

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

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



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

Valorisation de débris de verre dans les infrastructures routières :
Application au verre industriel, verre ménager et verre mixte.



Présenté par :

M^r STAMBOULI MOHAMED SEGHIR

Devant le jury composé de :

M ^r GABI Smail	Professeur à l'UMMTO	Président.
M ^{me} MOUBAREK Houria	Maitre-assistante A à l'UMMTO	Examinatrice.
M ^r BOUDLAL Omar	Maitre de conférences B à l'UMMTO	Promoteur.
M ^{me} BELAIDI Ourdia	Maitre de conférences B à l'UMMTO	Invitée.

Année : 2015/2016

SOMMAIRE

Remerciements.

Dédicace.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Liste des principales notations et indices.

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition d'une chaussée.....	4
I.3 Structure de chaussée.....	4
I.3.1. La plate forme support de chaussée.....	5
I.3.1.1.Le sol support.....	5
I.3.1.2. La couche de forme.....	5
I.3.2 Les couches d'assise	5
I.3.2.1. Couche de fondation.....	5
I.3.3 La couche de surface.....	6
I.3.3.1.La couche de roulement.....	6
I.3.3.2.La couche de liaison.....	6
I.4 Dimensionnement des chaussées	6
I.4.1 Le trafic.....	6
I.4.2 L'environnement.....	7
I.4.3. Le sol support.....	7
I.4.4. Les matériaux.....	7
I.5. Les matériaux routiers.....	7
I.5.1 Caractéristiques géométriques des granulats routiers.....	8
I.5.1.1 Etat de surface des granulats.....	8
I.5.1.2 Angularité des granulats.....	8
I.5.1.3 La forme des granulats.....	9
I.5.1.4 La granularité des granulats.....	9
I.5.2 Les matériaux utilisés dans les couches d'assise	9
I.5.2.1 Les graves non traités.....	9
I.5.2.2 Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques(ou liants blancs).....	10
I.5.2.3 Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés (ou liants noirs).....	11
I.5.2.4 Bétons de ciment.....	11
I.6. Les grandes familles de structures de chaussées	11
I.6.1 Les chaussées à structure souple.....	12
I.6.2 Les chaussées à structure bitumineuse épaisse.....	13
I.6.3 Les chaussées à structure en béton de ciment (rigides).....	13

I.6.4 Les chaussées à structure semi rigide (à assise traitée aux liants hydrauliques)	14
I.6.5 Les chaussées à structure mixte.....	15
I.6.6 Les chaussées à structure inverse.....	15
I.7. Dégradation des chaussées.....	16
I.7.1 Les causes de dégradations des chaussées.....	16
I.7.1.1. Le trafic.....	16
I.7.1.2. Les conditions climatiques.....	16
I.7.1.3. Les malfaçons.....	16
I.7.1.4. Les accidents, les incidents.....	16
I.7.2. Types de dégradations des chaussées.....	16
I.7.2.1 Les dégradations d'arrachement.....	16
I.7.2.2 Les mouvements de matériaux.....	17
I.7.2.3. Les dégradations de déformation.....	17
I.7.2.4. Les fissures	18
I.8 Action des véhicules sur les chaussées	19
I.8.1 Actions verticales.....	19
I.8.2 Actions tangentielles.....	19
I.8.3 Actions dynamiques.....	20
I.8.4 Vibrations.....	20
I.9 Conclusion	21

CHAPITRE II : VALORISATION DES DECHETS

II.1 Introduction.....	22
II.2 Différents types de déchets.....	22
II.2.1 Définition	22
II.2.2 Les grandes catégories de déchets	23
II.2.2.1 Déchets ménagers et assimilés	23
II.2.2.2 Déchets non dangereux des activités économiques	23
II.2.2.3 Déchets dangereux des activités économiques	24
II.2.2.4 Déchets inertes.....	24
II.2.2.5 Autres catégories de déchets.....	24
II.3. Valorisation des déchets	25
II.3.1 Définitions	25
II.3.2 Types de valorisation	26
II.3.2.1 Valorisation de matière.....	26
II.3.2.2 Valorisation organique.....	26
II.3.2.3 Valorisation énergétique.....	27
II.3.3 Intérêt de la valorisation.....	27
II.3.3.1 Source d'approvisionnement alternative.....	27
II.3.3.2 Création d'activités	27
II.3.3.3 Mise en conformité avec la loi.....	27
II.3.3.4 Coût de main-d'œuvre	28
II.3.4 Déchets recyclés	28

II.3.4.1 Eaux usées.....	28
II.3.4.2 Déchets usuels inertes	28
II.3.4.3 Déchets usuels non inertes	29
II.3.4.4 Déchets industriels dangereux	29
II.3.4.5 Déchets toxiques en quantités dispersées	29
II.4. Déchets et recyclage en Algérie	29
II.5. Déchets valorisables en génie civil	31
II.5.1. Pneus usagés et déchets plastiques	31
II.5.2 Déchets des chantiers de BTP (bâtiment et travaux publics)	31
II.5.3 Différentes variétés de laitiers sidérurgiques.....	32
II.5.3.1 Laitier de haut-fourneau cristallisé.....	33
II.5.3.2. Laitier de haut-fourneau vitrifié (granulé ou bouleté).....	33
II.5.3.3. Laitier d'aciérie de conversion (LAC en français, BOF slag en anglais).....	34
II.5.3.4. Laitiers d'élaboration d'aciers carbone en filière électrique.....	34
II.5.3.5. Laitiers d'élaboration de l'acier inoxydable.....	34
II.5.4 Sous-produits provenant des centrales thermiques	35
II.5.4.1 Mâchefer	36
II.5.4.2 Scories de sole	36
II.5.4.3 Cendres volantes	36
II.5.5 Verre de récupération	36
II.5.5.1 Les différents types de verre.....	36
II.5.5.2 Le recyclage du verre.....	39
II.5.5.3 Domaines d'utilisations du verre.....	40
II.6 Conclusion	43

CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX ET PREPARATION DES ECHANTILLONS

III.1. Introduction.....	44
III.2. Les matériaux utilisés.....	44
III.3. Les schistes.....	46
III.3.1. Définition des schistes	46
III.3.2 Les schistes de la Grande Kabylie.....	46
III.3.3. Les différents types de schiste.....	47
III.3.3.1. Schistes du métamorphisme général très faible.....	47
III.3.3.2. Schistes du métamorphisme général faible (Epizonal).....	47
III.3.3.3. Schistes du métamorphisme général plus fort (Catazonal).....	48
III.3.3.4. Schistes du métamorphisme de contact.....	48
III.4. Essais d'identification.....	48
III.4.2. Les masses volumiques.....	49
III.4.2.1. La masse volumique sèche ρ_d	49
III.4.2.2 La masse volumique humide ρ_h	50
III.4.2.3 La masse volumique des particules solide ρ_s (pycnomètre)	50
III.4.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité	51

III.4.3.1. Indice des vides (e)	51
III.4.3.2. Degré de saturation S_r	51
III.4.3.3 Porosité n	52
III.4.4 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)	52
III.4.4.1 Qu'est-ce que les limites d'Atterberg ?	52
III.4.4.2 Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg ?	53
III.4.4.3 Détermination de la limite de liquidité W_L	53
III.4.4.4 Détermination de la limite de plasticité W_p	54
III.4.4.5 L'indice de plasticité	54
III.4.5 Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche	55
III.4.6 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X	56
III.4.6.1 Principe de la méthode	56
III.4.6.2 Techniques d'analyse	58
III.4.6.3 Diagramme normal	58
III.4.7 Analyse granulométrique	59
III.4.7.1. Principe du tamisage	59
III.4.7.2 Résultats du tamisage	59
III.4.8 Quelques propriétés du verre	62
III.4.9 Préparation des échantillons	63
III.5 Conclusion	63

CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

IV.1. Introduction	64
IV.2 Définition du compactage	64
IV.3 Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages	65
IV.4 Paramètres influençant le compactage	66
IV.4. 1 La teneur en eau (courbes de compactage)	66
IV.4. 2 La nature du matériau	66
IV.4. 3 L'énergie de compactage	67
IV.4. 4 L'Angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines	68
IV.4. 5 Sol-support	68
IV.5 Les essais de compactage au laboratoire	68
IV.5.1 L'essai Proctor Normal (PN)	69
IV.5.2 L'essai Proctor Modifié (PM)	69
IV.6 L'essai Proctor modifié (PM)	70
IV.6.1 Définition	70
IV.6.2 But de l'essai	70
IV.6.3 Principe de l'essai	70
IV.6.4 Matériel utilisé	71
IV.6.5 Essais réalisés	71
IV.6.5.1. Expression des résultats	73
• Schiste + verre industriel (I)	73
• Schiste + verre ménager (II)	73

• Schiste + verre mixte (III).....	74
• Evolution des courbes Proctor en fonction des différents types de verre.....	74
• Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste+verre industriel.....	76
• Densité sèches maximales pour les mélanges schiste+verre ménager.....	76
• Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste+verre mixte.....	77
• Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre industriel.....	78
• Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre ménager.....	78
• Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre mixte.....	79
IV.7. Essai de portance Californien (CBR : Californian Bearing Ratio test).....	79
IV.7.1. Définition.....	79
IV.7.2. But de l'essai.....	79
IV.7.3. Principe de l'essai.....	80
IV.7.4. Matériel utilisé.....	81
IV.7.5. Mode opératoire.....	82
IV.7.5.1 Détermination de l'IPI.....	82
IV.7.5.2 Détermination de l'indice CBR après immersion.....	82
IV.7.6. Expression des résultats.....	83
IV.7.6.1. Résultats des essais CBR pour les mélanges (schiste+verre industriel).....	84
IV.7.6.2. Résultats des essais CBR pour les mélanges (schiste+verre ménager).....	86
IV.7.6.3. Résultats des essais pour les mélanges (schiste+verre mixte).....	88
• Evolution des portances des différents mélanges avant et après immersion.....	90
• Evolution des portances des mélanges avant et après immersion en fonction du type de verre.....	91
IV.8 Conclusion.....	92

CHAPITRE V : ESSAIS MICRO DEVAL, LOS ANGELES, DEGRADABILITE ET FRAGMENTABILITE

V.1 Introduction.....	93
V.2 Essai micro Deval.....	93
V.2.1 Définition.....	93
V.2.2 Objectif de l'essai.....	93
V.2.3 Principe de l'essai.....	94
V.2.4 Matériaux utilisés.....	95
V.3 Essai Los Angeles.....	96
V.3.1 Définition.....	96
V.3.2 Mode opératoire.....	96
V.3.3 Matériaux utilisé.....	97
V.3.4 Résultats des essais.....	97
V.4 Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (NF P 94-056).....	98
V.4.1 Principe de l'essai.....	98
V.4.2 Exécution de l'essai.....	99
V.4.3 Matériaux utilisé.....	99
V.4.4 Résultats des essais.....	99

V.5 Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066).....	100
V.5.1 Principe de l'essai.....	100
V.5.2 Exécution de l'essai	100
V.5.3 Matériaux utilisé.....	101
V.5.4 Résultats des essais.....	101
V.6 Conclusion.....	102

CHAPITRE VI : ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

VI.1 Introduction.....	103
VI.2 Notion de résistance au cisaillement.....	103
VI.3 But de l'essai.....	104
VI.4 Paramètres c et ϕ pour différents types de sols et différents types d'essais.....	105
• Cas des Sols pulvérulents.....	105
• Cas des sols purement cohérents.....	106
• Cas des sols cohérents et frottants.....	106
VI.5 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement.....	107
VI.5.1 Dans les sols cohérents et frottants.....	108
VI.5.2 Dans les sols pulvérulents.....	108
VI.6 Appareillage de cisaillement direct à la boîte.....	108
VI.7 Principe de la méthode.....	109
VI.8 Mode opératoire.....	109
VI.9 Déroulement de l'essai.....	110
VI.10 Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement.....	110
VI.11 Expression des résultats.....	111
VI.12. Présentation et discussion des résultats.....	111
• Échantillon 1 : schiste seul.....	112
• Échantillon 2 : Schiste + 20% de verre industriel.....	113
• Échantillon 3 : Schiste + 40% de verre industriel.....	114
• Échantillon 4 : Schiste + 60 % de verre industriel.....	115
VI.13 .Conclusion.....	119

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Bibliographie.

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.

J'adresse mes sincères remerciements et j'exprime ma profonde gratitude à mon promoteur M^r BOUDLAL Omar, Maître de conférences B à l'UMMTO, pour ses conseils judicieux, pour ses qualités scientifiques et humaines, pour la disponibilité dont il a toujours fait preuve à mon égard, et pour m'avoir fait profiter de son expérience dans le domaine.

J'adresse mes plus vifs remerciements à M^{me} ADDA Djamila, M^{me} GUELLIL Terkia et BENCHEIKH Mohamed qui ont contribué énormément dans l'élaboration de ce mémoire, ayant mis en ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à terme ce travail.

Mes chaleureux remerciements sont adressés à Mr BOUKHERROUB Med Ameziane, ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'UMMTO, pour sa disponibilité, son dévouement et son aide dans la partie expérimentale.

Mes profonds remerciements aux entreprises E.T.B.E.R et E.T.R.O pour avoir accepté de fournir les matériaux dont a fait l'objet cette étude.

Je tiens à remercier M^r ADJADOUN Omar qui a contribué à l'accomplissement de ce travail par son expertise dans le domaine de la géologie.

Je remercie également ma chère famille, pour leurs encouragements. Et je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont de près ou de loin contribué à la réussite de ce mémoire.

Merci à tous

∞ Dédicace ∞

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

∞ *Je dédie ce travail à mon père.*

∞ *Mon très cher frère Rahim ;*

∞ *Ma petite sœur Louisa*

∞ *A toute la famille, STAMBOULI et ADDA, plus particulièrement mes cousins et cousines.*

∞ *A tous mes amis sans exceptions MOH, Tarik, Amine, Yacine, Toufik,*

∞ *A tous les amis qui ont sué avec moi afin d'accomplir ce travail.*

∞ *A miss Krim.*

∞ *A Sofiane et Siham.*

∞ *Toute la promotion Géotechnique et environnement -2015-2016-*

Merci a tous

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

- Figure I.1 : Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).
- Figure I.2 : Structure type d'une chaussée souple.
- Figure I.3 : Structure type d'une chaussée bitumineuse épaisse.
- Figure I.4 : Structure type d'une chaussée d'une chaussée en béton de ciment (rigide).
- Figure I.5 : Structure type d'une chaussée semi rigide.
- Figure I.6 : Structure type d'une chaussée mixte.
- Figure I.7 : Structure type d'une chaussée inverse.
- Figure I.8 : Dégradation d'arrachement.
- Figure I.9 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC ,1998).
- Figure I.10 : L'orniérage (LCPC ,1998).
- Figure I.11 : Fissures dans une chaussée.

Chapitre II

- Figure II.1 : Déchets ménagers et assimilés.
- Figure II.2 : Déchets non dangereux des activités économiques.
- Figure II.3 : Déchets dangereux des activités économiques.
- Figure II.4 : Déchets inertes.
- Figure II.5 : Les DMA en Algerie
- Figure II.6 : Statistiques sur la production des déchets en Algérie (AND 2014).
- Figure II.7 : Pneus usagés et déchets plastiques.
- Figure II.8 : Déchets des chantiers de BTP.
- Figure II.9 : Laitier de haut-fourneau cristallisé.
- Figure II.10 : Laitier de haut-fourneau vitrifié (granulé ou bouleté).
- Figure II.11 : Laitier d'aciérie de conversion.
- Figure II.12 : Laitiers d'élaboration d'aciers carbone en filière électrique.
- Figure II.13 : Laitiers d'élaboration de l'acier inoxydable.

Chapitre III

- Figure III.1 : Site de prélèvement des échantillons de schiste au niveau de la Grande Kabylie (Algérie)
- Figure III.2 : Les granulats de schiste.
- Figure III.3 : Les débris de verre (verre ménager et verre industriel).
- Figure III.4 : Gisement de schiste dans la Grande Kabylie.

- Figure III.5 : Coupe géologique du mont Belloua.
- Figure III.6 : Granulats de schiste après concassage.
- Figure III.7 : Détermination de la limite de liquidité
- Figure III.8 : Etape de la limite de plasticité
- Figure III.9 : Matériel d'essai au bleu de méthylène – *Essai à la tâche*.
- Figure III.10 : Résultats de l'essai à la tâche
- Figure III.11 : Schéma d'un diffractomètre.
- Figure III.12 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.
- Figure III.13 : Diffractogramme du schiste étudié
- Figure III.14 : Tamiseuse électrique
- Figure III.15 : Courbe granulométrique du schiste, verre et mélange
- Figure III.16 : Verre industriel concassé manuellement
- Figure III.17 : Verre industriel tamisé en différentes dimensions.
- Figure III.18 : Concassage des bouteilles de verres ménager.
- Figure III.19 : Verre ménager tamisé en différentes dimensions

Chapitre IV

- Figure IV.1 : Compactage des soles.
- Figure. IV.2 : Objectifs du Compactage.
- Figure. IV.3 : Influence de la nature du matériau.
- Figure. IV.4 : Influence de l'énergie de Compactage.
- Figure IV.5 : Modèle de courbe Proctor.
- Figure. IV.6 : Appareillage Proctor et CBR.
- Figure. IV.7 : Essai Proctor sur le matériau schiste.
- Figure IV.8 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre industriel.
- Figure IV.9 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre ménager
- Figure IV.10 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre mixte
- Figure IV. 11 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (20%).
- Figure IV.12 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (40%).
- Figure IV.13 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (60%).
- Figure IV.14 : Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre industriel.
- Figure IV.15 : Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre ménager.
- Figure IV.16 : Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre industriel
- Figure IV.17 : Courbes comparatives des densités sèches des différents types de verre.

Figure IV.18 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre industriel.

Figure IV.19 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre ménager

Figure IV.20 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre

Figure IV.21 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Figure IV.22 : Presse CBR.

Figure IV.23 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

Figure IV.24 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre industriel).

Figure IV.25 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre industriel.

Figure IV.26 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre ménager).

Figure IV.27 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre ménager.

Figure IV.28 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre mixte).

Figure IV.29 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre mixte.

Figure IV.30 : Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre industriel.

Figure IV.31 : Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre ménager

Figure IV.32 : Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre mixte.

Figure IV.33 : Courbes comparatives d'essai CBR (IPI) des différents mélanges.

Figure IV.34 : Courbes comparatives d'essai CBR immersion des différents mélanges.

Chapitre V

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

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

Figure V.3 : Courbe comparative des essais micro Deval.

Figure V.4 : Machine d'essai Los Angeles

Figure V.5 : Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

Figure V.6 : Courbe comparative des essais Los Angeles (schiste avec et sans verre).

Figure V.7 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste.

Figure V.8 : Courbe granulométrique avant et après imbibition du verre industriel.

Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste.

Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 40% de verre industriel.

Chapitre VI

Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure VI.2 : Droite intrinsèque

Figure VI.3 : Droite intrinsèque pour le cas des sols pulvérulents

Figure VI.4 : Droite intrinsèque des sols purement cohérents.

Figure VI.5 : Droite intrinsèque pour le cas des sols cohérents et frottants

Figure VI.6 : Schéma de la boîte de cisaillement.

Figure VI.7 : Mode opératoire du cisaillement direct à la boîte.

Figure VI.8 : Échantillon après cisaillement.

Figure VI.9 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 00% de verre industriel).

Figure VI.10 : Courbes de variations de volume (Schiste + 00% de verre).

Figure VI.11 : Droite intrinsèque (Schiste + 00% de verre).

Figure VI.12 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 20% de verre industriel).

Figure VI.13 : Courbes de variations de volume (Schiste + 20% de verre industriel).

Figure VI.14 : Droite intrinsèque (Schiste + 20% de verre industriel).

Figure VI.15 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 40% de verre industriel).

Figure VI.16 : Courbes de variations de volume (Schiste + 40% de verre industriel)

Figure VI.17 : Droite intrinsèque (Schiste + 40% de verre industriel).

Figure VI.18 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 60% de verre).

Figure VI.19 : Courbes de variations de volume (Schiste + 60% de verre industriel)

Figure VI.20 : Droite intrinsèque (Schiste + 60% de verre industriel).

Figure VI.21. Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en verre.

Figure VI.22 : Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en verre.

Figure VI.23 : Courbes comparatives à $\sigma = (100 \text{ KPa})$.

Figure VI.24 : Courbes comparatives à $\sigma = (200 \text{ kPa})$

Figure VI.25 : Courbes comparatives à $\sigma = (300 \text{ kPa})$.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II.1 : Résultats des tests physiques effectués sur les débris de verre (Wartman et Grubb, 2004).

Tableau II.2 : Composition chimique des débris de verre utilisés dans le ciment portland.

Chapitre III

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau.

Tableau III.2 représente la classification selon la masse volumique sèche.

Tableau III. 3 : Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.

Tableau III. 4 : Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

Tableau III. 5 : Résumés des résultats précédents.

Tableau III.6 Détermination de la limite de liquidité.

Tableau III.7 : Classification selon l'indice de plasticité.

Tableau III.8 : Résultats des limites d'Atterberg.

Tableau III.9 : Désignation du sol en fonction de son VBS.

Tableau III.10 : Résultat du diffractogramme pour le schiste.

Tableau III.11 : Tableau des résultats de Cc et Cu.

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié.

Tableau IV.2 : Teneurs en eau optimales et densités sèches maximales pour différents types de verre.

Tableau IV.3 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre industriel.

Tableau IV. 4 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre ménager.

Tableau IV.5 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre mixte.

Tableau IV.6 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Chapitre V

Tableau V.1 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau V.2 : Calcul du coefficient micro-Deval

Tableau V.3 : Calcul du coefficient micro-Deval.

Tableau V.4 : Les classes granulaires utilisées.

Tableau V.5 : Calcul du coefficient Los Angeles.

Tableau V.6 : Calcul du coefficient Los Angeles.

Tableau V.7 : Coefficient LA et MDE pour l'échantillon schiste seul.

Tableau V.8 : Coefficient LA et MDE pour l'échantillon schiste + 40% de verre industriel

Tableau V.9 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Tableau V.10 : Classification des matériaux rocheux

Tableau V.11 : Classification des matériaux rocheux

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillement.

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

- w : Teneur en eau naturelle ;
- M_s : Masse des particules solide ;
- M_h : Masse de l'échantillon à l'état humide ;
- γ : Poids volumique total ;
- γ_w : Poids volumique de l'eau ;
- γ_s : Poids volumique des grains solides ;
- γ_h : Poids volumique humide ;
- γ_d : Poids volumique sec ;
- e : Indice des vides ;
- S_r : Degré saturation ;
- n : Porosité ;
- ρ : Masse volumique total ;
- ρ_w : Masse volumique de l'eau ;
- ρ_s : Masse volumique des grains solides ;
- ρ_h : Masse volumique humide ;
- ρ_d : Masse volumique sèche ;
- V_w : Volume de l'eau ;
- V_s : Volume des particules solides ;
- V_a : Volume de l'air ;
- V_v : Volume des vides ;
- V_t : Volume total ;
- w_L : Limite de liquidité ;
- w_p : Limite de plasticité
- I_p : Indice de plasticité ;
- VBS: Valeur au bleu de méthylène ;
- M_b : Masse de bleu permettant la saturation par adsorption ;
- M_s : Masse sèche de la prise d'essai ;
- V : Volume de solution de bleu utilisée ;
- λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

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

C_u : Coefficient d'uniformité ;

C_c : Coefficient de courbure ;

D_{10} : Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés ;

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés ;

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés ;

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

$(\gamma_d/\gamma_w)_{opt}$: la densité sèche optimale ;

IPI : L'indice Portant immédiat ;

CBR_{imm} : L'indice CBR après immersion ;

G : Gonflement linéaire relatif ;

MDE : Le coefficient micro Deval ;

LA : Le coefficient Los Angeles ;

DG : Le coefficient de dégradabilité ;

Fr : Le coefficient de fragmentabilité ;

A : La section intérieure de la boîte de cisaillement ;

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

σ : Contrainte normale totale ;

σ' : Contrainte normale effective ;

C' : Cohésion effective (drainée) ;

ϕ' : Angle de frottement interne effectif ;

C_u : Cohésion apparente ;

ϕ : Angle de frottement apparent ;

L : Longueur de la boîte de cisaillement ;

ΔL : Déplacement horizontale ;

Sc : La section corrigée ;

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

τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

Introduction générale

« Rien ne se perd, rien ne se crée, tout se transforme »

Lavoisier.

Dans la plupart des pays, la construction d'ouvrages de génie civil, particulièrement les ouvrages routiers présente le patrimoine le plus important qui appartient essentiellement à l'état. Les administrations routières doivent entretenir, exploiter, améliorer, remplacer et préserver ce patrimoine tout en gérant avec soin les ressources financières et humaines qui doivent servir à atteindre ces objectifs.

Néanmoins, ceci nécessite une demande en agrégats de plus en plus croissante au point où les carrières restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux. Dans le bâtiment, la demande s'élève annuellement à plusieurs millions de tonnes de mettre cube de sable et de gravier. La quantité est certainement, plus importante dans le cas des travaux publics.

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

En France chaque année, la construction et l'entretien des routes nécessitent environ 200 millions de tonnes de granulats naturels avec une augmentation de 4% par an.

Les ressources naturelles s'amenuisent et la demande augmente. Nous sommes ainsi, face à une situation de surexploitation des carrières, qui entraîne un problème environnemental réel. En parallèle, des quantités importantes de déchets sont générées, par le secteur du BTP et de l'industrie, et constituent, potentiellement, un moyen de préserver les ressources naturelles en offrant un gisement intéressant pour l'élaboration de matériaux alternatifs.

Ainsi la valorisation et le recyclage des matériaux, notamment les matériaux inertes très nuisibles pour l'environnement sont aujourd'hui considérés comme une solution d'avenir. Plusieurs matériaux tels que les débris de béton, les débris de verre, ont fait l'objet de recyclage et sont utilisés comme matériaux de travaux publics.

Cette pratique s'est essentiellement développée dans les régions où la protection de l'environnement fait un souci, ou encore, le contexte géologique fait synonyme d'absence de granulats.

La valorisation des matériaux inscrit dans un schéma de développement durable, elle répond aux normes environnementales visant à supprimer ou du moins à limiter leurs décharges souvent inappropriées, tout en étant un outil de développement local et de création d'emplois. Les enjeux d'une valorisation locale de ces matériaux sont nombreux à commencer par la diminution du tonnage des déchets mis en décharge et des afférents coûts, la réduction des inconvénients associés au verre (tessons, incendies de décharge), le développement de nouvelles filières économiques sur le territoire et l'économie de matière première (carrières de grave).

Le travail réalisé, s'inscrit dans ce contexte, il est orienté particulièrement à la valorisation des débris de verre industriel (vitrage de bâtiment) et verre ménager(emballage) , comme granulats pour les corps de chaussées (couches de fondation

et couches de base). Ceci est fait à base de mélanges de granulats de schiste à différentes proportions de verre (0 à 60%).

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (schiste + verre) 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 et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats obtenus sur les différents échantillons, sont comparés ensuite aux exigences des normes en vigueur.

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

Le chapitre I présente des généralités sur les chaussées. Il traite principalement, les définitions des différentes couches constituant une chaussée, les différents types de chaussées, leur dimensionnement...

Le chapitre II présente des généralités sur le recyclage à savoir, les matériaux recyclés, l'intérêt du recyclage dans le génie civil et quelques statistiques sur le recyclage. Il s'intéresse principalement au recyclage du verre et particulièrement au verre industriel, ménager et mixte à savoir les travaux réalisés sur le recyclage du verre et les domaines d'utilisation.

Le chapitre III introduit la partie expérimentale de cette étude. Il est consacré aux différents essais d'identification des matériaux utilisés (schiste et verre), afin de déterminer les caractéristiques physiques et chimiques et minéralogiques. Il présente également les différents échantillons préparés.

Dans le chapitre IV est présentée la première série d'essai mécanique réalisés au laboratoire à savoir, les essais de compactage Proctor et essais de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés 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 l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, l'essai 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

GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

I.1. Introduction

De tout temps, on a eu besoin de circuler. Mais, les « routes » ne furent guère que des pistes plus ou moins sommaires permettant de joindre des villes, villages ou hameaux, sans empiéter sur les prairies ou terres cultivées. La route ne différait alors pas tellement des surfaces qui la bordaient.

Il est vrai qu'on circulait aisément sur des pistes bien nivelées quand les conditions climatiques étaient favorables, mais en période de pluie, les sols mouillés devenaient glissants ou se transformaient en bourniers. On entreprit alors d'étaler, aux endroits les plus mauvais, des lits de pierres dont le mérite était d'être moins sensibles à l'eau : corps de chaussée. L'idée du matelas de pierres a duré de nombreux siècles. Elle s'est développée à l'époque des Romains pour donner naissance à la « chaussée romaine » : le dallage. Plus tard, la route empierrée « macadam » a fait son apparition et avec elle, les premières spécifications pour l'exécution d'une bonne route.

Avec le développement des engins lourds au début du XX^{ème} siècle, les premiers problèmes ont surgi :

- apparition de nids de poule,
- poinçonnement du hériçon et effondrement de la chaussée aux premières pluies.

La structure de la chaussée était donc mal adaptée. Une mutation s'imposait pour aboutir à une route moderne. Elle a été initiée par l'emploi des matériaux à granulométrie continue et de calibre déterminé et puis avec l'émergence des matériaux traités au ciment.

Dans ce chapitre, sont présentées des généralités sur les chaussées modernes, les différentes couches constitutives, les matériaux utilisés dans les corps de chaussées, les principaux types de chaussées, les paramètres pris en compte pour leur dimensionnement et la déformation des chaussées souples.

I.2. Définition d'une chaussée

Une chaussée est une structure qui est constituée de plusieurs couches de matériaux mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. [LCPC, 1994].

Son rôle est de supporter les sollicitations du trafic (les actions mécaniques des véhicules) et à les reporter sur le terrain de fondations sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle-même (Coquand 1978)

Pour cela la chaussée doit avoir une épaisseur telle que la pression verticale transmise au sol soit suffisamment faible afin que celui-ci puisse la supporter sans dégradation.

Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, afin de solidifier la chaussée, des recherches ont été effectuées mettant en évidence l'avantage et la solidité de plusieurs couches superposées de caractéristiques mécaniques croissantes afin d'obtenir une structure de chaussée ou un corps de chaussée.

I.3. Structure de chaussée

La totalité des couches de chaussée choisies pour la réalisation du corps de la chaussée forment sa structure de chaussée, qui peut être définie comme l'élément de résistance, prévu et réalisé sur le carrossable et les voies d'encadrement, composée d'un ensemble de couches réalisées en granulats stabilisés aux liants, selon des technologies appropriées, et dimensionnée selon les standards, ayant dans leur ensemble une capacité portante déterminée principalement selon l'intensité du trafic lourd (Lucaci, Costescu, et Belc, 2000).

Ces couches sont ainsi composées sur le sol support : Le support sol est donc indispensable à la bonne réalisation d'une chaussée.

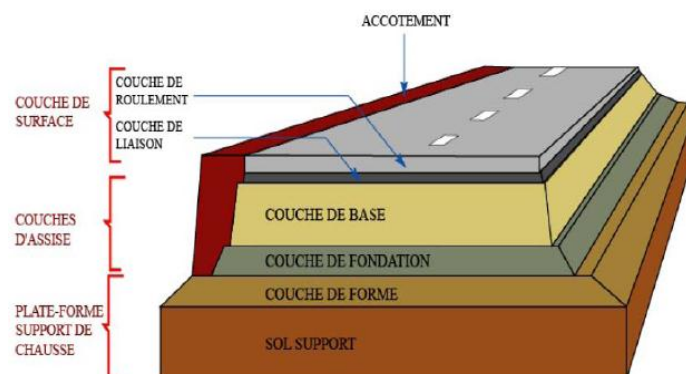


Figure I.1 : Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).

I.3.1. La plate forme support de chaussée

Formée de la couche de forme et du sol support elle sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

I.3.1.1. Le sol support

A cause du nombre de véhicules de plus en plus important et de leur poids, des problèmes peuvent apparaître sur la chaussée. Le sol doit ainsi être suffisamment porteur pour supporter ce trafic ainsi que l'agressivité due aux essieux. En effet, la portance de la chaussée dépendra prioritairement de la portance du sol support.

I.3.1.2. La couche de forme

La couche de forme est une structure de transition, permettant l'adaptation du remblai : La couche de forme pour une bonne assise de route.

Elle doit respecter, en fonction de la norme de classification des sols NFP11-300, les caractéristiques suivantes :

- Mécanique : la couche doit être résistante :
 - homogénéisation et maintien de la portance dans le temps ;
 - la portance est la capacité du sol à résister aux charges transmises par les roues des véhicules.
- Géométrique : la couche doit être de faible granulométrie.
- Hydraulique : la couche doit être drainante.
- Thermique : la couche doit être hors gel.

I.3.2. Les couches d'assise

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

I.3.2.1. Couche de fondation

Elle est constituée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit les pressions sur le support, afin de maintenir les déformations.

I.3.2.2.Couche de base

Elle est constituée de gravier 0/25 et bitume elle est d'une épaisseur de 20 cm. Cette couche supporte exactement l'action des véhicules à l'intérieur de laquelle les pressions élevées s'atténuent avant d'être transmise à la couche de fondation.

I.3.3. La couche de surface

Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise. Elle a deux fonctions. D'une part, elle assure la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau. D'autre part elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes.

I.3.3.1.La couche de roulement

C'est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat. On lui demande des qualités d'usage précises à savoir : une forte adhérence, une bonne drainabilité, un bon niveau d'uni et une réduction du bruit de roulement des véhicules. Selon les besoins, on utilise soit la technique des enrobés épais, soit celle des enrobés minces ou bien celle des enrobés très minces voire ultraminces.

I.3.3.2.La couche de liaison

L'apport structurel de cette couche est secondaire, elle est tributaire de la pérennité de la chaussée.

I.4. Dimensionnement des chaussées

D'une part la chaussée doit représenter les qualités recherchées pour qu'elle satisfasse les exigences de l'utilisateur d'une part et pour qu'elle puisse avoir la durée de vie et la qualité de comportement calculées avec toutes les contraintes auxquelles elle est soumise, et d'autre part elle doit répondre à moindre coût.

Pour cela, en se référant à (Coquand, 1978) et (Faure, 1998), le dimensionnement de la chaussée tient compte des paramètres suivants :

I.4.1. Le trafic

Le trafic de dimensionnement est essentiellement le poids lourds (véhicules supérieur à 3.5 tonnes). Il intervient comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de

chaussées et le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux pour la fabrication des matériaux de chaussée.

I.4.2. L'environnement

Le climat et l'environnement influent considérablement sur la bonne tenue de la chaussée en termes de résistance aux contraintes et aux déformations, ainsi : La variation de la température intervient dans le choix du liant hydrocarboné, et aussi les précipitations liées aux conditions de drainage conditionnent la teneur en eau du sol support.

I.4.3. Le sol support

Les structures de chaussées reposent sur un ensemble dénommé « plate – forme support de chaussée » constitué du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme.

I.4.4. Les matériaux

Les matériaux utilisés doivent résister à des sollicitations répétées un très grand nombre de fois (le passage répété des véhicules lourds).

I.5. Les matériaux routiers

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.

Les granulats sont définis par la norme française, comme un ensemble de grains minéraux de dimensions comprises entre 0 et 80 mm, destiné notamment à la confection des mortiers et des bétons ainsi qu'à celle des couches de roulement, de base et de fondation des chaussées et aux voies ferrées (Jouffroy et Sauterey, 1991).

Les granulats sont appelés fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballasts suivant leurs dimensions. Ils peuvent être d'origines diverses :

- Naturelles comme les alluvions ou les formations résiduelles,
- Provenir du concassage des roches massives comme (basalte, calcaire, grès, etc.) ;
- Artificiels ou provenant de sous-produits industriels.

I.5.1 Caractéristiques géométriques des granulats routiers

Les matériaux constituant les différentes couches d'une chaussée peuvent être des matériaux concassés ou roulés.

Les caractéristiques géométriques principales des granulats routiers sont : l'état de surface, l'angularité, la forme et la granularité.

I.5.1.1 Etat de surface des granulats

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

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

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

I.5.1.2 Angularité des granulats

Elle joue un rôle important pour les gravillons de la couche de roulement, en améliorant l'adhérence, et pour ceux des assises de chaussées, dont elle améliore la stabilité.

- Pour un granulat concassé de roche massive, elle est égale à 100 %.
- Pour un granulat d'origine alluvionnaire, elle est définie par deux données :
 - l'indice de concassage IC , proportion en poids d'éléments supérieurs à la dimension D du granulat élaboré,
 - le rapport de concassage RC , rapport entre d du matériau soumis au concassage et D du granulat obtenu.

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

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

I.5.1.3 La forme des granulats

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

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

I.5.1.4 La granularité des granulats

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

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

I.5.2 Les matériaux utilisés dans les couches d'assise

Il existe 4 matériaux différents grâce auxquels on peut former le corps de chaussée :

- Les graves non traitées
- Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques
- Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés
- Les bétons de ciment

I.5.2.1 Les graves non traités

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis les années 50, elle n'a pas cessé d'être améliorée afin de convenir à la demande actuelle. C'est un mélange à granularité continue de cailloux, de graviers et de sables, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines. On les obtient en concassant soit des pierres naturelles, ou alors des matériaux de récupération. La grave non traitée doit, évidemment, répondre à un certain nombre de conditions, pour jouer parfaitement son rôle dans la chaussée.

- **Granularité** : Elle est très importante, en effet, le comportement des grains lors du compactage dépend d'elle. Une compacité élevée assure une bonne stabilité et une bonne

résistance à l'apparition des ornières, elle augmente aussi le module d'élasticité E et assure un meilleur étalement des charges sur le sol de fondation. C'est en fait la distribution dimensionnelle des grains du granulat. Elle est déterminée à la fabrication des granulats.

- **Angularité** : Plus cette caractéristique est élevée, plus la stabilité de la chaussée sera bonne. C'est la proportion de granulats à arêtes vives. Elle est définie lors de la fabrication des granulats.

- **Forme** : Elle résulte de la manière de fabrication des granulats et est définie par la grosseur et l'épaisseur.

- **Propreté** : C'est un élément essentiel de la stabilité par temps humide. En effet, il représente le comportement du sol par rapport à l'eau. Cette 'propreté' est appréciée par l'essai d'équivalent de sable. C'est la proportion de fines (granulat de très petites dimensions) présentes dans et sur les granulats.

- **Dureté** : Puisque rien ne lie les granulats, des efforts plus importants sont appliqués sur eux, ce qui fait que pour ne pas s'effondrer à la première charge trop grande, il leur faut certaines caractéristiques de dureté. Ce qui assure une bonne qualité de l'assise, même si le trafic est de forte intensité.

- **Qualité de la roche de départ** : En effet, on ne peut pas prendre n'importe quelle roche pour fabriquer de la grave, car certaines caractéristiques de celle-ci dépendent directement de la roche. Donc, on doit bien faire attention lors du choix de la roche à concasser pour avoir les caractéristiques recherchées.

I.5.2.2 Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques(ou liants blancs)

Le liant permet de rigidifier la structure du grave et donc de lui assurer de meilleures caractéristiques. Lors des premières utilisations de cette méthode, on a utilisé le ciment comme liants, puis on a sans cesse amélioré les liants permettant d'accroître leur efficacité.

Pour avoir un corps de chaussée valable qui résistera au trafic, de nombreux critères sont à prendre en compte :

- **Connaître précisément la composition des liants utilisés**

Pour respecter cela, les liants sont fabriqués en centrale, où ils sont composés avec beaucoup de soin pour qu'ils respectent toujours les mêmes caractéristiques.

- **Ne pas mettre trop de liants dans la fabrication du matériau**

Pour cela, il existe des normes qui permettent de fixer le pourcentage de liants de chaque sorte à utiliser.

- **Avoir une grave possédant les caractéristiques requises**

En effet, il faut savoir que le liant poursuit son travail même quand la route est en circulation, c'est pourquoi la grave doit avoir certaines caractéristiques qui empêchent les problèmes dus à la prise du liant de se produire.

Pour les déterminer, il existe une fois encore des normes qui permettent de déterminer quelles graves utiliser.

I.5.2.3 Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés (ou liants noirs)

On utilise dans ce cas, comme liant du bitume soit sous forme de bitume pur ou sous forme d'émulsion.

- **Graves-bitume** : C'est donc un mélange de graves et de bitume pur. Comme pour ce que nous avons vu précédemment, la grave et le bitume doivent avoir certaines caractéristiques. Par exemple, les granulats doivent avoir une certaine dimension (comprise dans une fourchette) pour obtenir les caractéristiques recherchées.

- **Sables-bitume** : Dans ce cas également, aussi certaines caractéristiques du sable et du bitume sont requises pour obtenir le mélange que l'on veut. On améliore les caractéristiques du sable en lui additionnant certains autres éléments, comme de la chaux, du ciment, ou même du sable broyé.

- **Graves-émulsion** : Lorsqu'il est en émulsion, le bitume se fixe sur les éléments fins en constituant un mastic qui enchâsse les gros grains et les scelle entre eux. Le mélange sortant du malaxeur est très maniable et le reste jusqu'à la fin du compactage. Ce matériau est souvent utilisé pour les reprofilages car elle peut être mise en œuvre en faible épaisseur et même se raccorder à zéro sur une chaussée déformée. On l'utilise également en renforcement et en couche de base. Il est bon de noter que c'est une technique peu coûteuse en énergie.

I.5.2.4 Bétons de ciment

Ce sont des mélanges fabriqués en centrale, de granulats, de ciment et d'eau. Les bétons ont la propriété d'être maniabiles 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.

I.6. Les grandes familles de structures de chaussées

En combinant les matériaux routiers, trois grandes familles de structures de chaussées sont

proposées : Structures souples, Structures semi-rigides, Structures rigides. D'autres structures sont aussi utilisées telles les structures mixtes, les structures inverses, les structures composites, etc. (LCPC, 1994)

La différence entre les structures de chaussées peut être due à plusieurs paramètres, tel que la nature du sol sur lequel seront construites, ou encore l'intensité du trafic auquel elles seront soumises.

I.6.1. Les chaussées à structure souple

Constituées d'un corps de chaussée en matériau non traité et en matériau traité au bitume. Celles-ci ne pouvant mobiliser que de faibles efforts assimilables à une flexion, la répartition des efforts verticaux sur le sol support est modérée. Le critère principal de dimensionnement d'une chaussée souple réside donc dans la limitation de la sollicitation du sol support de manière à éviter sa « plastification » qui se traduirait en surface par d'importantes déformations.

Elles admettent de légères déformations (0 à 3mm) sous l'action des charges avant de reprendre leur aspect initial. C'est le comportement d'une plaque de caoutchouc sur un matelas souple. Mais si la charge est trop lourde ou trop souvent répétée, le sol va se déformer sans reprendre sa position initiale entraînant une dégradation rapide de la chaussée.

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 entre 30 et 60 cm, compactées par couches de 20 à 30 cm.

Ce type d'assise est utilisé pour des routes peu utilisées par des poids lourds. Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic, la structure type est illustrée sur la figure ci-jointe.

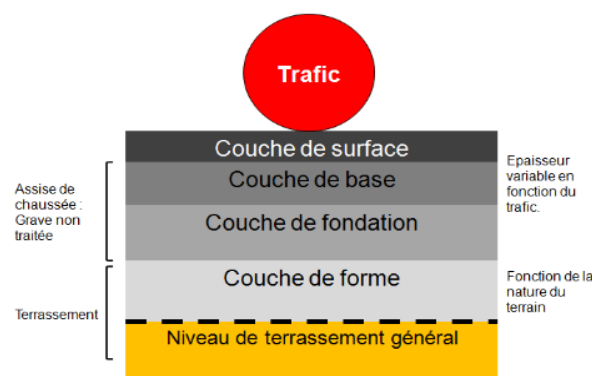


Figure I.2 : Structure type d'une chaussée souple.

I.6.2. Les chaussées à structure bitumineuse épaisse

Elles sont composées de revêtements bitumineux. L'assise est réalisée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés dont l'épaisseur est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

La structure-type est illustrée Figure I.2 :

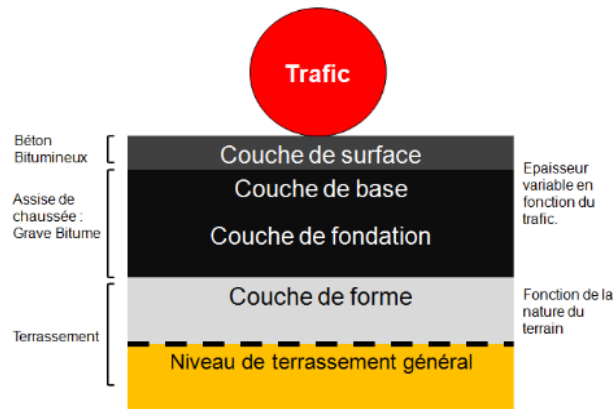


Figure I.3 : Structure type d'une chaussée bitumineuse épaisse.

I.6.3. Les chaussées à structure en béton de ciment (rigides)

Constituées d'un corps de chaussée en matériau traité au ciment ou en dalle béton de ciment. Ces matériaux présentent une forte rigidité, et peuvent par conséquent mobiliser des efforts notables de traction par flexion. La répartition des efforts au niveau du sol support conduit à une faible sollicitation de ce dernier.

La structure-type est illustrée sur la Figure I.3 :

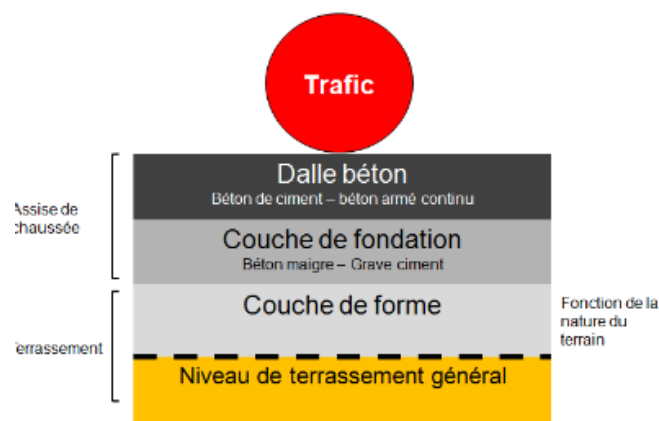


Figure I.4 : Structure type d'une chaussée en béton de ciment (rigide).

Le principal critère de dimensionnement d'une chaussée rigide réside dans la limitation des efforts de traction par flexion des matériaux sous l'effet de la répétition des charges.

Les revêtements en béton de ciment possèdent divers avantages par rapport aux revêtements asphaltiques dont voici les principaux :

- Ils sont excellents comme antidérapants. Quand ils sont humides, l'adhérence des véhicules est moins que dans le cas des revêtements souples.
- Ils ne présentent jamais les ondulations qui se produisent fréquemment avec les revêtements à liants plastiques.
- Leur prix de revient, compte tenu de leurs hautes performances.

I.6.4. Les chaussées à structure semi rigide (à assise traitée aux liants hydrauliques)

La couche de roulement est composée d'un revêtement bitumineux, elle repose sur une assise traitée aux liants hydrauliques (ciment, cendres volantes) dont l'épaisseur totale est d'environ 20 à 50 cm.

Au passage d'une charge lourde, elles se déforment peu (0 à 0,5 mm). Elles répartissent bien la charge sur le sol qui ainsi se déforme peu. C'est le comportement d'une plaque de verre posée sur un matelas souple. Mais si la charge est trop lourde et si l'on n'a pas l'épaisseur suffisante la déformation devient trop grande et la plaque de verre casse.

Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic, la structure type est illustrée sur la figure ci-jointe.

Le comportement mécanique de cette chaussée est intermédiaire entre celui des chaussées rigides et celui des chaussées souples ; la répartition des charges sur le support est bonne mais des contraintes de traction se développent à la base des couches (condition déterminante pour le dimensionnement de ces couches).

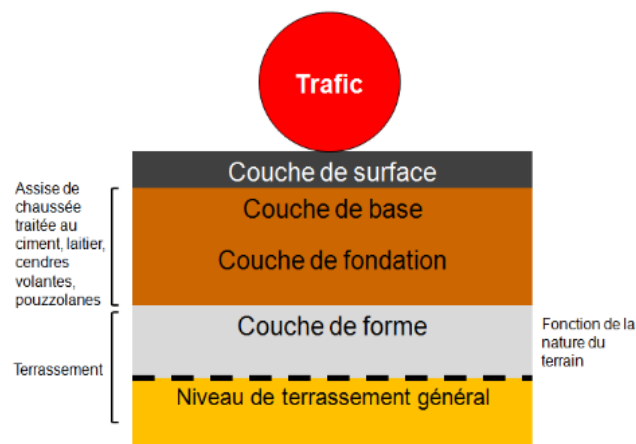


Figure I.5 : Structure type d'une chaussée semi rigide.

Ce type de chaussée présente un fort risque de retrait qui fait apparaître, dans la couche de base, des fissures remontant rapidement dans la couche de surface.

I.6.5. Les chaussées à structure mixte

La couche de roulement et la couche de base (10 à 20 cm) sont en matériaux bitumineux. La couche de fondation est en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). L'épaisseur de matériaux bitumineux doit être de la moitié de l'épaisseur totale de la chaussée. Ce type de chaussée empêche la remontée de fissures entre la couche traitée aux liants hydrauliques (retrait) et la couche de grave bitume.

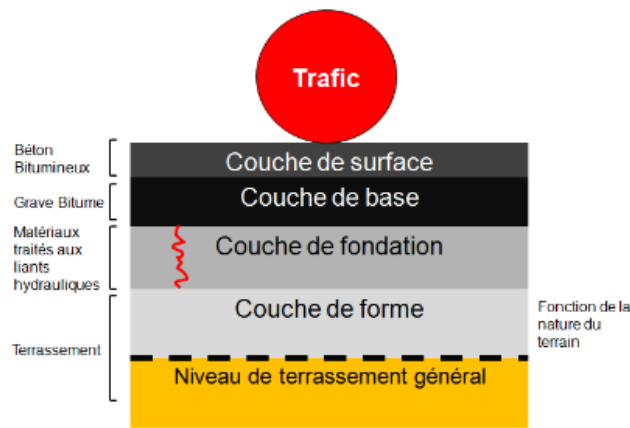


Figure I.6 : Structure type d'une chaussée mixte.

I.6.6. Les chaussées à structure inverse

Cette structure est composée d'une couche de surface en matériaux bitumineux d'environ 15 cm d'épaisseur ; d'une couche de base en matériaux granulaires non traités, environ 12 cm ; d'une fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale de la structure est de l'ordre de 60 à 80 cm.

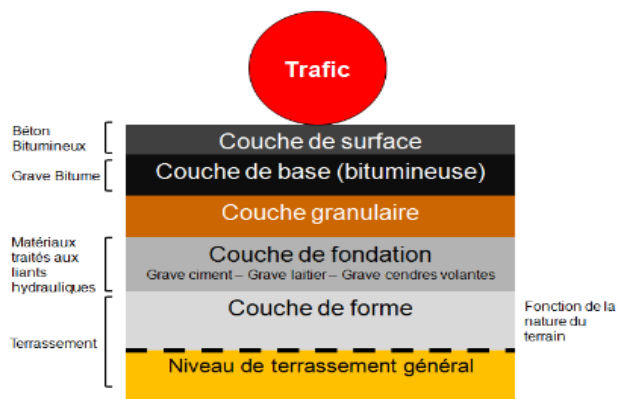


Figure I.7 : Structure type d'une chaussée inverse.

I.7. Dégradation des chaussées

I.7.1 Les causes de dégradations des chaussées

Les principales causes de dégradation et d'usure des chaussées sont les suivantes :

I.7.1.1. Le trafic

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

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

I.7.1.2. Les conditions climatiques

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

I.7.1.3. Les malfaçons

Les malfaçons d'origines diverses lors de la construction ou de l'entretien (mauvais matériaux, épaisseurs insuffisantes, etc.) et également les tranchées exécutées ultérieurement sont cause de désordres.

I.7.1.4. Les accidents, les incidents

Des dégradations ponctuelles peuvent être causées suite à des accidents de circulation ou des utilisations anormales du domaine public.

I.7.2. Types de dégradations des chaussées

Les dégradations des chaussées, selon le catalogue des dégradations de surface des chaussées du (LCPC, 1998), peuvent être divisées en quatre familles : les arrachements et les mouvements de matériaux, les dégradations de déformations, les fissures.

I.7.2.1 Les dégradations d'arrachement

Ces dégradations concernent plutôt la qualité de la couche de surface et en ce sens des problèmes de sécurité routière en rapport avec l'adhérence et l'uni des chaussées. Ces

phénomènes sont dus soit à l'usure de la couche de surface, l'arrachement des gravillons du revêtement, le départ localisé de matériaux de la couche de surface, le départ de gravillon de la couche de surface ou bien le départ du liant autour des granulats dans la couche de surface.



Figure I.8 : Dégradation d'arrachement.

I.7.2.2 Les mouvements de matériaux

Ces dégradations sont causées par des remontées du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude, les remontées des éléments fins à la surface de chaussée ; ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface.

Parmi les nombreux travaux existants on peut citer pour exemple les recherches récentes de Castaneda-Pinzon et Such (2004) sur l'existence de l'eau à l'interface des couches de chaussées.



Figure I.9 : Remontée des fines, dégradation franche, significative et étendue (LCPC ,1998).

I.7.2.3. Les dégradations de déformation

Ces dégradations sont en général celles qui donnent des déformations visibles en surface, comme les phénomènes irréversibles suivants: l'ornièr, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, les déformations de forme de tole ondulée.

Ces dégradations ont plusieurs raisons, nous pouvons citer le sous-dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entraînant des contraintes verticales excessives à la surface du sol support ou des couches non traitées: une réduction de portance du sol support par défaut de drainage ou conséquence du dégel; un drainage ou assainissement localement défectueux; un retrait hydrique du sol support.



Figure I.10 : L'orniérage (LCPC ,1998).

1.7.2.4. Les fissures

Avec le problème de l'orniérage, les fissures sont considérées comme l'un des plus grands modes de dégradation de chaussées. En effet leur présence associée ou non à l'eau met en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules lourds.

Le problème de fissuration peut être regardé du côté de l'endommagement des matériaux (Bodin et al. 2004) et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais sur le comportement à la fatigue et à la rupture des matériaux bitumineux (Beghin, 2003), (Maillard et al, 2003).

Causes possibles :

- Tassement du corps de chaussée (retrait ou gonflement de la couche de base),
- Joint de bandes d'épandage ou reprises du travail au finisseur (tapis d'enrobés) mal exécuté,
- Elargissement de chaussée exécuté avec un dimensionnement différent de la chaussée existante,
- Mauvais accrochage de la couche de surface sur la couche de base,
- Différence importante entre la portance du corps de chaussée et celle du tapis d'enrobés,

- Effet horizontaux importants dus à la circulation (freinage, virages),
- Manque de stabilité de la chaussée sur la rive (accotement non rechargé),
- Effet du gel.



Figure I.11 : Fissures dans une chaussée.

I.8 Action des véhicules sur les chaussées

Les chaussées au cours de leur âge subissent plusieurs types de sollicitations. Outre des sollicitations climatiques, les véhicules notamment les poids lourds, exercent des efforts importants et divers sur la chaussée, (Coquand, 1978), (Brunel, 2004-2005).

I.8.1 Actions verticales

Le poids des véhicules est transmis sous forme de pressions, soit exceptionnellement par des bandages ferrés ou en caoutchouc plein, soit généralement par des pneumatiques.

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

I.8.2 Actions tangentielles

Les roues exercent sur la chaussée des actions tangentielles par :

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

I.8.3 Actions dynamiques

Le véhicule automobile comporte une infrastructure (essieux) sur laquelle reposent par l'intermédiaire d'organes de suspension, le cadre rigide qui porte le moteur, la carrosserie, etc. Les organes de suspension sont les ressorts qui se déforment sous l'action des forces statiques, et surtout des actions dynamiques corrélatives au franchissement des obstacles.

Lorsque le mouvement régulier d'une roue est modifié par la rencontre d'un obstacle, d'une dénivellation, etc., cette roue se trouve instantanément surchargée ou déchargée: du fait de l'élasticité du pneumatique et de la suspension élastique des véhicules, des oscillations se produisent engendrant une série de surcharges positives ou négatives avec des valeurs maximales pouvant atteindre 1,5 à 1,8 fois la charge statique.

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

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

I.8.4 Vibrations

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

I.9 Conclusion

En plus du trafic et de son taux d'accroissement ; la vitesse de circulation et le poids des véhicules exigent de plus en plus, que soit améliorée la construction des chaussées modernes, ainsi le concepteur doit prendre certaines précautions lors du choix des matériaux constituant les différentes couches afin de permettre aux usagers de se déplacer, rapidement, sûrement et sans usure exagérée du matériel et du matériau.

Cependant, ces dernières années, la demande en agrégats devient de plus en plus croissante en rapport avec le développement du pays, au point où les sources naturelles restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux. Par conséquent, de nouveaux matériaux issus du recyclage des débris de béton, des débris de verre, etc, sont mis à l'épreuve afin de compenser du moins partiellement le manque en granulats.

Le chapitre suivant est consacré à l'évolution de la filière du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés

CHAPITRE II

VALORISATION DES DECHETS

II.1 Introduction

Devant le besoin le 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-produits industriels pour une vision de développement durable.

La notion de valorisation des déchets consiste en « le réemploi, le recyclage ou toute autre action visant à obtenir, à partir de déchets, des matériaux réutilisables ou de l'énergie ».

Dans le domaine du génie civil, le recyclage et la valorisation des déchets consistent en la transformation des débris en vue de leur utilisation comme matière secondaire.

Certains débris peuvent être utilisés tels quels, comme remblais, de même que les terres non contaminées. D'autres, ne pourront être directement réemployés. Il faudra d'abord en extraire les éventuels contaminants (bois, papiers, métaux, plastiques,...), puis les concasser. Les granulats ainsi obtenus pourront être réutilisés lors de la construction de routes ou de travaux d'infrastructure.

Les débris, avant d'être réutilisés, nécessitent de passer par une installation de recyclage et de faire l'objet d'une identification préalable, puis d'une étude de formulation permettant d'en valider le réemploi envisagé (assises traitées, béton routier, remblais...).

Dans ce chapitre, nous présenterons les différents types de déchets et les principales techniques de traitements ou d'éliminations à travers le monde, ainsi que le recyclage et la réutilisation des déchets dans le domaine du génie civil.

II.2 Différents types de déchets

II.2.1. Définition

La loi donne une définition précise du déchet :

- **Un déchet est tout résidu** d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau, produit... que son détenteur destine à l'abandon.

- **Toute substance ou tout objet** dont le détenteur se défait ou dont il a l'intention ou l'obligation de se défaire .Nous générons en permanence une multitude et une grande diversité d'objets, de résidus auxquels s'appliquent ces définitions.

II.2.2. 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 toxique.

II.2.2.1. Déchets ménagers et assimilés

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



Figure II.1 : Déchets ménagers et assimilés.

II.2.2.2. 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 des services publics (école, administration, etc.).

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



Figure II.2 : Déchets non dangereux des activités économiques.

II.2.2.3. 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 II.3 : Déchets dangereux des activités économiques.

II.2.2.4. Déchets inertes

Comme leur nom l'indique, ces déchets ne bougent pas, ne se décomposent pas et ne se dégradent pas. Ce sont les gravats issus de travaux de démolition : briques, béton, terre, vitres...

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



Figure II.4 : Déchets inertes.

II.2.2.5. Autres catégories de déchets

Il existe aussi :

- Des déchets d'activités agricoles qui proviennent des élevages ou des cultures ;
- Des déchets d'activités de soins, dont certains sont considérés comme à risques ;

- Les déchets nucléaires qui sont placés sous la responsabilité d'un organisme public particulier.

II.3. Valorisation des déchets

II.3.1. Définitions

Le concept de valorisation des déchets est né de l'idée que l'entreprise doit considérer ses déchets comme une ressource à exploiter et non comme des rebuts dont il faut se débarrasser ! En effet beaucoup de matériaux sont réutilisables dans diverses applications après leur fin de vie attribuée. L'Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie (ADEME) définit la valorisation comme "le réemploi, le recyclage ou toute autre action visant à obtenir, à partir de déchets, des matériaux réutilisables ou de l'énergie".

Les termes de réemploi, de réutilisation, de traitement, de recyclage, et de valorisation sont récurrents dans la gestion des déchets inertes. Leur utilisation doit se faire de manière réfléchie, car ils possèdent des significations bien différentes. Ci-après, leur définition :

- **Réemploi** : toute opération par laquelle des produits ou des composants qui ne sont pas des déchets sont utilisés de nouveau pour un usage identique à celui pour lequel ils avaient été conçus.
- **Préparation en vue du réemploi (réutilisation)** : toute opération de contrôle, de nettoyage ou de réparation en vue de la valorisation, par laquelle des produits ou des composants de produits qui sont devenus des déchets sont préparés de manière à être réutilisés sans autre opération de prétraitement.
- **Traitement** : toute opération de valorisation ou d'élimination, y compris la préparation qui précède la valorisation.
- **Recyclage** : toute opération de valorisation par laquelle les déchets sont retraités produits, matières ou substances aux fins de leur fonction initiale ou à d'autres fins. Cela en inclut le retraitement des matières organiques, mais n'inclut pas la valorisation énergétique, la conversion pour l'utilisation comme combustible ou pour des opérations de remblayage.
- **Valorisation** : toute opération dont le résultat principal est que les déchets servent à des fins utiles en remplaçant d'autres matières qui auraient été utilisées à une fin particulière dans l'usine ou dans l'ensemble de l'économie.

On peut distinguer deux grandes familles de valorisation :

- La valorisation matière qui consiste à recycler le produit ;

- la valorisation énergétique qui permet de dégager de l'énergie (chaleur, électricité) d'un déchet.

Chaque procédé de valorisation permet de réaliser des économies de matières premières et contribue de façon directe au respect et à la sauvegarde de l'environnement.

On parle de trois types de valorisation :

- la valorisation matière qui se décline en recyclage, utilisation de déchets comme substituts de matière, réemploi ;
- la valorisation organique ;
- la valorisation énergétique.

II.3.2. Types de valorisation

II.3.2.1. Valorisation de matière

La valorisation de matière consiste à introduire en entier ou en partie de la matière déjà existante dans un nouveau processus de production.

Ainsi, on parle de recyclage quand il y a réintroduction directe d'un déchet dans le cycle de production dont il est issu, en remplacement total ou partiel d'une matière première neuve. Par exemple, prendre des bouteilles cassées, les refondre, et en faire des bouteilles neuves.

Le réemploi se définit comme un nouvel emploi d'un déchet pour un usage analogue à celui de sa première utilisation. C'est, en quelque sorte, prolonger la durée de vie du produit avant qu'il ne devienne un déchet.

Par exemple, la consigne des bouteilles, à nouveau remplies après leur nettoyage.

On a par exemple aux Pays Bas la collecte des bouteilles en verre après utilisation, les gens sont payés s'ils ramènent ces bouteilles en magasin. Après les avoir récupéré on les nettoie et on incorpore une nouvelle fois le produit à l'intérieur pour ensuite le remettre en rayon.

II.3.2.2. Valorisation organique

La valorisation organique passe par le compostage ou la méthanisation. Le compostage aboutit à la fabrication du compost, matière organique servant à la régénération des sols.

La méthanisation est, comme le compostage, un procédé de fermentation mais aboutissant à la création de méthane. Le méthane est ensuite utilisé pour les mêmes applications que le gaz naturel.

Ces deux types de valorisation organique relèvent de la compétence des collectivités locales.

II.3.2.3. Valorisation énergétique

La valorisation énergétique consiste en l'incinération des déchets dans des fours spécifiques. Ce procédé aboutit à la création de chaleur servant par exemple à alimenter des systèmes de chauffage et d'électricité.

Désormais, un nouveau procédé existe : la pyrolyse. C'est une réaction thermique, entre 400 et 600 °C et qui aboutit à la décomposition des déchets organiques. Ceux-ci sont alors transformés en combustibles solides, liquides ou gazeux.

II.3.3. Intérêt de la valorisation

L'intérêt porté de plus en plus à la valorisation des déchets et des sous-produits industriels est lié à la fois à la crise de l'énergie, à la diminution des ressources mondiales en matières premières et enfin la législation qui devient très sévère.

II.3.3.1. Source d'approvisionnement alternative

La valorisation **des** déchets offre une source d'approvisionnement en matières premières alternative aux autres sources.

Par exemple, le recyclage de fil de cuivre permet d'obtenir du cuivre auprès des entreprises de recyclage et non des entreprises d'extraction.

Le recyclage offre aux entreprises les bénéfices de la multiplicité des sources d'approvisionnements telles que la facilité de négociation des prix d'achat ou la sécurité des approvisionnements.

II.3.3.2. Création d'activités

La valorisation **est** une activité économique à part entière. Elle est le moyen de création de richesses pour les entreprises de ce secteur.

En théorie, presque tous les matériaux sont valorisés. En pratique, l'absence de filière rentable fait qu'ils ne sont pas tous recyclés.

II.3.3.3. Mise en conformité avec la loi

Dans le cas des déchets d'équipements électriques et électroniques, c'est l'intervention du législateur qui a rendu leur collecte et leur valorisation obligatoires au sein de l'Union européenne, à titre d'exemple.

II.3.3.4. Coût de main-d'œuvre

Le recyclage suppose de trier les déchets en fonction du mode de recyclage auquel chacun d'eux sera soumis. Ceci exige une main-d'œuvre abondante, même lorsqu'un tri sélectif est effectué en amont par la population.

II.3.4. Déchets recyclés

II.3.4.1. Eaux usées

L'eau est un bien naturel qui est indispensable à la vie et fortement consommé, mais dont les ressources sont limitées.

Les eaux usées, aussi appelées « effluents liquides » ou « eaux polluées », sont constituées de toutes les eaux de nature à contaminer les milieux dans lesquels elles sont déversées

Les eaux usées sont celles qui ont été utilisées et souillées par des activités humaines (domestiques, industrielles, agricoles). Elles doivent être traitées sur place dans des stations d'épurations individuelles, des fosses septiques ou envoyées vers des stations d'épuration distantes sans qu'elles ne stagnent en surface (source de maladies, de nuisances olfactives, d'émanation de méthane ou de H₂S...) et pour minimiser la pollution, avant de les retourner au milieu naturel, une fois épurées.

II.3.4.2. Déchets usuels inertes

Les déchets usuels inertes sont produits par les ménages et les industries. Ils forment la part la plus large des déchets recyclables. Ils sont souvent simples à collecter et à transformer. Ils sont peu dangereux. En revanche, ils représentent des volumes importants à transporter et à stocker.

- **Acier** : Fabrication des pièces de moteur, des outils, des boîtes de conserve, etc.
- **Aluminium** : Fabrication des canettes, du papier d'emballage, des constituants d'automobile (culasses, jantes, boîtes de vitesses, etc.).
- **Caoutchouc** : Les pneus hors d'usage sont utilisés pour produire des bacs à fleurs, des tréteaux, des panneaux d'insonorisation, des tuiles de revêtement de sol, de l'asphalte caoutchouté, etc.
- **Papier et carton** : Fabrication d'autres types de papier et de carton.
- **Gravats** : Broyés sous forme de granulats employés à nouveau dans le secteur du bâtiment ou le secteur industriel.

- **Plastique** : Fabrication des sacs, des récipients et des couvercles pour produits non alimentaires, des meubles de jardin, des vêtements, des jouets, du mobilier urbain, des clôtures, des tuyaux, des pièces d'automobile (pare-chocs, batteries, etc.), des bases de panneaux de signalisation routière, des cônes de voirie, etc.
- **Textile** : Fabrication de textile et de pâte à papier.
- **Verre** : Refonte des articles en verre pour en faire des neufs
- **Brique alimentaire** : Les briques broyées, lavées, essorées et séchées, sont transformées en bidon, rembourrage d'oreiller, bouteille, tuyau, rouleau de fibre non tissée, etc.
- **Equipement électrique et électronique** : Les appareils sont récupérés, démantelés, déchiquetés et broyés, au moyen d'une chaîne. Les fragments valorisables sont récupérés sous forme de métaux ferreux, non ferreux, câbles, plastiques, etc.

II.3.4.3. Déchets usuels non inertes

Les plus connus de ces déchets sont les huiles et les peintures. L'incinération avec valorisation énergétique est un des procédés employés pour les recycler. Elle permet la production d'énergie et la destruction des déchets peu combustibles.

II.3.4.4. Déchets industriels dangereux

L'industrie produit une grande quantité de déchets dangereux. Ce sont pour la plupart des produits comprenant des substances chimiques toxiques ou instables.

Les déchets toxiques sont dangereux pour la santé et pour l'environnement. La manipulation de déchets instables entraîne des risques d'accidents graves.

II.3.4.5. Déchets toxiques en quantités dispersées

Certains déchets toxiques sont mélangés en faible quantité à des produits non polluants. Il est alors impossible de recycler ces produits sans les avoir débarrassés des déchets toxiques.

Ce sont principalement des solvants, acides, sels métalliques, produits chimiques de laboratoire, peintures synthétiques, piles, produits d'entretiens, produits phytosanitaires.

II.4. Déchets et recyclage en Algérie

L'Algérie est entrain de connaître un développement économique et démographique sans précédent. Le taux élevé d'accroissement de la population a ainsi engendré une urbanisation accélérée, le plus souvent de manière anarchique qui a vu la prolifération de

l'habitation précaire. Cela ne s'est pas fait sans conséquences sur l'environnement. Face à la gravité des problèmes environnementaux, le gouvernement Algérien a décidé en 2001 de consacrer une enveloppe financière importante, de près de 970 Md, pour atteindre les objectifs inscrits dans le Plan National d'actions pour l'Environnement et le Développement Durable (PNAE-DD), prévu jusqu'en 2010.

Le secteur de l'environnement connaît actuellement des mutations à travers notamment le renforcement du cadre institutionnel et juridique.

La composition des déchets solides produits en Algérie se caractérise par une part très significative des produits organiques avec un taux moyen de 72%. Quant au plastique, il ne représente que 10% de ces déchets et 9.3 % pour le papier/carton, 4.14% pour le chiffon et autres, 3.2% pour les métaux et 1.36% pour le verre (MATE, 2004).

D'après l'agence national des déchets AND Placée sous la tutelle du Ministère des Ressources en Eau et de l'Environnement, 11 millions de tonnes de déchets ménager et assimilés DMA ont été produits en Algérie en 2014.



Figure II.5 : Les DMA en Algérie.

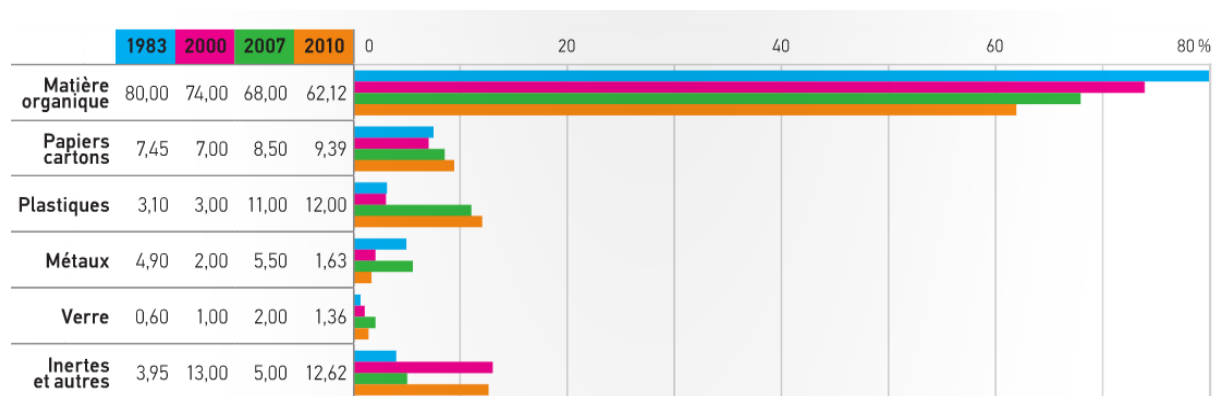


Figure II.6 : Statistiques sur la production des déchets en Algérie (AND 2014).

II.5. Déchets valorisables en génie civil

La valorisation dans le domaine du génie civil peut couvrir plusieurs types de déchets, de sources et de qualités différentes :

III.5.1. 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 ces divers travaux ce qui contribuera d'une part, à la préservation de l'environnement, et d'autre part, à la réduction des coûts induits par l'utilisation des matériaux de plus en plus rares notamment dans certaines régions du pays.

En effet, les pneumatiques usagés constituent un gisement de matières premières secondaires, leur récupération et leur valorisation constituent pour notre pays un impératif économique. La valorisation de ce déchet industriel est à ses premiers balbutiements. Un premier chantier expérimental a été initié par le département ministériel, concernant l'utilisation des pneus réformés en tant que soutènement d'un talus de remblai dans un projet routier (contournement de Bou Smail). Les travaux déjà finalisés ont permis de mettre en œuvre 3500 pneus mis à disposition par Michelin Algérie.



Figure II.7 : Pneus usagés et déchets plastiques.

II.5.2. Déchets des chantiers de BTP (bâtiment et travaux publics)

Les déchets de chantiers proviennent de trois sources principales, la démolition, la construction et la réhabilitation.

La démolition des ouvrages en béton et l'industrie des matériaux de construction sont toujours accompagnées par des produits secondaires ou des déchets ; le stockage de tels déchets solides dans des dépôts pollue l'environnement et comme les réserves en granulats sont en

cours d'épuisement, il est donc nécessaire de trouver un moyen pour valoriser ces produits et les réutiliser de nouveau comme granulats dans les bétons et les mortiers.

Le béton recyclé est simplement du vieux béton broyé pour produire des granulats. Il peut être utilisé dans les couches de fondation comme dans du béton maigre et comme seule source de granulats ou remplacement partiel des granulats dans du béton neuf.

Les granulats de béton recyclé sont généralement plus absorbants et moins denses que les granulats ordinaires. La forme des particules est semblable à celle de la pierre concassée. Le béton fabriqué avec des granulats provenant du recyclage, présente généralement de bonnes qualités de maniabilité, durabilité et résistance à l'action du gel-dégel. La résistance en compression varie selon la résistance du béton initial et le rapport eau/liants du nouveau béton.



Figure II.8 : Déchets des chantiers de BTP.

II.5.3. Différentes variétés de laitiers sidérurgiques

Les laitiers sidérurgiques sont des matières minérales artificielles, qui sont produites à raison de plusieurs millions de tonnes par an en France par l'industrie du fer et de l'acier. Ces matériaux sont générés en même temps que la fonte sidérurgique (pour les laitiers de haut-fourneau) ou que l'acier (laitiers d'aciérie), sous forme liquide à une température proche de 1500°C: ce sont des « co-produits » de la sidérurgie.

Si leur génération est nécessaire à la production des aciers, ils ne sont pas destinés à l'abandon : au contraire, ils sont transformés, le plus souvent directement sur le site sidérurgique, en divers produits finis qui sont utilisés pour la plupart dans l'industrie du bâtiment ou en travaux publics.

Il existe trois grands types de laitiers sidérurgiques : les laitiers de haut-fourneau, les laitiers d'aciérie de conversion et les laitiers d'aciérie électrique.

II.5.3.1 Laitier de haut-fourneau cristallisé

Ses usages sont généralement les mêmes que ceux des roches naturelles de mêmes caractéristiques physico-chimiques : granulats pour bétons, pour enrobés bitumineux, pour graves traitées au liant hydraulique, ballast, etc. Ils sont généralement couverts par les normes françaises et européennes « granulats » ou « terrassement ».

De plus, ce matériau présente à la fois une résistance mécanique élevée et une conductivité thermique faible.



Figure II.9 : Laitier de haut-fourneau cristallisé.

II.5.3.2. Laitier de haut-fourneau vitrifié (granulé ou bouleté)

On le retrouve dans :

- La fabrication de béton, en tant qu'addition sous forme moulue, en remplacement partiel du ciment,
- La fabrication de graves hydrauliques pour les routes,
- La production de ciment, en remplacement du clinker, dans les catégories CEM II et CEM III (jusqu'à 95%) destinées, en particulier, à la réalisation de bétons en milieux agressifs.



Figure II.10 : Laitier de haut-fourneau vitrifié (granulé ou bouleté).

II.5.3.3. Laitier d'aciérie de conversion (LAC en français, BOF slag en anglais)

En travaux publics, le laitier d'aciérie de conversion est utilisé principalement pour les travaux de terrassement (remblais, merlons de protection phonique, ...), pour la fabrication de graves non traitées pour la réalisation de couches de forme, ou encore comme enrochement pour la construction de digues.



Figure II.11 : Laitier d'aciérie de conversion.

II.5.3.4. Laitiers d'élaboration d'aciers carbone en filière électrique

L'élaboration des aciers dits "carbone" se fait généralement en deux étapes, cela génère deux types de laitiers : le laitier de four et le laitier de poche (ou de métallurgie secondaire).

Si le laitier de poche est souvent utilisé en cimenterie ou recyclé au sein de l'aciérie, les granulats de laitier de four d'aciérie électrique, de par leurs excellentes caractéristiques géotechniques, sont généralement employés pour la construction d'assises de chaussées, pour la fabrication de couches de surface ou encore la réalisation d'enduits superficiels.



Figure II.12 : Laitiers d'élaboration d'aciers carbone en filière électrique.

II.5.3.5. Laitiers d'élaboration de l'acier inoxydable

En travaux publics, ces laitiers sont utilisés pour la réalisation de pistes d'accès et de chemins forestiers ou d'exploitations agricoles comme matériaux pour remblai et couches de chaussée, sous revêtement superficiel.

En construction, du fait de leur stabilité dimensionnelle et de la faible teneur en oxydes de fer, ils sont utilisés comme granulats dans le béton ou comme liant hydraulique dans la fabrication de briques.



Figure II.13 : Laitiers d'élaboration de l'acier inoxydable.

II.5.3.6. Valorisation du laitier en Algérie

L'utilisation des produits de laitier en Algérie est limitée à quelques rares applications malgré sa production progressante (500.000 tonnes/an). (Behim, 2003)

En cimenterie, il entre comme un ajout secondaire ne dépassant pas 20 % (cette substitution est faite seulement dans quelques cimenteries). (Nacéri, 2005)

Et en travaux routiers : A titre d'exemple, le laitier granulé a trouvé une utilisation dans la réalisation de la liaison autoroutière Annaba – Berrahal, où la couche de fondation été réalisée par une grave laitier tout laitier.

Des études intéressantes et récentes ont montré la possibilité d'utiliser les laitiers Algériens (d'El-hadjar) pour :

- La fabrication des briques silico calcaires à base du laitier. (Arabi, 1996)
- La fabrication du béton cellulaire autoclave. (Belouettar, 2003)
- La fabrication d'un ciment de laitier activé sans clinker. (Mezghiche, 1989)

II.5.4. Sous-produits provenant des centrales thermiques

La combustion du charbon aux fins de la production d'électricité donne plusieurs sous-produits.

Dans les centrales électriques anciennes, les résidus de la combustion de la houille sont désignés sous le nom de «mâchefer». Dans les centrales modernes, Les petites particules sont

appelées «cendres volantes». Certaines des particules de cendres forment des scories qui tombent au fond du four.

Dans les fourneaux à température élevée, il se produit également des résidus fondus appelés laitier de charbon.

II.5.4.1 Mâchefer

Il est utilisé principalement pour la fabrication de blocs de béton. Étant donné que le mâchefer contient des sulfates et des chlorures, il n'est pas recommandé pour le béton armé. Ce matériau risque de devenir de plus en plus rare à mesure que les centrales électriques anciennes passent à la combustion de charbon pulvérisé.

II.5.4.2. Scories de sole

Les scories de charbon et le laitier de charbon peuvent être utilisés comme granulats légers pour la fabrication de blocs de béton.

II.5.4.3. Cendres volantes

Puisque ces granulats ont une forme adéquate et une bonne résistance, ainsi qu'une absorption d'eau modérée, ils conviennent à la fabrication de blocs de béton léger.

III.5.5. Verre de récupération

II.5.5.1. Les différents types de verre

- **Définition**

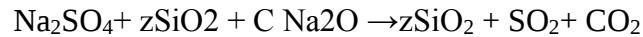
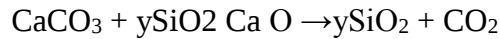
Selon l'American Society for Testing Materials (1945), le verre est un matériau inorganique produit par fusion, qui a été refroidi dans des conditions qui ont empêché sa cristallisation. D'après Zarzycki (1982), un verre est un solide non cristallin présentant une transition vitreuse. Et selon Sholze (1991), le verre est un liquide surfondu figé.

Le verre est un solide fragile et généralement transparent, préparé par fusion d'un mélange complexe contenant de la silice.

- **Composition**

Le verre est une substance amorphe (non cristalline) composée principalement de silice fondue à haute température, à laquelle on ajoute des silicates et d'autres éléments (Na_2CO_3 , Na_2SO_4 , CaCO_3 , CaF_2 , aluminosilicates sodiques, potassiques ou calciques, dolomite)

En général transparent, le verre peut également être translucide ou opaque. Sa couleur varie selon sa composition.



Selon le corps qu'on ajoute à la silice, on obtient un type de verre donné selon l'usage qu'on veut en faire

Pour modifier les conditions d'élaboration ou la teinte du verre, certains constituants sont ajoutés en très faibles quantités (<1%). Par exemple :

- As_2O_3 et Sb_2O_3 sont utilisés pour faciliter l'affinage.
- Des oxydes colorants sont ajoutés pour obtenir des teintes spéciales.

• Propriétés physiques des débris de verre en géotechnique

L'université de Philadelphie (Wartman et al. 2004) a mené des études sur le comportement physique des débris de verre. Deux échantillons de verre ont été utilisés dans le cadre de ce projet :

- Le premier échantillon était constitué de débris provenant de déchets domestiques (alimentaires, jus, bières, boissons gazeuses, et occasionnellement des morceaux de porcelaine) provenant d'une carrière de Pennsylvanie, tandis que le second échantillon comprenait des déchets de verre industriels (automobiles, écrans de télévision et d'appareils électroniques) achetés chez un commerçant de la ville dont l'activité consistait à laver et stocker les débris de verre et de les revendre aux industries pharmaceutiques et vitrières de la région.
- L'échantillon provenant du commerçant était moins bien trié et contenait plus de matériau non verre que l'échantillon provenant de la carrière. On retrouvait presque 3,4 % des déchets provenant des étiquettes, des couvercles de métal et de plastique.

De plus, cet échantillon dégageait une très forte odeur de moisissures. Le premier échantillon contenait peu d'odeur et seulement 0,8 % de déchets autres que les débris de verre.

Les essais en laboratoire ont consisté à déterminer les différentes propriétés physiques et mécaniques de ces résidus. Les résultats sont présentés dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Résultats des tests physiques effectués sur les débris de verre (Wartman et Grubb, 2004).

Test	Test standard	Echantillon N° 1		Echantillon N°2	
		Sans modification	Après modification	Sans modification	Après modification
Teneur en eau(%)	ASTM D2216-98	2.36	-	4.22	-
Teneur en saleté (%)	Gravimètr e	0.34	-	1.82	-
Densité (D)	ASTM C127-88	2.48	-	2.48	-
Densité minimum (Kg/m ³)	ASTM D4254-00	1150	-	1270	-
Densité maximum (Kg/m ³)	ASTM D4253-00	1790	-	1740	-
Rapport des grains D ₅₀ (mm)	-	2.24	1.6	3	2.5
Coefficient d'uniformité Cu	-	6.2	6.5	7.2	7.8
% sable (0.075-4.75 mm)	-	91.3	87	70	76
Particules fines (<0.075 mm) %	-	3.2	6.2	1.2	2.2
Classification USCS	ASTM D2487-98	SW	SW	SW	SW-SM
Conductivité hydraulique (cm/s)	ASTM D2434-68	1.61x10 ⁻⁴	-	6.45x10 ⁻⁴	-
Proctor modifié $\gamma_{d,max}$ (kN/m ³)	ASTM D1557-00	18.3	-	17.5	-
W _{opt} (%)	-	9.7	-	11.2	-
Proctor standard $\gamma_{d,max}$ (kN/m ³)	ASTM D698-00	16.8	-	16.6	-
W _{opt} (%)		12.8	-	13.6	-
Cisaillement direct	ASTM D3080-98				
σ_n (kPa)					
0 - 60		61 - 63°	-	59 - 62°	-
60 - 120		58 - 61°	-	55 - 59°	-
120 - 200		63 - 68°	-	47 - 55°	-
Angle de frottement		48°	-	47°	-

Chaque échantillon a été trié selon le système de classification unifié (United Soil Classification System).

Selon cette classification, les débris de verre affichaient les caractéristiques d'un gravier (SW). La densité spécifique était de 2,485 (g/cm³) et la densité maximum se situait entre 16,6 et 17,5 kN/m³. Les poids volumiques obtenus des essais Proctor modifié et standard ont été respectivement de 18,3 et 17,5 kN/m³. Les débris de verre peuvent être utilisés dans les ouvrages de génie civil, de construction et de géotechnique, y compris les tranchées, les remblais, les murs de soutènement, les aires de stationnement ainsi que dans la construction routière.

Après avoir compilé les analyses en laboratoire sur les débris de verre, les auteurs (Wartman et Grubb, 2004) conclurent que ces débris de verre constituaient d'excellents matériaux pour le drainage. Ainsi, les décharges annuelles des États-Unis, constituées de 7,8 millions de tonnes de rebuts de verre (Statistiques EPA, 2000) pourront servir à l'industrie de la construction et du génie civil qui sont les premiers intéressés par ces rebuts.

II.5.5.2. Le recyclage du verre

- Le verre est un matériau « vitrine » pour l'environnement car il se recycle à 100% et à l'infini sans qu'il perde ses qualités intrinsèques.
- En faisant fondre une tonne de verre collecté, on obtient une tonne de verre de même qualité, c'est un cycle perpétuel.
- Le recyclage du verre s'inscrit dans un objectif de protection de l'environnement et de valorisation maximale des déchets ménagers. En recyclant le verre, on évite la mise en décharge ou l'incinération.
- Recycler le verre, qu'il soit brun, vert ou clair, permet une économie énergétique de 30%. En recyclant une seule bouteille, vous contribuez à l'économie d'assez d'énergie pour allumer une ampoule de 100 watts durant 4 heures! De plus, il faut 50% moins d'eau, la pollution de l'air est réduite de 20% et les résidus miniers de 80% !
- Les bouteilles de bière sont également broyées puis recyclées en nouveaux produits. Cependant, en les rapportant chez les différents magasins, elles seront réutilisées par les embouteilleurs plus d'une quinzaine de fois avant d'être recyclées.
- D'un point de vue écologique, le recyclage du verre réduit le CO₂, économise les matières premières et l'énergie. Pour la production du verre, les matières premières vierges

peuvent être remplacées par du verre recyclé (ou calcin). Ainsi, on parvient à une réduction notable de CO₂ pour différentes raisons :

- Il faut moins d'énergie pour faire fondre du verre recyclé que pour faire fondre des matières premières et les transformer en verre.
- L'énergie et les émissions de CO₂ issues de l'extraction et du transport de matières premières sont économisées (1 kg de calcin utilisé remplace 1,2 kg de matières premières vierges).
- Recycler le verre réduit aussi la pollution associée de l'air de 20 % et la pollution de l'eau de 50%.
- Le coût carbone du transport du calcin est, en moyenne, moins élevé que celui du transport des matières premières.

Plusieurs types de verre existent, tous ne se recyclent pas de la même manière et surtout ils ne doivent pas être mélangés lors du recyclage. Par exemple, les ampoules appartiennent en effet à la même famille que les bouteilles d'emballage, cependant leurs composés chimiques sont différents. Leur processus de recyclage est totalement différent. Chaque verre recyclé possède sa propre réutilisation.

-Les verres sodocalciques, autrement dit les ampoules électriques, les verres plats et creux et certains verres d'emballages

-Les verres borosilicates, c'est-à-dire les ustensiles de cuisine (plats allant au four par exemple), la fibre de verre

-Les vitrocéramiques que l'on retrouve dans la verrerie culinaire, les miroirs de télescope.

II.5.5.3. Domaines d'utilisations du verre

- **Utilisation du verre dans le ciment portland**

Lorsque concassé très fin, voir en poudre ; le verre développe des propriétés cimentaires. A cet égard, il pourrait être utilisé pour substituer une partie du ciment. Les études restent à compléter.

Les rebuts de verre, comme d'autres matériaux, sont utilisés dans la fabrication du ciment Portland. Les verres de récupération sont ainsi utilisés comme constituant principal pour le clinker, un adjuvant pour le ciment, ou même comme granulats pour le béton. L'utilisation du verre dans le ciment Portland en est encore à l'état expérimental. Ces débris de verre sont préalablement lavés avant de passer dans une meule à verre.

Le résultat de ce meulage est une poudre qui passe le tamis de 600 μm . L'examen aux rayons X montre qu'il s'agit d'une poudre amorphe.

D'après une étude récente réalisée par Dyer et Dhir, 2001 sur le comportement des débris de verre dans le ciment Portland, les résidus de verre affichaient la composition chimique décrite dans le tableau II.8.

Tableau II.3 :Composition chimique des débris de verre utilisés dans le ciment portland.

Composition	Débris de verre, masse en %			%
	Blanche	Verte	Brun	
CaO	6.43	10.26	10	64.9
Al ₂ O	2.41	2.81	3.2	5
SiO ₂	70.39	72.05	70.01	21.1
K ₂ O	0.23	0.52	0.82	0.6
Na ₂ O	16.66	14.31	15.35	0.3
Fe ₂ O ₃	0.32	0	0	2.7
MnO	0.04	0.04	0.04	0.01
MgO	2.59	0.9	1.146	1.6
TiO ₂	0.08	0.11	0.11	0.2
Cr	0.02	0	0	0.03
SO ₃	0.19	0.07	0.06	3.3

• Utilisation des résidus de verre dans les enrobés bitumineux

Le verre peut être utilisée comme granulats dans l'enrobé dans une proportion maximale de 15 % ; la partie très fin peut être utilisée comme filler.

Un grand nombre d'expériences ont été menées visant l'utilisation des résidus de verre comme granulat dans les enrobés bitumineux. Ce type d'enrobé est appelé Glasphalt.

Entre 1969 et 1988, environ 45 localités aux États-Unis et au Canada ont utilisé avec succès le Glasphalt sur des sites tels que les routes locales, les aires de stationnement ainsi que les routes à grande vitesse (autoroutes). Le département des transports du Connecticut (Conn DOT), a réalisé une étude de mise en œuvre technique ainsi qu'une analyse économique de l'utilisation des débris de verre dans les enrobés bitumineux.

- **Utilisation du verre recyclé dans la construction routière**

Le verre peut être utilisé à 100 % dans les infrastructures routières. Les propriétés physiques et mécaniques du verre concassé permettent d'envisager son utilisation dans la sous-fondation d'une chaussée ; comme il peut être mélangé dans une proportion aux granulats des couches de pierre concassée de la structure de la chaussée.

Plusieurs études et projets ont été traités concernant l'utilisation du verre dans la construction des chaussées. Certains de ces projets visaient l'incorporation d'un pourcentage de résidus de verre dans les granulats conventionnels de chaussées, alors que d'autres visaient l'utilisation à 100 % du verre brisé dans certaines parties de la structure des chaussées.

Comme exemples, et dans le but de diminuer les montagnes de déchets solides dans la municipalité ; l'Université Technique du Texas(1995) a réalisé une étude sur l'utilisation des résidus de verre comme matériau de construction dans la structure et l'infrastructure des chaussées.

Le projet fut réalisé dans la ville de Devine et il consista en l'utilisation d'un pourcentage de résidus de verre brisé mélangé avec les granulats pour la construction d'une route de 1,2 kilomètre. Il en résulta que l'usage des rebuts de verre comme matériaux de construction ne causa aucun problème particulier, tant pour le producteur que pour l'entrepreneur (Rogel et Engelke, 1997).

Ainsi, les débris de verre se mélangent parfaitement aux granulats et se comportent comme un matériau normal. Ce mélange nécessite moins d'eau afin d'obtenir une densité acceptable. Les équipements de construction ainsi que les véhicules n'avaient pas eu à subir de dommages causés par l'utilisation des débris de verre comme matériau de construction en couche de base.

Une étude menée en laboratoire à l'Université de l'Alaska (Raad, 1992) a également démontré que l'utilisation de verre brisé dans l'enrobé n'en détériorait pas les propriétés, dans la mesure où sa teneur ne dépassait pas 15 %, mais il semble que le véritable optimum soit à 7,5 %. Dans le cadre de ce projet, l'auteur a également étudié l'influence sur la portance (CBR) de l'utilisation d'un pourcentage de verre dans un mélange verre-silt tout en précisant que les valeurs CBR n'étaient pas modifiées en autant que le pourcentage de verre ne dépassait pas 15%.

Une autre expérience forte intéressante a été réalisée en Idaho (Zeyher, 2002). Il s'agit de l'utilisation intégrale de 300 tonnes de verre concassé dans un remblai de route. Dans ce cas, le verre a d'abord été mis en place sur une épaisseur de 200 à 250 mm pour ensuite être compacté à l'aide d'un tracteur suivi d'un compacteur. L'expérience fut jugée concluante.

II.6 Conclusion

Le verre, par son recyclage, constitue une source de matière première secondaire pour de nombreuses applications. Une présentation du verre 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 d'autres caractéristiques physiques et mécaniques du verre est indispensable pour confirmer son utilisation dans le domaine routier.

Cependant, avant le passage à la caractérisation mécanique des différents matériaux utilisés dans cette étude, leur présentation et leur identification physico-chimique et minéralogique feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE III

IDENTIFICATION DES MATERIAUX ET PREPARATION DES ECHANTILLONS

III.1. Introduction

Avant d'étudier le comportement mécanique de tous matériaux, il est nécessaire de déterminer un ensemble de propriétés (physiques, chimiques, minéralogiques,...) qui permettent de le caractériser et de faciliter la compréhension de son comportement sous différentes sollicitations mécanique. Ces propriétés sont déterminées par des essais de laboratoire, appelés «essais d'identification» :

- La teneur en eau (w) ;
- Masse volumique des grains solides (ρ_s) ;
- Masse volumique humide (ρ_h) ;
- Masse volumique sèche (ρ_d) ;
- L'indice des vides(e),
- La porosité (n)
- Le degré de saturation (Sr) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Valeur au bleu de méthylène
- Analyse granulométrique ;
- Analyse minéralogique.

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 ce travail, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats de schistes et les débris de verre.

Le schiste étudié est extrait au niveau de la wilaya de Tizi Ouzou dans le massif du Belloua extrait précisément au niveau du projet de la liaison RN12 Bouaid-Oued falli, situé à 5 km environ du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou (Figure III.1). Il est extraite sous forme de blocs sur le site, ensuite concassée par des moyens mécaniques selon la granulométrie désirée.

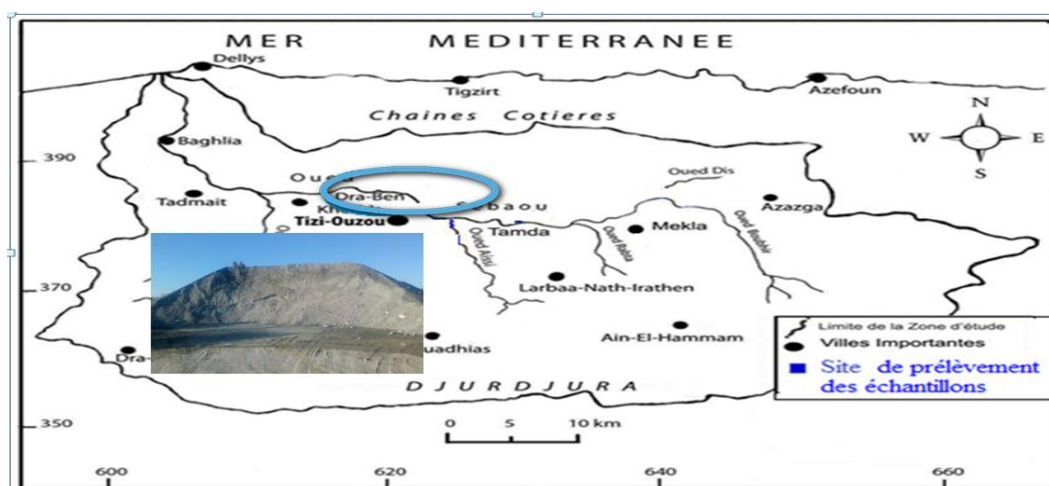


Figure III.1 : Site de prélèvement des échantillons de schiste au niveau de la Grande Kabylie (Algérie)



Figure III.2 : Les granulats de schiste.

- le verre utilisé est obtenu par collecte de bouteilles d'emballage et de vitre cassées au niveau de la région



Figure III.3 : Les débris de verre (verre ménager et verre industriel).

III.3. Les schistes

III.3.1. Définition des schistes

Un schiste est une roche qui a pour particularité d'avoir un aspect feuilleté, et de se débiter en plaques fines ou « feuillet rocheux ». On dit qu'elle présente une schistosité. Il peut s'agir d'une roche sédimentaire argileuse, ou bien d'une roche métamorphique.

Les schistes se forment généralement dans des conditions de faible température et de fortes pressions, donc à des profondeurs variant entre 4000 et 6000m. Leur composition chimique ou pétrographique peut être très diverse (Guillemot, 1986).

III.3.2 Les schistes de la Grande Kabylie

Le massif ancien de la Grande Kabylie est constitué d'un socle gneissique fortement métamorphique et d'une couverture schisteuse epimétamorphique (Brossiere, 1971) ; ces deux ensembles sont eux même recouverts en discordance par une série peu ou non métamorphique (Brossiere et Raymond, 1972). Cette couverture est constituée essentiellement d'un ensemble de sericitoschistes et de chloritoschistes présentant des passées gréseuses.



Figure III.4 : Gisement de schiste dans la Grande Kabylie.

Les études de PERON (1867) sur la géologie de la Grande Kabylie permettent de montrer des détails importants sur les formations de schistes cristallins dans les massifs montagneux de la région. A titre d'exemple, la coupe géologique du mont Belloua présentée sur la figure III.5.

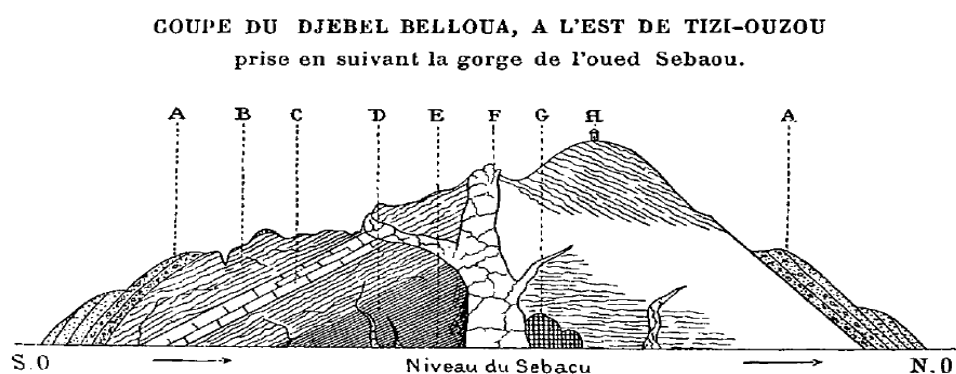


Figure III.5 : Coupe géologique du mont Belloua.

- A. Poudingues et grès de l'étage tertiaire miocène, en couches très redressées, qui viennent s'appuyer sur les micaschistes.
- B. Schistes cristallins d'une grande puissance. Micaschistes bleuâtres avec nombreux filons et amas de quartz blanc amorphe ; phyllades satinées, feuilletées, grises et jaunâtres, etc.
- C. Grands bancs de calcaire cipolin, saccharoïde, marmoréen par places, blanc ou bleuâtre.
- D. Gneiss schisteux, nettement stratifié.
- E. Gneiss graniloïde, passant en bas à un véritable granit ancien compact et massif.
- F. Roche graniloïde éruptive en grands filons ramifiés traversant les gneiss, les cipolins et les micaschistes. La roche est blanche et passe aux pegmatites et aux hyalomictos. De nombreux cristaux de tourmaline noire sont semés dans la roche ainsi que des grenats. Le mica s'y trouve abondamment en larges lames et en paquets feuilletés ; il est souvent noir.
- G. Roche amphibolique, verdâtre, compacte, sans cristaux apparents.
- H. Marabout du djebel Belloua, sur les micaschistes.

III.3.3. Les différents types de schiste

III.3.3.1. Schistes du métamorphisme général très faible

Ils sont à la limite du domaine du métamorphisme ; Ils sont souvent considérés encore comme des roches sédimentaires, par exemple :

- Schiste ardoisiers

Roches ayant acquis une schistosité, à grain fin et homogène, à surface parfois légèrement satinées, noire, grise ou violacée, se débitant en plaquettes laminées dont le constituant principal est l'argile.

- Schistes bitumineux

Schiste contenant du bitume naturel, noir, à toucher gras, riche en matières organiques sapropéliques. Appelés aussi : schistes carburés, schistes pétrolifères.

III.3.3.2. Schistes du métamorphisme général faible (Epizonal)

Ces schistes montrent des recristallisations minérales plus nettes, par exemple :

- Schistes sériciteux ou satinés

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, de teinte généralement grise à surface blanchâtre nacréées ou satinées dues à la présence de feuillets de séricite.

- Schistes talqueux

Schistes contenant du talc, accompagné de micas et de quartz, formé lors du métamorphisme de roches ultramafiques.

- Schistes chloriteux

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, verdâtre, riche en fines lamelles de chlorite avec fréquemment des amphiboles vert pâle et des granules microscopiques d'épidote.

- Schistes lustrés

Roches métamorphiques cristallines et foliées, composées principalement de calcschistes verts ou des schistes bleus.

III.3.3.3. Schistes du métamorphisme général plus fort (Catazonal)

- Micaschistes

Roche métamorphiques communes, épizonales à mézonzonales, à grains généralement moyens, à schistosité et foliation marquées, constituées de lamelles de micas visibles à l'œil nu, claire ou sombres selon la couleur du mica, en alternance avec des lamelles de quartz. C'est donc des schistes micacés. Les micaschistes dérivent des argiles et des pélites calcaireuses.

III.3.3.4. Schistes du métamorphisme de contact

- Schistes tachetés

Schistes dans lesquels le métamorphisme de contact à basse intensité a développé des minéraux de néoformation qui se concernent en agrégats ayant l'aspect de taches. Ces roches sont, en général, de couleur grise à noire.

III.4. Essais d'identification

Après concassage manuel des blocs de Schiste, une étude d'identification a été réalisée au laboratoire pour déterminer ses caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.



Figure III.6 : Granulats de schiste après concassage.

III.4.1. Teneur en eau (w)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle (m_w) par la masse des grains solide ; est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage).

L'essai de détermination de teneur en eau consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 75°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit : $w = (M_h - M_s) / M_s$

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau

Matériau	w (%)
Matériau schiste	3.74

Teneur en eau moyenne $w = 3.74 \%$.

Le schiste étudié présente une teneur en eau faible à moyenne ; ceci peut être expliqué par le fait que le matériau est prélevé en période estivale et donc influencé par l'effet de la température.

III.4.2. Les masses volumiques

III.4.2.1. La masse volumique sèche (ρ_d)

Après avoir calculé la masse moyenne du matériau dans le moule Proctor, nous avons obtenus les résultats suivant :

$$m = 1925.8 \text{ g}$$

$$\text{Le volume du moule Proctor } V = \frac{\pi d^2}{4} \times h$$

$$V = 944 \text{ cm}^3$$

$$\rho_d = \frac{m}{v}$$

$$\rho_d = \frac{1925.8}{944} = 2.04 \text{ g/cm}^3$$

Tableau III.2 représente la classification selon la masse volumique sèche

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

Selon le tableau ci-dessus, nous avons un schiste de masse volumique sèche dense.

III.4.2.2 La masse volumique humide ρ_h

On a: $w = 3.74\%$,

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

$$\rho_h = 2.04 \times (1+0.0374)$$

$$\rho_h = 2.116 \text{ (g/cm}^3\text{)}.$$

III.4.2.3 La masse volumique des particules solide ρ_s (pycnomètre)

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NF P94-054. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée.

ρ_s est utilisée pour connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

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.

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

$$\rho_s = \rho_w \frac{m_1}{(m_0+m_1)-m_2} \quad \text{Avec}$$

m_0 : masse du pycnomètre vide remplie d'eau ;

m_1 : masse de l'échantillon ;

m_2 : masse du pycnomètre + eau + échantillon ;

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau III.3.

Tableau III. 3 : Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides

M_0 du pycnomètre	2630
M_1 de l'échantillon	3899.4
M_2 du pycnomètre + eau + échantillon	4289.3
ρ_s	2.58

III.4.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité

III.4.3.1. Indice des vides (e)

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il permet de savoir si notre matériau est serré ou lâche.

Il est déterminé par la relation suivante :

$$e = V_v/V_s \quad (\text{l'indice des vide peut être supérieure à 1}).$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule :

$$e = \rho_s/\rho_d - 1$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation. $e = 0.479$

III.4.3.2. Degré de saturation S_r

Le degré de saturation, noté S_r , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé). Il peut aussi être défini par la formule suivante :

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

$$S_r = 23.57\%$$

Tableau III. 4 : Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI)

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

D'après le tableau III.4 le Schiste étudié est donc dans un état légèrement humide.

III.4.3.3 Porosité n

La porosité est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V). Elle peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$n = V_v / V$ (la porosité est toujours inférieure à 1).

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elles sont liées par la formule :

$$n = e / (e + 1) \qquad n = 0.479 / (0.479 + 1)$$

$$n = 0.323$$

Les résultats des essais d'identification sont résumés dans le tableau III.5.

Tableau III. 5 : Résumés des résultats précédents

w (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_h (g/cm ³)	e	Sr (%)	n
3.74	3.019	2.04	2.116	0,479	23.57	0.323

Commentaire : le schiste étudié présente une teneur en eau, un degré de saturation et un indice des vides très faibles.

III.4.4 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

III.4.4.1 Qu'est-ce que les limites d'Atterberg ?

Ce sont des teneurs en eau correspondant à des états hydriques bien définis d'un matériau.

Lorsque la quantité d'eau d'un sol varie, la consistance de ce sol peut varier dans des limites parfois importantes.

Suivant l'eau qu'il contiendra, le sol pourra être mou, boueux, souple, pâteux ou dur. Par convention trois états du sol sont définis, à savoir :

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

III.4.4.2 Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg ?

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

W_L Avec la coupelle de Casagrande.

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

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

III.4.4.3 Détermination de la limite de liquidité W_L

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.



Figure III.7 : Détermination de la limite de liquidité

Les résultats obtenus sur l'échantillon étudié sont présentés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 Détermination de la limite de liquidité

N° de l'essai	1	2	3
Nombre de coups	16	21	35
Teneur en eau %	21.12	18.71	19.34
W_L	20.01	18.31	20.14

$$W_L = W \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

$$\frac{\sum W_L\%}{3} = 19.48\%$$

$$W_L = 19.48\%$$

III.4.4.4 Détermination de la limite de plasticité W_p

- **Principe de l'essai**

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

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

- **Equipements nécessaires**

Plaque en verre ou en marbre ; une balance et une étuve.



Figure III.8 : Etape de la limite de plasticité.

$$W_p = 16.19 \%$$

III.4.4.5 L'indice de plasticité I_p

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, qui définit l'étendu du domaine plastique d'un sol : $I_p = W_L - W_p$

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

Tableau III.7 : Classification selon l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p$	Sol très plastique

Tableau III.8 : Résultats des limites d'Atterberg

Caractéristiques physiques	Symboles	Valeurs (%)
Limite de liquidité	W_L	19.48
Limite de plasticité	W_p	16.19
Indice de plasticité	I_p	3.29

Ces résultats permettent de constater qu'il s'agisse d'un sol non plastique.

III.4.5 Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche

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



Figure III.9 : Matériel d'essai au bleu de méthylène – *Essai à la tâche*.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbé par l'échantillon de sol testé. Plus la fraction argileuse est importante plus elle adsorbe du bleu de méthylène. Le test permet de repérer l'instant de la saturation au bleu, des particules d'argile. On prélève une goutte de liquide contenant le sol imbibé de bleu, que l'on dépose sur un papier filtre spécial.

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



Figure III.10 : Résultats de l'essai à la tâche

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

$$\text{VBS} = \text{Mb} / \text{Ms} \times 100 \quad \text{et} \quad \text{Mb} = \text{V} \times 100$$

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

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

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

Tableau III.9 : Désignation du sol en fonction de son VBS

VBS (en grammes de bleu pour 100g de sol)	Désignation du sol
$VBS \leq 0.2$	Sol sableux
$0.2 < VBS \leq 2.5$	Sol limoneux
$2.5 < VBS \leq 6$	Sol limoneux - argileux
$6 < VBS \leq 8$	Sol argileux
$VBS > 8$	Sol très argileux

En nous référant au rapport d'analyse ,du même schiste étudié, du laboratoire CONSOLIDA de Tizi Ouzou, la valeur obtenues du VBS est de 1 à 2.

Les valeurs obtenues au bleu de méthylène montrent que l'échantillon est un sol limoneux.

III.4.6 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X

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

L'analyse minéralogique d'un sol est généralement un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols particulièrement les sols fins est fonction de leurs compositions minéralogiques.

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

Les composants sont facilement identifiables par leurs raies caractéristiques.

III.4.6.1 Principe de la méthode

Tout corps cristallisé, peut être analysé par diffraction de rayon X car ses atomes sont organisés selon des plans cristallins spécifiques, un faisceau de rayon X est diffracté sur le réseau de plane cristallins selon « **la loi de Bragg** ».

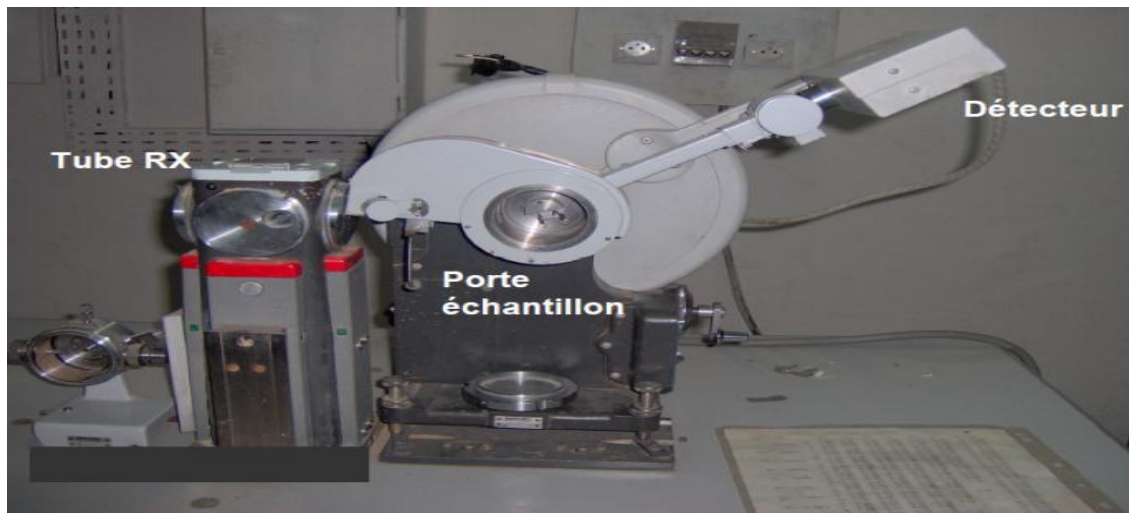


Figure III.11 : Schéma d'un diffractomètre.

$$\lambda = 2 \times d \sin \theta$$

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

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

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

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

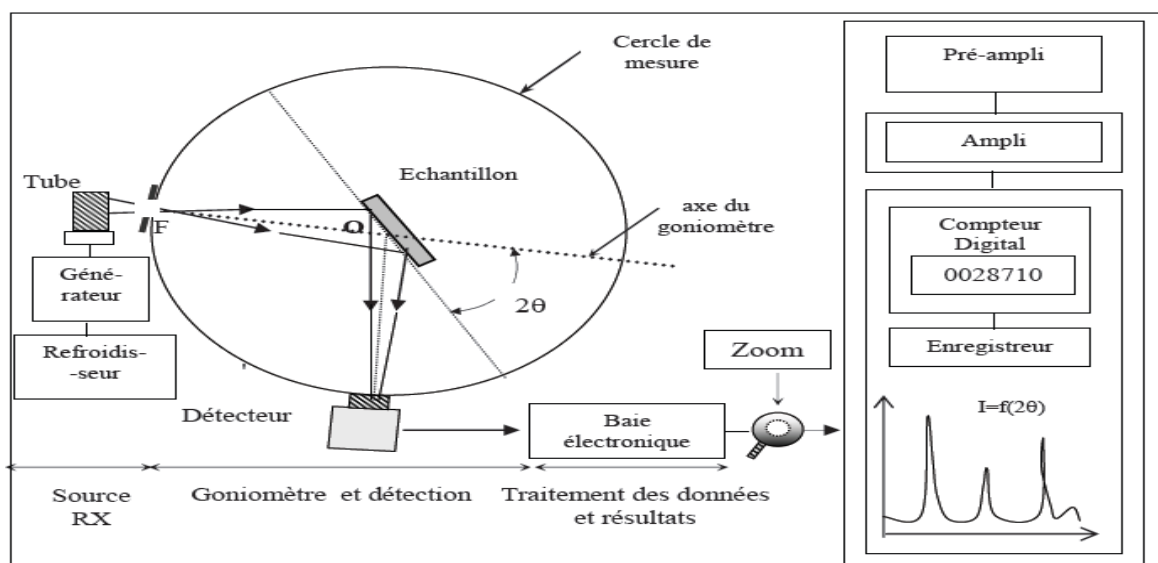


Figure III.12 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

III.4.6.2 Techniques d'analyse

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

- Méthode des poudres ;
- Méthode des agrégats orientés.

III.4.6.4 Diagramme normal

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

Le résultat du diffractogramme sont présentés sur la figure III.13 et sont consignés dans le tableau III.10.

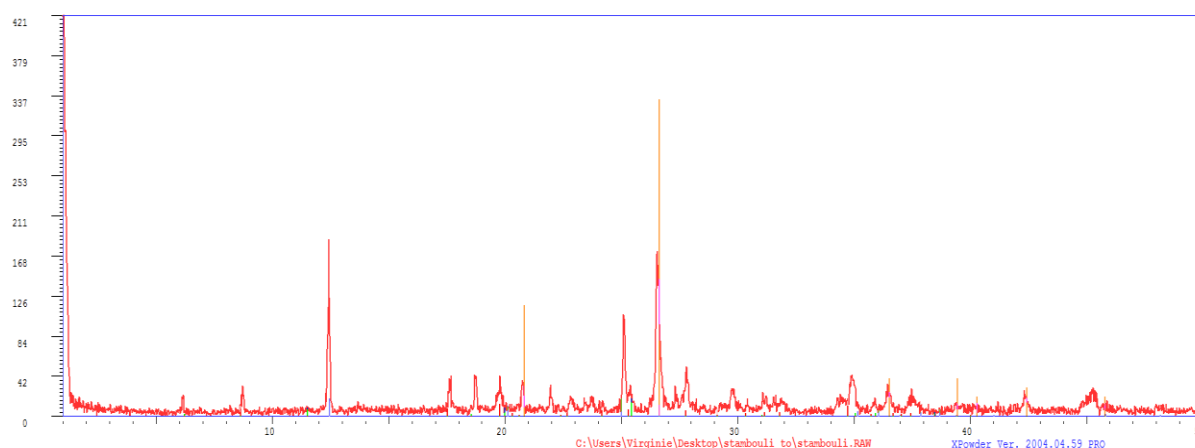


Figure III.13 : Diffractogramme du schiste étudié.

Tableau III.10 : Résultat du diffractogramme pour le schiste

Eléments	Chlorite-vermiculite	Muscovite	Kaolinite	Quartz
Quantités %	10.2	28.3	10.2	51.3

L'analyse minéralogique réalisée par diffraction des rayons x (RX) sur l'échantillon de schiste montre le caractère prédominant du quartz et la présence de muscovite qui est la variété la plus courante de mica blanc.

Par ailleurs, l'essai révèle l'existence de minéraux argileux qui peuvent présenter une certaine sensibilité à l'eau à savoir, la chlorite-vermiculite ainsi que la kaolinite. Cependant, la présence en faibles proportions de ces éléments, ne peut influencer fortement le comportement mécanique du matériau.

III.4.7 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée sur un échantillon donné (sol grenu) échantillons de classe (0/50 mm) à sec selon la norme (NF P 94-040). Elle permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons.

III.4.7.1. Principe du tamisage

La granulométrie est la mesure de la répartition des grains suivant leur dimension, pour les sols grenus ou pulvérulents : le matériau sera séché à l'étuve pendant 24 heures.

On emboîte les tamis les uns sur les autres, dont leurs ouvertures dans un ordre décroissant du haut vers le bas, en partie inférieure on dispose un fond étanche, et en haut, un couvercle sera disposé afin d'éviter toute perte du matériau pendant le tamisage.



Figure III.14 : Tamiseuse électrique.

III.4.7.2 Résultats du tamisage

Les échantillons de schiste sont reconstitués minutieusement en additionnant les grains de différentes dimensions à des proportions bien définies, de telle sorte à former la classe granulaire 0/20 mm (Figure III.15).

En fonction de la teneur en verre (0%, 20%, 40% et 60%), les grains de verre de mêmes dimensions que ceux du schiste sont additionnés respectivement et proportionnellement de manière à former la même classe granulaire 0/20mm.

Par conséquent, les échantillons en mélanges (schiste + verre) obtenus, même à des teneurs en verre différentes, gardent la même distribution granulaire (0/20 mm). Cette dernière est caractérisée par une courbe granulométrique délimitée par le fuseau de courbes préconisé par

la norme **NFP98-129**, correspondant aux matériaux destinés à la confection des assises de chaussées (Figure III.15).

- Le coefficient d'uniformité ou de Hasen le coefficient C_u se calcul avec la relation :

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

- Si $C_u > 2$: la granulométrie est dite étalée.
- Si $C_u < 2$: la granulométrie est dite étroite.

- Le coefficient de courbure C_c se calcul avec la relation : $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})}$

- Si $C_u > 2$ et $1 < C_c < 3$; le sol est dit bien gradué.

Avec :

D_{10} : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés ;

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% des tamisats cumulés ;

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des tamisats cumulés

Tableau III.11 : Tableau des résultats de C_c et C_u

Echantillon	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	C_c	C_u
schiste	7	2	0.2	3.8	46.46

. Selon le système unifié de classification des sols USCS, les échantillons préparés se présentent sous forme dimensionnelle d'une grave propre bien graduée, de granulométrie étalée.

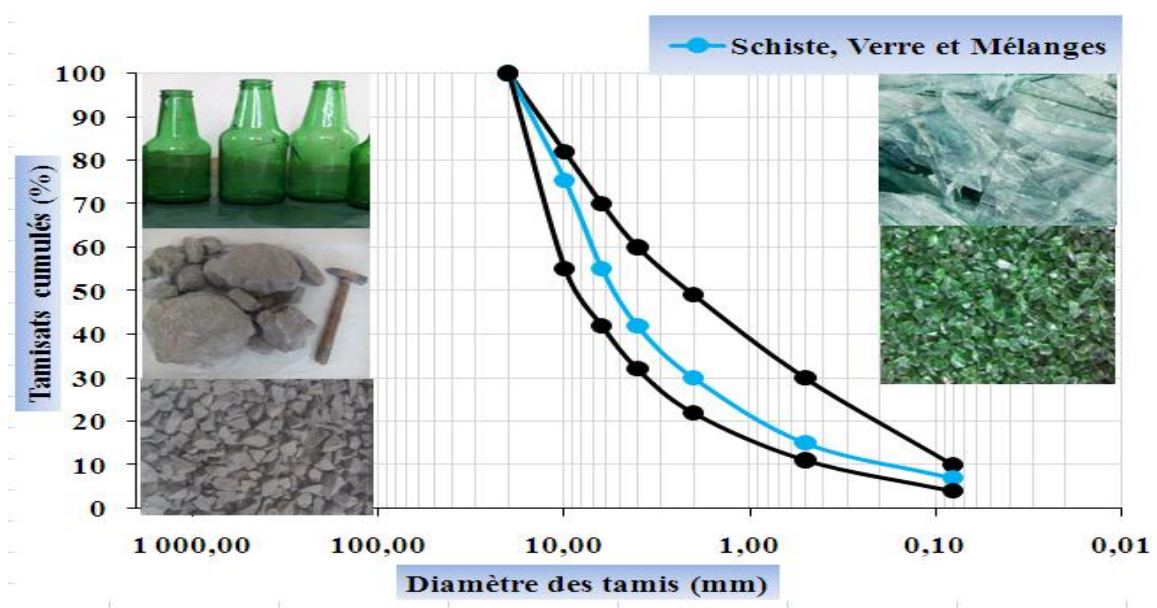


Figure III.15 : Courbe granulométrique du schiste, verre et mélange.

Le verre

Le verre est issu de collectes des différents déchets inertes tels que le débris de verre de vitrage des fenêtres de bâtiments ainsi que du verre ménager :

- Le verre industriel

Dans cette étude, on s'est intéressé uniquement au verre de vitre de bâtiment de couleur transparente afin de garantir l'homogénéité du matériau.

Une analyse granulométrique a été réalisée au laboratoire après le concassage du verre de vitre pour réaliser la reconstitution du matériau sous forme granulaire de la grave 0/20



Figure III.16 : Verre industriel concassé manuellement.

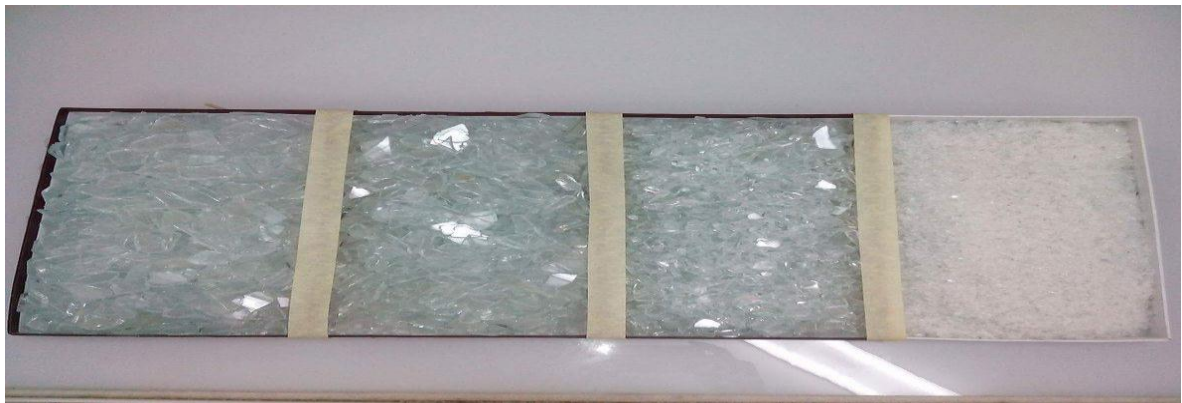


Figure III.17 : Verre industriel tamisé en différentes dimensions.

- Le verre ménager

Dans cette seconde partie, on s'est intéressé au verre d'emballage des bouteilles de bières de couleur verte afin de garantir l'homogénéité du matériau.

Le verre collecté, a été lavé à l'eau afin de le débarrasser des matières organiques (papier et colle) après séchage.

Une analyse granulométrique a été réalisée au laboratoire après le concassage des bouteilles de verre pour réaliser la reconstitution sous forme de grave 0/20.



Figure III.18 : Concassage des bouteilles de verres ménager.



Figure III.19 : Verre ménager tamisé en différentes dimensions

La granulométrie du verre vérifie la courbe granulométrique présentée sur la figure III.15 précédente

III.4.8 Quelques propriétés du verre

Les principales propriétés du verre concassé relevées dans la littérature sont résumées ci-dessous (Recyc-Québec, 2006) :

- Densité = 2,49 à 2,52 g/cm³
- Masse volumique sèche obtenue au Proctor standard = 1590 à 1720 kg/m³
- Masse volumique sèche obtenue au Proctor modifié = 1750 à 1890 kg/m³
- Angle de friction ϕ avec 100 % de verre brisé = 51,2°
- Pourcentage passant au tamis de 80 microns = 1 à 3 %
- Perméabilité = 1 à 6 x 10⁻⁴ cm/sec ; donc très perméable par rapport aux granulats conventionnels utilisés dans les chaussées

III.4.9 Préparation des échantillons

Les échantillons soumis aux essais mécaniques, ont été préparés selon les proportions en schiste et en verre suivantes :

- Echantillon 1 : Schiste seuls ;
- Echantillon 2 : Mélange de schiste + 20% de verre (industriel, ménager ou mixte) ;
- Echantillon 3 : Mélange de schiste + 40% de verre (industriel, ménager ou mixte) ;
- Echantillon 4 : Mélange de schiste + 60% de verre (industriel, ménager ou mixte) ;

III.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'identification des matériaux utilisés, afin de mieux présenter leurs aspects physiques, chimiques et minéralogiques. Les résultats obtenus ont permis d'avoir une idée sur la nature de ces matériaux. Ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leur comportement mécanique sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Dans le chapitre suivant, sera entamée la première série d'essais mécaniques à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié et les essais de portance CBR avant et après immersion.

CHAPITRE IV

COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

IV.1. Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques et physiques des terrains et des matériaux d'apport.

L'une des méthodes la plus simple et la plus efficace et évidemment la plus utilisée est « le compactage ». Il permet d'augmenter la densité et la capacité portante d'un matériau grâce à l'application de forces extérieures statiques ou dynamiques.

Le compactage est la méthode la plus ancienne et la plus importante d'amélioration et de stabilisation des sols. Cependant, il a fait l'objet de plusieurs recherches et fut traité par plusieurs auteurs (Holtz et Kovacs, 1991 ; Dupain et al, 2000 ; Leonards, 1968 et Robitaille et Tremblay, 1997)...etc. Certains auteurs (Arquie et Morel, 1988 ; Arquie, 1972 ; Correa et Quibel, 2000), ont rédigé des ouvrages tout entier pour mieux détailler ce procédé, vu son importance et son utilisation fréquente et indispensable notamment dans les travaux de routes, de barrages,...etc.

Au compactage est directement liée la portance des sols, évaluée par les essais CBR avant ou après immersion. Les essais CBR sont indispensables pour tous travaux routiers et permettent le dimensionnement des chaussées.

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

Essais de compactage

IV.2. Définition du compactage

Le compactage est une réduction de volume du sol presque instantanée due à la réduction des vides remplis d'air. Plus les grains seront resserrés les uns contre les autres, meilleure sera la résistance du sol au cisaillement et meilleur sera le comportement des remblais et couches de

chaussées ; on recherche donc l'indice des vides le plus petit possible (correspondant au pic de la courbe Proctor).

Le compactage améliore les propriétés mécaniques du sol remanié. Il complète l'effet de stabilisation par remplissage des vides par le liant. Le liant augmente la rigidité (répartition des charges) et diminue l'attrition des gros éléments. (Makhaly, 2008)

En général, après le compactage, le sol acquiert :

- Une augmentation de la densité sèche (γ_d/γ_w) ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité ;



Figure IV.1 : Compactage des sols.

IV.3. Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages

Le compactage met le matériau dans un état suffisamment serré de telle sorte qu'un tassement ultérieur soit impossible ou peu important. Les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuant ainsi l'attrition. En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides.

Le compactage entraîne une élévation des caractéristiques mécaniques. En effet, le resserrement des grains augmente le nombre de contacts entre eux et par conséquent leur frottement. L'angle de frottement interne et la cohésion en sont accrus. Il y a également augmentation considérable du module de déformation (Makhaly, 2008 ; Kabre, 1991 ; Gaye, 1995).

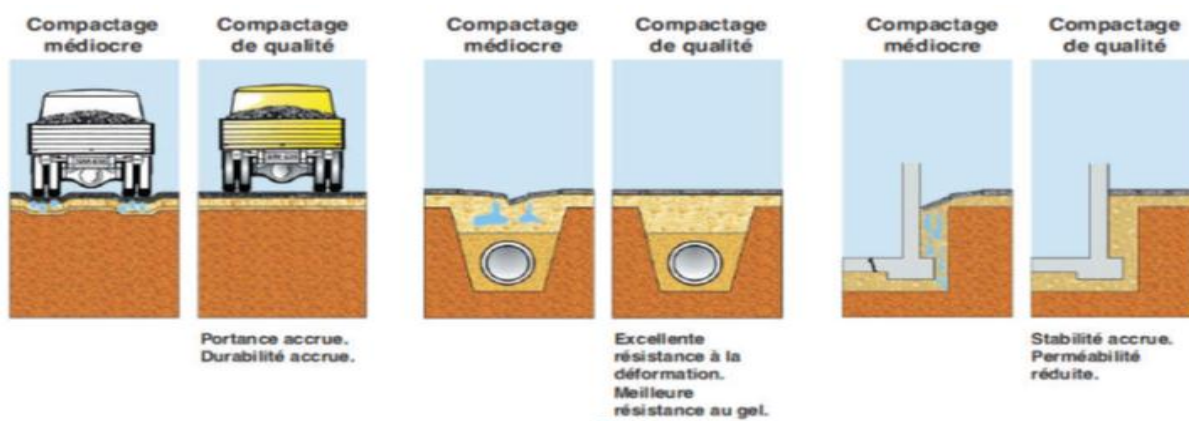


Figure. IV.2 : Objectifs du compactage

IV.4. Paramètres influençant le compactage

Proctor a montré que le compactage est fonction de quatre paramètres : la masse volumique du sol sec, la teneur en eau, énergie de compactage et type de sol (granulométrie, minéralogie,...).

IV.4. 1. La teneur en eau (courbes de compactage)

C'est en 1933 que l'Ingénieur américain PROCTOR mit en évidence l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol grâce à l'essai qui porte son nom : Essai Proctor.

En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau w d'un échantillon de sol et l'on représente graphiquement la variation du poids spécifique sec γ_d en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui représente un optimum appelé Optimum Proctor.

Ce phénomène s'explique aisément; lorsque la teneur en eau est élevée (partie droite de la courbe), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Par contre pour des teneurs en eau raisonnable, l'eau joue un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau (partie gauche de la courbe).

IV.4. 2. La nature du matériau

Le comportement et les sollicitations développés par les matériaux sont plus ou moins fonction de leur nature. De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques (Techouani Nana ; Callaud, 2004).

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

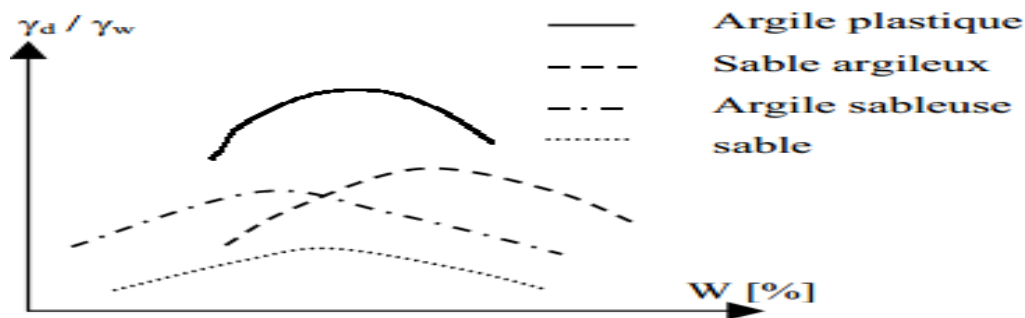


Figure. IV.3 : Influence de la nature du matériau.

IV.4. 3. L'énergie de compactage

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

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

Les auteurs (Martinez, 1980 et Gaye, 1995) remarquent que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui n'atteignent pas les charges de rupture peut être de trois types ;

- **Adaptation** : l'énergie dissipée et la déformation permanente sont nulles. La réponse du matériau est réversible et élastique ;
- **Accommodation** : les déformations permanentes sont stabilisées et l'énergie dissipée n'est pas nulle (phénomène d'hystérésis). La réponse réversible est non linéaire ;
- **Rochet** : l'énergie dissipée et les déformations permanentes augmentent avec la sollicitation jusqu'à la stabilisation ou la rupture (déformation plastique).

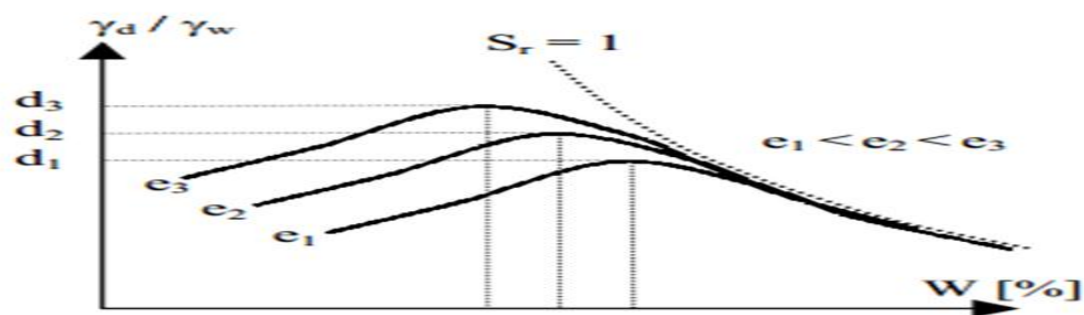


Figure. IV.4 : Influence de l'énergie de Compactage.

IV.4. 4. L'Angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines

L'Angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines des matériaux très anguleux se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage.

Arquie et Morel, 1988 et Gaye, 1995 montrent qu'un matériau ayant une bonne granularité aura une densité maximale plus élevée qu'un matériau creux ou ayant un excès de sable.

Les auteurs (Kabre, 1991 et Gaye ; 1995) indique que la compacité augmente avec le coefficient d'uniformité $CU = D_{60} / D_{10}$.

D_{60} et D_{10} sont les diamètres des tamis qui laissent passer 60 % et 10 % du matériau.

Machet et Morel (1980) ainsi que in Gaye (1995) trouvent que pour une énergie de compactage donnée, l'indice des vides décroît avec le pourcentage d'éléments fins ($\phi < 80\mu m$).

IV.4. 5. Sol-support

Pour une même épaisseur de matériau, un support plus rigide conduit à des densités plus élevées.

Les sollicitations développées par un rouleau vibrant sont considérablement influencées par les caractéristiques du sol-support, (Makhaly, 2008 ; Kabre, 1991 et Gaye, 1995).

IV.5. Les essais de compactage au laboratoire

Un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par ajouts de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différentes teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (w, γ_d) , donc un point de la courbe de compactage (courbe A.A.S.C.H.O : American Association of State Highway Officials). Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également.

On peut utiliser :

- Le moule Proctor 10,2cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14 cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie $< 5mm$, on y compacte environ 3 kg de sol.

- Le moule C.B.R 15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. Convient pour des sols dont les éléments >5mm. Si le sol contient des éléments >20mm, ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. La masse de l'échantillon dans ce cas est d'environ 6kg.

IV.5.1. L'essai Proctor Normal (PN)

L'énergie de compactage dans ce cas est relativement faible et correspond à un compactage modéré. On fait référence au Proctor Normal pour l'étude des sols de type remblai non ou peu chargé. Le compactage a alors pour but de limiter les tassements ultérieurs.

IV.5.2. L'essai Proctor Modifié (PM)

Dans ce cas, l'énergie de compactage est plus importante. Il est utilisé pour l'étude des sols de fondation (routes, pistes d'aérodromes,...). On fait référence au Proctor modifié pour les couches de chaussée (pistes d'aérodrome), le compactage effectué avec une énergie supérieure à celle du Proctor normale vise une augmentation de la résistance mécanique de la couche compactée.

Tableau IV.1 : Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié.

	Essai Proctor normal		Essai Proctor modifié	
Type de moule	Proctor	CBR	Proctor	CBR
Poids de la dame (kg)	2.48	2.48	4.535	4.535
Diamètre du mouton (m)	0.051	0.051	0.051	0.051
Hauteur de chute (m)	0.305	0.305	0.457	0.457
Nombre de couches	3	3	5	5
Nombre de coups par couche	25	55	25	55
Poids approximatif d'une couche (kg)	0.65	1.7	0.4	1.05
Diamètre du moule (m)	0.1016	0.152	0.1016	0.152
Hauteur du moule (m)	0.117	0.152	0.117	0.152

Dans cette étude, nous avons réalisé les essais de compactage pour les couches d'assises du corps de chaussée donc on a utilisé le Proctor modifié, tel que prescrit par la norme (NF P 94 – 093).

IV.6. L'essai Proctor modifié (PM)

IV.6.1. Définition

C'est une étude de la variation de la masse volumique (avec recherche de la densité maximale) d'un sol soumis à un compactage d'intensité donnée en fonction de l'évolution de la teneur en eau.

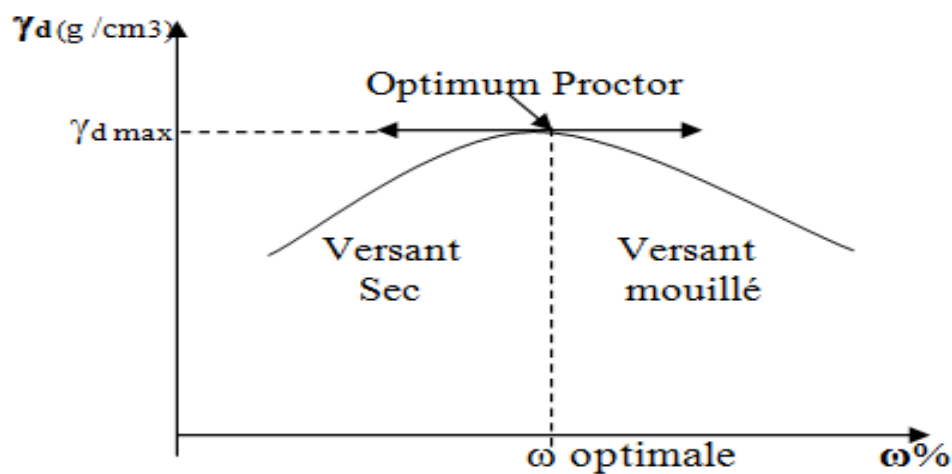


Figure IV.5 : Modèle de courbe Proctor.

IV.6.2. But de l'essai

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

IV.6.3. Principe de l'essai

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

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

IV.6.4. Matériel utilisé

Pour cet essai nous avons à notre disposition

- Moule CBR,
- Dame Proctor modifié,
- Règle à raser,
- Balance,
- Etuve,
- Eprouvette graduée,

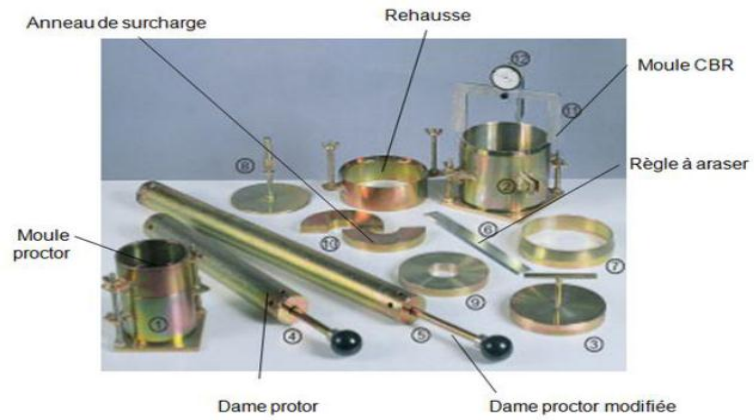


Figure. IV.6 : Appareillage Proctor et CBR.

IV.6.5. Essais réalisés

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

- Schiste seul.
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre industriel ;
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre ménager ;
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre mixte (mélange des deux verres).



Figure. IV.7 : Essai Proctor sur le matériau schiste.

IV.6.5.1. Expression des résultats

Les essais réalisés sur les différents échantillons sont exprimés sous forme de tableaux et de courbes Proctor comme le montre les figures IV.8, IV.9, IV.10.

- Schiste + verre industriel (I)

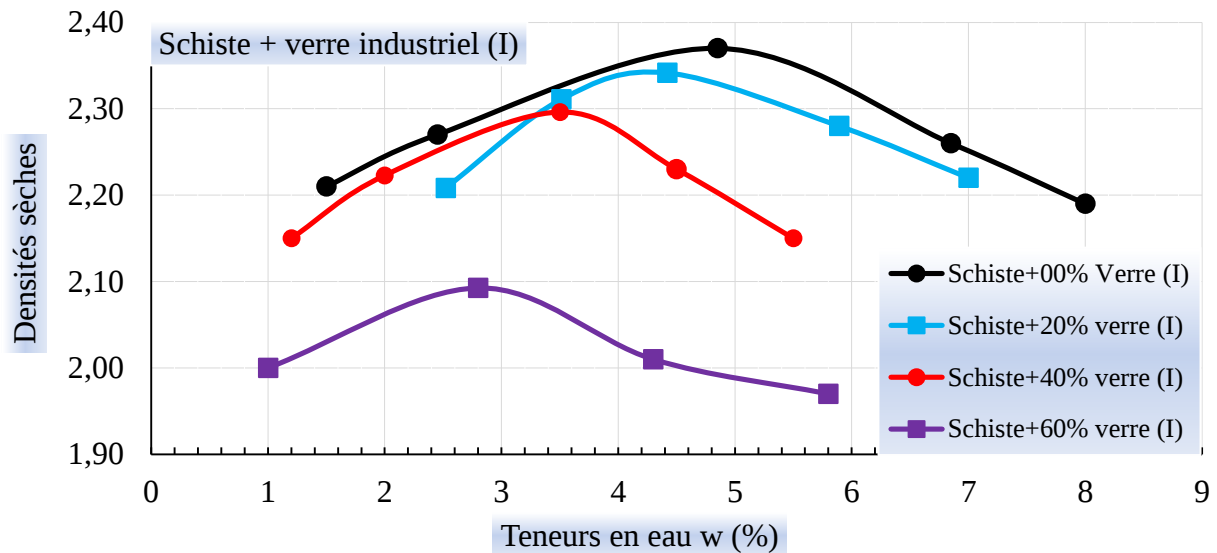


Figure IV.8 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre industriel.

- Schiste + verre ménager (II)

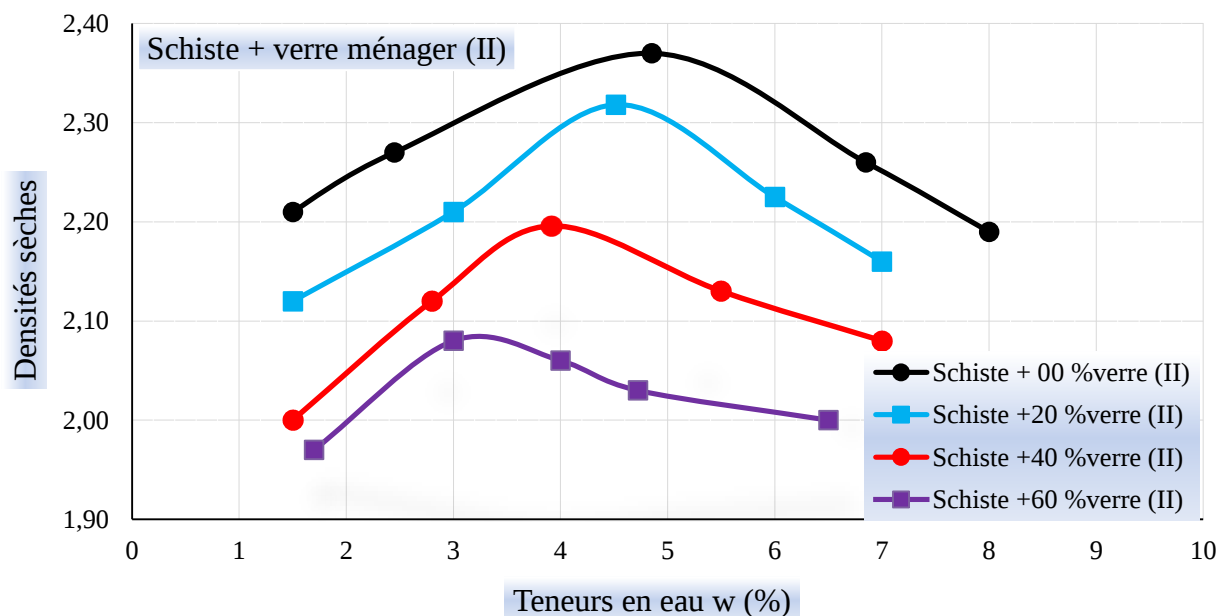


Figure IV.9 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre ménager

- **Schiste + verre mixte (III)**

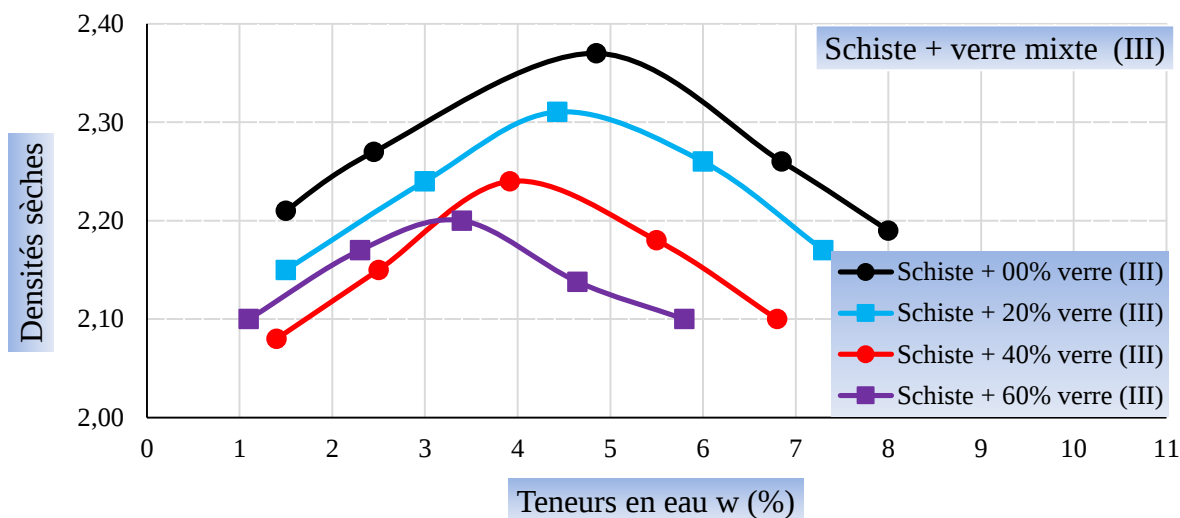


Figure IV.10 : Evolution des courbes Proctor en fonction du pourcentage de verre mixte

D'après les figures IV.8, IV.9, IV.10 nous constatons que les courbes Proctor ont une allure légèrement bombée, ce qui permet de dire que les mélanges compactés ne sont pas très sensibles à l'eau, notamment avec de fortes proportions de verre. En effet, les matériaux utilisés ne sont pas argileux, particulièrement, le verre est insensible à l'eau (matériau non absorbant). Ainsi, plus la proportion du verre est importante et plus l'échantillon devient insensible à l'eau, ce qui se traduit sous forme de courbes Proctor légèrement bombées.

- **Evolution des courbes Proctor en fonction des différents types de verre**

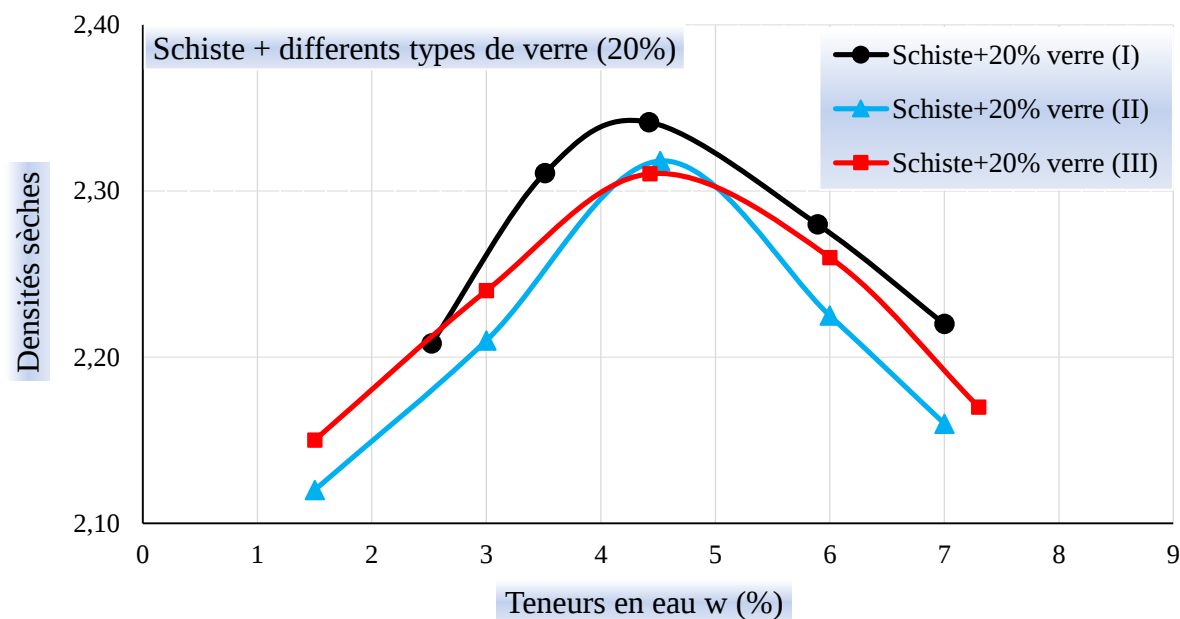


Figure IV. 11 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (20%).

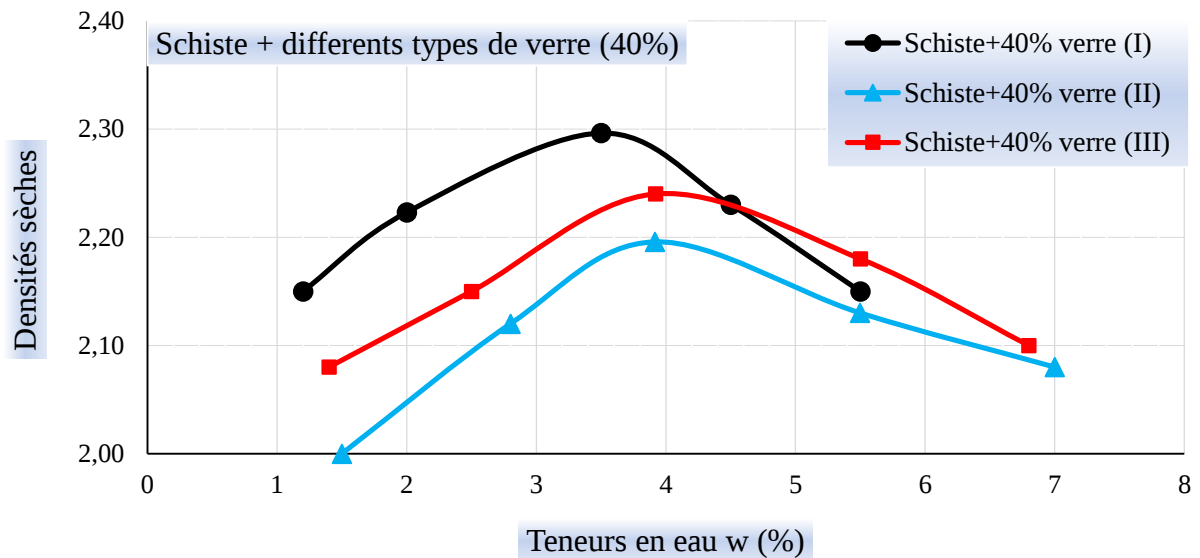


Figure IV.12 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (40%).

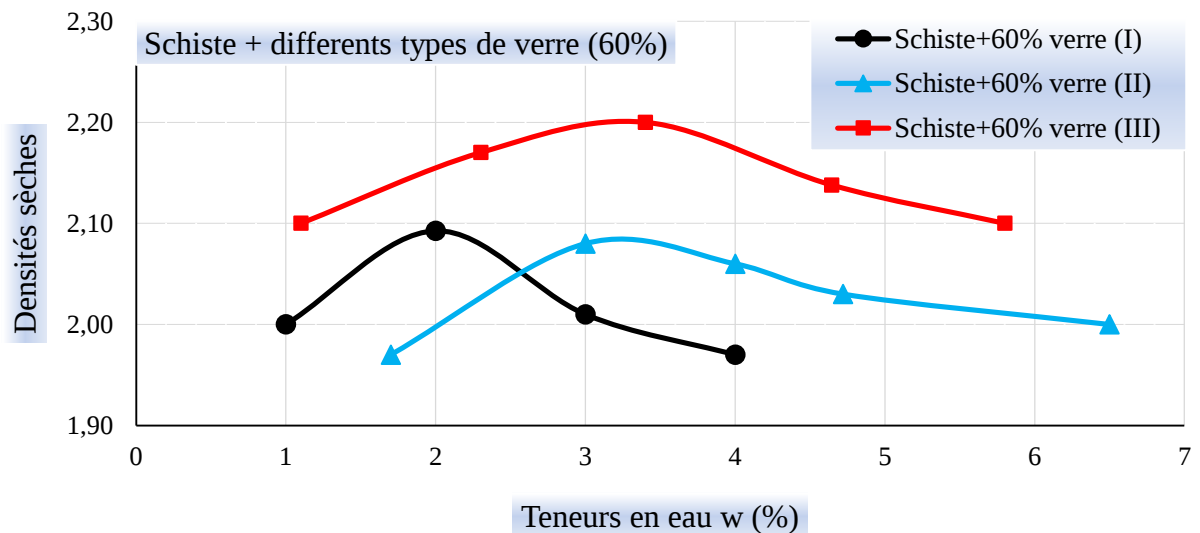


Figure IV.13 : Evolution des courbes Proctor en fonction du type de verre (60%).

Les courbes Proctor évoluent pratiquement de la même manière pour les différents types de verre en faibles proportions (figure IV.11) ; tandis qu'elles se dispersent de plus en plus et évoluent différemment en fonction du type de verre en fortes proportions (IV.13).

Les teneurs en eau optimales et les densités sèches maximales obtenues sont résumées dans le tableau IV. 2 et présentées sur les figures IV.14 à IV.20.

Tableau IV.2 : Teneurs en eau optimales et densités sèches maximales pour différents types de verre.

	Verre industriel		Verre ménager		Verre mixte	
Echantillons	W (%)	γ_d	W (%)	γ_d	W (%)	γ_d
Schiste + 00% verre	4.85	2,37	4.85	2.37	4.85	2.37
Schiste + 20% verre	4.42	2,34	4.51	2.31	4.42	2.31
Schiste + 40% verre	3.5	2,29	3.91	2.19	3.91	2.24
Schiste + 60% verre	2.9	2,09	3.1	2.09	3.4	2.20

1 .Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste+verre industriel

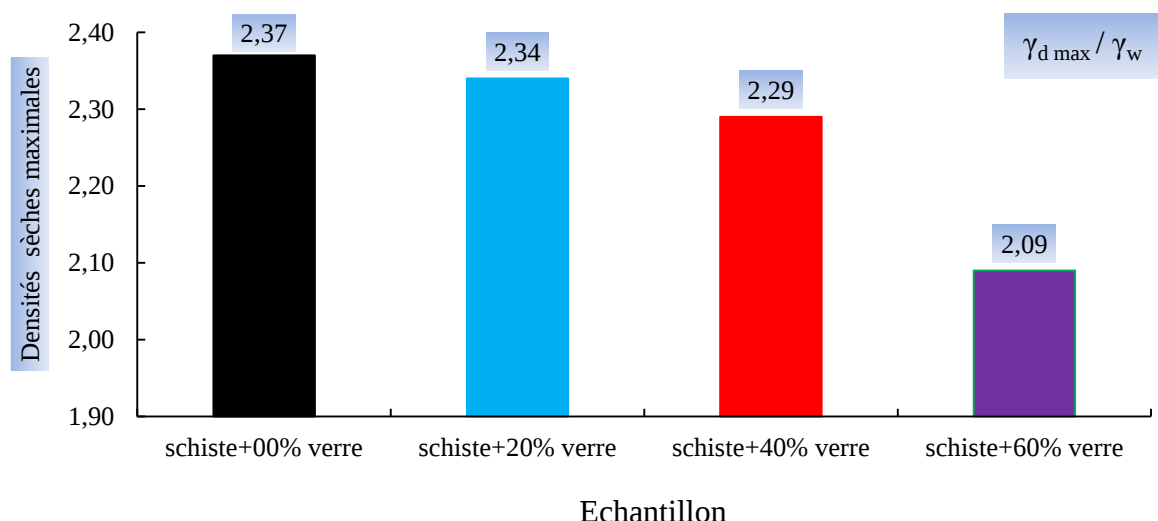


Figure IV.14: Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre industriel.

2 .Densité sèches maximales pour les mélanges schiste+verre ménager

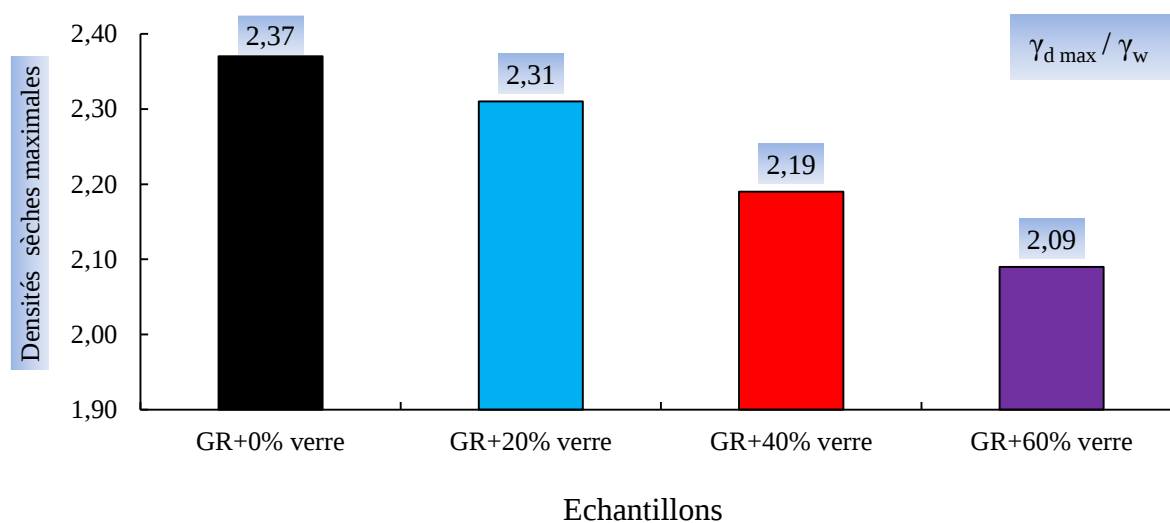


Figure IV.15 : Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre ménager.

3. Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste+verre mixte

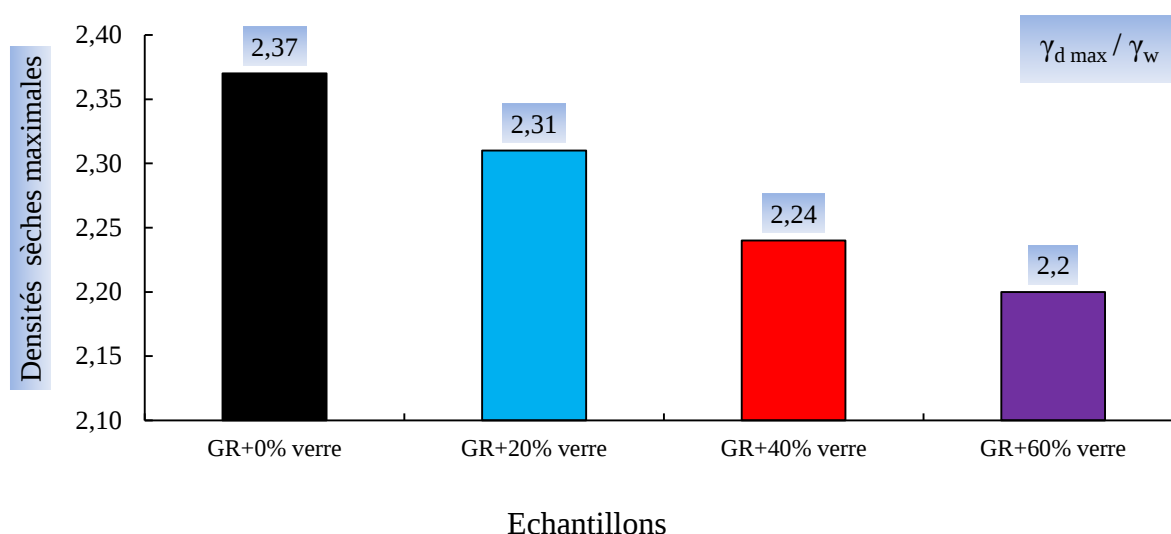


Figure IV.16 : Évolution des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de verre industriel

Le compactage des différents mélanges de schiste + verre (industriel, ménager et mixte) montre des densités sèches qui diminuent de plus en plus avec l'augmentation de leurs teneurs en verre. Ceci peut être dû à la structure feuilleté (schisteuse) des granulats de schiste et des débris de verre. De telles structures présentent généralement de faibles densités. Toutefois, ces densités sont supérieures à 2,00. Ces résultats permettent de qualifier les mélanges étudiés du point de vue compactage comme matériaux acceptables et intéressants pour une utilisation dans les corps de chaussée de moyen à fort trafic de classe inférieure à T3 (CETBP, 1984). Les matériaux de chaussées utilisés dans la pratique par différentes entreprises présentent généralement, des densités variant de 1.9 à 2.6 selon la nature et l'intensité du trafic supporté par la chaussée.

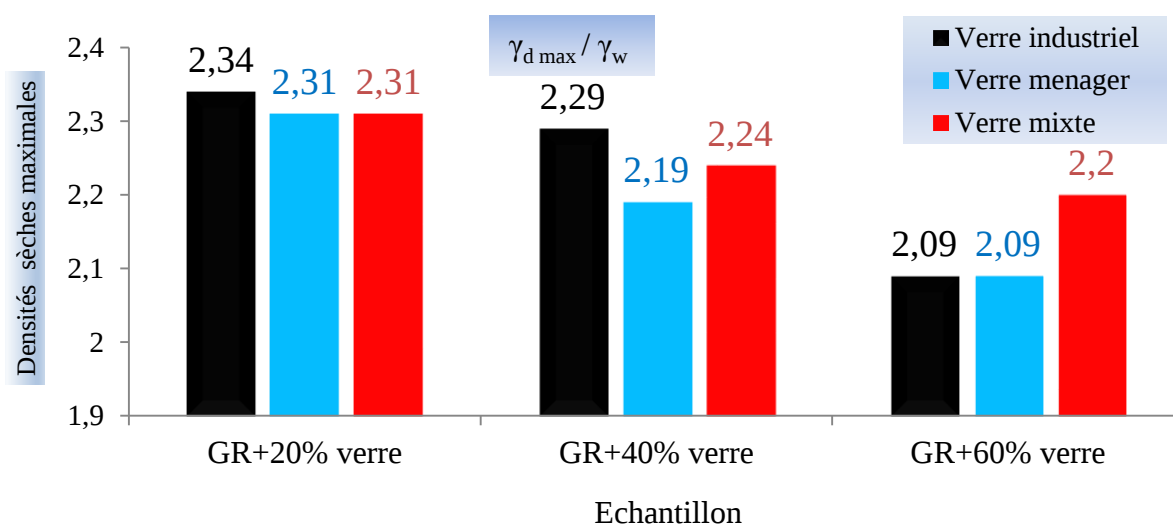


Figure IV.17 : Courbes comparatives des densités sèches des différents types de verre.

A titre de comparaison, les verres de différentes natures en faibles proportions (20%) présentent des échantillons développant des densités pratiquement égales aux essais Proctor. En fortes proportions par contre (supérieures à 40%), la nature du verre influe sur la densité sèche des mélanges. En effet, les échantillons contenant du verre mixte peuvent être distingués plus intéressants et développent généralement les meilleures densités aux essais Proctor.

4. Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre industriel

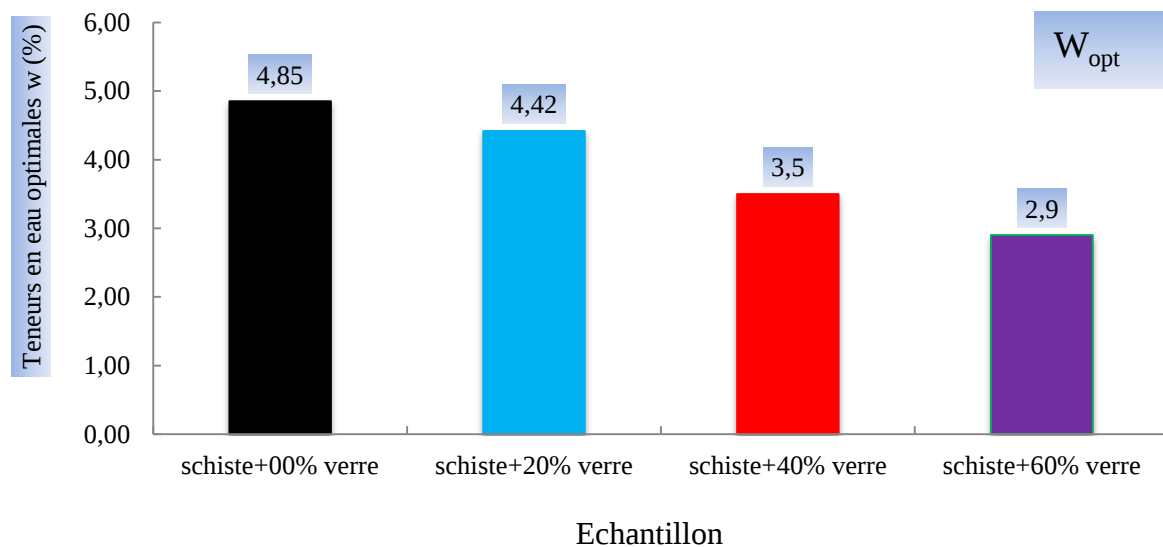


Figure IV.18 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre industriel.

5. Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre ménager

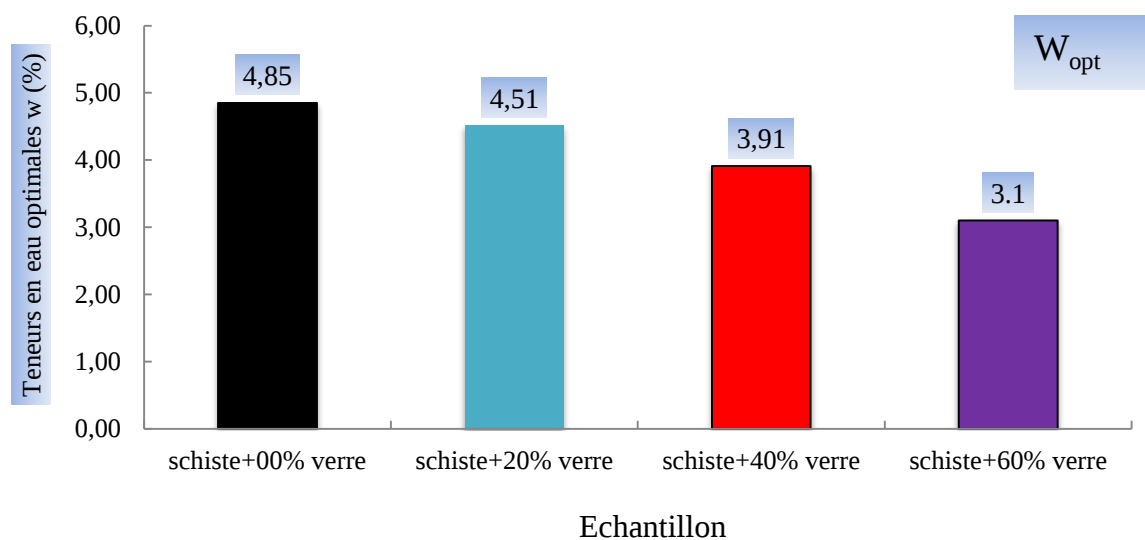


Figure IV.19 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre ménager.

6. Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste+verre mixte

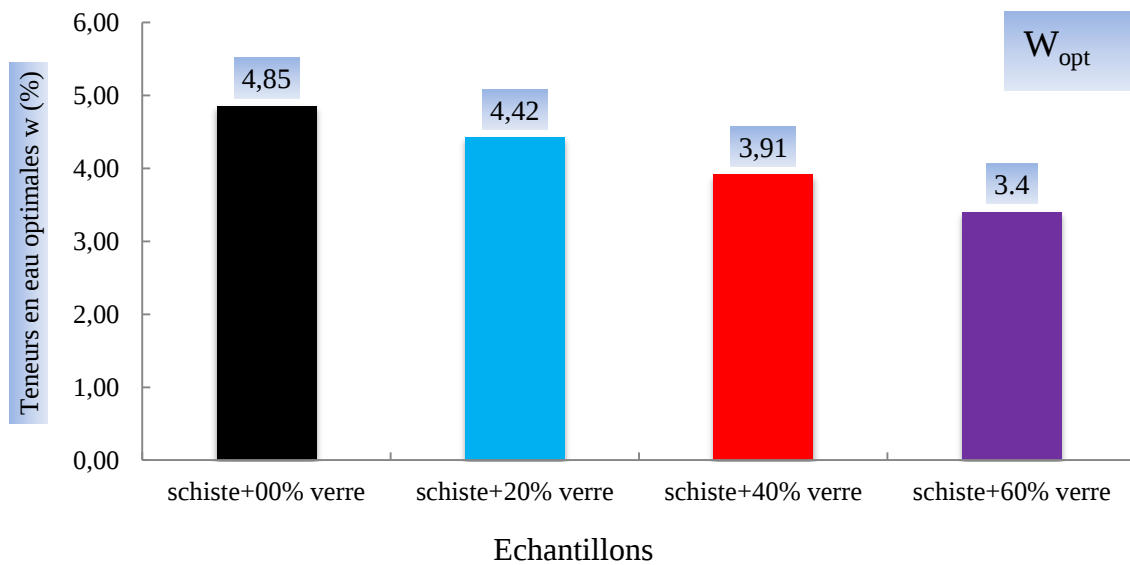


Figure IV.20 : Évolution des teneurs en eau optimales en fonction du pourcentage de verre.

La teneur en eau optimale obtenue au compactage du schiste seul est de 4.85 %. L'ajout du verre dans les trois cas (industriel, ménager et mixte) a influencé également la teneur en eau de compactage ; cette dernière a diminué avec l'augmentation de leurs teneurs en verre. Ceci peut se traduire par une économie d'eau très importante et peut influencer sensiblement l'enveloppe budgétaire réservée aux projets à réaliser, notamment dans le cas des régions où l'eau est une denrée rare.

IV.7. Essai de portance Californien (CBR : Californian Bearing Ratio test)

IV.7.1. Définition

L'essai CBR est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 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.

IV.7.2. But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance (résistance au poinçonnement) du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est-à-dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des

remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

IV.7.3. Principe de l'essai

Le matériau est compacté généralement à la teneur en eau optimale suivant les procédures de l'essai Proctor modifié dans un moule CBR compacté 55 coups par couche (5 couches). Au cours de cet essai, l'échantillon est poinçonné par un piston normalisé de 19,35 cm² de section, enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 KN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Les essais CBR permettent de déterminer les indices CBR suivants :

Les essais de CBR permettent de déterminer les indices, selon le but recherché et la fonction de ce sol la :

L'indice Portant Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.

L'indice CBR immédiat (CBR immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée.

L'indice CBR après immersion (CBR immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{(2.5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)}}{13.5} \times 100 \\ I_{(5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)}}{20} \times 100 \end{array} \right.$$

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

$$G = \Delta h / H \times 100$$

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm).

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116mm.

IV.7.4. Matériel utilisé

- Matériel de confection des éprouvettes :

Moule CBR, Dame Proctor modifié, Disque d'espacement, Règle à araser, Bacs, Epreuve graduée 150 ml environ, Balance, Etuve.

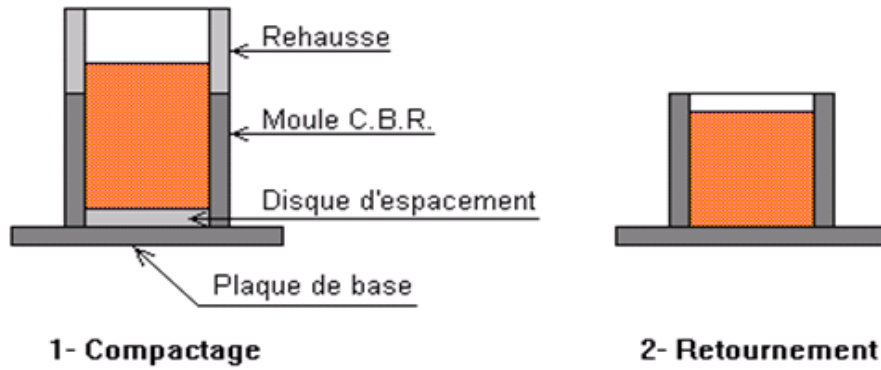


Figure IV.21 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

- Matériel de poinçonnement :

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur.



Figure IV.22 : Presse CBR.

IV.7.5. Mode opératoire

Les essais CBR avant et après immersion, sont réalisés au laboratoire selon la norme française (NF P94-078).

Avant de versé le sol dans le moule il faut respecter les étapes suivantes :

- Rejoignez la plaque de base et le moule CBR.
- Placer une feuille de papier filtre au fond du moule.
- Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base».
- Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de sol une fois compactée.
- Fixer la rehausse.

IV.7.5.1 Détermination de l'IPI

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

IV.7.5.2 Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

- Placer un papier- filtre à la surface puis disposer au- dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.
- Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.
- Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette.
- Effectuer la mise à zéro du comparateur.

- Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur.
- Laisser égoutter quelques minutes et 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 IV.23 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

IV.7.6. Expression des résultats

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de schiste et de verre, afin de déterminer les indices portant immédiat (IPI) et l'indice CBR après immersion.

Plusieurs échantillons ont été préparés, à savoir :

- Schiste seul.
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre industriel.
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre ménager.
- Mélange de schiste + (20%, 40% et 60%) de verre mixte (mélange des deux verres).

IV.7.6.1. Résultats des essais CBR pour les mélanges (schiste+verre industriel)

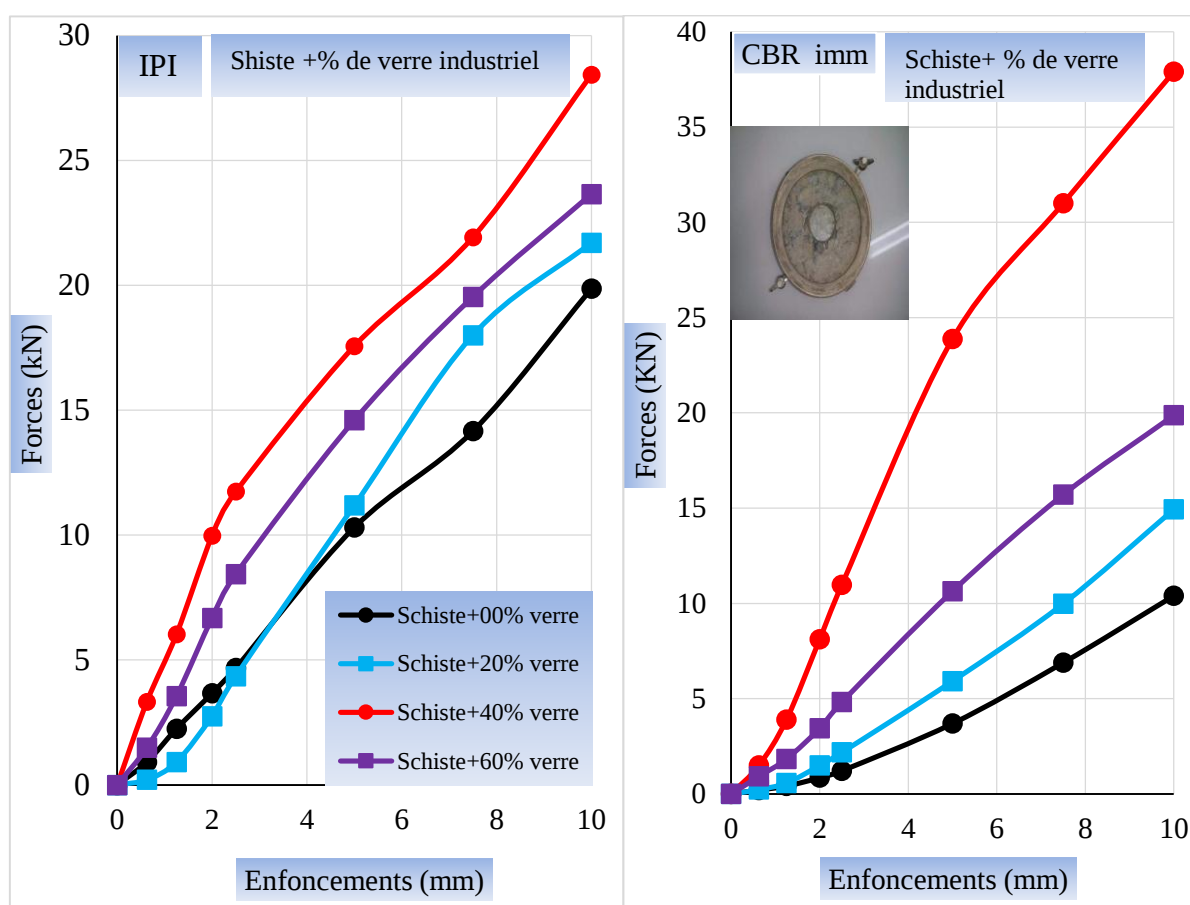


Figure IV.24 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre industriel).

Tableau IV.3 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre industriel.

Echantillons	Gonflements Relatifs G	Indice Portant Immédiat (IPI)			Indice CBR après immersion (CBR _{imm})		
		I (2.5)	I (5)	IPI	I (2.5)	I (5)	CBR _{imm}
Schiste+00 % de verre industriel	≈ 0	34.65	51.54	51.54	9.00	18.46	18.46
Schiste+20 % de verre industriel	≈ 0	32.64	55.94	55.95	16.32	29.60	29.60
Schiste+40 % de verre industriel	≈ 0	87.94	87.82	87.94	82.16	119.37	119.37
Schiste+60 % de verre industriel	≈ 0	63.24	73.01	73.01	36.07	53.19	53.19

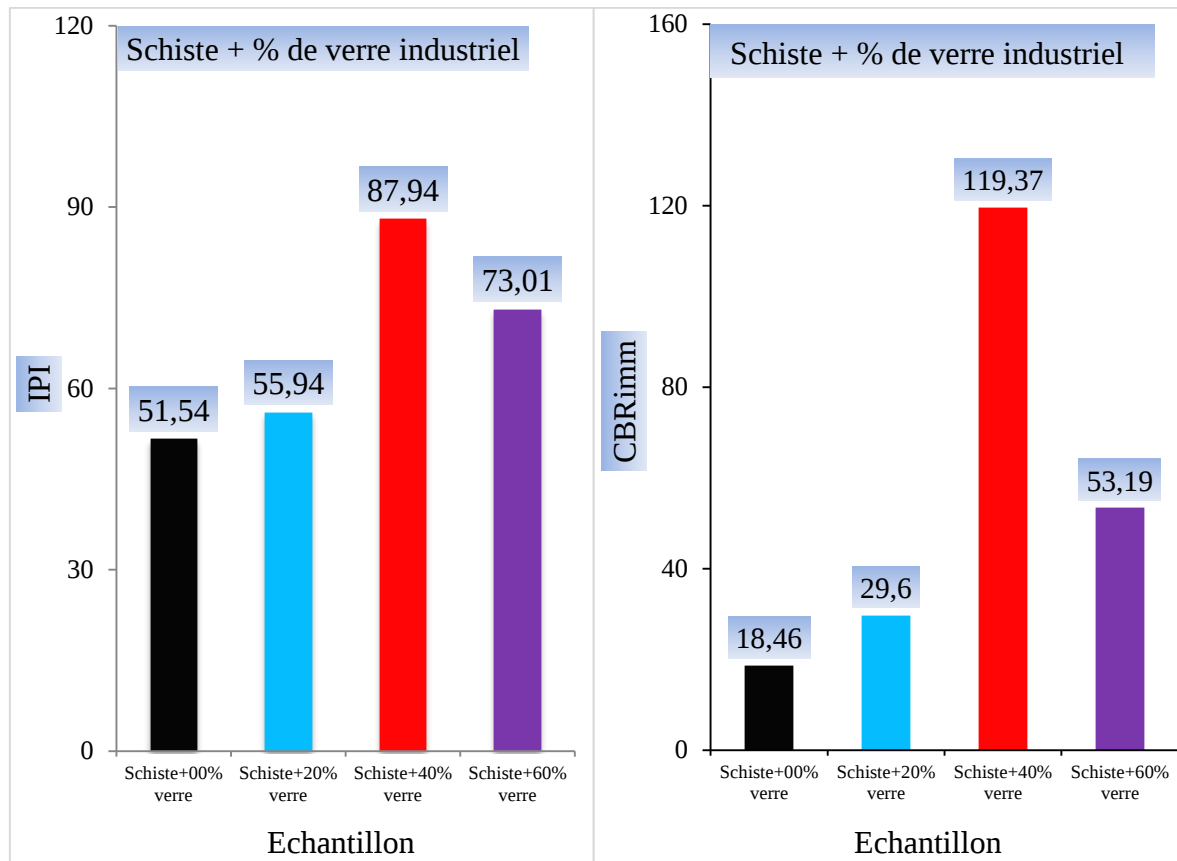


Figure IV.25 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre industriel.

Bien que l'ajout du verre ait fait chuter la densité sèche du schiste aux essais de compactage, néanmoins, il améliore sensiblement sa portance. En effet, l'indice IPI a presque doublé, quant au CBR_{imm} il a pratiquement quintuplé pour 40% de verre. En effet, les deux indices CBR (IPI et CBR_{imm}) passent de (51.54 et 18.46) à (87.94 et 119.37) respectivement pour une teneur en verre de 40%.

En passant à 60% de verre, les deux indices CBR (IPI et CBR_{imm}) du mélange diminuent (73.01 et 53.19) respectivement, mais restent toujours supérieures à ceux des granulats de schiste seul (sans verre).

L'introduction des éléments de verre dans le schiste à une certaine proportion (40%) forme des mélanges dont la résistance au poinçonnement est très importante. Dans ce cas, les deux matériaux (schiste et verre) contribuent simultanément à reprendre les efforts de poinçonnement. Au-delà de 40% de verre, ce dernier reprend en premier les efforts de poinçonnement du fait qu'il est dominant dans l'échantillon, ce qui fait que la portance des mélanges diminue.

IV.7.6.2. Résultats des essais CBR pour les mélanges (schiste+verre ménager)

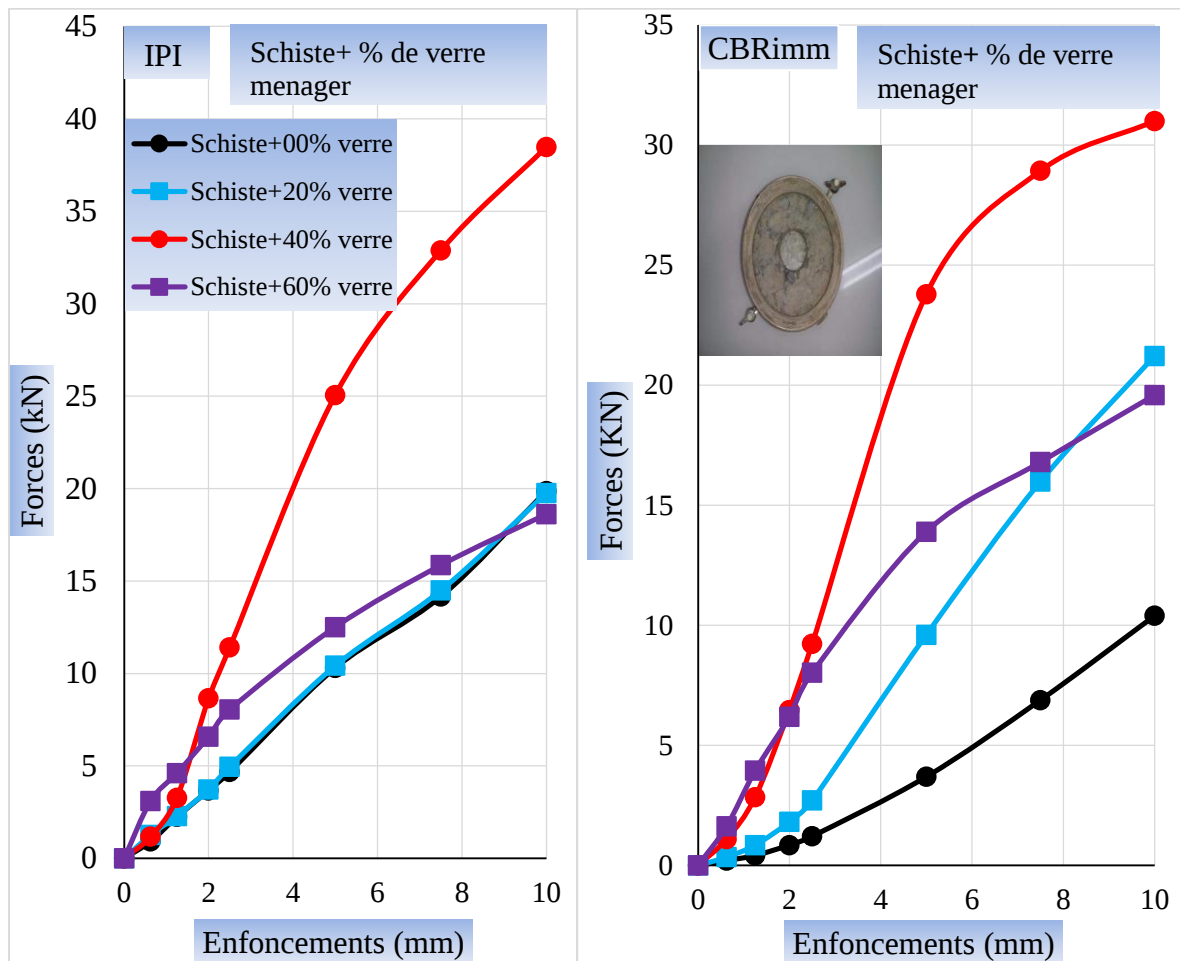


Figure IV.26 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre ménager).

Tableau IV. 5 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre ménager.

Echantillons	Gonflements Relatifs G	Indice Portant Immédiat (IPI)			Indice CBR après immersion (CBR _{imm})		
		I (2.5)	I (5)	IPI	I (2.5)	I (5)	CBR _{imm}
Schiste+00 % de verre ménager	≈0	34.65	51.54	51.54	9.00	18.46	18.46
Schiste+20 % de verre ménager	≈0	37.10	52.09	52.09	20.27	48.02	48.02
Schiste+40 % de verre ménager	≈0	85.46	125.31	125.31	69.15	118.93	118.93
Schiste+60 % de verre ménager	≈0	60.28	62.55	62.55	60.12	69.49	69.49

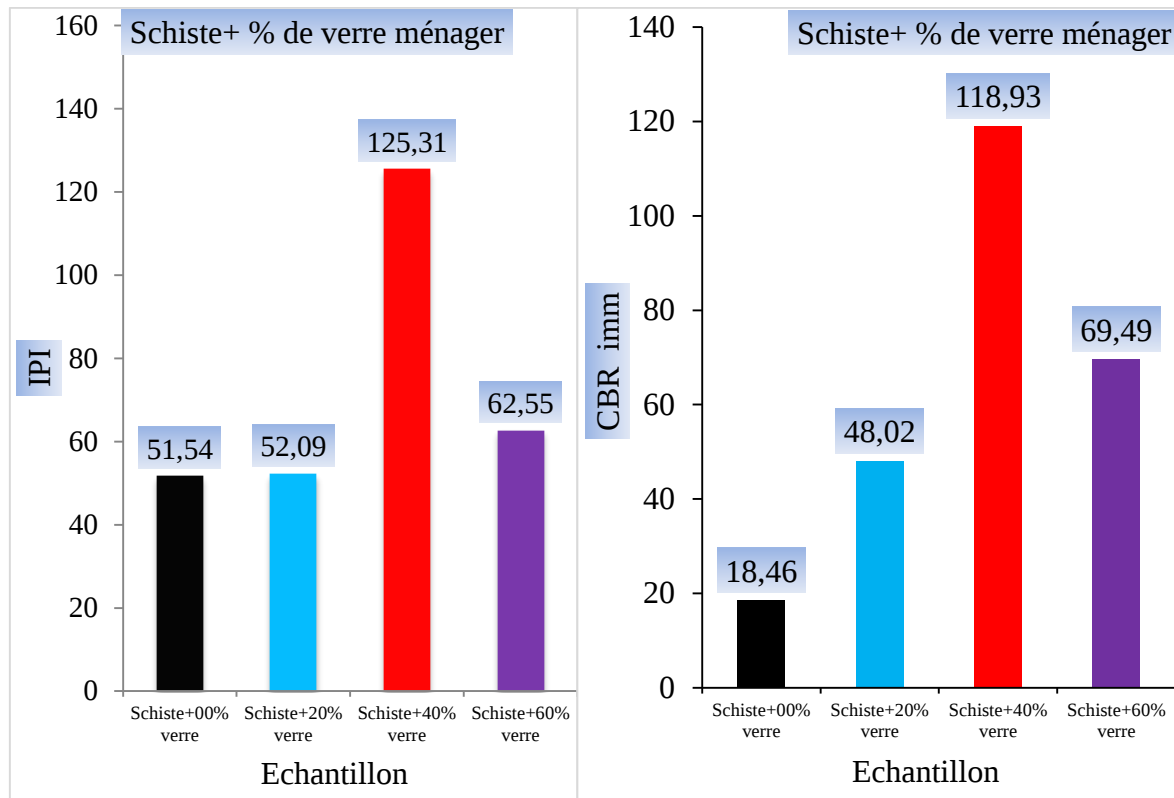


Figure IV.27 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre ménager.

De même que le verre industriel, l'ajout du verre ménager a agi négativement sur les densités sèches des mélanges aux essais de compactage, tandis qu'il améliore sensiblement leurs portances aux essais CBR avant et après immersion. En effet, les deux indices CBR (IPI et CBR_{imm}) passent de (51.54 et 18.46) à (125.31 et 118.93) respectivement pour une teneur en verre de 40%.

Au-delà de 40% de verre (60%), les deux indices CBR diminuent pour atteindre (62.55 et 69.49) respectivement, néanmoins, ils restent toujours supérieurs à ceux obtenus sur le schiste seul (sans verre).

IV.7.6.3. Résultats des essais pour les mélanges (schiste+verre mixte)

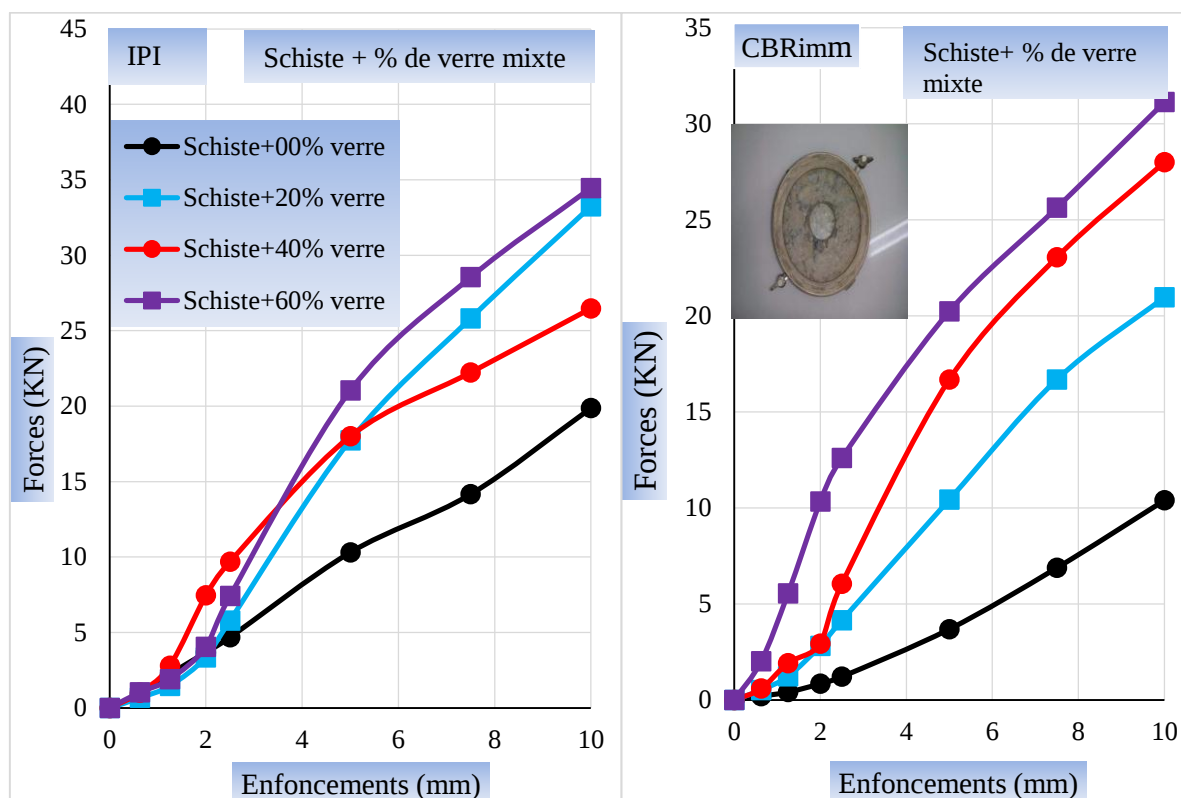
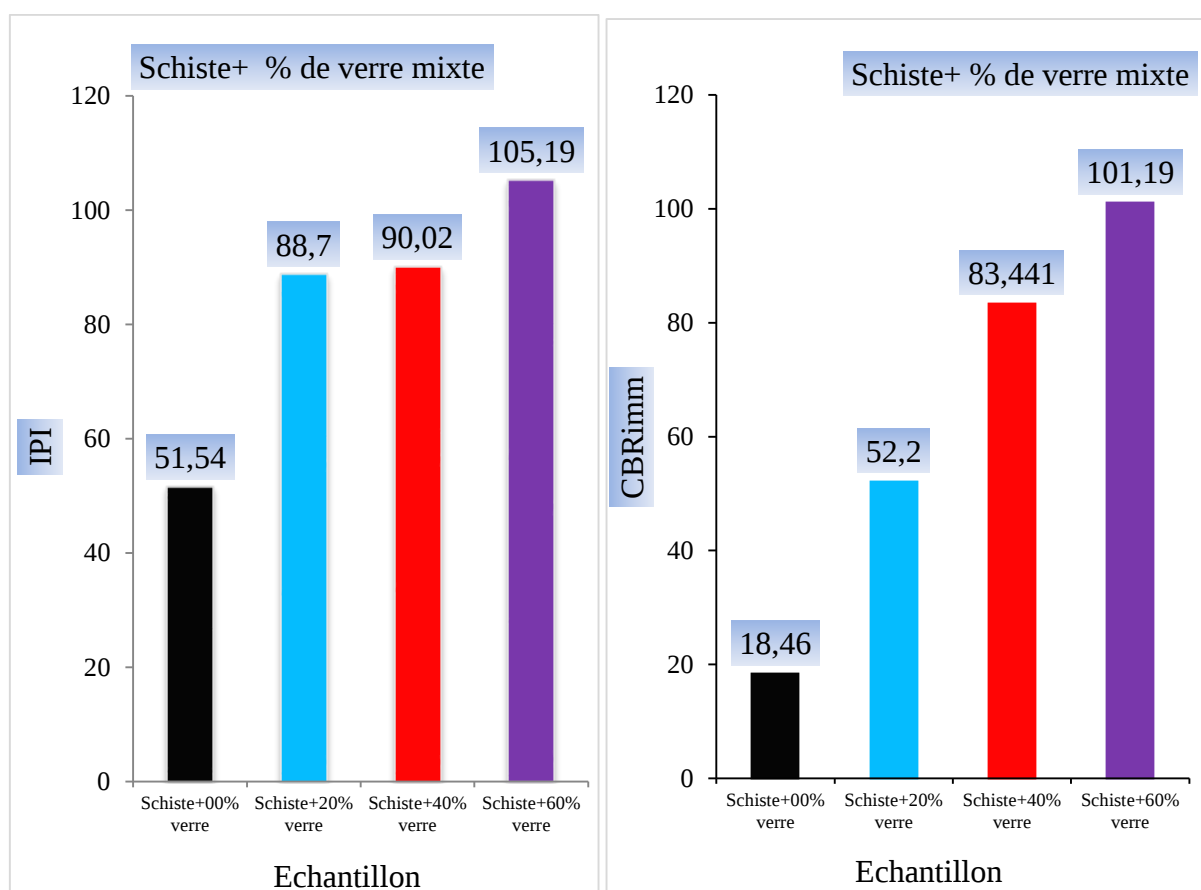


Figure IV.28 : Courbes enfoncements-forces (schiste + verre mixte).

Tableau IV.6 : Résultats d'essai CBR pour le schiste + verre mixte.

Echantillons	Gonflements Relatifs G	Indice Portant Immédiat (IPI)			Indice CBR après immersion (CBR _{imm})		
		I (2.5)	I (5)	IPI	I (2.5)	I (5)	CBR _{imm}
Schiste+00 % de verre mixte	≈0	34.65	51.54	51.54	9.00	18.46	18.46
Schiste+20 % de verre mixte	≈0	43.36	88.7	88.7	31.09	52.20	52.20
Schiste+40 % de verre mixte	≈0	72.60	90.02	90.02	45.33	83.44	83.44
Schiste+60 % de verre mixte	≈0	55.52	105.19	105.19	94.37	101.19	101.19

Figure IV.29 : Evolution des IPI et CBR_{imm} en fonction du pourcentage du verre mixte.

L'ajout du verre mixte développe également un comportement similaire que celui du verre industriel et du verre ménager. En effet, les portances des mélanges notamment avant immersion sont sensiblement améliorées dès le premier ajout de verre. Les deux indices CBR (IPI et CBR_{imm}) passent de (51.54 et 18.46) à (105.19 et 101.19) respectivement pour une teneur en verre de 60%. Particulièrement, avec l'ajout du verre mixte la portance n'a pas cessé d'augmenter même pour une teneur de 60%.

Tableau IV.4 : Classes 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 se référant aux classes de portances présentées dans le tableau IV.4, nous pouvons dire que les matériaux étudiés développent des portances très intéressantes. Les granulats de schiste étudiés, se présentent respectivement comme matériaux de portance élevée (classe S4) à portance très élevée (classe S5).

Tandis qu'avec l'ajout de verre (40% particulièrement), les portances des mélanges avant et après immersion s'améliorent considérablement (IPI et $CBR_{imm} \gg 30$), leur permettant ainsi, de se classer comme matériau de portance très élevée (classe S5). De telles caractéristiques leur permettent de répondre largement aux exigences des normes en vigueur, pour une utilisation dans le cas des chaussées de moyen à fort trafic.

En termes de gonflement, les mélanges étudiés peuvent être classés non gonflants. En effet, l'indice de gonflement relatif G pour tous les mélanges est pratiquement nul (ne dépasse pas les 0,001%). Ceci est un avantage précieux pour un matériau routier, dont il n'est toléré que de faibles gonflements. De tels matériaux peuvent donc présenter une bonne stabilité en présence d'eau et peuvent par conséquent faire l'objet de matériaux routiers.

- Evolution des portances des différents mélanges avant et après immersion

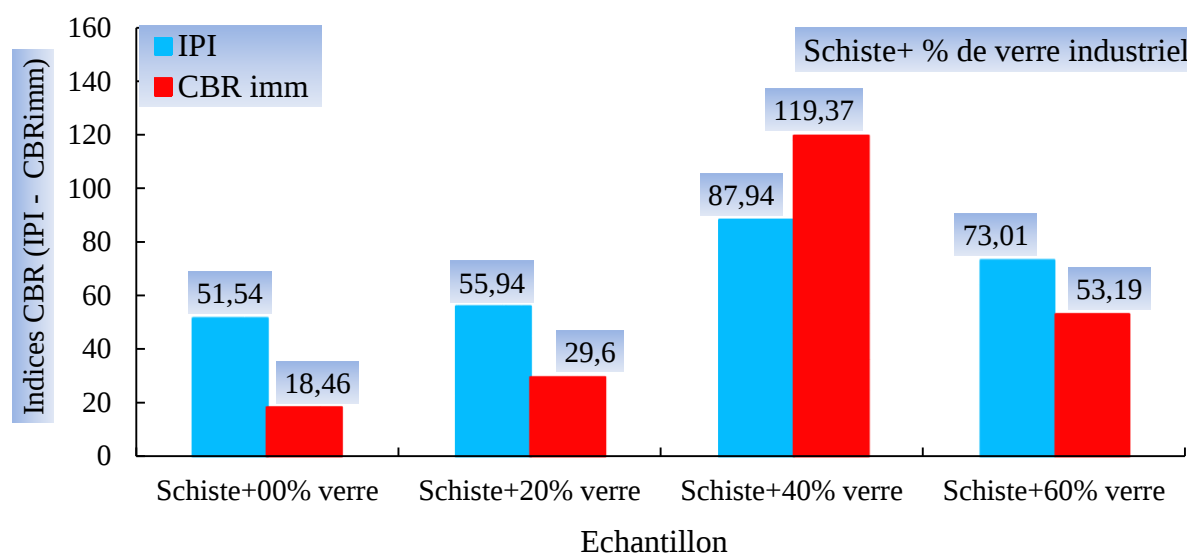


Figure IV.30: Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre industriel.

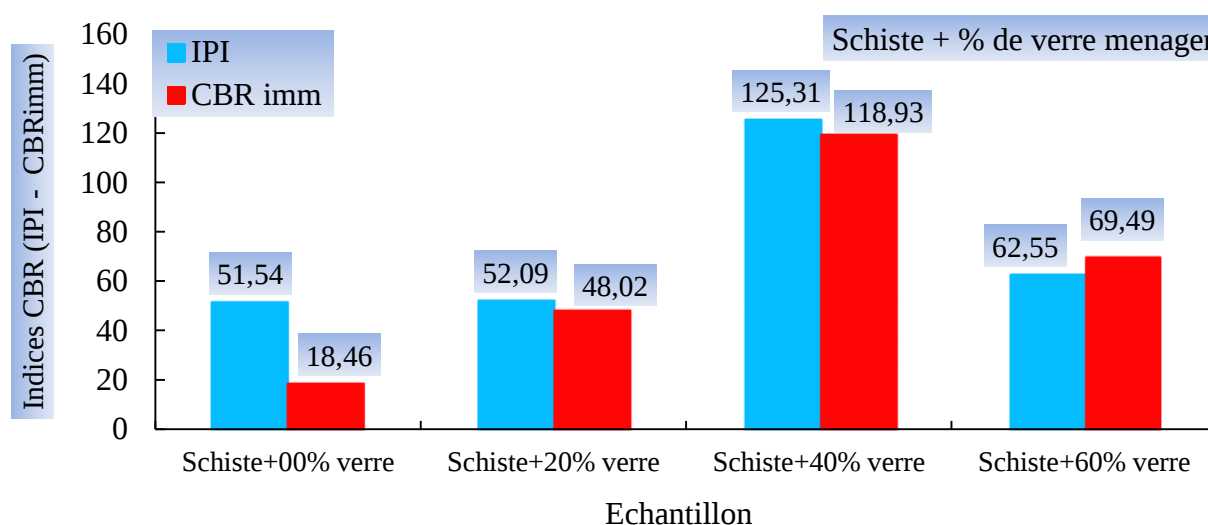


Figure IV.31 : Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre ménager

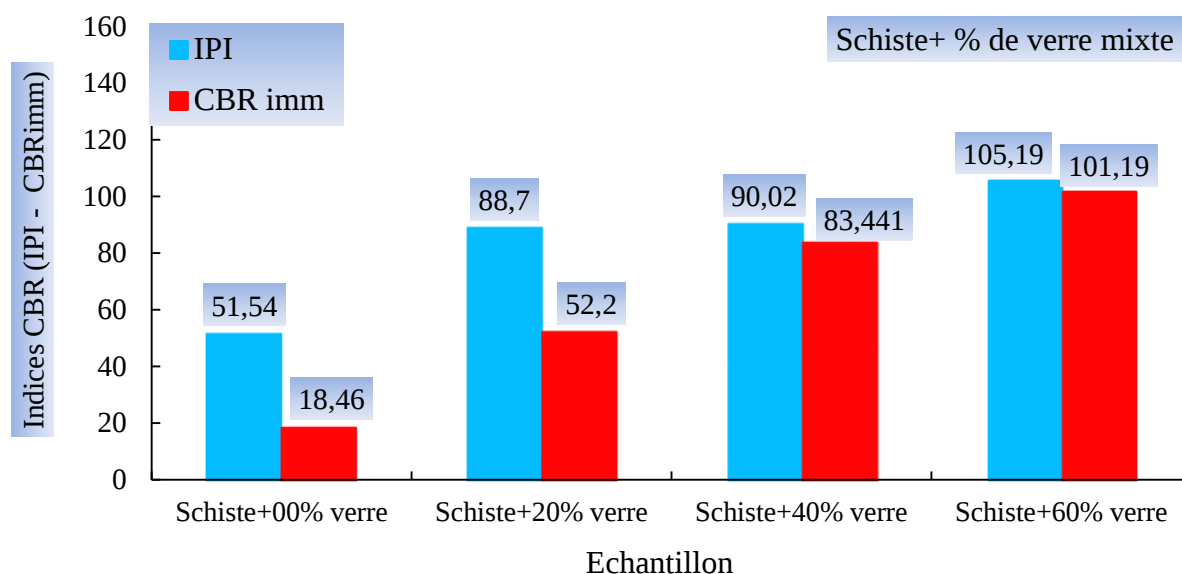


Figure IV.32 : Courbes comparatives des IPI et CBR_{imm} des différents pourcentages de verre mixte.

Nous constatons un écart important entre les deux indices CBR (IPI et CBR_{imm}) sur les échantillons dont la teneur en verre est faible (00% et 20%). Au-delà de cette proportion de verre, les mélanges développent des portances assez proches avant et après immersion. Ceci peut être expliqué par le fait que le verre est non sensible à l'eau, par ailleurs, il développe les mêmes résistances à l'état sec et à l'état humide, ce qui influe dans le même sens sur le comportement des mélanges (à forte proportion du verre). Cependant, les différents échantillons développent généralement des portances plus importantes avant immersion, à l'exception du mélange à 40% de verre industriel et 60% de verre ménager pour lesquels le CBR_{imm} est supérieur à l'indice portant immédiat.

- **Evolution des portances des mélanges avant et après immersion en fonction du type de verre**

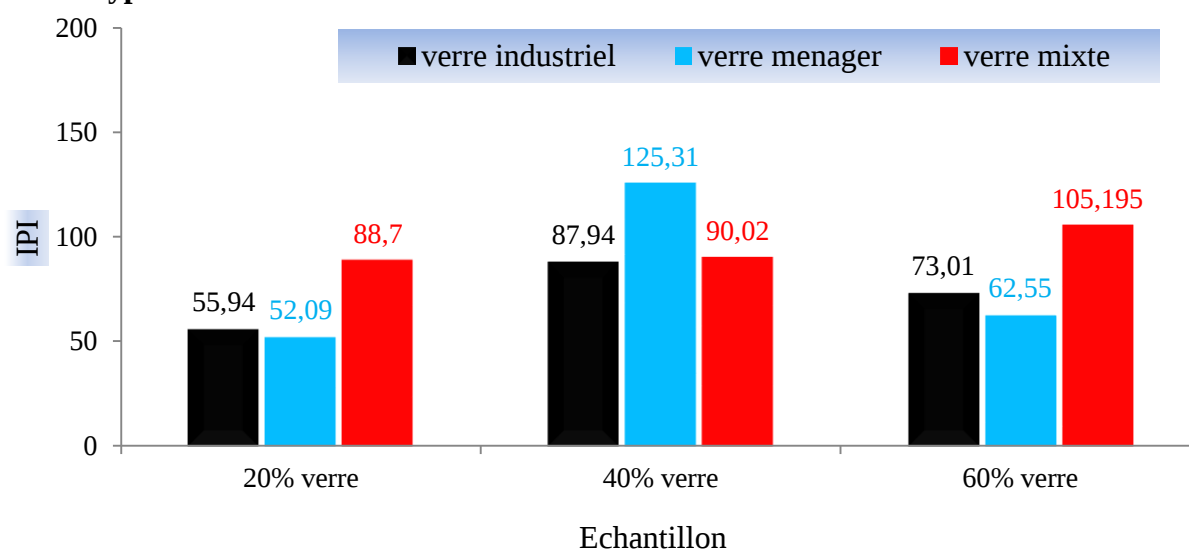


Figure IV.33 : Courbes comparatives d'essai CBR (IPI) des différents mélanges.

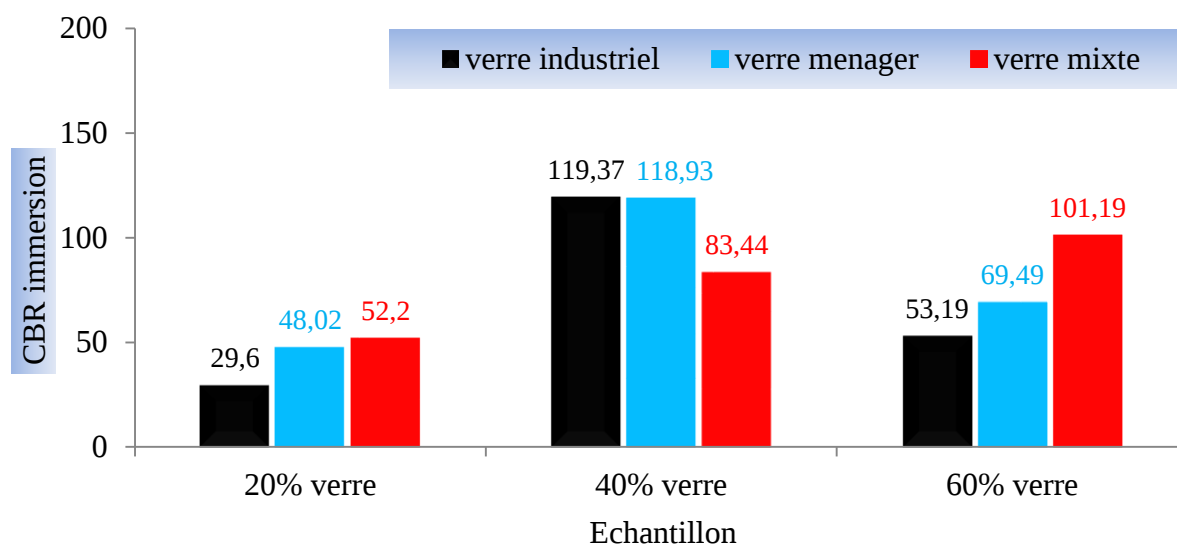


Figure IV.34 : Courbes comparatives d'essai CBR immersion des différents mélanges.

Le type de verre utilisé peut à son tour influencer les portances développées par les différents mélanges comme le montre les figures IV.33 et IV.34. Cependant cette influence est liée à la fois à la proportion du verre et légèrement à la présence d'eau (avec ou sans immersion).

Seuls les mélanges à 20% de verre industriel développent un indice CBR_{imm} inférieur à 30% ($CBR_{imm} < 30$). Dans la plupart des cas, les mélanges à base de verre mixte développent les portances les plus élevées. Ceci peut être dû au fait que les formes des grains dans ce cas sont aléatoires et adhèrent mieux aux grains de schiste ce qui forme des mélanges plus compacts et plus résistants aux efforts de poinçonnement. Ceci présente un avantage majeur pour le recyclage du verre qui limitera les opérations du tri généralement coûteuses et fastidieuses effectuées avant l'opération du recyclage.

IV.8 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. 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 du chapitre suivant.

CHAPITRE V

ESSAIS MICRO DEVAL, LOS ANGELES, DEGRADABILITE ET FRAGMENTABILITE

V.1 Introduction

Les caractéristiques mécaniques des granulats ne sont pas déterminées par des essais habituels de traction ou de compression. Par contre, il existe des essais tentant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques des granulats, par exemple le degré d'usure, de fragmentabilité, de dégradabilité, ...etc ; pour les granulats utilisés dans les couches de chaussées.

V.2 Essai micro Deval

V.2.1 Définition

L'essai consiste à mesurer l'usure des granulats produite par frottement réciproque dans un cylindre en rotation dans des conditions bien définies, selon la norme P 18-572, il s'applique aux granulats naturels et artificiels utilisés dans le domaine routier, et le coefficient micro dévale (MDE) est un 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 V.1 : Machine d'essai Micro-Deval.

V.2.2 Objectif de l'essai

Mesurer la résistance à l'usure des roches. Cette résistance à l'usure pour certaines roches n'est pas la même à sec ou en présence d'eau.

V.2.3 Principe de l'essai

Il faut préparer par lavage et tamisage les fractions suivantes : 4-6.3 ; 6.3-10, 10-14. Ces fractions sont encore divisées, dans lesquelles on prélève une certaine quantité (500g), en rajoutant la masse de bille indiquée (ci-dessous).

Tableau V.1 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

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

Mettre la prise d'essai, la masse de bille d'innox (servant de charge abrasive) et compléter avec (2.5 +/- 0.05) litres d'eau par cylindre.

Mettre à tourner pendant 1200 tours ; séparer l'échantillon obtenu des billes d'acier (par exemple à l'aide d'un aimant) et laver les granulats restant au tamis de 1.6 mm en éliminant tous le passant à ce tamis. Sécher et peser le refus à 1.6 mm.

Le coefficient MDE est déterminé par la formule suivante :

$$MDE = 100 \times \frac{500 - m}{500}$$

Avec : m : masse du refus à 1.6 mm.

Plus la valeur du MDE est élevée moins le matériau est résistant à l'usure par abrasion

MDE < 20 bon matériau conforme pour travaux routiers.

MDE < 45 matériaux pour couche de forme. (Fascicule 1 du guide technique SETRA)



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

V.2.4 Matériaux utilisés

On a réalisé des essais micro Deval sur la classe 6.3-10mm pour deux types de mélange, à savoir :

- Schiste seul
- Schiste + 40% de verre industriel.

V.2.5 Résultats des essais

- Schiste seul
$$\text{MDE} = 100 \times \frac{500 - 217.65}{500}$$

Tableau V.2 : Calcul du coefficient micro-Deval.

M (g)	m (g)	MDE %
500	217.65	56.47

- Schiste + 40% de verre industriel.
$$\text{MDE} = 100 \times \frac{500 - 71.1}{500}$$

Tableau V.3 : Calcul du coefficient micro-Deval.

M (g)	m (g)	MDE %
500	351.23	29.75

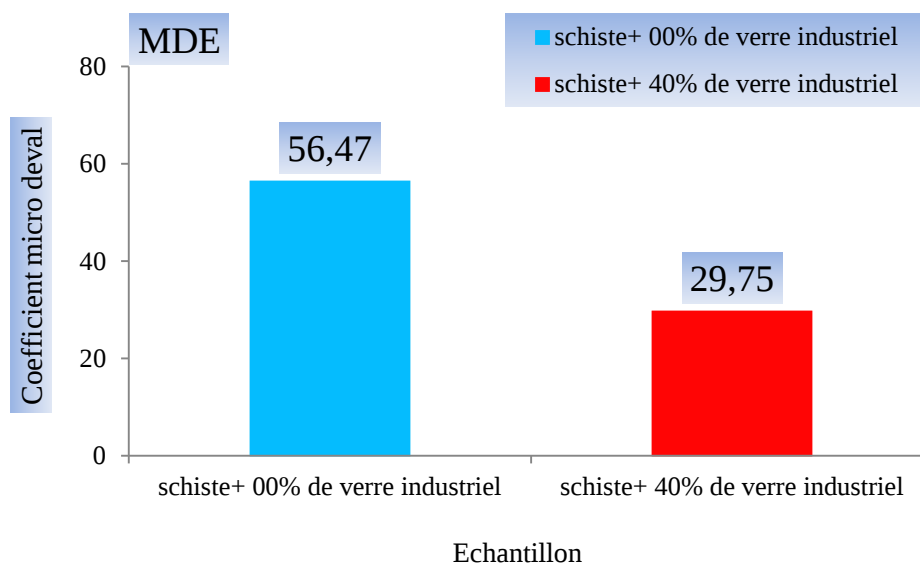


Figure V.3 : Courbe comparative des essais micro Deval.

V.3 Essai Los Angeles

V.3.1 Définition

L'essai Los Angeles réalisé selon la norme P 18-573, permet la mesure de la résistance aux chocs des éléments d'un échantillon de granulats. Il mesure la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en les soumettant aux chocs de boulets normalisés.



Figure V.4 : Machine d'essai Los Angeles.

V.3.2 Mode opératoire

Déterminer la résistance à l'abrasion (fragmentation par chocs plus usure par frottements réciproques) des granulats.

Tableau V.4 : Les classes granulaires utilisées.

Classe granulaire (mm)	Nombre de boulets	Masse de boulets (g)	
4 – 6.3	7	3080	-150 à +20
6.3 – 10	9	3960	
10-14	11	4840	

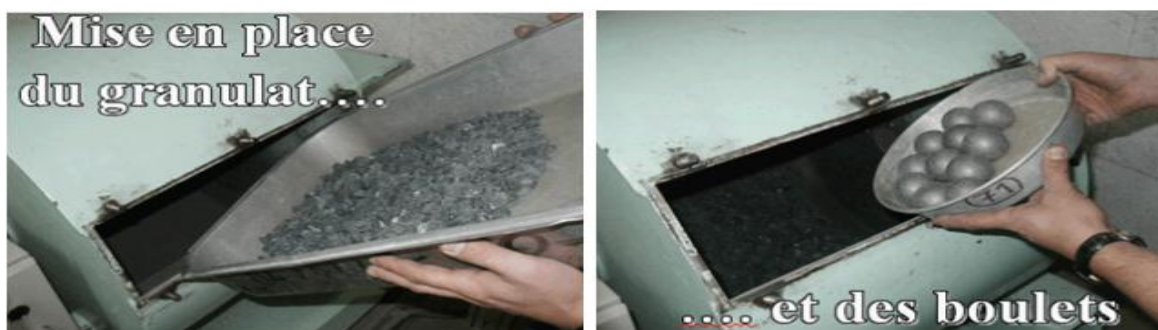


Figure V.5 : Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

V.3.3 Matériaux utilisé

On a réalisé des essais Los Angeles sur la classe 6.3-10mm pour deux types de mélange, à savoir :

- Schiste seul
- Schiste + 40% de verre industriel.

V.3.4 Résultats des essais

Le coefficient Los Angeles (LA) est déterminé par la formule suivante :

$$LA = \frac{5000 - m}{5000} \times 100$$

Avec : m le refus au tamis 1.6 mm.

Plus la valeur du coefficient Los Angeles est élevée plus le matériau est peu résistant aux chocs donc friable et fragile.

- Schiste seul $LA = \frac{5000 - 3751.09}{5000} \times 100$

Tableau V.5 : Calcul du coefficient Los Angeles.

M (g)	m (g)	LA %
5000	3751.09	24.97

- Schiste + 40% de verre industriel $LA = \frac{5000 - 3646.06}{5000} \times 100$

Tableau V.6 : Calcul du coefficient Los Angeles.

M (g)	m (g)	LA %
5000	3646.06	27.07

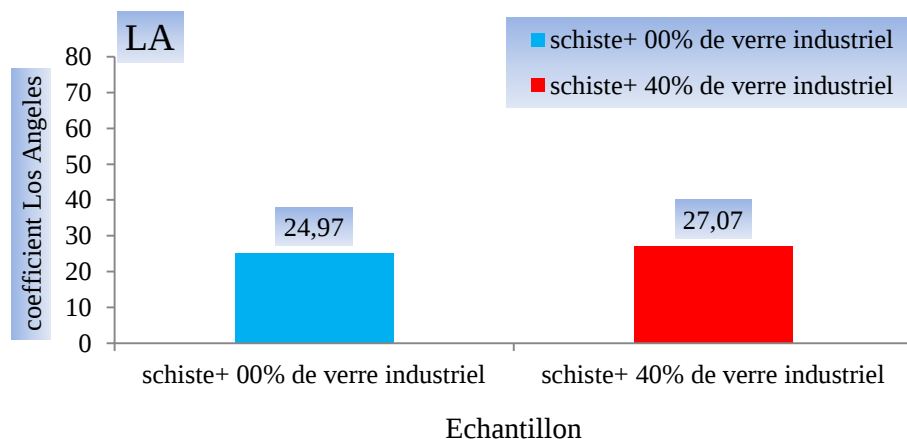


Figure V.6 : Courbe comparative des essais Los Angeles (schiste avec et sans verre).

- Schiste seul

Tableau V.7 : Coefficient LA et MDE pour l'échantillon schiste seul.

Catégories	$L_A + M_{DE}$	L_A	M_{DE}
F	81.44	24.97	56.47

Le matériau est de la catégorie F.

- Schiste + 40% de verre industriel.

Tableau V.8 : Coefficient LA et MDE pour l'échantillon schiste + 40% de verre industriel

Catégories	$L_A + M_{DE}$	L_A	M_{DE}
E	56.82	27.07	29.75

Le matériau est de la catégorie E

Tableau V.9 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Catégories	$L_A + M_{DE}$	L_A	M_{DE}
A	≤ 25	≤ 20	≤ 15
B	≤ 35	≤ 25	≤ 20
C	≤ 45	≤ 30	≤ 25
D	≤ 55	≤ 35	≤ 30
E	≤ 80	≤ 45	≤ 45
F	> 80	> 45	> 45

D'après le tableau V.9 et les résultats des essais réalisés, nous pouvons dire que :

Les granulats de schiste seuls sont de catégories E à F. Ce type de granulat présente de faibles résistances notamment à l'usure en présence d'eau.

Les granulats de schiste + 40 % de verre industriel présentent une meilleure résistance que le schiste seul ils font partie de la catégorie E ; qui peuvent être utilisé en couche de forme (Fascicule 1 du guide technique SETRA).

V.4 Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (NF P 94-056)

V.4.1 Principe de l'essai

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

V.4.2 Exécution de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée soumis à quatre cycles imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant l'essai}}{D10 \text{ du matériau après l'essai}}$$

La préparation de la fraction 10/20mm 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

V.4.3 Matériaux utilisés

On a réalisé des essais de dégradabilité pour sur deux types d'échantillons, à savoir :

- Le schiste
- Le verre industriel

V.4.4 Résultats des essais

- Schiste seul

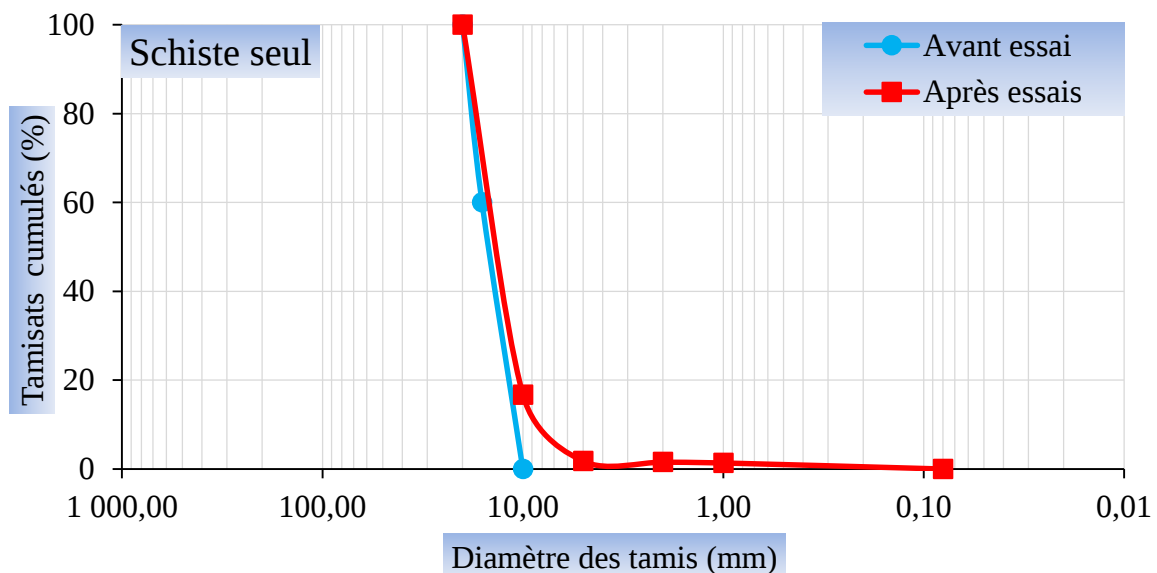


Figure V.7 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste.

Le coefficient de dégradabilité DG est déterminé par la relation suivante :

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant l'essai}}{D10 \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{11}{8} = 1.37 \quad DG = 1.37$$

Tableau V.10 : Classification des matériaux rocheux

Coefficient de dégradabilité DG	Nature du matériau
$DG > 20$	matériaux rocheux très dégradables
$5 < DG < 20$	matériaux rocheux moyennement dégradables
$DG < 5$	matériaux rocheux peu dégradables

En comparant les résultats obtenus aux résultats de référence présentés dans le tableau V.10 nous constatons que le schiste étudié fait partie des matériaux rocheux peu dégradables ($DG = 1.37 < 5$).

- Le verre industriel.

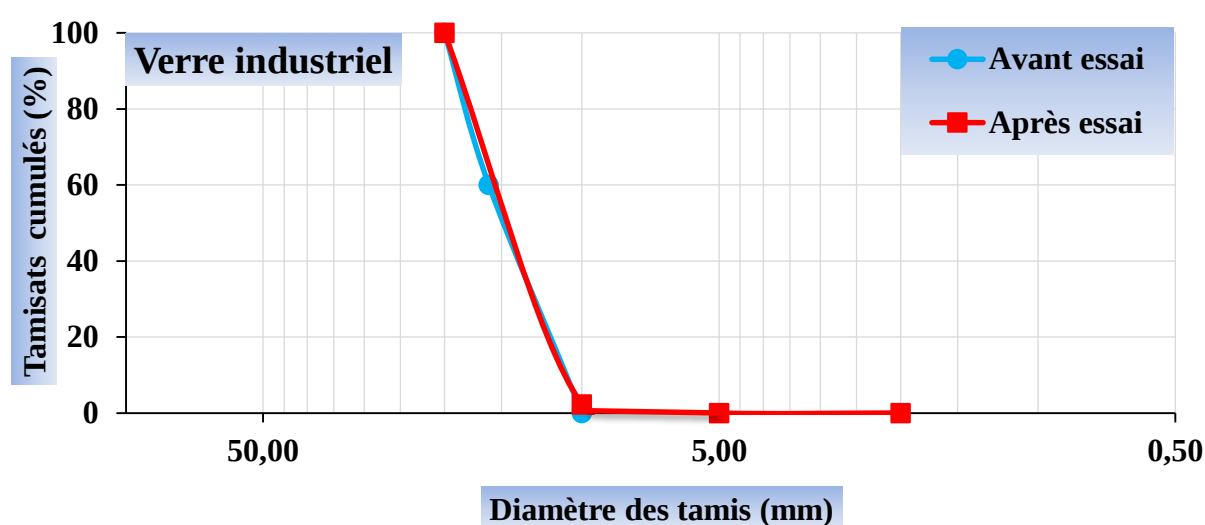


Figure V. 8: Courbe granulométrique avant et après imbibition du verre industriel.

DG n'est pas mesurable car D10 du verre après essai est nul.

Le verre se comporte comme un matériau rocheux très peu dégradables sous sollicitations hydriques, c'est pour cela qu'il ne présente aucune variation dans la granularité après essai.

V.5 Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066)

V.5.1 Principe de l'essai

C'est la capacité des matériaux rocheux peu résistants à :

- être affectés par le trafic de chantier
- être transformés en matériau compatible avec un réemploi en remblai

V.5.2 Exécution de l'essai

L'essai consiste à la déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée soumis à un pilonnage conventionnels selon la norme NF P 94-066

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}}$$

La préparation de la fraction 10/20mm 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 du pilonnage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm

Pour le pilonnage on introduit le matériau dans un moule CBR.

Le pilonnage s'effectue en appliquant à la surface du matériau 100 coups de dame Proctor normal distribués conformément au mode de compactage décrit pour le compactage d'une couche dans un essai Proctor (voir NF P 94-093) 5 couche, 7 coups par couche.

V.5.3 Matériaux utilisés

On a réalisé des essais de fragmentabilité sur deux types d'échantillon, à savoir :

- Le schiste seul.
- Le schiste + 40 % de verre industriel

V.5.4 Résultats des essais

- Schiste seul

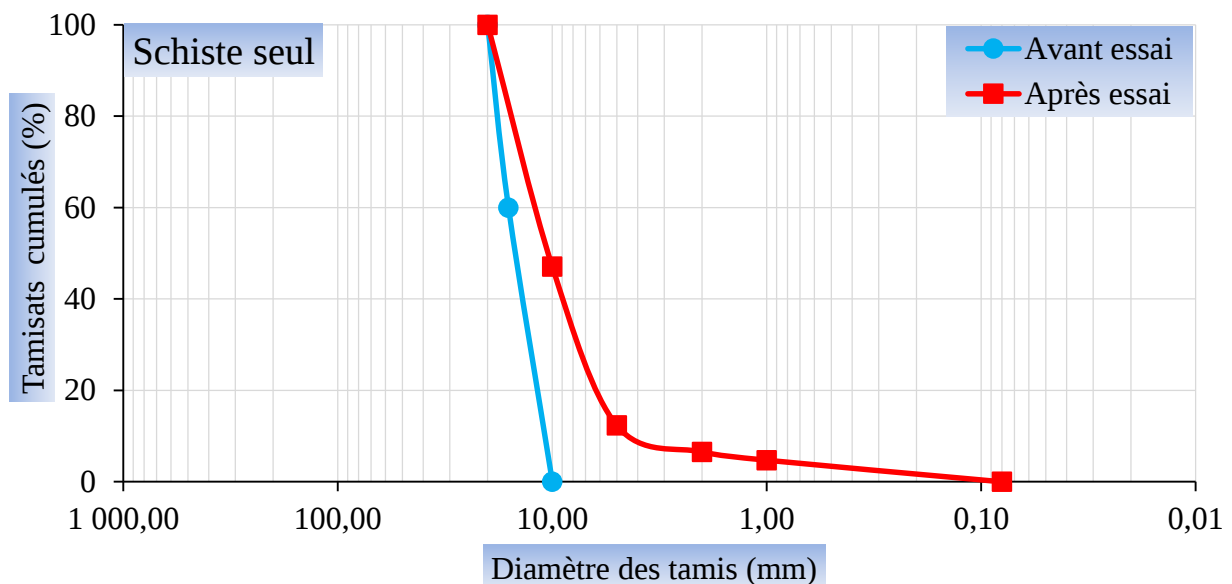


Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste.

Le coefficient de fragmentabilité FR est déterminé par la relation suivante :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{11}{5} = 2.2 \quad FR = 2.2$$

Tableau V.15 : Classification des matériaux rocheux

Coefficient de fragmentabilité (FR)	Nature du matériau
$FR < 7$	roche peu fragmentable
$FR > 7$	roche fragmentable

En comparant les résultats obtenus aux résultats de référence présentés dans le tableau V, nous pouvons constater que le schiste étudié fait partie des matériaux rocheux peu fragmentables ($FR = 2.2 < 7$).

- Le schiste + 40 % de verre industriel

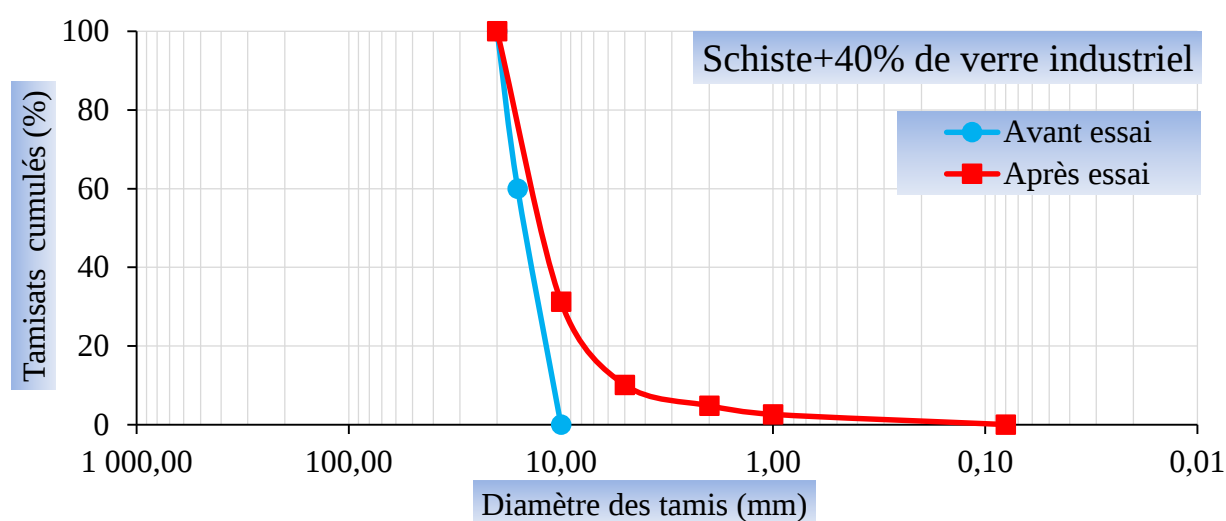


Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 40% de verre industriel.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{11}{5} = 2.2 \quad FR=2.2$$

L'ajout du verre n'a pas influencé la fragmentabilité du matériau.

En comparant les résultats obtenus aux résultats de référence présentés dans le tableau V, nous pouvons constater que l'échantillon schiste + 40% de verre industriel étudié se comporte comme un matériau rocheux peu fragmentable. ($FR = 2.2 < 7$).

V.6 Conclusion

Les essais traités dans ce chapitre (Los Angeles, micro-Deval, dégradabilité et fragmentabilité), permettent d'étudier la résistance des matériaux présentés sous sollicitations routières. 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

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

VI.1. Introduction

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 au cisaillement 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).

Dans ce chapitre, sont présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire, tout en passant par quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai, ses avantages et ses inconvénients...etc.

VI.2. Notion de 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. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture. Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphe suivant (Figure VI.1).

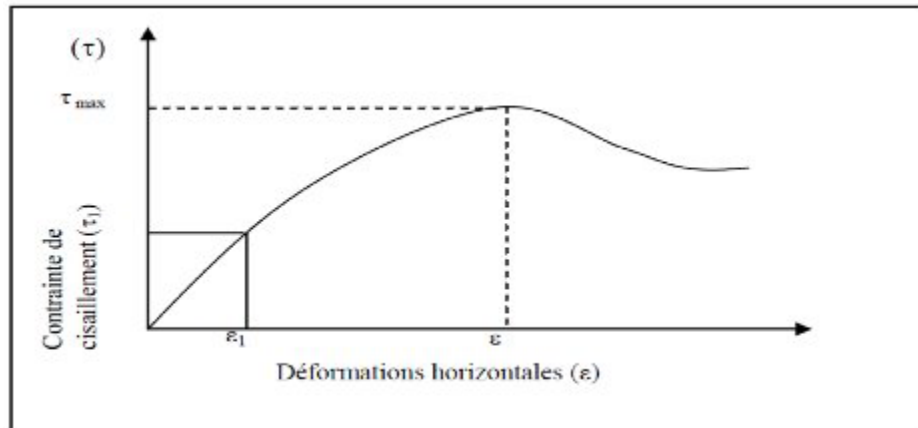


Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Selon le (LCPC 21, 1987), la résistance au cisaillement peut être définie, 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

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 VI.2. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque » (LCPC, 1987).

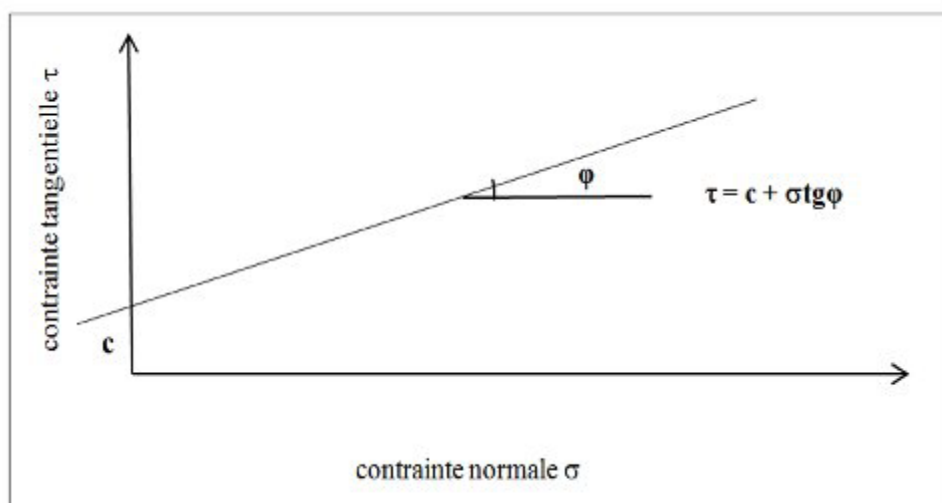


Figure VI.2 : Droite intrinsèque.

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 :

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

VI.4. Paramètres c et φ pour différents types de sols et différents types d'essais

Trois grandes catégories de sols sont couramment rencontrées :

- Sols pulvérulents : les gravies et les sables ;
- Sols purement cohérents : argiles et limons.
- Sols cohérents et frottants ;

• Cas des Sols pulvérulents

Dans ce cas, la droite de Coulomb passe par l'origine (figure VI.3) c'est-à-dire que le terme c est nul. (Cordary, 1994)

L'équation de Coulomb devient : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

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

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains.

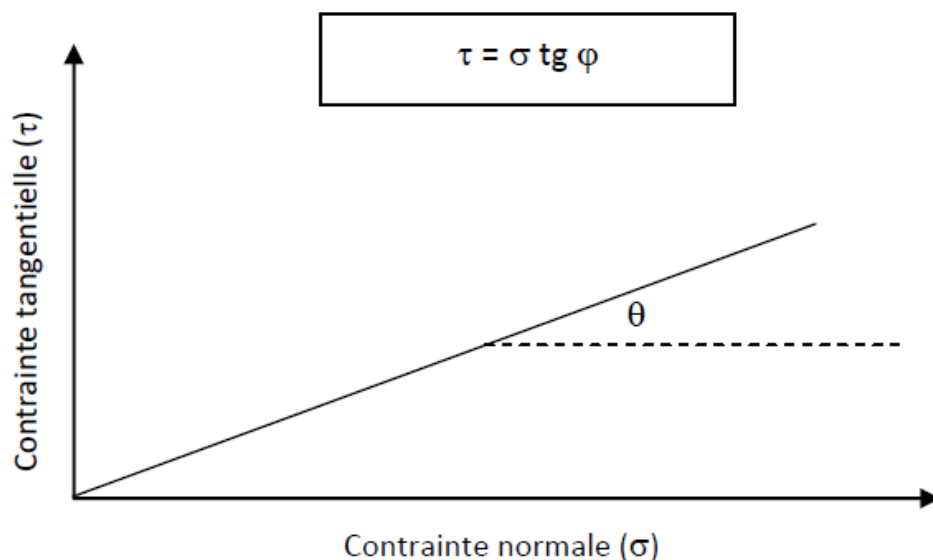


Figure VI.3 : Droite intrinsèque pour le cas des sols pulvérulents

- **Cas des sols purement cohérents**

Dans le cas des sols purement cohérents illustré dans la figure VI.4, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme φ est nul (Robitaille et Tremblay, 1997)

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains. L'équation de Coulomb devient : $\tau = c$.

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée par les forces de cohésion qui se développent entre les particules.

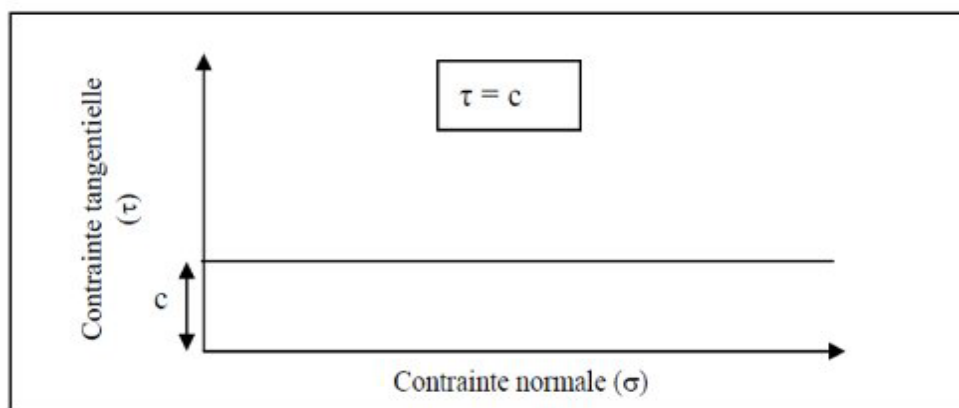


Figure VI.4 : Droite intrinsèque des sols purement cohérents.

- **Cas des sols cohérents et frottants**

Dans ce cas la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine (voir la figure VI.5), est c'est-à-dire que les deux termes " c et φ " sont différents de zéro ($c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$).

L'équation de Coulomb est exprimée par : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$.

La résistance au cisaillement pour ces types de sols est assurée à la fois par le frottement et l'enchevêtrement des grains et les forces de cohésion qui se développent entre les particules

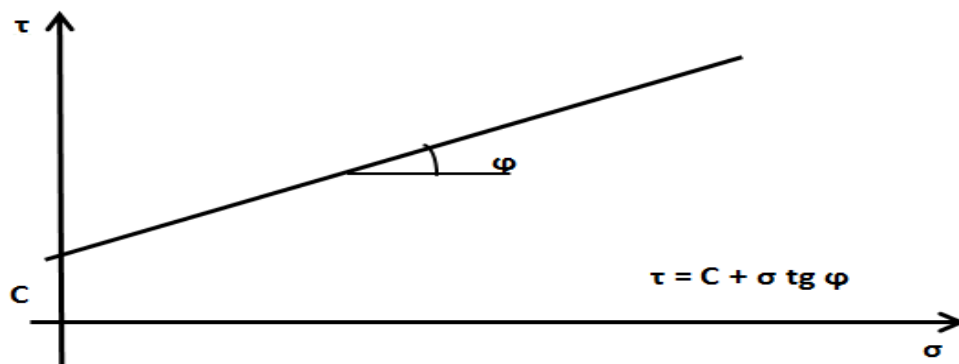


Figure VI.5 : Droite intrinsèque pour le cas des sols cohérents et frottants

Trois types d'essais sont couramment réalisés :

- **Essai consolidé, drainé (CD)**

Dans ce type d'essai, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant $u = 0$. Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb.

La courbe intrinsèque est une droite d'équation : $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$

Avec : φ' : angle de frottement effectif,

c' : cohésion drainée

- **Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)**

Pour ce type d'essai, 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 aux caractéristiques intergranulaires du sol c' et φ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

$$\tau = c_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u$$

- **Essai non consolidé non drainé (UU)**

Les pressions interstitielles dans ce type d'essai ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai 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.

VI.5. 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 la cohésion. 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.5.1. Dans les sols cohérents et frottants

Les sols cohérents étant peut 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. Dans de telles conditions, lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas ; seules les pressions interstitielles augmentent.

$$\tau = c_u + \sigma \tan \varphi_u$$

VI.5.2. Dans les sols pulvérulents

Dans ce type des sols la cohésion est nulle, la valeur de l'angle de la compacité du sol, de sa granulométrie et de la forme de ses particules. La compacité du sol constitue le facteur d'influence le plus important dans les sols pulvérulents : lorsqu'elle augmente, l'indice des vides diminue et l'angle φ de frottement interne 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.6. Appareillage de cisaillement direct à la boîte

L'appareillage de cisaillement à la boîte comprend :

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

VI.7. Principe de la méthode

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

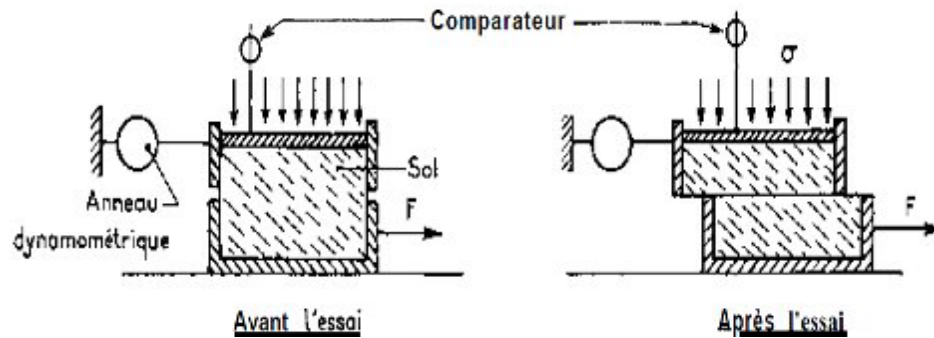


Figure VI.6 : Schéma de la boîte de cisaillement.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure (Techouani, 1999)

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée (LCPC, 1987).

VI.8. Mode opératoire

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

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



Anneau 60*60mm²



Remplissage et compactage



Fixation des deux demi boîtes

Figure VI.7 : Mode opératoire du cisaillement direct à la boîte.

Mettre la boîte sur le chariot et positionner les comparateurs ou capteurs pour prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle).



Figure VI.8 : Échantillon après cisaillement.

VI.9. Déroulement de l'essai

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

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = (100, 200, 300)$ kPa, maintenue constante tout le long de l'essai ;
- Mettre tous les comparateurs à zéro ;
- Régler la vitesse de la machine de façon à imposer un déplacement horizontal relatif entre les deux demies- boîtes constant ;
- Démarrer la machine et prendre les lectures des trois comparateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers ; toutes les 15 secondes ;
- La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu sur le graphe $\tau = f(\Delta l)$, ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées, sinon on ira jusqu'à fin de course ;
- Toutes les lectures obtenues sur les comparateurs sont converties en unités de calcul.

VI.10. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

- **Avantages**

- Essai simple (la manipulation est facile) ;
- Essai rapide (la durée d'exécution courte) ;
- Essai économique (le coût n'est pas cher).

- **Inconvénients**

- Les contraintes et les déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- La non uniformité de la déformation dans le sol ;
- Le frottement parfois nuisible des deux demi-boîtes ;
- Le non contrôle de la pression interstitielle.
- La mauvaise répartition des contraintes normales sur toute la surface de l'échantillon.

VI.11. Expression des résultats

L = longueur de la boîte de cisaillement, (L = 60 mm) ;

ΔL : déplacement horizontale (mm) ;

Sc : la section corrigée, $Sc = L (L - \Delta L)$ en mm² ;

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

Avec ΔV : variation volumique en mm³.

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

VI.12. Présentation et discussion des résultats

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

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

Essais réalisés

Les essais de cisaillement à la boîte sont réalisés sur les échantillons suivants :

- **Schiste + 00 % de verre industriel**
- **Schiste + 20 % de verre industriel**
- **Schiste + 40 % de verre industriel**
- **Schiste + 60 % de verre industriel**

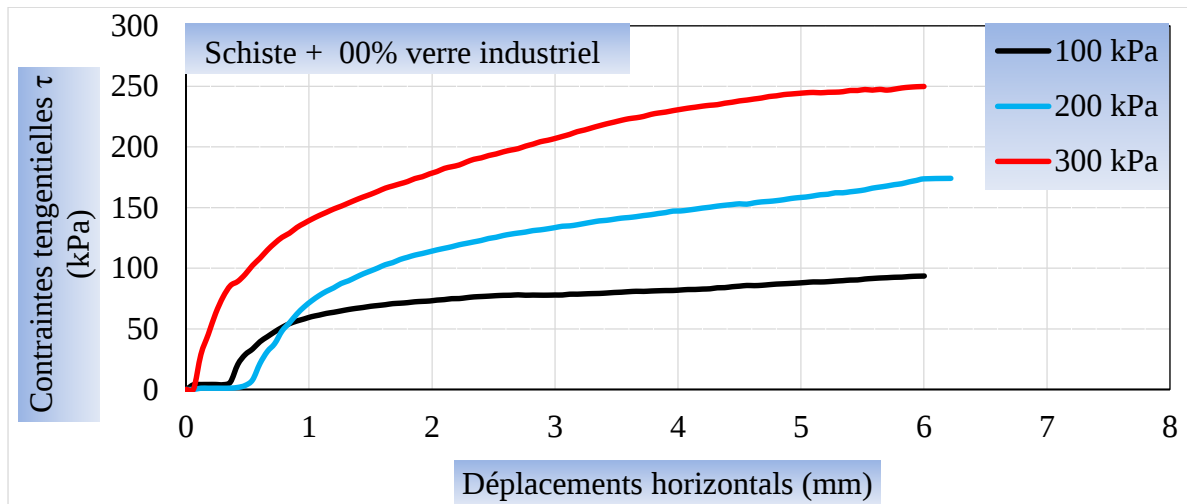
Échantillon 1 : schiste seul.

Figure.VI.9 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste+ 00% de verre industriel).

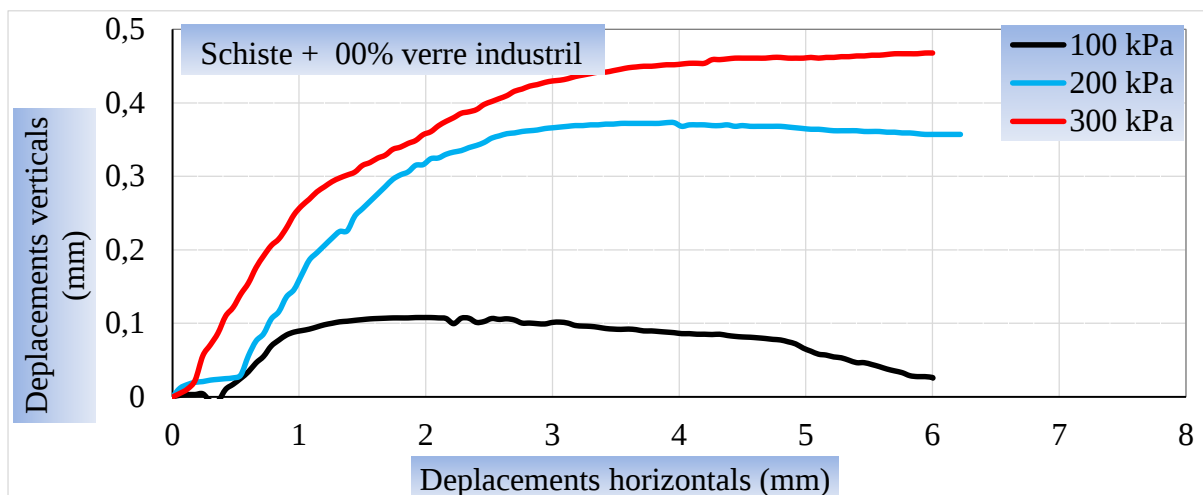


Figure VI.10 : Courbes de variations de volume (Schiste + 00% de verre).

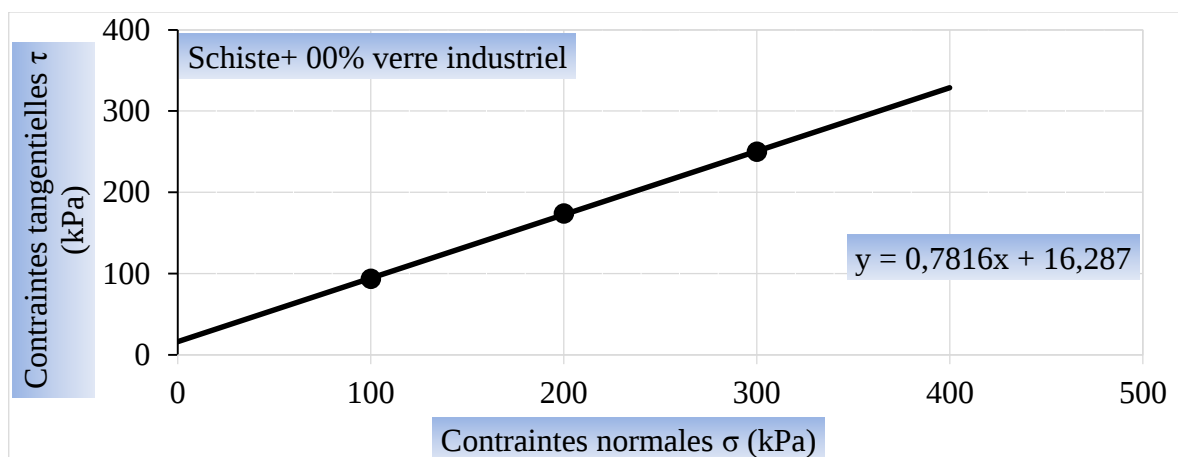


Figure VI.11 : Droite intrinsèque (Schiste + 00% de verre).

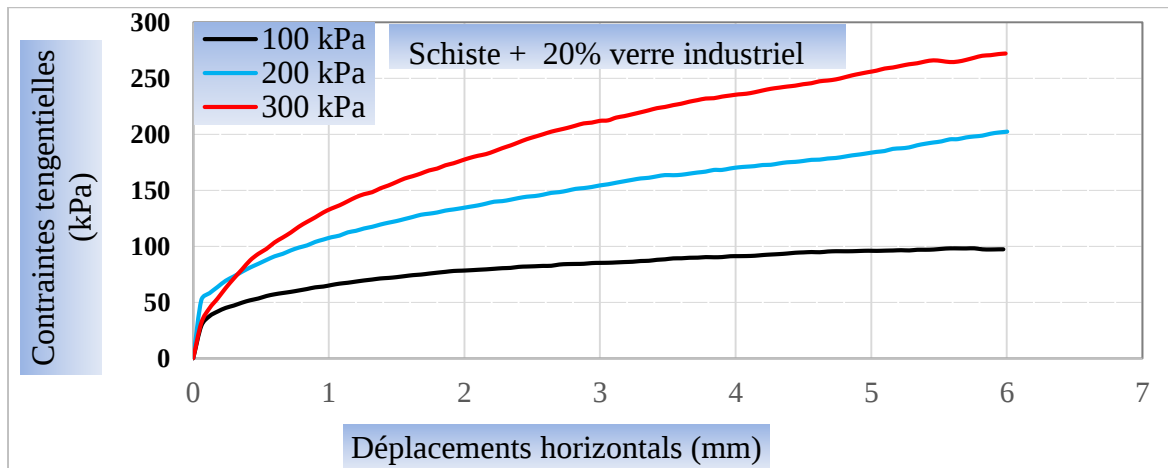
Échantillon 2 : Schiste + 20% de verre industriel.

Figure VI.12 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 20% de verre industriel).

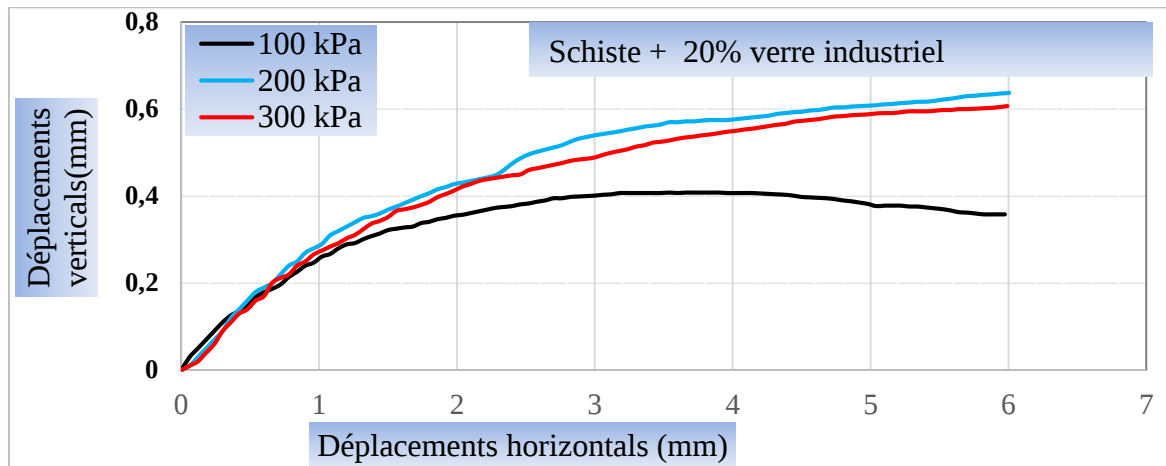


Figure VI.13 : Courbes de variations de volume (Schiste + 20% de verre industriel).

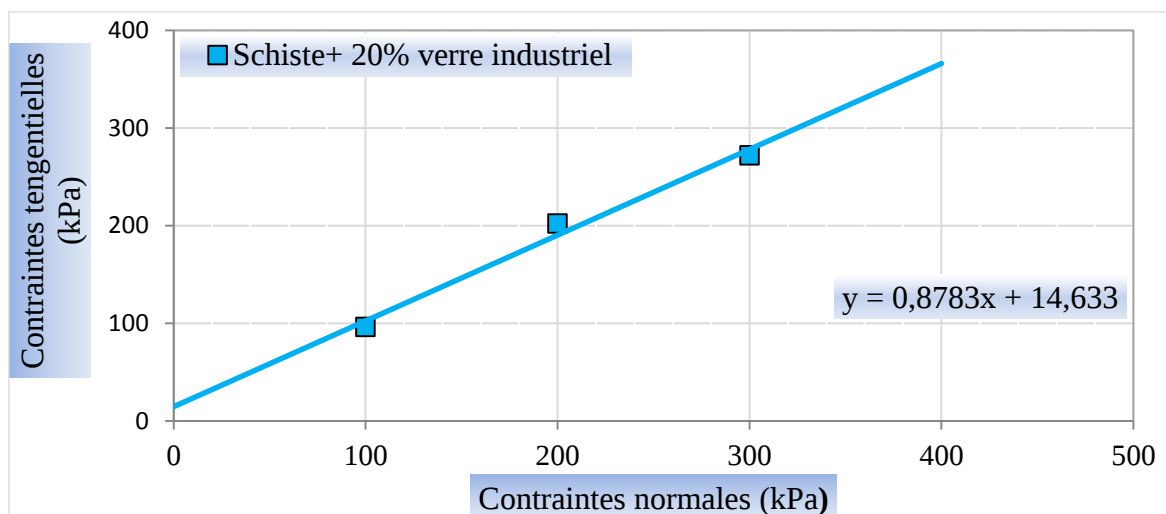


Figure VI.14 : Droite intrinsèque (Schiste + 20% de verre industriel).

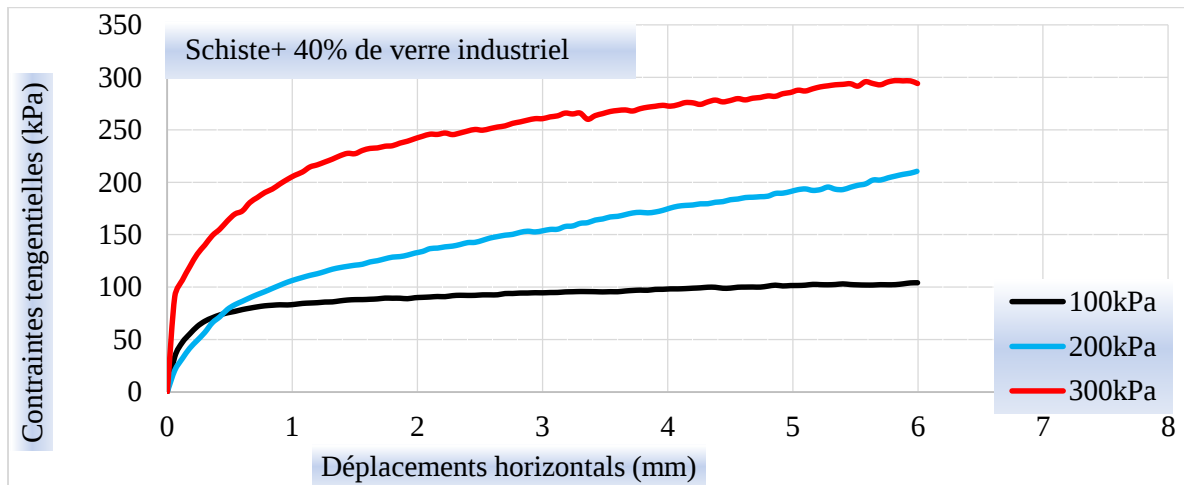
Échantillon 3 : Schiste + 40% de verre industriel

Figure VI.15 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 40% de verre industriel).

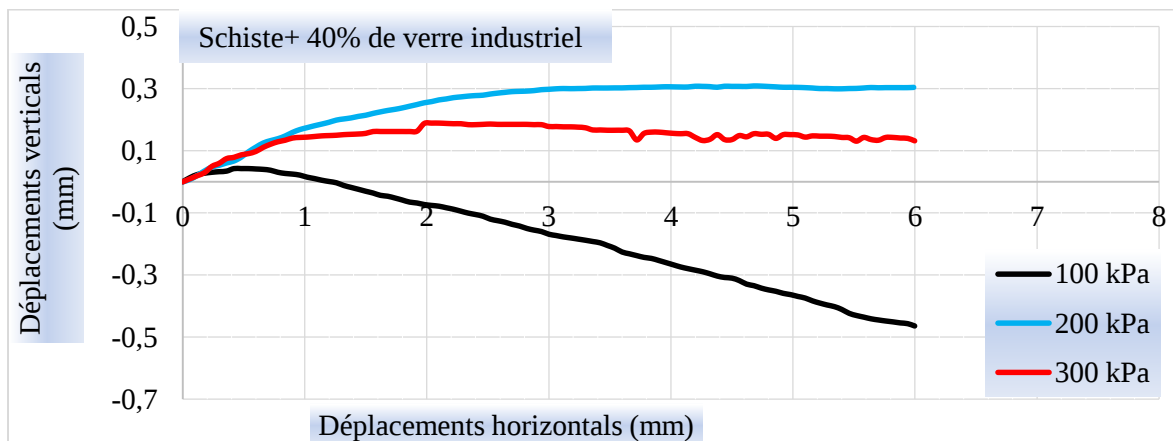


Figure VI.16 : Courbes de variations de volume (Schiste + 40% de verre industriel)

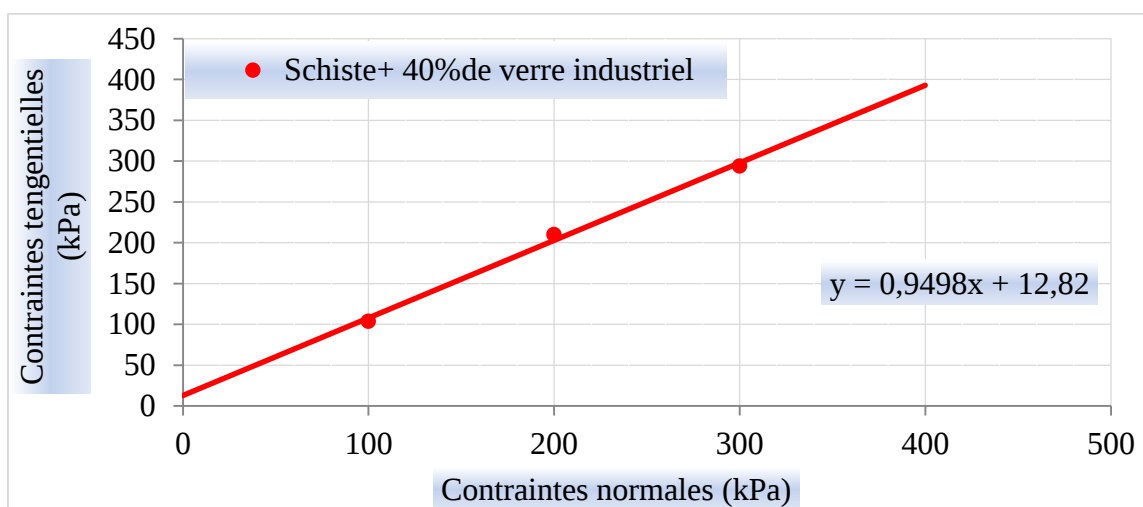


Figure VI.17 : Droite intrinsèque (Schiste + 40% de verre industriel).

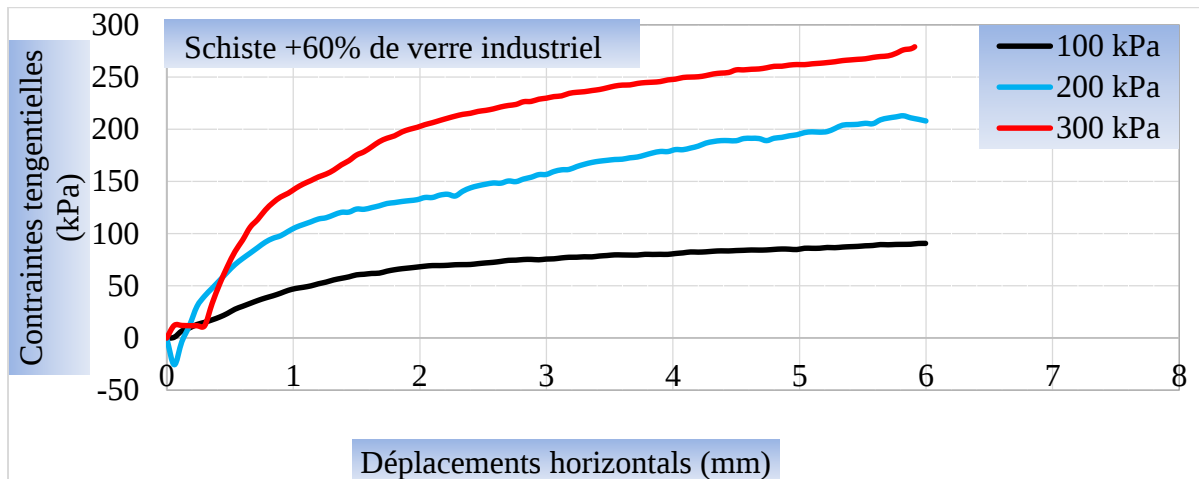
Échantillon 4 : Schiste + 60 % de verre industriel.

Figure VI.18 : Courbes de contraintes-déformations (Schiste + 60% de verre).

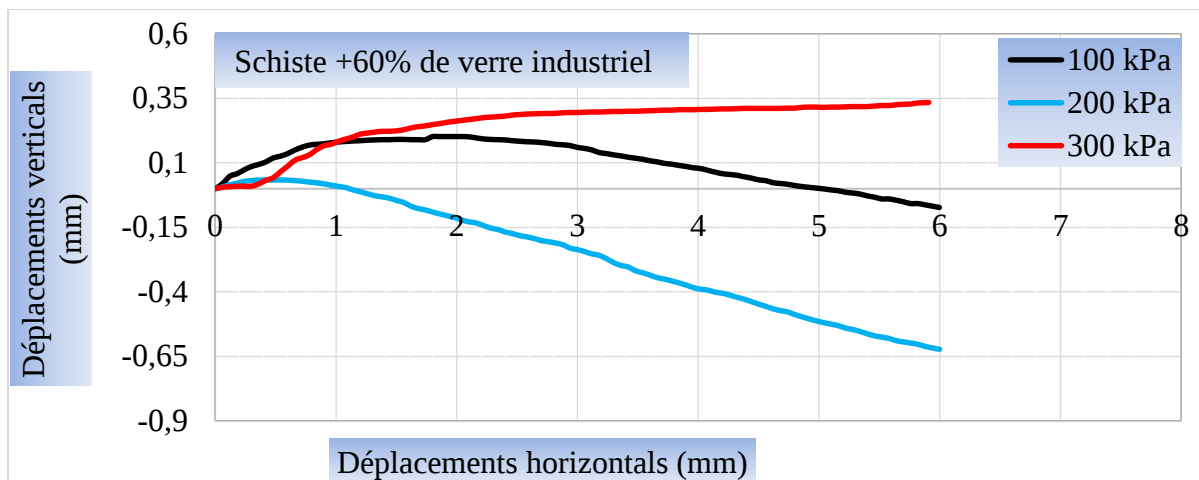


Figure VI.19 : Courbes de variations de volume (Schiste + 60% de verre industriel)

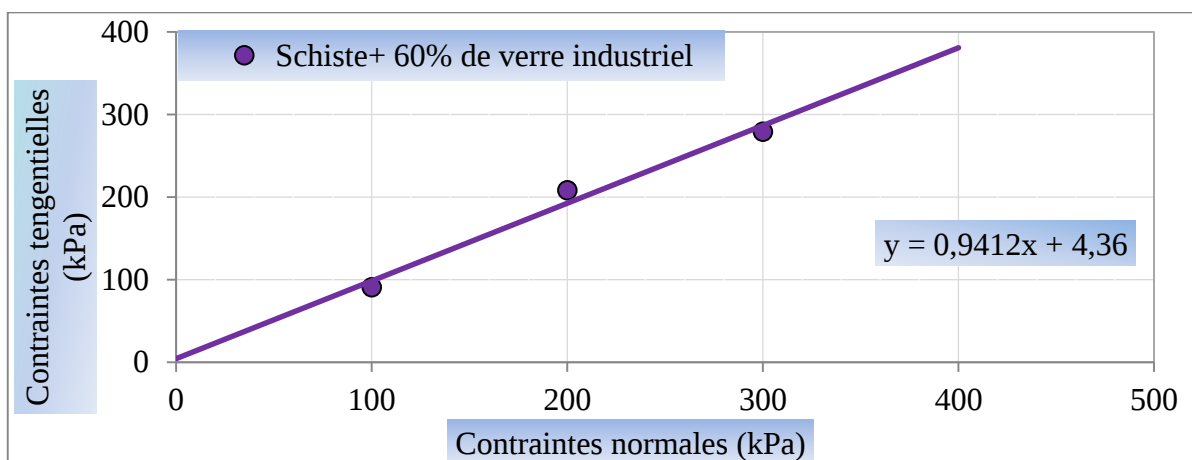


Figure VI.20 : Droite intrinsèque (Schiste + 60% de verre industriel).

Les résultats obtenus dans les figures VI.9, VI.12, VI.15 et VI.18 montrent que la résistance au cisaillement des différents mélanges augmente de plus en plus avec l'accroissement de la contrainte normale appliquée.

En effet, avec l'augmentation de la contrainte normale, les grains se resserrent d'avantage et le frottement entre eux augmente, ce qui fait accroître leur résistance au cisaillement.

En conséquence, le resserrement des grains diminue le volume de l'échantillon, ce qui engendre un comportement de plus en plus contractant au cours du cisaillement en fonction de l'augmentation des contraintes normales et une certaine dilatance sous de faibles contraintes (les figures VI.10, VI.13, VI.16 et VI.19)

Ceci est peut-être dû au désenchevêtrement des grains au cours de leur déplacement et à l'état de densité initiale des échantillons. Sachant qu'un échantillon à l'état dense développe un comportement dilatant, tandis qu'un échantillon à l'état lâche développe un comportement contractant. Ces comportements sont respectivement favorisés davantage sous de faibles ou de fortes contraintes normales appliquées.

Tableau VI.1 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillement.

Echantillons	φ	c (kPa)
Schiste + 00% verre industriel	37.98	16.29
Schiste + 20% verre industriel	41.28	14.63
Schiste + 40% verre industriel	43.53	12.82
Schiste + 60% verre industriel	43.26	4.36

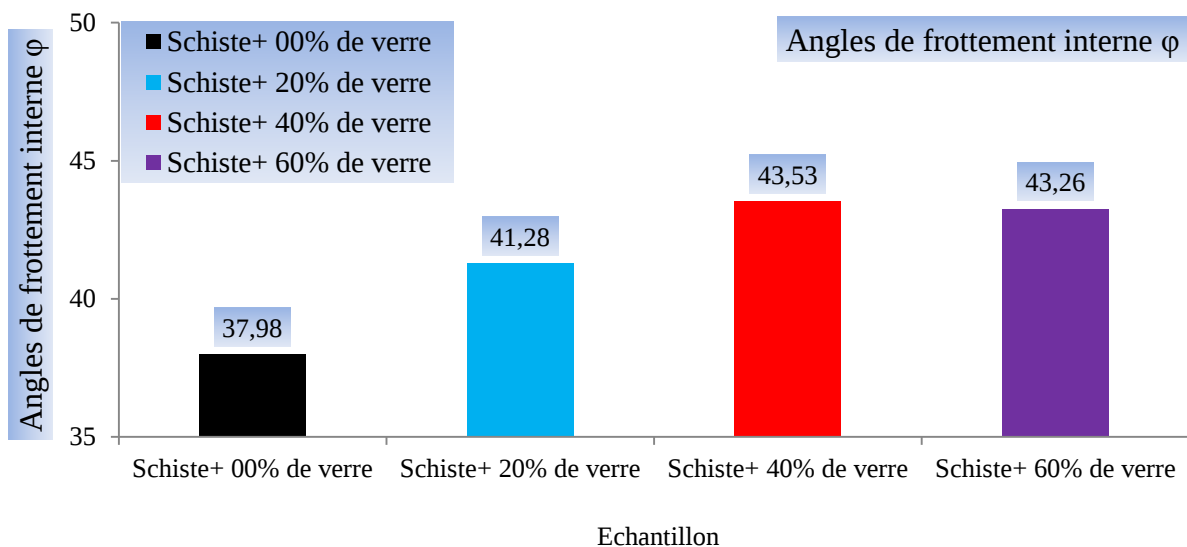


Figure VI.21. Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en verre.

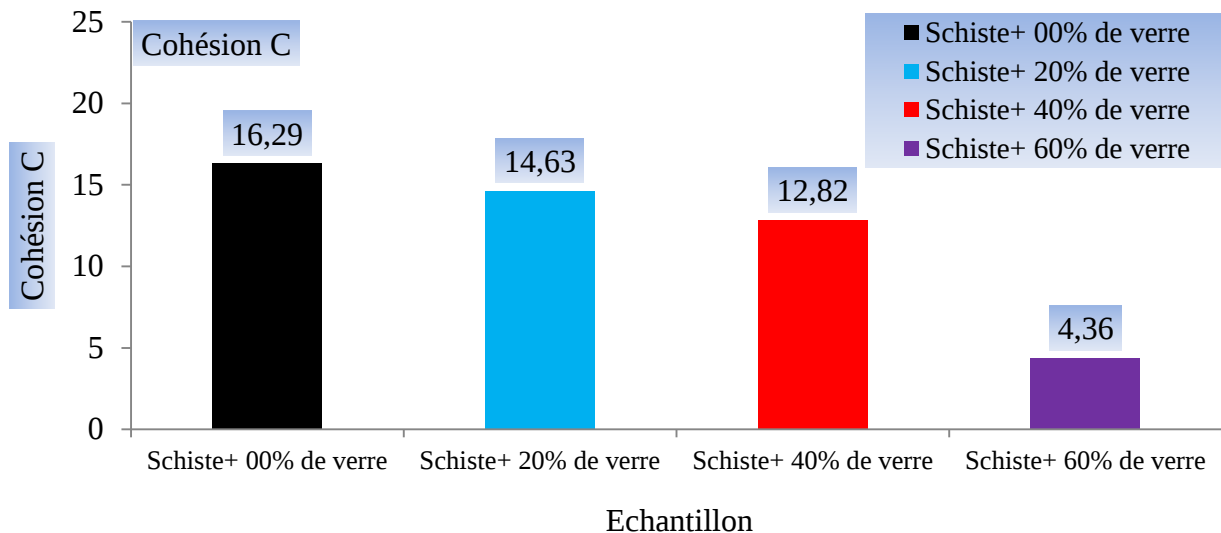
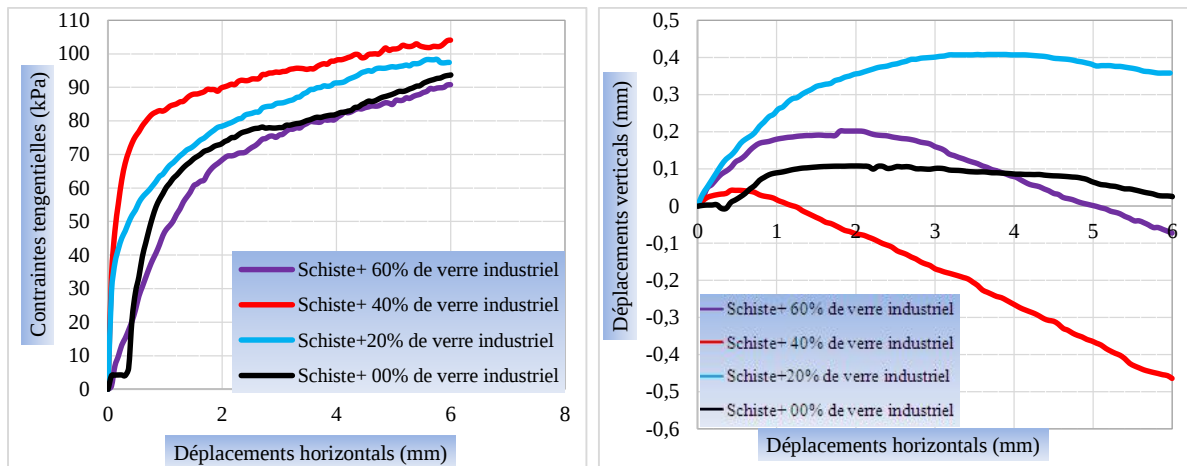
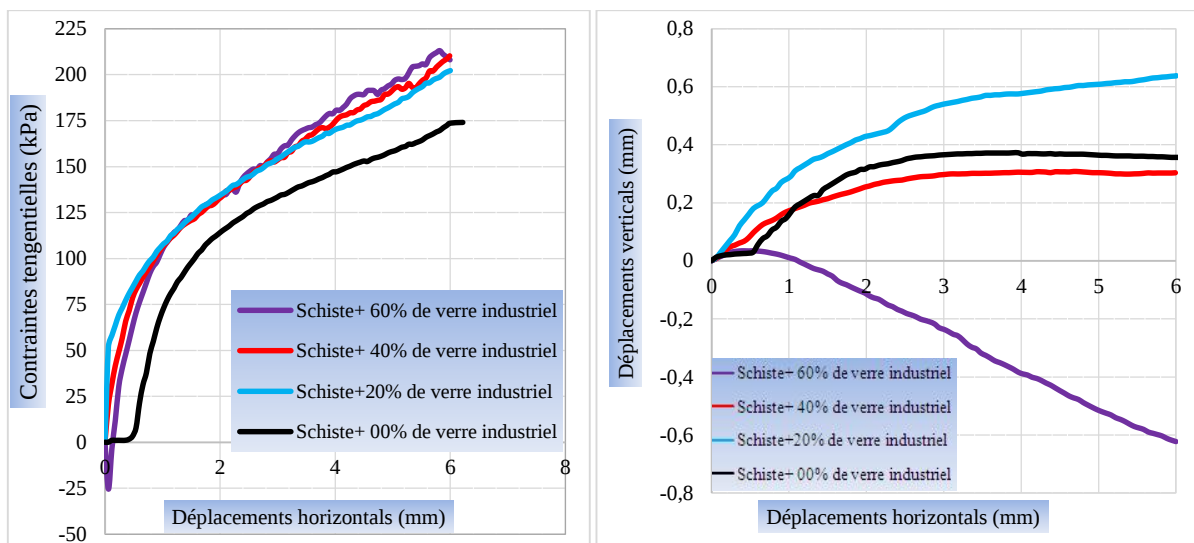
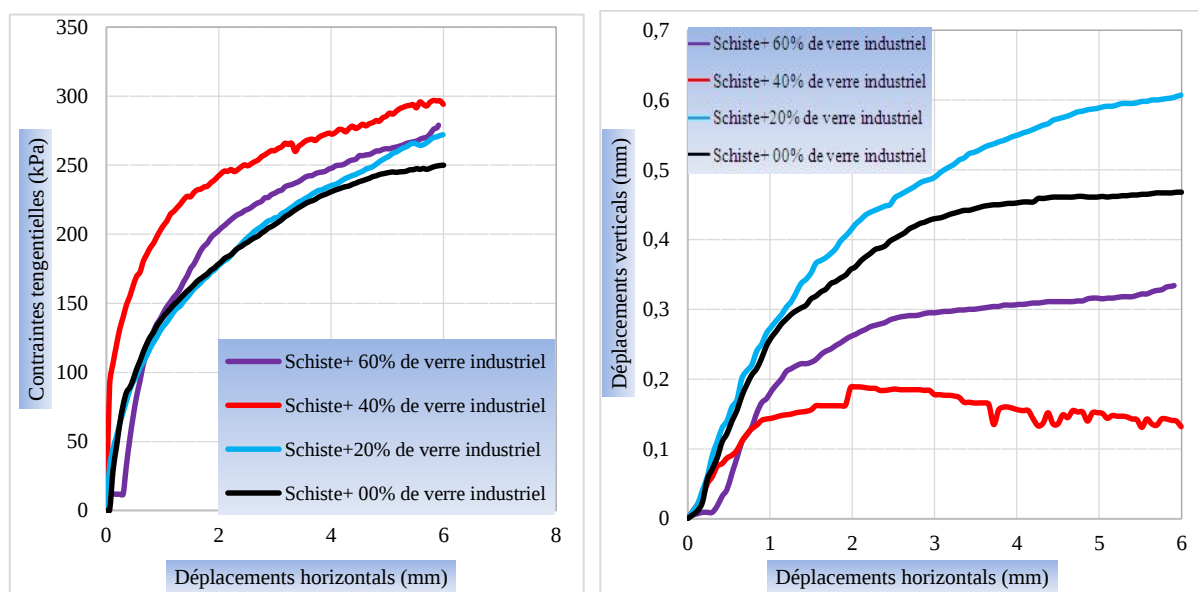


Figure VI.22 : Évolution de la cohésion en fonction de la teneur en verre.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues (figures VI.21 et VI.22), montrent que l'angle de frottement interne s'améliore progressivement avec l'ajout de verre et se stabilisent pratiquement au-delà de 40% de verre.

En effet, les débris de verre présentent des formes très anguleuses au cours de leur écrasement. Ceci peut générer des frottements très importants contribuant à la résistance au cisaillement des mélanges.

Par contre, les cohésions des mélanges sont très faibles et sont pratiquement négligeables. Cependant, nous pouvons remarquer qu'elles présentent une variation régulière en fonction de la teneur en verre. La présence de ces cohésions bien qu'elles sont faibles, peuvent être liées aux particules fines humides produites au cours du frottement des débris de verre tranchants et des granulats naturels. La diminution de cette cohésion est donc directement liée à la nature des granulats naturels constituant le mélange du fait que les particules fines de verre restent toujours rugueuses quel que soit leur taille.

Figure VI.23 : Courbes comparatives à $\sigma = (100$ kPa).Figure VI.24 : Courbes comparatives à $\sigma = (200$ kPa)Figure VI.25 : Courbes comparatives à $\sigma = (300$ kPa).

En plus de la contrainte normale, la résistance au cisaillement est liée également à la teneur en verre dans le mélange. En effet, sous les différentes contraintes normales, les résultats obtenus montrent une amélioration continue de la résistance au cisaillement des mélanges en fonction de leur teneur en verre. Cette résistance est donc liée directement au frottement interne qui se manifeste entre les grains au cours du cisaillement.

Les mélanges se montrent de plus en plus contractants en fonction de leur teneur en verre. Les aspérités des gros grains de verre se brisent en premier au cours du cisaillement en grains de plus petite dimension pour occuper les vides existants entre les grains, ce qui engendre une diminution du volume de l'échantillon au cours du cisaillement.

VI.13 .Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des mélanges (schiste + verre), à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques en fonction de leur teneur en verre.

L'ajout du verre présente des résultats très intéressants au cisaillement direct à la boîte. Le comportement mécanique des différents mélanges est sensiblement amélioré comparativement à celui du schiste seul.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'exploitation de nouvelles sources de granulats et la recherche de nouveaux matériaux naturels qu'ils soient 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 nouveau matériaux locaux, naturels (schiste) et recyclés (verre) dans le but de leur utilisation, dans le domaine des travaux publics, particulièrement, dans les corps de chaussées (couches de fondations et couches de base).

Les matériaux sélectionnés (le schiste et les débris de verre) présentent plusieurs avantages tant sur le plan économique et environnemental, à savoir :

- Disponibilité ;
- Facilité d'extraction ou de collecte dans le cas du verre ;
- Facilité de préparation ;
- Economie de transport et de temps (matériaux locaux).

Les résultats obtenus à l'issu des essais réalisés sur des échantillons reconstitués à base de mélanges du schiste et des débris de verre permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les mélanges étudiés développent des densités sèches réduites comparativement à celles développées par le schiste seul, néanmoins, elles restent assez importantes (supérieures à 2) et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier.
- L'ajout du verre améliore par contre, sensiblement la portance des mélanges même en présence d'eau (après immersion), tout en présentant des gonflements pratiquement nuls. Ces résultats sont très intéressants et dépassent les qualités espérés pour ce type de matériaux. En outre, les matériaux étudiés présentent des gonflements pratiquement nuls en présence d'eau.
- Les mélanges étudiés présentent des résistances très intéressantes au cisaillement direct à la boîte, traduite particulièrement par des angles de frottement interne très importants.
- En ce qui concerne la résistance aux chocs et à l'usure, les résultats obtenues pour les échantillons étudiés présente des résistances faibles à moyennes, comparativement aux

matériaux modèles de référence tout en précisant que l'ajout de verre améliore la résistance du matériau. Par ailleurs, l'essai de dégradabilité et fragmentabilité révèle respectivement que les matériaux schiste et verre sont peu dégradables sous sollicitations hydriques et peu fragmentable sous sollicitations mécaniques

Les mélanges étudiés (schiste + débris de verre) présentent ainsi des comportements et des propriétés mécaniques très intéressantes, notamment pour des teneurs en verre entre 20 et 40%. En outre, ils sont généralement assez perméables. Par conséquent, peu capillaires et donc peu susceptibles au gel (deux propriétés recherchées dans le cas d'un matériau de chaussées).

Ces résultats permettent de les proposer initialement pour une utilisation dans les corps de chaussées de faible à moyen trafic en couche de forme. Toutefois, d'autres essais sont indispensables pour mieux cerner la réponse de ces matériaux sous d'autres types de sollicitations et confirmer davantage leur utilisation dans le domaine routier, à savoir les essais cycliques, les essais à long terme sous l'effet d'agents climatiques.

Ce travail de recherche peut présenter plusieurs intérêts en géotechnique routière pour notre région, tant sur l'aspect économique et sur l'aspect écologique et environnemental, entre autres :

- La préservation des gisements alluvionnaires et l'exploitation de nouvelles sources de granulats permettant d'assurer la continuité d'approvisionnement des projets.
- La préservation de l'environnement, par la récupération du verre et d'autres matériaux de recyclages abandonnés dans la nature. Par conséquent, la récupération des espaces occupés par ces matériaux inertes pour d'autres utilisations.
- La contribution au développement de la filière du recyclage qui est un domaine ouvert à l'innovation en associant les universitaires et les entreprises, notamment dans les pays en voie de développement tels que l'Algérie. Ces derniers offrent un champ fertile de matériaux à recycler (béton, plastique, verre, ...) dont l'utilisation peut être élargie dans plusieurs domaines de génie civil, ce qui ouvre de nouveaux postes d'emploi.

Toutefois, ce type de recherches doit être au préalable précédé d'une campagne d'information et de sensibilisation sur la mise en place des décharges appropriées et sélectives, permettant la collecte facile du verre et d'autres matériaux à recycler.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alkama F, (2003). Etude du comportement mécanique du matériau Schiste en Géotechnique routière, Mémoire de magister en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Arquie G et Morel G, (1988). Le compactage, édition Eyrolles.

Arquie G, (1972). Le compactage, route et pistes d'envol, 2^{ème} édition, Eyrolles

Beghin A, (2003). Etude de la rupture des bitumes à basse température : influences des facteurs de composition et de la rhéologie des liants. Thèse : Université Paris VI.

Belkidar K, (2008). Construction à la notion d'adhérence sur les chaussées du réseau Algérien. Mémoire de Magister ; Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Berthaud Y, Buhan P, Schmitt N, (2008). Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.

Bodin D, Pijaudier-Cabot G, Piau JM et Chabot A, (2004). A continuum damage approach to asphalt concrete modelling. Journal of Engineering Mechanics (ASCE).

Boudlal O, (2007). Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, thèse de magister génie-civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Brunel H, (2005). Cours de route département de génie civil, IUT Bourges, Université d'Orléans, année universitaire.

Callaud M, (2004). Coures de mécanique des sols (propriétés des sols), Tome I.

CEBTP, (1984) ; Centre expérimentale de recherches et études du bâtiment et des travaux publique. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. France.

Coquand R, (1978). Routes (Circulation – Tracé – Construction), livre II, Construction et Entretien, 6^{ème} éditions, Eyrolles.

Cordary D, (1995). Mécanique des sols

Dupain R, Launchant R et Saint-Arroman J C, (2000). Granulat, sols ; ciments et bétons, caractérisation des matériaux de génie civil par les essais au laboratoire, 2^{ème} édition Casteilla.

Faure M, (1998). Les Routes cours de l'ENTPE, Tome II, édition Aleas.

Holtz R et Kovascs W, (1991). Introduction à la géotechnique, Traduit par jean Lafleur, Edition de l'Ecole polytechnique de Montréal.

Lucaci G, Costescu I, Belc F, (2000) Construcia drumurilor. Editura Tehnica, Bucuresti,

Maillard S, Hammoum F, Gaillet L, Daouben E et Such C, (2003) .Comportement à la rupture du bitume en film mince sous chargement répété - approchent par des méthodes de control non destructif. Journées des Sciences de l'Ingénieur.

Norme AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078).

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

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

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

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

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

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

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

Norme AFNOR essai los Angeles (NF P 18-573).

Norme AFNOR essai Micro-Deval (NFP 18-572).

Norme AFNOR dégradabilité des sols (NF P 94-056).

Norme AFNOR fragmentabilité des sols (NF P 94-066).

LCPC, (1994) .Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide Technique.

LCPC, (1987). Essai de cisaillement a la boite, Laboratoire centrale des ponts et chaussées.

Peron A, (1883). essai d'une description géologique de l'Algérie, G. MASSON, ÉDITEUR

Paul Teodor Marc, (2011). conception et réalisation de structures routières à haute performances thèse de doctorat de UNIVERSITE POLITEHNICA de TIMIȘOARA.

Robitaille V, Tremblay D, (1997). Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.

Rogel L et Engelke P, (1997). Glass as a Road Base Substitute, Garcla and Wright Consultant, Public Works,.

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

Wartman J, Grubb D G ET Nasim S M, (2004). Select Engineering, Characteristics of Crushed Glass, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE.

Ykhlef B, (2012). Identification et analyse des caractéristiques Mécaniques des matériaux utilisés pour la Réalisation de l'autoroute est/ouest Tronçon Constantine-Annaba.

Zeyher A, (2002). Viewing the Fill as Half Glass, Idaho Transportation Department, and Recycles as Road Fill.