec d'autres mélanges (marne et schiste) + 5% de déchets plastiques

- Comparaison du coefficient de fragmentabilité des différents mélanges

Tableau 14.V. Coefficients de fragmentabilité de différents mélanges.

Mélange	Coefficient de fragmentabilité
Calcaire + 5% de déchets plastiques	1.1
Marne + 5% de déchets plastiques	1.46
Schiste + 5% de déchets plastiques	1.7

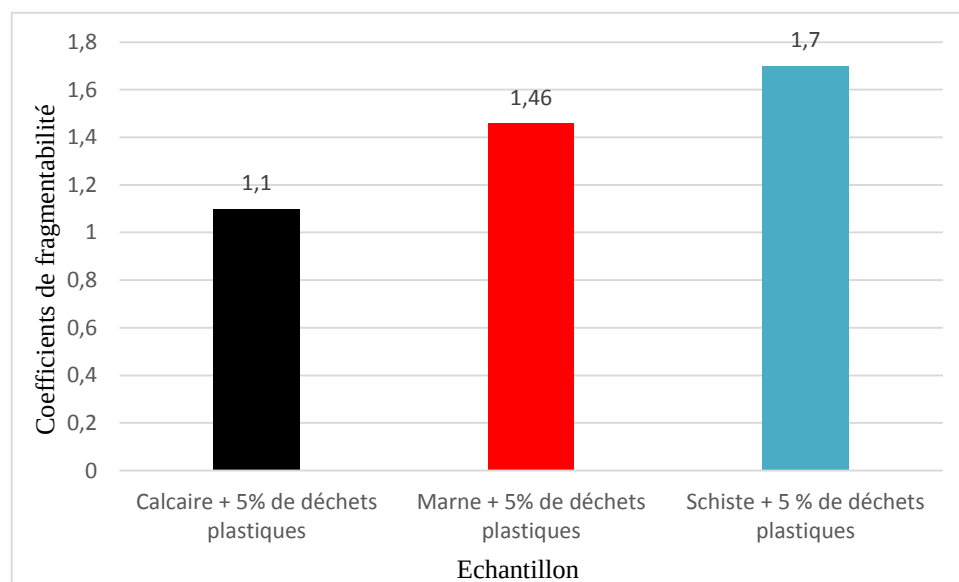


Figure 13.V. Résultats comparatifs des différents mélanges.

La figure 13.V montre que le mélange du calcaire + 5% de déchets plastiques présente les meilleurs résultats aux essais de fragmentabilité comparativement aux autres mélanges.

V.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)

V.5.1. Objectif de l'essai

L'essai de dégradabilité, exprimé par le coefficient de dégradabilité (DR) permet l'identification et la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières (norme NF P 11-300).

L'essai permet l'étude du degré de dégradabilité des matériaux rocheux dégradables (roches argileuses : marnes, argilites, schistes sédimentaires,...) et de qualifier leur sensibilité aux sollicitations hydriques (risque d'évolution à long terme).

V.5.2. Principe de l'essai

Qualifie la sensibilité du matériau rocheux aux sollicitations hydriques (risque d'évolution à long terme).

V.5.3. Exécution de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de granularité 10/10mm donnée soumis à quatre cycles imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DR = \frac{\text{D10 du matériau avant essai}}{\text{D10 du matériau après essai}}$$

Avec : **D10** : Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât.

La préparation de la fraction 10/10mm s'effectue avec les deux tamis 10 et 20mm puis on refait l'analyse granulométrique avec la série de tamis 10, 16 et 20 mm

A la fin des cycles imbibition-séchage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm.

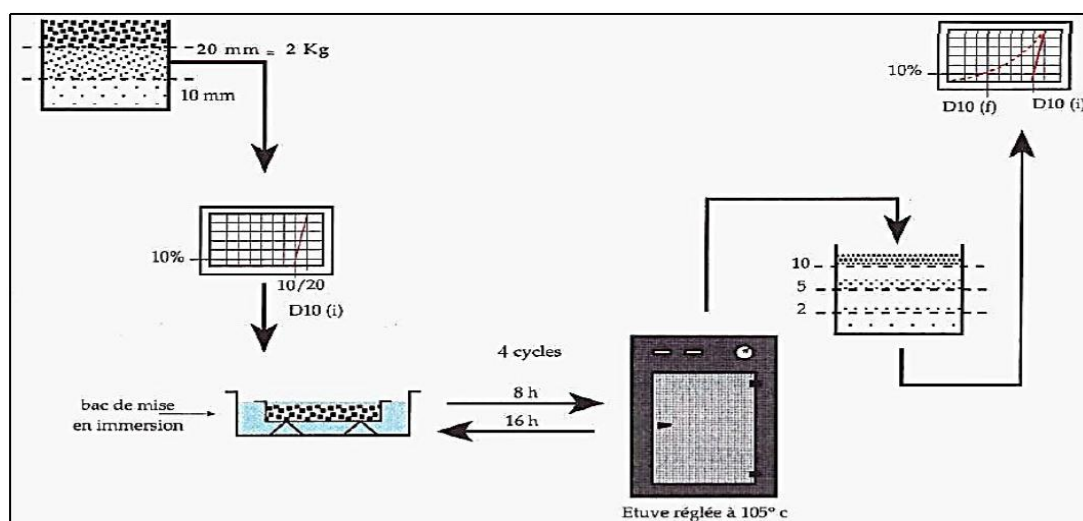


Figure 14.V. Etapes d'un essai de dégradabilité.

V.5.4. Expression des résultats

En se basant sur les masses des refus déterminées au tamisage du matériau avant et après essais (avant et après imbibition-séchage) sur les série de tamis définies précédemment, tracer les courbes granulométriques correspondantes sur un même graphique.

-Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux seuils de référence établis par la norme qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 15.V. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG.

Coefficient de dégradabilité	Nature de matériau
$DG \geq 10$	Matériaux rocheux très dégradables
$5 < DG < 10$	Matériau rocheux moyennement dégradables
$DG < 5$	Matériau rocheux peu dégradables

V.5.5. Matériaux utilisés

On a réalisé des essais de dégradabilité pour les différents mélanges, à savoir :

- c. Le calcaire seul ;
- d. Le calcaire + 5% déchets plastiques.

V.5.6. Résultats obtenus

Après avoir effectué cet essai sur le matériau calcaire, nous avons obtenu les résultats suivant :

a. Le calcaire seul

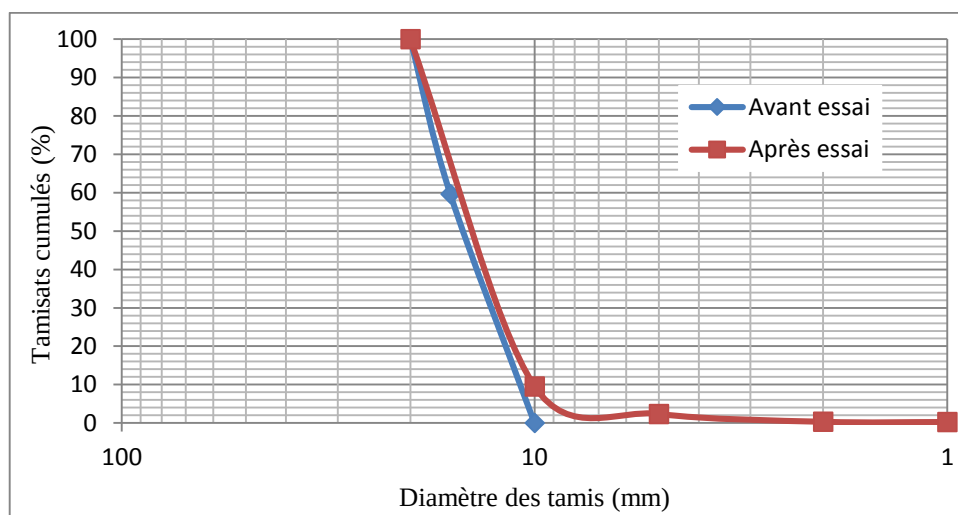


Figure 15.V. Courbes granulométriques du calcaire seul.

$$DG = \frac{12}{10} = 1.2$$

b. Calcaire + 5% déchets plastiques

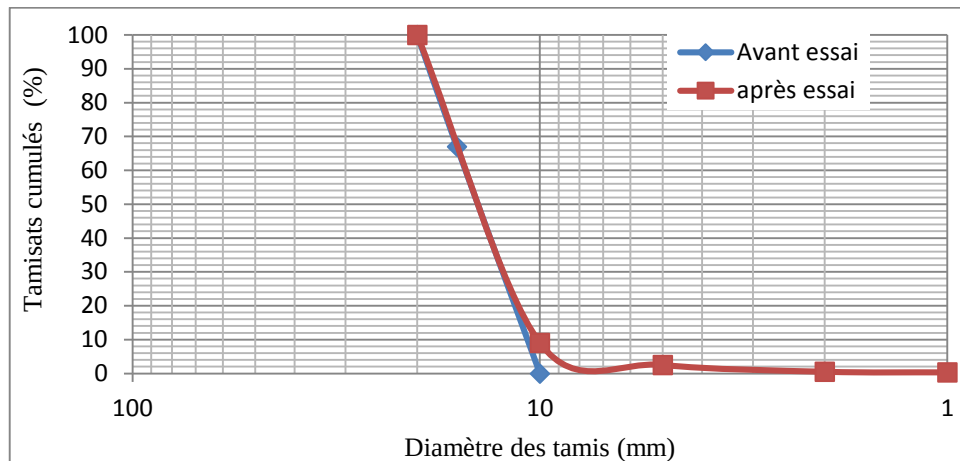


Figure 16.V. Courbes granulométriques du calcaire + 5% déchets plastiques.

$$DG = \frac{12}{10} = 1.2$$

V.5.7. Interprétation des résultats

En se référant aux valeurs présentées dans le tableau 15.V, nous déduirons que le calcaire étudié fait partie des matériaux rocheux peu dégradables, ($DG = 1.2 < 5$). Son utilisation en couche de chaussées est très envisageable. L'ajout de déchets plastiques n'influe pas sur la résistance du mélange à la dégradabilité. En effet, le calcaire seul et les mélanges ont présenté pratiquement les mêmes résultats.

Les mélanges étudiés sont donc peu dégradables et leur utilisation en couches inférieures de chaussées est fortement recommandée.

V. 6. Conclusion

Les essais réalisés dans ce chapitre ont permis d'évaluer la résistance des mélanges aux différentes sollicitations routières proprement dites, à savoir : chocs, usure, pilonnage, changement climatique cyclique (température et humidité).

Les résultats obtenus ont montré que le plastique (avec une proportion de 5%) joue un rôle protecteur et qu'il contribue sensiblement à l'amélioration de la résistance du calcaire aux différentes sollicitations citées, particulièrement aux essais Micro-Deval et Los Angeles.

Malheureusement, le manque de temps n'a pas permis de faire plus d'expériences pour tester des mélanges à fortes proportions en plastique pour montrer d'avantage son influence.

Cependant, pour cerner d'avantage le comportement des mélanges étudiés sous d'autres types de sollicitations, nous les avons soumis aux efforts de cisaillement, développés notamment au cours du freinage et de l'accélération des véhicules. Les essais de cisaillement direct à la boîte feront l'objet du dernier chapitre suivant.

Chapitre VI

Résistance au cisaillement des matériaux étudiés

VI.1. Introduction

Les instabilités observées en géotechnique peuvent être traduites par différents types de ruptures. Souvent, la rupture apparaît sous forme d'un cisaillement localisé au niveau de la zone la plus faible dans le sol.

La résistance au cisaillement constitue souvent un souci lors de la réalisation des différents ouvrages de génie civil, en particulier ceux des travaux routiers. Cette résistance est souvent difficile à déterminer spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent. Elle peut être déterminée par plusieurs essais in situ ou au laboratoire. Le présent mode opératoire s'applique exclusivement à l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande qui permet d'évaluer la résistance du sol en place ou des granulats d'apport afin d'assurer la sécurité des ouvrages construits et d'éviter toutes surprises après construction (LCPC, 1987).

Evaluer expérimentalement et précisément les propriétés de résistance au cisaillement des sols constitue un enjeu important en mécanique des sols (Perrot, 1968). En effet, de petites variations sur l'angle de frottement interne et/ou sur la cohésion peuvent induire des dimensionnements sensiblement différents des ouvrages géotechniques, et par exemple, avoir des impacts importants sur les volumes de sols à mettre en œuvre pour la réalisation d'un barrage en terre ou d'une digue.

Dans ce chapitre nous allons étudier la résistance au cisaillement des mélanges de calcaire avec les déchets plastiques en utilisant la boîte de cisaillement.

VI.2. Résistance au cisaillement

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte maximale de cisaillement que le sol peut supporter sans entrer en rupture par glissement suivant une surface de discontinuité ; ces contraintes entraînent des déformations du sol.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphe suivant. (LCPC, 1987)

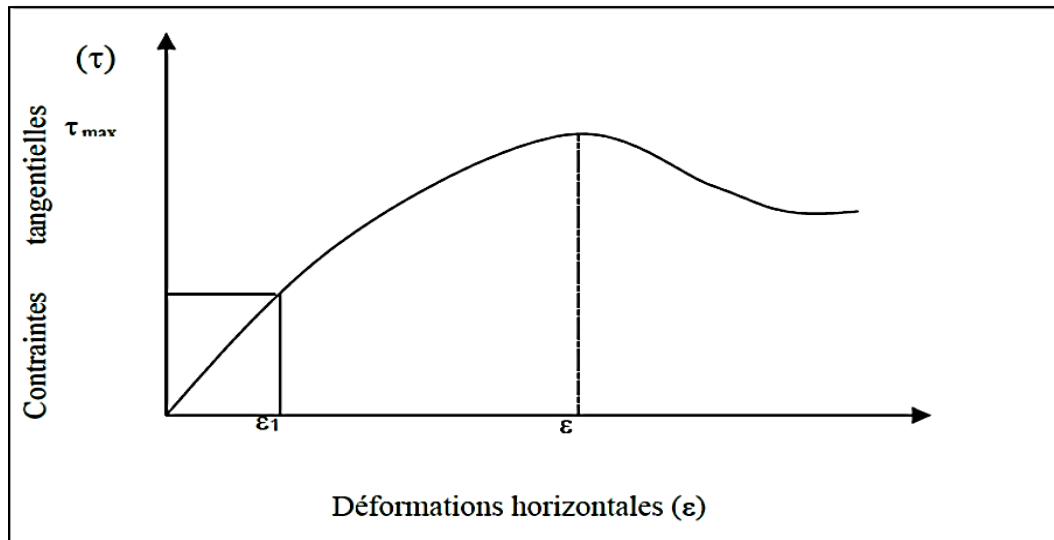


Figure 1.VI. Courbe de contraintes-déformations.

Le LCPC 11, 1987 définit la résistance au cisaillement sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement $\tau_{\max}$;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 .

VI.3. But de l'essai

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande a pour but d'étudier le comportement et la résistance mécanique d'un matériau au cisaillement à court et à long terme.

Les valeurs de la résistance au cisaillement qui s'appliquent sur le plan de rupture, ainsi définies sont portées sur un graphe en fonction de la contrainte normale illustré dans la figure 1.VI. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque » (LCPC, 1987).

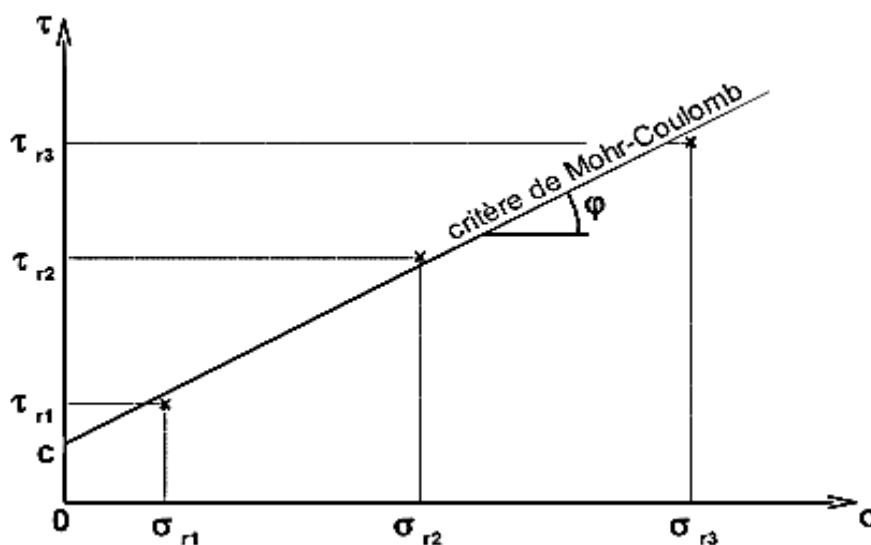


Figure 2.VI. Droite intrinsèque.

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé angle de frottement interne (ϕ) et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée la cohésion (c).

L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

VI.4. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols est causée par le frottement, l'enchevêtrement et les forces de la cohésion entre les particules. Les facteurs qui agissent sur ces trois causes auront évidemment une grande influence sur la valeur de l'angle de frottement ϕ et de la cohésion C . Ces paramètres varient d'un sol à l'autre. Surtout en fonction de certaines propriétés physiques, de la compacité, et des conditions de drainage...etc.

Plus l'angle de frottement et la cohésion seront grands plus la résistance au cisaillement devrait être élevée.

VI.4.1. Dans les sols cohérents

Les sols cohérents étant peu perméables, les paramètres de la résistance au cisaillement y sont surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau. Quand le drainage est nul, l'eau demeure emprisonnée dans les vides du sol. Si, de surcroît, le sol est saturé ce qui est souvent le cas des argiles, aucune consolidation n'est possible après l'augmentation des contraintes.

En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides du sol.

VI.4.2. Dans les sols pulvérulents

Dans ce type de sols la cohésion est nulle, seule la compacité du matériau influencera sur sa résistance au cisaillement. Lorsque la compacité augmente, l'indice des vides diminue et l'angle ϕ augmente. Plus les particules d'un sol sont angulaires, plus d'angle de frottement est important ; inversement, des particules arrondies font diminuer l'angle de frottement. (Robitaille et Tremblay, 1997).

VI.5. Les paramètres intrinsèques

VI.5.1 L'angle de frottement interne

L'angle de frottement interne ϕ traduit le frottement lors du glissement des grains, les uns sur les autres. Il varie d'un sol à un autre. Pour les sols pulvérulents, la valeur de l'angle de frottement interne ϕ dépend sensiblement de l'état de compacité du sol (Schmitt, et al ; 2008). Pour un état donné de compacité, ϕ croît avec l'augmentation du diamètre moyen des grains et l'étalement de la granulométrie du sol. Ce paramètre dépend également de la forme et de la nature de la surface des grains. Par contre, l'angle de frottement interne est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol (Robitaille et Tremblay, 1997).

Dans le cas des sols fins, on a pu mettre en évidence l'influence de la nature minéralogique des composants argileux sur la valeur de φ . On note ainsi que la présence de montmorillonite, qui donne naissance à des valeurs élevées de plasticité fait diminuer inéluctablement la résistance au cisaillement. Ce matériau ayant, de plus, la faculté de gonfler en présence d'eau est source de nombreux ennuis.

VI.5.2 La cohésion

La cohésion est l'ensemble des forces d'attraction que développent les sols fins ; elle constitue la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physico-chimique pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation. La cohésion est nulle dans les sols grenus étant donné qu'ils ne possèdent pas de telles liaisons.

En revanche, cette dernière apparaît dans les sables humides ou légèrement cimentés en raison des ménisques d'eau existants aux points de contact entre les grains créant ainsi une certaine adhérence entre ces derniers et qui disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente (Magnan, 1991). La cohésion est relativement élevée pour les sols cohérents, surtout dans les sols fortement surconsolidés.

Mais celle-ci disparaît dès que les liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture.

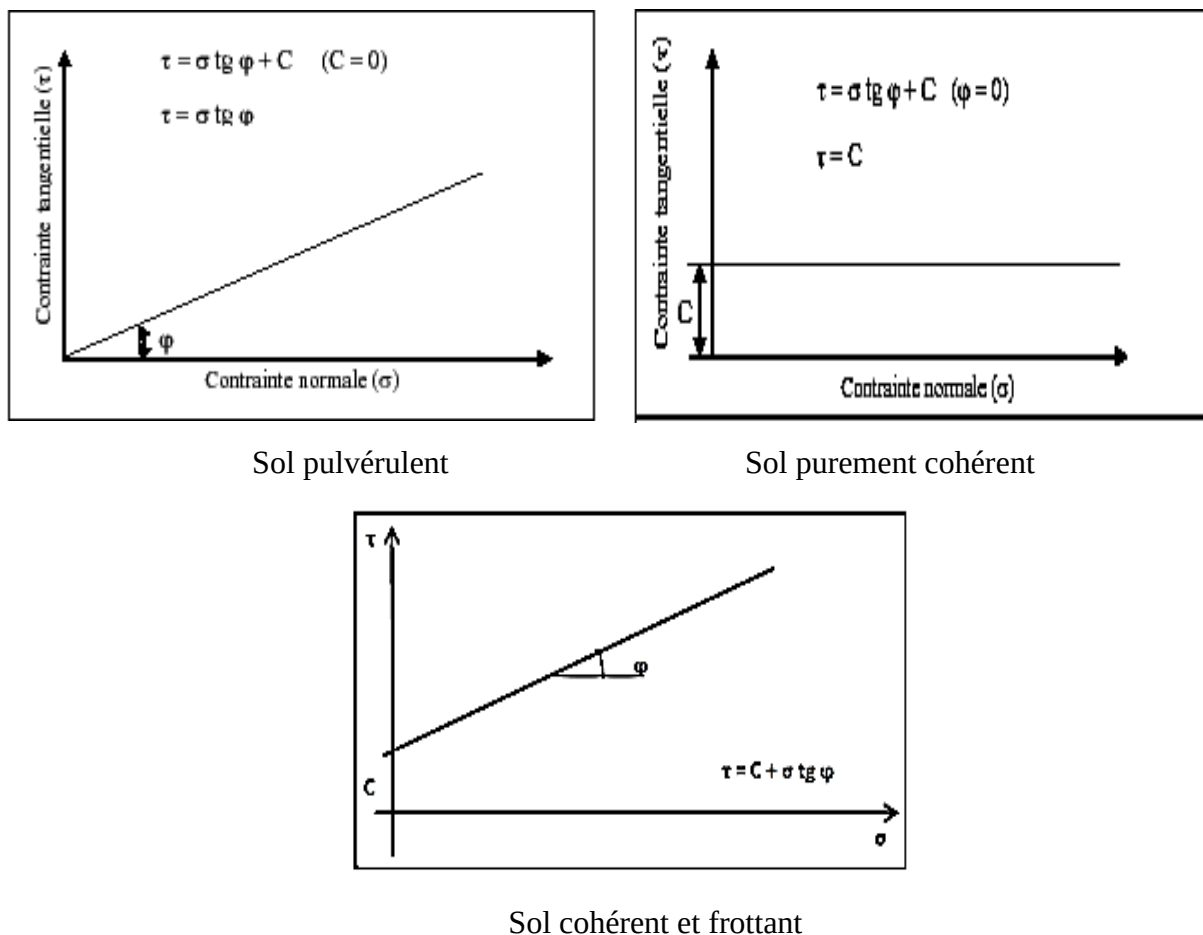


Figure 3.VI. Droites intrinsèques des différentes catégories de sols.

VI.6. Différents types d'essais de cisaillement à la boîte

VI.6.1. Essai consolidé, drainé (CD)

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte appliquée, ensuite cisailé lentement (à drainage permis, avec variation de volume) avec une vitesse de cisaillement très faible relativement à la perméabilité du sol, de telle sorte à assurer la dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement (les pressions interstitielles sont nulles tout le long du cisaillement).

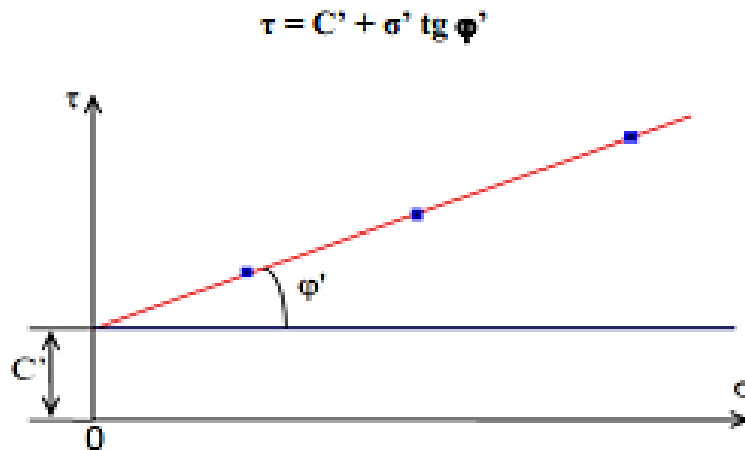


Figure 4.VI. Droite intrinsèque d'un essai (CD).

VI.6.2. Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)

L'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle.

Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder au caractère inter granulaires du sol c' et φ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

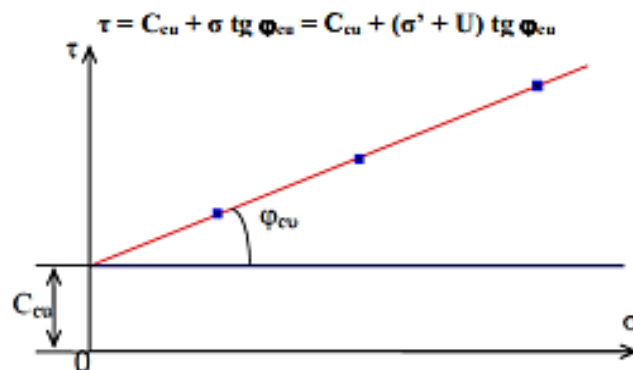


Figure 5.VI. Droite intrinsèque d'un essai (CU).

VI.6.3. L'essai non consolidé non drainé (UU)

Ce type d'essai est spécifique aux sols fins à faibles perméabilité, il représente les conditions les plus défavorables qui peuvent se produire en géotechnique.

Dans ce cas, les pressions interstitielles ne se dissipent pas (l'échantillon ne subit aucune consolidation). Cet essai rapide correspond au comportement à court terme d'où le volume est constant. Ce dernier est interprété en contraintes totales et permet d'estimer c_u , cohésion non drainée ; l'angle de frottement interne ϕ_u est généralement supposé nul.

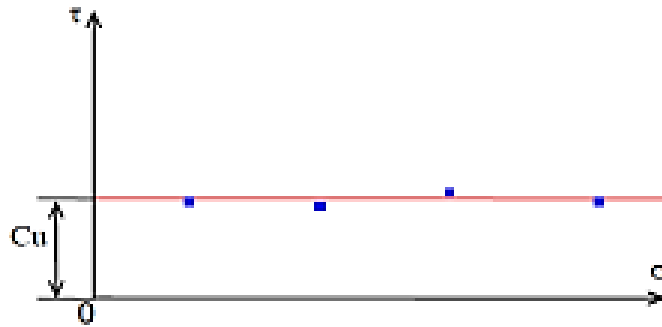


Figure 6.VI. Droite intrinsèque d'un essai (UU).

VI.7. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement

➤ **Avantage**

- La manipulation est facile (Simple);
- La durée d'exécution courte (Rapide);
- Le coût n'est pas cher (Économique).

➤ **Inconvénients-**

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

VI.8. Principe de l'essai de cisaillement

Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demis-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale avant d'être cisailé à vitesse constante. Par conséquent la contrainte de cisaillement s'accroît jusqu'à une valeur maximum que l'on mesure.

La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. (Tichouani, 1999).

En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes verticales, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion c et d'angle de frottement ϕ .

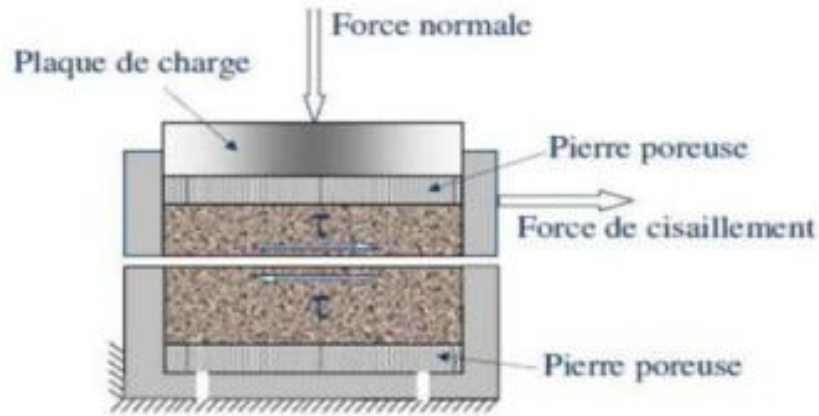


Figure 7.VI. Principe de la boîte de cisaillement.

VI.9. Appareillage

Pour réaliser l'essai de cisaillement direct à la boîte nous devons nous munir de :

- Boîte de cisaillement composée de deux boîtes de section $A = L * L = 60\text{mm} \times 60\text{mm}$, avec accessoires (pierres poreuses...) ;



Figure 8.VI. Boîte de cisaillement.

- Machine de cisaillement automatique équipée d'un système permettant d'appliquer les contraintes verticales et d'assurer le déplacement horizontal de la demi-boîte inférieure.

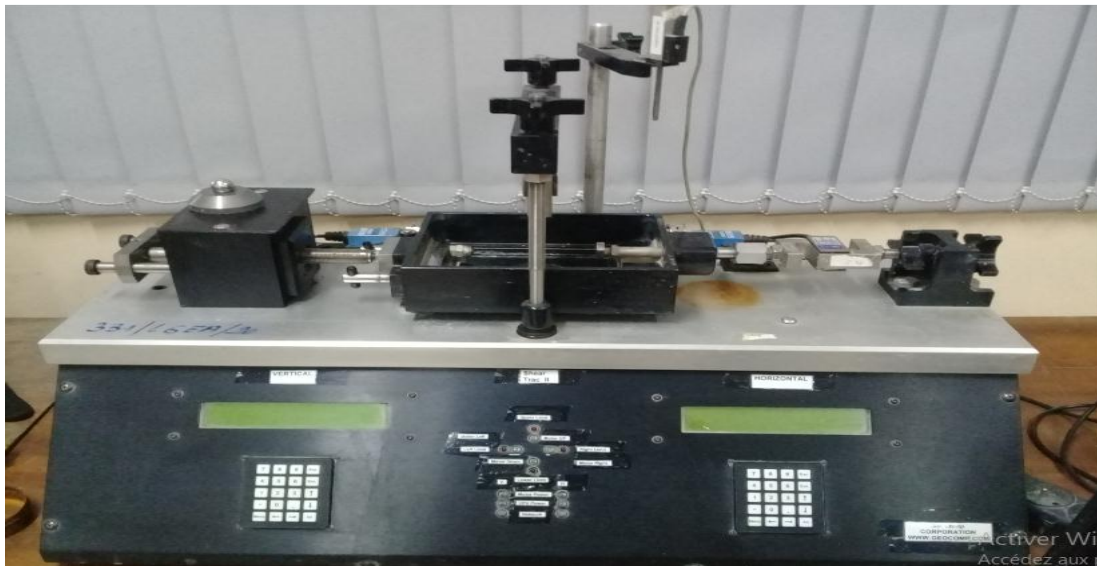


Figure 9.VI. Machine de cisaillement automatisé.

❖ Description de la machine du cisaillement

. L'appareil consiste en un robuste bâti avec moteur pas à pas qui sert à animer la boîte à eau, avec la partie inférieure de la boîte de cisaillement. La force de cisaillement, de déplacement et de règlement sont mesurées au moyen de capteurs électroniques. La commande de dispositif d'acquisition de données via un PC avec un logiciel PROGRESS.

Pour que l'effort soit bien appliqué au centre de l'échantillon, le poinçon des boîtes de cisaillement est guidé par des douilles à billes. Le joint de cisaillement entre les deux moitiés de la boîte de cisaillement peut être réglé simplement sur la boîte à eau entre 0 et 1 mm. Les cales de cisaillement et les poids restants doivent être commandés séparément.

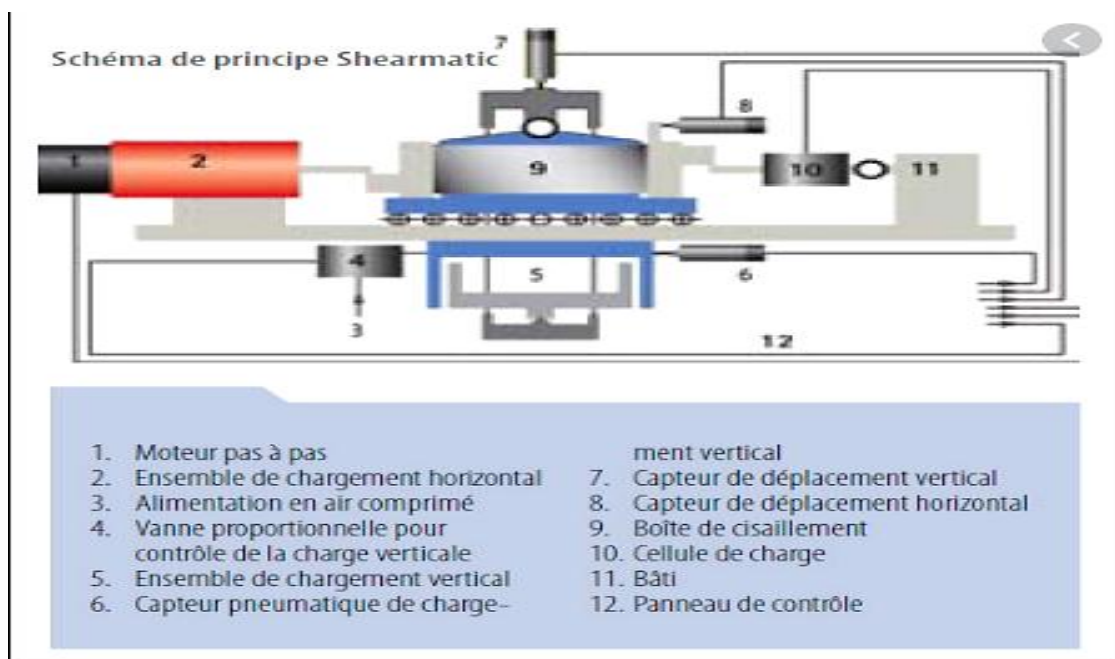


Figure 10.VI. Cellule de cisaillement.

VI.10. Mode opératoire et déroulement de l'essai

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande est réalisé selon la norme NF P 94-071-1. Le grain le plus gros ne doit pas excéder 5 mm, cela est dû aux dimensions de la boîte utilisée au laboratoire, l'échantillon sera donc de classe 0/5mm.

Pour chaque essai, l'échantillon est densifié à sa teneur en eau optimale déterminée précédemment à l'essai Proctor avec une masse de 180g. Les deux demi-boîtes sont fixées, une plaque rainurée assurant le drainage est placée au fond de ces dernières. L'échantillon est introduit par couche est densifié et ensuite recouvert par un papier filtre et une pierre poreuse.

L'ensemble est placé sur le chariot de la machine à cisaillement et la partie supérieure est fixée.

Régler la machine de cisaillement automatisée ensuite effectuer l'essai en deux phases :

Phase I : Saturation et consolidation

- Remplir le boîtier contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisée ;
- Mesurer le déplacement vertical du piston en fonction du temps jusqu'à stabilisation.

Phase II : Cisaillement

- Libérer le système de solidarisation des deux demi-boîtes (enlever les vis) ;
- Imposer le déplacement relatif des deux demi-boîtes à une vitesse constante ; la rupture de l'échantillon soumis à l'essai est caractérisée par l'apparition d'un pic (cas des sols pulvérulent ou sols sur-consolidés) ou par l'existence d'un palier (sols fins plastiques), ce qui permet d'arrêter l'essai après un certain nombre de lectures décroissantes ou stabilisées ;
- Arrêter l'essai à la fin du cisaillement.



Figure 11.VI. Exécution de l'essai.

VI.11. Expression des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont présentés sous forme de trois types de courbes, à savoir :

- Contraintes tangentielles en fonction des déplacements horizontaux ou des déformations

horizontales (contraintes-déplacements ou courbe contraintes déformations) : $\tau = f(\Delta L)$ ou $\tau = f(\Delta L/L)$;

- Déplacements (ou déformations) verticaux en fonction des déplacements (ou déformations) horizontaux : $\Delta L = f(\Delta L)$;

- Contraintes tangentielles en fonction de la contrainte normale, droite intrinsèques : $\tau = f(\Delta \sigma)$



Figure 12.VI. Échantillon après cisaillement.

VI.12. Essais réalisés

Les essais de cisaillement à la boîte sont réalisés sur les échantillons suivants :

- Calcaire seul ;
- Calcaire + 5% des déchets plastiques.

VI.13. Présentation des résultats

Les courbes obtenues pour les différents échantillons sont présentées dans ce qui suit :

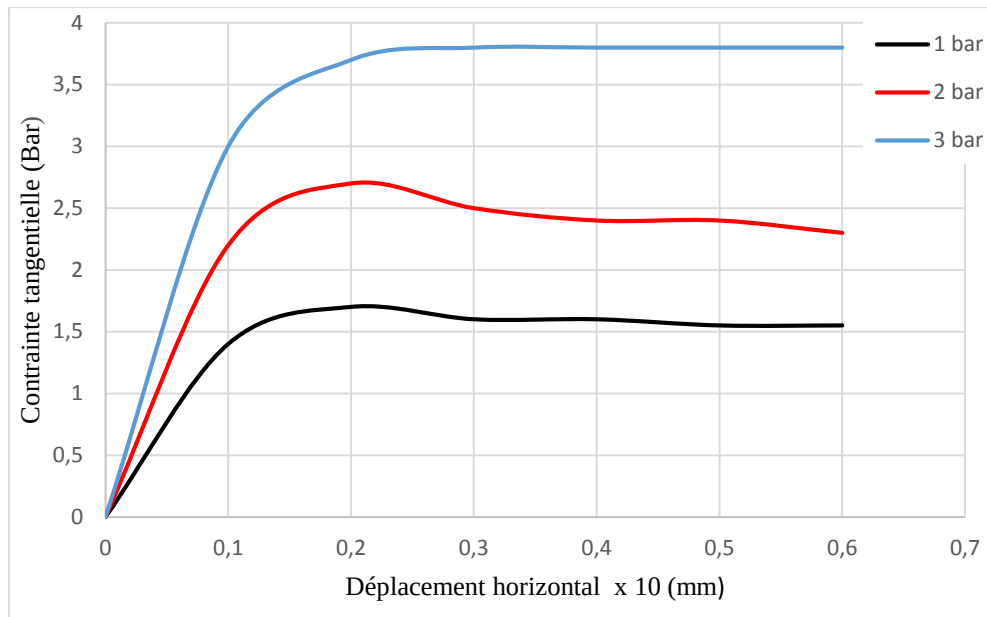
a. Calcaire seul

Figure 13.VI. Courbes contraintes-déformations du calcaire seul.

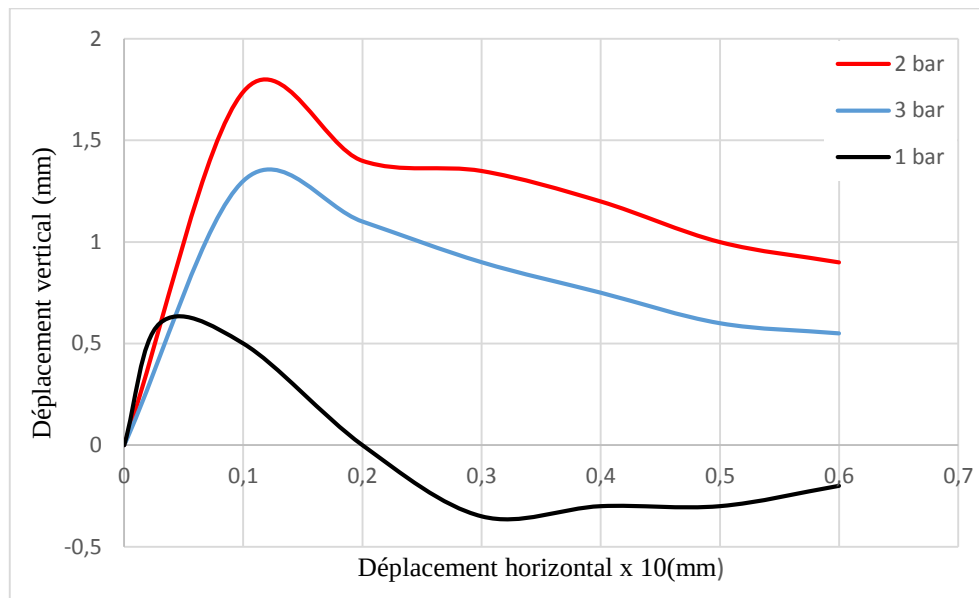


Figure 14.VI. Courbes de variation du volume du calcaire seul.

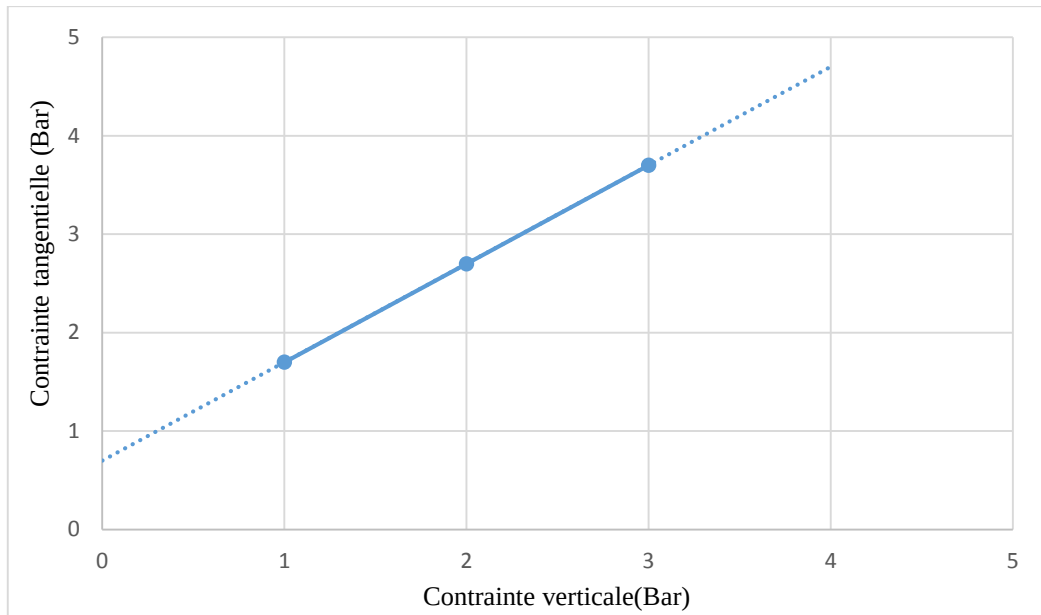


Figure 15.VI. Droite intrinsèque du calcaire seul.

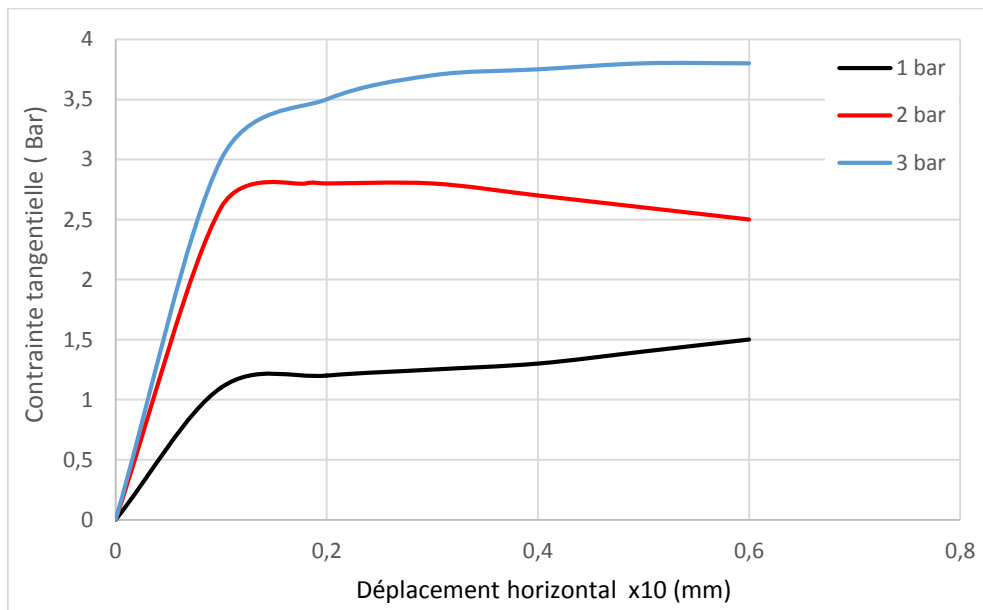
b. Calcaire + 5% déchets plastiques

Figure 16.VI. Courbes contraintes-déformations de calcaire + 5% de déchets de plastiques.

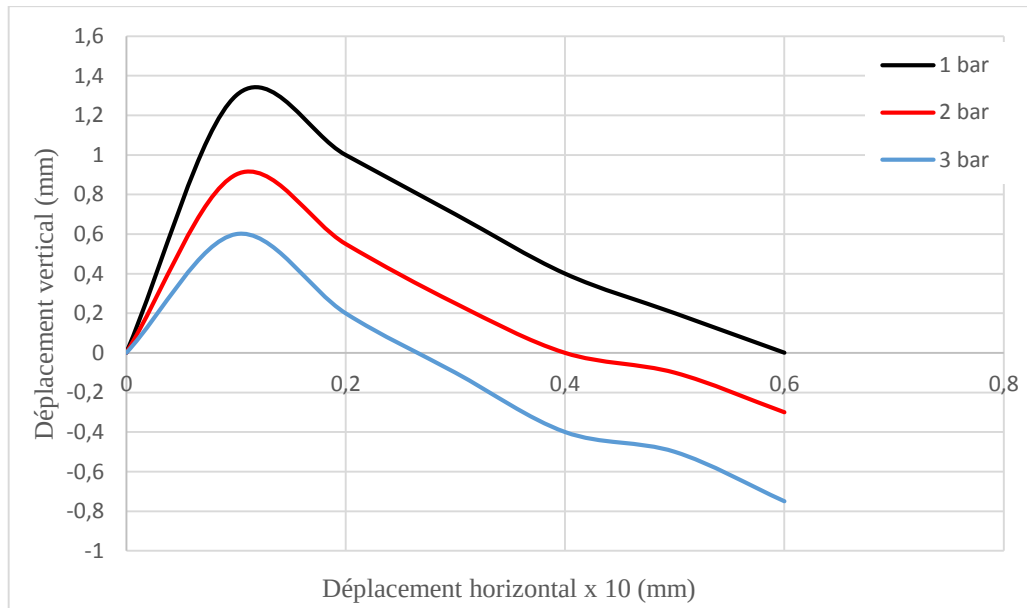


Figure 17.VI. Courbes de variation du volume de calcaire + 5% de déchets plastiques.

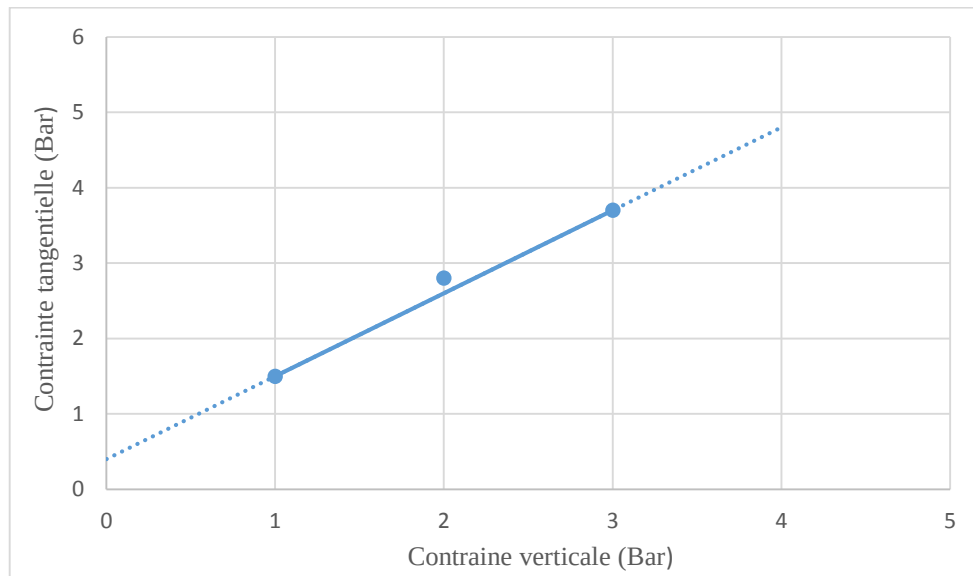


Figure 18.VI. Droite intrinsèque du calcaire +5% de déchets plastiques.

Les courbes présentées sur les figures 13.VI et 16.VI montrent que la résistance au cisaillement des différents mélanges augmente avec l'accroissement des contraintes verticales.

En effet, l'augmentation des contraintes normales appliquées accentue la compacité de l'échantillon, cela conduit au resserrement et enchevêtrement des grains et donc à un frottement plus important et à une résistance plus grande à la sollicitation.

On remarque également un comportement de plus en plus contractant du matériau en fonction des contraintes normales appliquées, cela est dû au réarrangement et au resserrement des grains au cours du déplacement (diminution de son volume initial), notamment sous de fortes contraintes, (Figure 14.VI et 17.VI).

Tableau 1.VI. Cohésion des différents mélanges.

Mélange	Cohésion (Bar)
Calcaire seul	0.639
Calcaire + 5% déchets plastiques	0.475

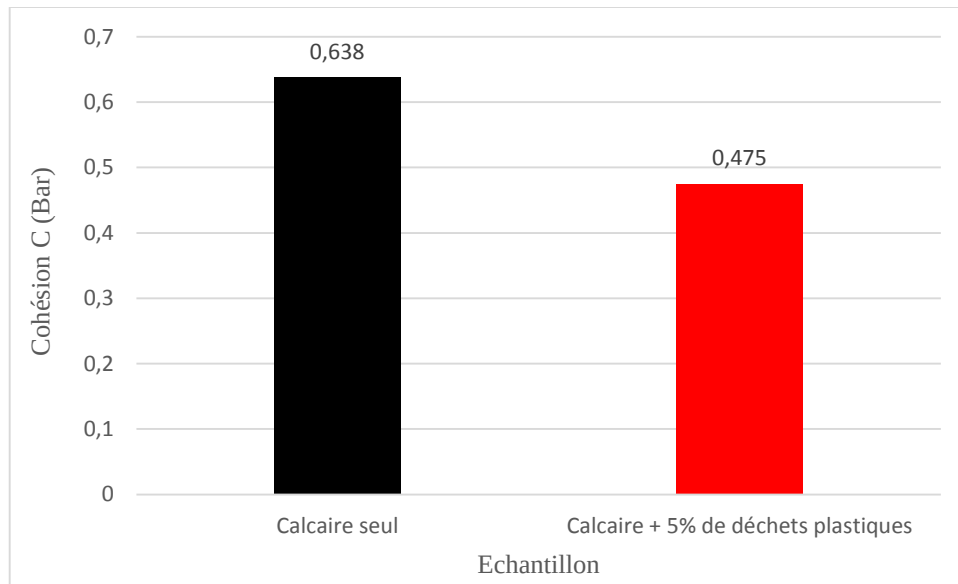


Figure 19.VI. Comparaison de la cohésion des différents échantillons.

Comme le montre la figure 19.VI, les cohésions des mélanges diminuent avec l'ajout de 5% des déchets plastiques. Cette diminution en cohésion peut être liée aux discontinuités créées par les déchets plastiques perturbant l'état cohérent du matériau calcaire.

Tableau 2.VI. Angle de frottement des différents mélanges.

Mélange	Angle de frottement ϕ (°)
Calcaire seul	46.5
Calcaire + 5% déchets plastiques	49.47

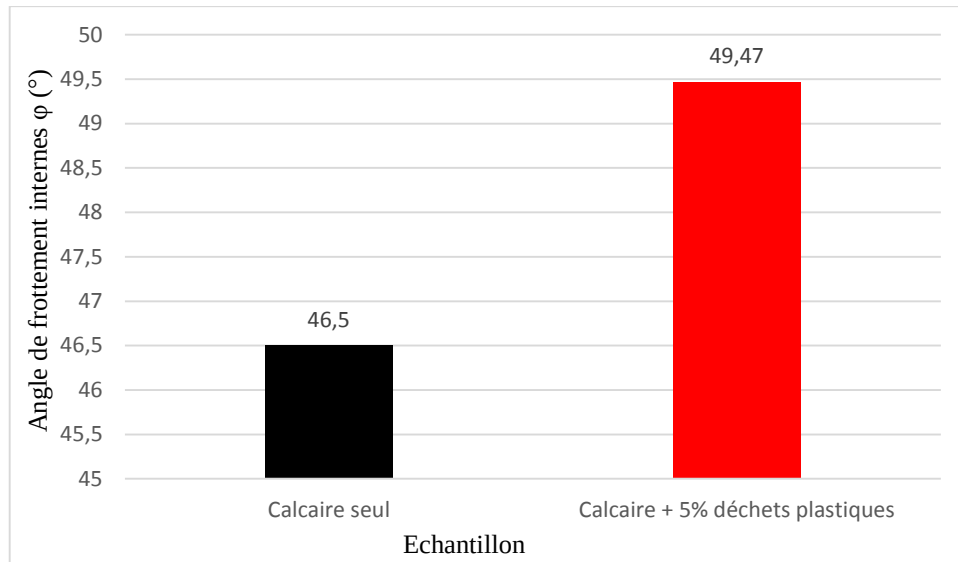


Figure 20.VI. Angle de frottement des différents échantillons.

Les résultats obtenus à l'essai de cisaillement montrent que le calcaire en granulats est caractérisé par un angle de frottement de $46,5^\circ$; ce résultat est amélioré davantage par l'ajout de 5% des déchets plastiques pour atteindre une valeur de $49,47^\circ$. Cette amélioration de l'angle de frottement peut être expliquée par la forme du plastique utilisé (plusieurs angularités) qui possèdent des angles très marqués et qui génèrent des frottements assez importants contribuant à développer une meilleure résistance au cisaillement des mélanges.

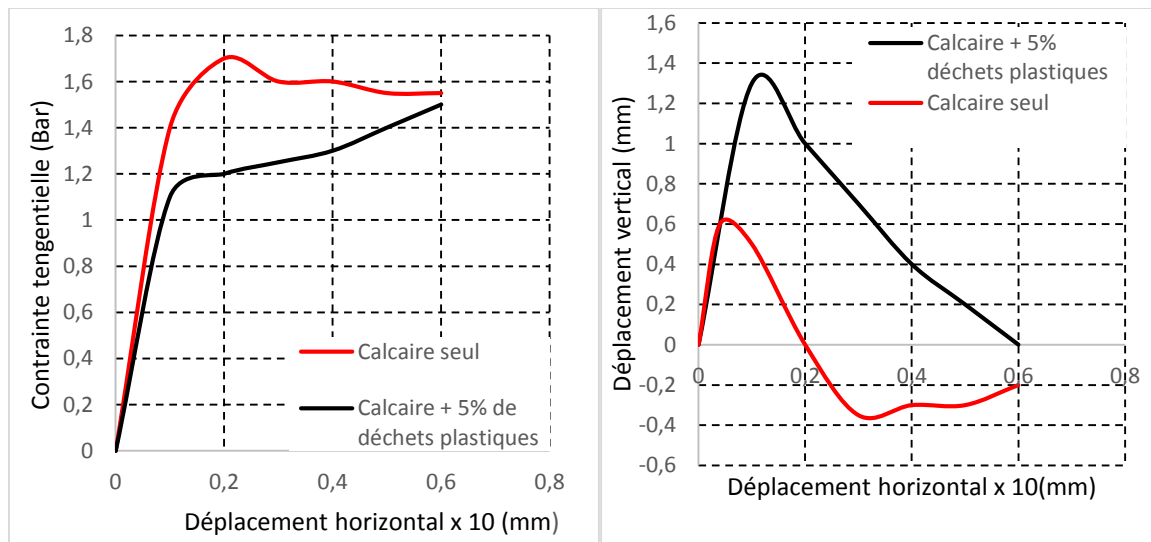


Figure 21.VI. Courbes comparatives à 1 Bar.

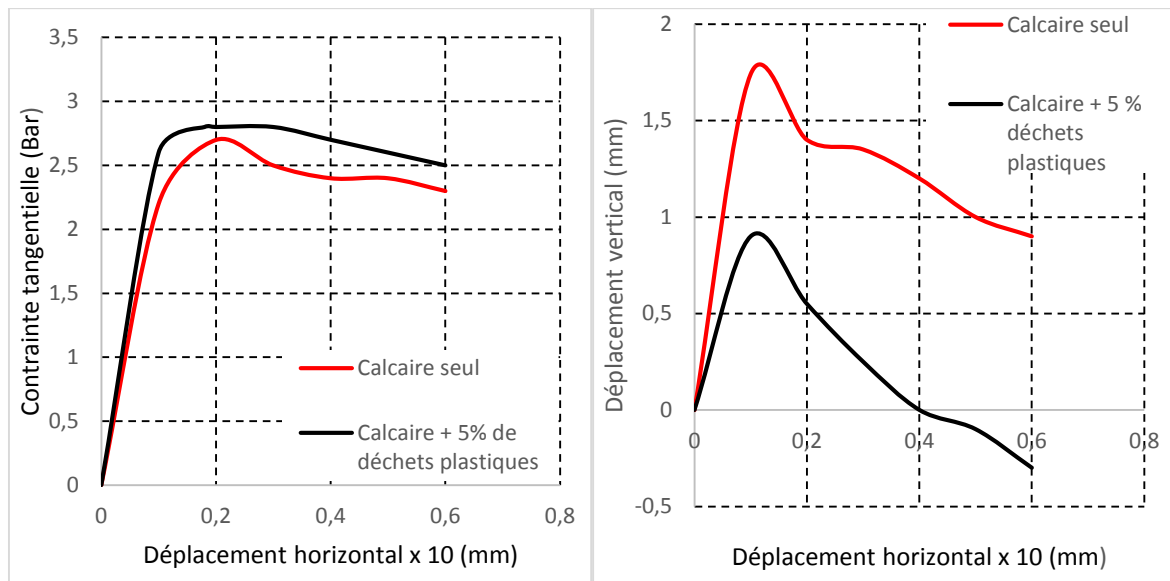


Figure 22.VI. Courbes comparatives à 2 Bar.

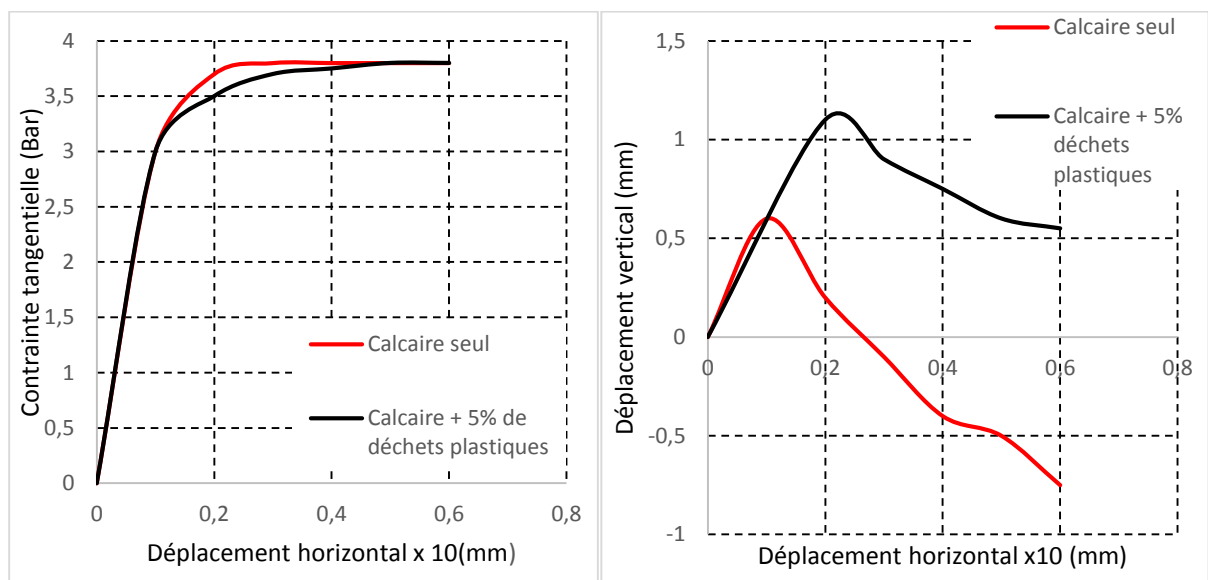


Figure 23.VI. Courbe comparative à 3 Bar.

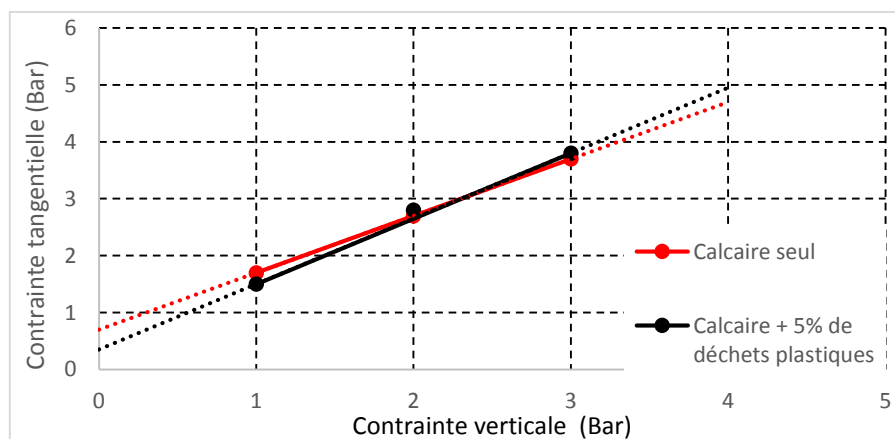


Figure 24.VI. Droites intrinsèques des différents mélanges.

En se basant sur les courbes comparatives de contraintes-déformations en fonction de la proportion des déchets plastiques sous une même contrainte normale, nous pouvons constater une amélioration sensible du comportement au cisaillement des mélanges avec l'ajout de déchets plastiques. Cette résistance est donc liée directement au frottement interne qui se manifeste entre les grains au cours du cisaillement.

Ceci se confirme par la figure 24.VI, qui montre une amélioration notable des angles de frottement interne en fonction de l'ajout du plastique, suivie d'une légère diminution des cohésions. Ce qui se traduit globalement par un comportement favorable des mélanges en fonction de l'ajout des déchets plastiques.

VI.14. Comparaison entre le mélange étudié et d'autres mélanges (calcaire, marne et schiste) + déchets plastiques

Pour mieux valider les résultats obtenus avec le mélange (calcaire +5% de déchets plastiques), on a effectué une comparaison avec d'autres mélanges déjà étudiés dans les travaux précédents (Ouali Leticia et Kechemir Anissa), traitant la marne et le schiste avec la même proportion de déchets plastiques (5 %).

- **Comparaison de la cohésion des matériaux avec ajout de 5% de déchets plastiques**

Tableau 3.VI. Comparaison de la cohésion entre les différents mélanges.

Mélange	Cohésion C (Bar)
Calcaire + 5% de déchets plastiques	0.475
Marne + 5% de déchets plastiques	0.8515
Schiste + 5% de déchets plastiques	0.173

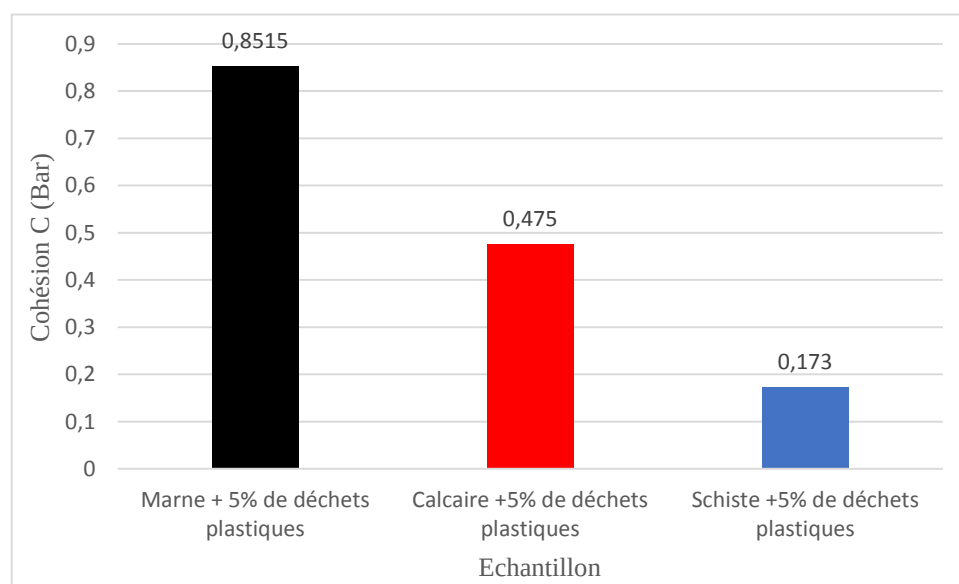


Figure 25.VI. Comparaison de la cohésion entre les différents mélanges.

- **Comparaison entre l'angle de frottement des matériaux (calcaire, marne et schiste) avec ajout de 5% de déchets plastiques**

Tableau 4.VI. Comparaison de l'angle de frottement entre les différents mélanges.

Mélange	Angle de frottement φ (°)
Calcaire + 5% de déchets plastiques	49.47
Marne + 5% de déchets plastiques	43.74
Schiste + 5% de déchets plastiques	46.67

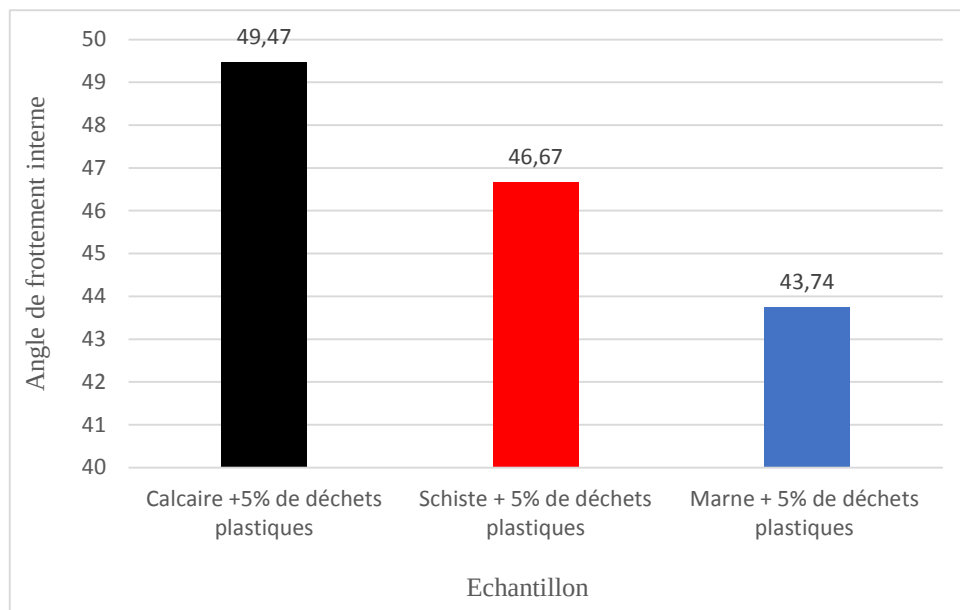


Figure 26.VI. Comparaison de l'angle de frottement entre les différents mélanges.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues des différents mélanges (figures 25.VI et 26.VI), montrent que l'angle de frottement interne enregistré dans le cas du mélange à base de calcaire est très élevée (49.47°) ce qui est signe de frottements assez importants contribuant à développer une meilleure résistance au cisaillement ; par rapport aux mélanges à base de marne ou de schiste avec des valeurs de $\varphi = 43.74^\circ$ et $\varphi = 46.67^\circ$ respectivement.

Par contre, les cohésions développées dans le cas des mélanges à base de marne sont relativement élevées par rapport à celles développées dans le cas des mélanges à base de calcaire ou de schiste.

Cependant, le compromis entre cohésion et frottement présenté par les mélanges à base de calcaire fait que son comportement peut être plus intéressant relativement aux autres mélanges.

VI.15. Conclusion

A la lumière des résultats obtenus dans ce chapitre, nous pouvons conclure que l'ajout des déchets plastiques présente des résultats très intéressants au cisaillement direct à la boîte ; ce qui confirme leur influence positive sur le comportement des mélanges étudiés.

Les angles de frottement interne s'améliorent sensiblement sans autant diminuer de leurs cohésions. Ceci se traduira par la suite (en pratique) sous forme de la résistance et de la stabilité de la chaussée.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'exploitation de nouvelles sources de granulats et la recherche de nouveaux matériaux qu'ils soient naturels ou recyclés, devient indispensable et paraît une solution d'avenir assurant l'approvisionnement des projets, notamment routiers.

Cette étude expérimentale s'inscrit dans ce même contexte, elle a pour objectifs, l'exploitation et la valorisation de nouveaux matériaux locaux naturels (calcaire) et recyclés (déchets plastiques) dans le but de leur utilisation, dans le domaine des travaux publics, particulièrement, dans le corps de chaussées (couche de fondation et couches de base).

Les matériaux sélectionnés présentent plusieurs avantages tant sur le plan économique et environnemental à savoir la disponibilité, facilité d'extraction ou de collecte dans le cas du plastique, facilité de préparation et enfin économie de transport et de temps car il s'agit de matériaux locaux.

Les résultats obtenus à l'issue des essais réalisés sur des échantillons reconstitués à base de mélanges de calcaire et des déchets plastiques permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les mélanges étudiés développent des densités sèches réduites comparativement à celles développées par le calcaire seul, notamment avec les proportions de plastique supérieures à 5% qui ont enregistré des densités sèches faibles (inférieures à 1.8). Tandis qu'elles sont assez importantes pour le mélange de 5% de déchets plastique (supérieur à 1.8) et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier.
- Le manque du temps n'a pas permis de faire plus d'expériences pour tester des mélanges à fortes proportions en plastiques pour montrer d'avantage son influence, ainsi, le choix de la proportion maximale de 5% de déchets plastiques pour continuer les autres essais était retenu ; vu qu'à cette dernière on a enregistré les résultats acceptables à l'essai Proctor modifié.
- Pour ce qui est du gonflement il est quasiment nul dans le cas de tous les échantillons (avec ou sans plastique).
- La portance du mélange (calcaire + 5% déchets plastiques) permet de proposer son utilisation couches de chaussées même dans les milieux les plus défavorables.
- Les mélanges étudiés présentent des résistances très intéressantes au cisaillement direct à la boîte, traduite particulièrement par des angles de frottement très importants ; ces derniers passent de 46.5 (calcaire seul) à 49.47 (calcaire + 5% déchets plastiques).
- En ce qui concerne la résistance à l'usure et aux chocs, les résultats obtenus pour les échantillons étudiés présentent des résistances bonnes à moyennes, toutefois l'ajout de déchets plastiques améliore la résistance des mélanges, qui permet de les utiliser pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important. Par ailleurs, l'essai de dégradabilité et de fragmentabilité révèle respectivement que les mélanges calcaire et plastique sont peu fragmentables sous sollicitation mécanique et peu dégradables sous sollicitations hydriques.
- En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les mélanges étudiés ont présenté des caractéristiques mécaniques très intéressantes sous

les différentes sollicitations appliquées pour un matériau de chaussée vérifiant les conditions exigées par les normes.

- La comparaison du mélange étudié (calcaire + 5% de déchets pastiques) avec les autres mélanges (marne et schiste) avec la même proportion du plastique, a montré que le mélange calcaire + plastique présente souvent les meilleurs résultats sous les différents essais réalisés.
- En perspectives, cette étude mérite d'être complétée par d'autres essais pour mieux cerner la réponse de ces matériaux sous l'effet d'autres sollicitations mécaniques (sollicitations cycliques,...) et climatiques (gel-dégel, température,...). Elle mérite également qu'elle soit concrétisée à l'échelle réelle pour confirmer d'avantage leur utilisation dans le domaine routier et éventuellement dans d'autres domaines de construction.
- Ce travail de recherche peut présenter un intérêt capital en géotechnique routière pour notre région, tant sur l'aspect économique et sur l'aspect écologique et environnemental. Il peut également apporter un plus à la filière du recyclage des matériaux qui est un domaine ouvert à l'innovation.

Toutefois, ce type de recherche doit être au préalable suivi d'une campagne d'information et de sensibilisation sur la mise en place des décharges appropriées et sélectives, permettant la collecte facile du plastique et d'autres matériaux à recycler.

Références bibliographiques

- ADEME, 2014. Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie ; les déchets. Edition OCDE.
- ALAIN GHODSI, Ir. Premier Attaché à l'Office wallon des déchets.
- ALAIN FOUCAULT ET JEAN-FRANÇOIS RAOULT, 1997. Dictionnaire de géologie, Masson, p 49.
- BABILOTTE C et al, 1998. Guide technique de Conception et de dimensionnement des structures de chaussées communautaires, p 86.
- BENHASSAINE M, 1980. Recherche sur les modèles de relief et les formations superficielles dans la vallée de l'oued Sébaou. Thèse 3 ème cycle, Université Paris VI, France, pp 282.
- BERG LR ET SCHMITT N, 2009. Environnement, Bruxelles. Edition de Boek.
- SCHMITT N et al, 2008. Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.
- CAAMAPUM DE CARVALHO J.C.J, 1987. La reconstitution des éprouvettes en laboratoire ; Théorie et pratique opératoire (LPC).
- Catalogue des structures types de chaussées neuves édition, 1998.
- COQUAND R, 1978. Route (Circulation – Tracé – Construction), livre II, construction et entretien, 6eme édition, Eyrolles.
- CEBTP, 1984. Centre expérimentale de recherches et études du bâtiment et des travaux publics. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, France.
- DAMIEN ALAIN, 2004. Guide du traitement des déchets, 3ème édition, DUNOD (Paris, 340p)
- Djili, 2000. Etude et gestion des sols.
- DEGOUTTE, 2002. Petit Barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et suivi.
- FONTANILLE M ET GNANOU Y, 2014. Chimie et physico-chimie des polymères, troisième édition, Dunod, coll (576 p).
- FAURE M, 1998. Les routes, cours de l'ENTPE, Tome II, édition Aléas.
- GUY D, 2007. Les granulats (Québec).
- GUETOUCHE, 2015. Mécanique des sols I (Cours et exercices).
- LCPC, 1998. Catalogue des dégradations de surface des chaussées.

- LCPC, 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide technique.
- LCPC, 1973. Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols.
- LCPC, 1987. Essai de cisaillement a la boite (Laboratoire centrale des ponts et chaussées).
- LERAU J, 2006. Cours en génie civil chapitre 3 compactage des sols (Institut national des sciences appliquées de Toulouse).
- Magnan J.P, 2009. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents. Techniques de l'ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence (c214).
- NF P 94-067, 1992. Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.
- NF P 94-066, 1992. Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.
- NF EN 13-285, 2018. Fuseau granulométrique de matériaux routiers.
- NF P 94-051, 1993. Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau."
- NF P94-054, 1991. Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.
- NF P 94 – 053, 1991. Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.
- NF P94-064, 1993. Reconnaissance et essais - Masse volumique sèche d'un élément de roche -Méthode par pesée hydrostatique.
- NF P94-050, 1995. Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage.
- NF P 94-078, 1997. Sols, reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion – Indice CBR immédiat – Indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.
- NF P 94-093, 2014. Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié.
- NF P 94-071-1, 1994. Sols, reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boite.
- NF P18-571, 2011. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL).
- NF P18-573, 2010. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

- NF P 98-116, 2000. Assises de chaussées – Graves traitées aux liants hydrauliques. - Définition - Composition - Classification
- NF P 98-129, 1994. Assises de chaussées - Graves non traitées - Définition - Composition - Classification.
- NF P 98-170, 2006. Chaussées en béton de ciment - exécution et contrôle.
- NF EN 13-285, 2010. Graves non traitées, Spécifications.
- NF P 11-300, 1992. Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- PERROT A, 1968. Étude de la résistance au cisaillement des matériaux grossiers. Bulletin 133, Rapport du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Nancy (France), 40 p.
- ROBITAILLE V ET TREMBLAY D, 1997. Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.
- ROSELYNE MESSAL, 2013. La valorisation des déchets plastiques en Europe et en France (L'actualité chimique, Numéro 371-372).
- SAADANI S, 2002. Comportement des bétons à base de granulats recyclés. Mémoire de magister en génie civil. Université Mentouri Constantine.
- SETRA, 1996. Guide pratique courant d'entretien des chaussées.
- TECHOUANI NANA J, 1999. Cours de mécanique des sols, Tome 1 (Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIERETSHER).
- VARLET H, 1966. Barrages et réservoirs (barrages en terre et en enrochements) ; Tome III (p. 36 -58).
- ZEMOURA ABD EL KADER, 2005. Etude comparative de quelques méthodes de dosage du phosphore assimilable des sols calcaires en région semi-aride de Batna.

Site internet

<http://www.bafu.admin.ch>.

www.emwelt.lu.

www.educauto.org