

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
Laboratoire de Géo-matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA)



## MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil  
Spécialité : Géotechnique

### *Thème*

**Etude du comportement mécanique d'un mélange de marne et des débris de brique pour une valorisation en construction routière**

Présenté par : **Mr AOUDJ Yacine**

Devant le jury composé de :

Mr GABI Smail : Professeur à l'UMMTO.....Président.

Mr DEHMOUS Hocine : Maitre de conférences "A" à l'UMMTO.... Examineur.

Mr BOUDLAL Omar : Maitre de conférences "A" à l'UMMTO..... Promoteur.

Promotion : 2021/2022

---

# SOMMAIRE

Remerciements.	
Dédicace.	
Liste des figures.	
Liste des tableaux.	
Liste des principales notations et indices.	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES</b>	
I.1.Introduction.....	3
I.2. Définition et rôle d'une chaussée.....	3
I.3 Différentes couches d'une chaussée.....	4
I.3.1 Plateforme support de chaussée.....	4
I.3.1.1 Le sol support .....	4
I.3.1.2 La couche de forme.....	5
I.3.2 La couche d'assise.....	5
I.3.2.1 Couche de fondation.....	5
I.3.2.2 Couche de base.....	5
I.3.3 La couche de surface.....	5
I.3.3.1 La couche de roulement.....	5
I.3.3.2 La couche de liaison.....	6
I.4 Les différentes structures de chaussées.....	6
I.4.1 Les chaussées souples.....	6
I.4.2 Les chaussées bitumineuses épaisses.....	7
I.4.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.....	8
I.4.4. Les chaussées à structure inverse.....	8
I.4.5 Les chaussées à structure mixte.....	9
I.4.6 Les chaussées en béton de ciment.....	9
I.5 Dimensionnement des chaussées.....	9
I.5.1 Le trafic.....	9
I.5.2 L'environnement.....	9
I.5.3 Le sol support.....	10
I.5.4 Les matériaux.....	10

---

I.6 Les matériaux routiers.....	10
I.6.1 Classification des matériaux.....	10
I.6.1.1 Les matériaux de carrière.....	10
I.6.1.2 Les matériaux de roulés.....	10
I.6.2 Caractéristiques géométriques des granulats routiers.....	10
I.6.2.1 Etat de surface des granulats.....	10
I.6.2.2 Angularité des granulats.....	11
I.6.2.3 La forme des granulats.....	11
I.6.2.4 La granularité des granulats.....	11
I.6.3 Les matériaux utilisés dans les couches d'assise.....	11
I.6.3.1 Les graves non traités.....	12
I.6.3.2 Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques.....	13
I.6.3.3 Les graves et les sables traités aux liants Hydrocarbonés.....	13
I.6.3.4 Bétons de ciment.....	14
I.7 Dégradation des chaussées.....	14
I.7.1 Cause de dégradations des chaussées.....	14
I.7.1.1 Le trafic.....	14
I.7.1.2 Les conditions climatiques.....	14
I.7.1.3 Les malfaçons.....	14
I.7.1.4 les accidents et les incidents.....	14
I.7.2 Types de dégradations des chaussées.....	14
I.7.2.1 Les dégradations d'arrachement.....	15
I.7.2.2 Les mouvements de matériaux.....	15
I.7.2.3 Les dégradations de déformation.....	16
I.7.2.4 Les fissures.....	16
I.8 Action des véhicules sur la chaussée.....	17
I.8.1 Actions verticales.....	17
I.8.2 Actions tangentiels.....	17
I.8.3 Actions dynamiques.....	17
I.8.4 Vibrations.....	18
I.9 Conclusion.....	18
<b>CHAPITRE II : VALORISATION DES DECHETS</b>	
II.1 Introduction.....	19
II.2 Généralités sur les déchets.....	19

---

II.2.1 Le déchet.....	19
II.2.2 Origine de la production des déchets.....	19
II. 2.3 Gestion des déchets.....	20
II. 2.4 Principe de gestion des déchets.....	20
II. 2.5 La Valorisation des déchets.....	20
II. 2.6 L'intérêt de la valorisation.....	20
II. 2.7 Déchets en Algérie.....	21
II.2.8 Utilisation des déchets et sous-produits dans le domaine du génie civil.....	21
II.3 Le recyclage des déchets en construction.....	22
II.3.1 Historique du recyclage en génie civil.....	22
II.3.2 Recyclage de déchets dans le domaine du génie civil en Algérie.....	23
II.3.3 Impacts du recyclage sur l'environnement.....	25
II.4 Généralités sur les déchets de brique.....	25
II.4.1 Définition de la brique.....	25
II.4.2 Technique de la production de la brique.....	26
II.4.3 Types de brique.....	26
II.4.4 Les caractéristiques physico-chimiques de la brique.....	27
II.4.5 déchets de brique : recyclage et normes.....	27
II.5 Conclusion.....	29
<b>CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX</b>	
III.1 Introduction.....	30
III.2 Matériaux utilisés.....	30
III.3 Les marne.....	31
III.3.1 Définition de la marne.....	31
III.3.2 Les marnes de la wilaya de Tizi-Ouzou.....	31
III.3.3 Les différents types de marnes.....	32
III.4 Genèse des marnes.....	33
III.4.1 Diagenèse des carbonates.....	33
III.4.2 Diagenèse des minéraux argileux.....	33
III.5 Caractéristiques des marnes.....	34
III.6 L'altération des marnes.....	34
III.7 La marne étudiée.....	35
III.7.1 Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de marne.....	35
III.7.2 Concassage et tamisage de la marne.....	36

III.8 Essais d'identification.....	37
III.8.1 Teneur en eau naturelle (w).....	37
III.8.2 Les masses volumiques.....	37
III.8.2.1 La masse volumique sèche (pd) par pesée hydrostatique.....	37
III.8.2.2 La masse volumique humide ph (NF P 94-053).....	39
III.8.2.3 La masse volumique des particules solide ps.....	39
III.8.3 Indice des vides, degré de saturation et porosité.....	40
III.8.4 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051).....	42
III.8.4.1 Définition.....	42
III.8.4.2 But de l'essai.....	43
III.8.4.3 Appareillage d'usage courant.....	43
III.8.4.4 Détermination de la limite de liquidité WL.....	44
III.8.4.5 Détermination de la limite de plasticité Wp.....	44
III.9 Analyse chimique et minéralogique par diffraction des rayons X.....	45
III.10 Débris de brique.....	45
III.10.1 Quelques propriétés de la brique.....	46
III.11 Préparation des échantillons.....	46
III.12 Conclusion.....	47
<b>CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIÉS</b>	
IV.1 Introduction.....	48
IV.2 Définition du compactage.....	48
IV.2.1 Objectif du compactage.....	49
IV.3 Les facteurs qui influencent le compactage.....	49
IV.3.1 L'influence de l'énergie de compactage.....	49
IV.3.2 L'influence de la teneur en eau.....	50
IV.3.3 L'influence de la nature du sol.....	50
IV.4. Les essais de compactages en laboratoire.....	51
IV.4.1. L'essai Proctor.....	51
IV.5 L'essai Proctor modifié (PM).....	52
IV.5.1 But de l'essai (NF P 94-093).....	52
IV.5.2 Principe de l'essai.....	52
IV.5.3 Matériel utilisé.....	52
IV.5.4 Essais réalisés.....	53
IV.5.5 Expression des résultats.....	53

---

IV.6 Essais de portance CBR (California Bearing Ratio).....	58
IV.6.1 Définition.....	58
IV.6.2 But de l'essai.....	59
IV.6.3 Principe de l'essai.....	59
IV.6.4 Matériel utilisé.....	60
IV.6.5 Mode opératoire.....	61
IV.6.5.1 Préparation des échantillons.....	61
IV.6.5.2 Détermination de l'indice CBR immédiat.....	61
IV.6.5.3 Détermination de l'indice CBR après immersion.....	61
IV.6.6 Expression des résultats.....	62
IV.6.6.1 Interprétation des résultats (CBR).....	62
IV.6.6.2 Interprétation des résultats (CBRimm).....	63
IV.6.6.3 Comparaison des résultats (CBR et CBRimm).....	65
IV.7 Conclusion.....	66
<b>CHAPITRE V : ESSAIS ROUTIERS</b>	
V.1 Introduction.....	67
V.2 Essai micro Deval.....	67
V.2.1 Définition et But de l'essai.....	67
V.2.2 principe de l'essai.....	68
V.2.3 Matériaux utilisées.....	69
V.2.4 résultats de l'essai.....	69
V.3 Essai Los Angeles.....	70
V.3.1 Définition et but de l'essai.....	70
V.3.2 Principe de l'essai.....	71
V.3.3 Matériaux utilisées.....	72
V.3.4 Résultats des essais.....	72
V.4 Essai de dégradabilité des matériaux rocheux.....	74
V.4.1 Principe de l'essai.....	74
V.4.2 Exécution de l'essai.....	74
V.4.3 Matériaux utilisés.....	75
V.4.4 Résultats obtenus.....	75
V.5 Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux.....	79
V.5.1 Principe de l'essai.....	79
V.5.2 Exécution de l'essai.....	79

---

V.5.3 Matériaux utilisés.....	79
V.5.4 Résultats des essais.....	80
V.6 Conclusion.....	83
<b>CHAPITRE VI : RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES MATERIAUX ETUDIES</b>	
VI.1 Introduction.....	84
VI.2 Notion de résistance au cisaillement.....	84
VI.3 But de l'essai.....	85
VI.4 Paramètres $c$ et $\phi$ pour différents types de sols et différents types d'essais.....	85
VI.5 Type d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement.....	87
VI.6 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement.....	88
VI.7 Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement.....	89
VI.8 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte.....	89
VI.9 Mode opératoire.....	90
VI.10 Expression des résultats.....	91
VI.11 Essais réalisés.....	92
VI.12 Présentation des résultats.....	93
VI.13 Conclusion.....	101
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>102</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	

## REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude à :

Mr BOUDLAL Omar, Maitre de conférences à l'UMMTO pour avoir encadré et dirigé ce travail, pour sa grande disponibilité lors de mes différentes sollicitations et ses précieux conseils.

Mr GABI Smail, Professeur à l'UMMTO pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.

Mr DEHMOUS Hocine, Maitre de conférences à l'UMMTO pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Les responsables des laboratoires de mécanique des sols et de recherche de l'UMMTO, M<sup>me</sup> Bouazzouni Fatima, Mr Khelifa Sid Ali, Mr LACHEBI Kamel pour leurs soutiens, disponibilité surtout leur confiance.

M<sup>me</sup> IZRI, enseignante au département d'agronomie pour sa contribution à la réalisation des essais d'identification des matériaux étudiés dans ce mémoire.

Je tiens également à remercier ma famille, mes proches, tous mes amis et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

# « Dédicace »

Je dédie ce mémoire à ....

Mes très chers Parents

Ma femme adorée

Mon cher frère

A toute ma famille, mes amis et l'équipe ADS Progress.

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure I.1 : Les différentes couches qui constituent une chaussée.

Figure I.2 : Chaussées souples.

Figure I.3 : Chaussées bitumineuses épaisses.

Figure I.4: Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

Figure I.5 : Chaussées à structure inverse.

Figure I.6 : Chaussées à structure mixte.

Figure I.7 : Dégradation d'arrachement.

Figure I.8 : Remontée des fines, dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

Figure I.9 : L'orniérage (LCPC, 1998).

Figure I.10 : Fissures dans une chaussée.

### CHAPITRE II

Figure II.1 : Le séisme d'El Asnam, survenu le 10 octobre 1980.

Figure II.2 : Le séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.

Figure II.3: Le séisme de Mila, 07 août 2020.

Figure II.4: Remblai de déchets de briques dans un chantier à Tizi-Ouzou.

### CHAPITRE III

Figure III.1 : Matériaux utilisés les granulats de marne, débris de brique.

Figure III.2 : Quelques sites de marne dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

Figure III.3 : La marne bleue.

Figure III.4 : Marnes noires (grise souris).

Figure III.5: Marne gréseuse vin Trias-Neffies.

Figure III.6 : La marne grise de M'douha.

Figure III.7 : vue aérienne (Google earth) du site indiqué.

Figure III.8 : Site d'extraction du matériau naturel (marne).

Figure III.9 : Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285.

Figure III.10 : Granulats de marne après concassage et tamisage.

Figure III.11 : Pesée hydrostatique.

Figure III.12 : Exécution de l'essai.

Figure III. 13: Les différents états du sol.

Figure III.14 : Différents états de consistances d'un sol.

Figure III.15 : appareillage d'usage courant.

Figure III.16 : Détermination de la limite de liquidité.

Figure III.17 : Etape de la limite de plasticité

Figure III.18 : Débris de brique sur chantier a Tamda.

Figure III.19 : Débris de brique après concassage et tamisage.

## **CHAPITRE IV**

Figure IV.1 : Compactage des sols.

Figure IV.2 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

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

Figure IV.4 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

Figure IV.5 : essai de compactage.

Figure IV.6 : Appareillage Proctor.

Figure IV.7 : Matériau schiste+ Débris de brique préparé pour essai Proctor.

Figure IV.8 : Courbe Proctor de marne seul.

Figure IV.9 : Courbe Proctor de marne + 10% de débris de brique.

Figure IV.10 : Courbe Proctor de marne + 30% de débris de brique.

Figure IV.11 : Courbe Proctor de marne + 50% de débris de brique.

Figure IV.12 : Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

Figure IV.13 : Évolutions des densités sèches maximales en fonction du pourcentage des débris de brique.

Figure IV.14 : Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage des débris de brique.

Figure IV.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Figure IV.16 : Presse CBR.

Figure IV.17 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

Figure IV.18 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBRimd).

Figure IV.19 : Evolution des indices CBR immédiat en fonction des pourcentages des débris de brique.

Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBRimm).

Figure IV.21 : Evolution des CBRimm en fonction des pourcentages des débris de brique.

Figure IV.22 : Courbes comparatives des CBRimd et CBRimm des différents mélanges.

## CHAPITRE V

Figure V.1 : Machine 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.

Figure V.7 : Courbe comparative LA+MDE.

Figure V.8 : Différentes étapes de l'essai de dégradabilité.

Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après imbibition de la marne.

Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après imbibition de la marne +10% de brique.

Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après imbibition de la marne +30% de brique.

Figure V.12: Courbes granulométriques avant et après imbibition de la marne +50% de brique.

Figure V.13 : Courbe comparative coefficient de dégradabilité.

Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne.

Figure V.15: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 10% de brique.

Figure V.16 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 30% de brique.

Figure V.17 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 50% de brique.

Figure V.18 : Courbe comparative coefficient de fragmentabilité.

## CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure VI.2 : Droite intrinsèque. (LCPC, 1987)

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

Figure VI.4 : courbe intrinsèque d'un sol cohérent.

Figure VI.5 : courbe intrinsèque d'un sol cohérent et frottant.

Figure VI.6 : résistance au pic, résistance résiduelle.

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

Figure VI.8 : Appareillage de l'essai de cisaillement à la boîte.

Figure VI.9 : Échantillon après cisaillement.

Figure VI.10 : Courbes contraintes-déformations (Marne seul).

Figure VI.11 : Droite intrinsèque (Marne seul).

Figure VI.12 : Courbes de variation du volume (Marne seul).

Figure VI.13 : Courbes contraintes-déformations (Marne +10% de débris de brique).

Figure VI.14: Droite intrinsèque (Marne +10% de débris de brique).

Figure VI.15: Courbes de variation du volume (Marne + 10% de débris de brique).

Figure VI.16 : Courbes contraintes-déformations (Marne +30% de débris de brique).

Figure VI.17 : Droite intrinsèque (Marne +30% de débris de brique).

Figure VI.18 : Courbes de variation du volume (Marne + 30% de débris de brique).

Figure VI.19 : Courbes contraintes-déformations (Marne +50% de débris de brique).

Figure VI.20: Droite intrinsèque (Marne +50% de débris de brique).

Figure VI.21 : Courbes de variation du volume (Marne + 50% de débris de brique).

Figure VI.22 : La cohésion des différents mélanges.

Figure VI.23 : Angle de frottement des différents mélanges.

Figure VI.24 : Courbes comparatives à  $\sigma = (100 \text{ kPa})$ .

Figure VI.25 : Courbes comparatives à  $\sigma = (200 \text{ kPa})$ .

Figure VI.26 : Courbes comparatives à  $\sigma = (300 \text{ kPa})$ .

Figure VI.27 : Courbes comparatives à  $\sigma = (400 \text{ kPa})$ .

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II

Tableau II.1 : Composition minéralogique de déchets de briques.

### CHAPITRE III

Tableau III.1 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.

Tableau III.2 : Détermination de la teneur en eau.

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

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

Tableau III.5 : Résultats de la masse volumique des particules solides.

Tableau III.6 : Détermination du degré de saturation.

Tableau III.7 : Résumés des résultats précédents.

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse minéralogique.

Tableau III.9 : Fiche technique de la brique (Brique 8 Trous).

### CHAPITRE IV

Tableau IV. 1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne seul.

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 10% de débris de brique.

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 30% de débris de brique

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 50% de débris de brique.

Tableau IV.6 : Récapitulatif des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales.

Tableau IV.7: Résultats des essais CBR immédiat.

Tableau IV.8 : Résultats des essais CBR après immersion.

Tableau IV.9 : Interprétation des résultats CBR et CBRimm.

### CHAPITRE V

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

Tableau V.2 : Résultats des essais Micro Deval.

Tableau V.3 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau V.4 : Résultats des essais Los Angeles.

Tableau V.5 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Tableau V.6 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Tableau V.7 : Classification des matériaux rocheux.

Tableau V.8: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR.

## **CHAPITRE VI**

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

## LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

w : Teneur en eau naturelle ;  
Ms : Masse des particules solide ;  
Mh : Masse de l'échantillon à l'état humide ;  
 $\gamma$ : Poids volumique total ;  
 $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  
 $\gamma_s$  : Poids volumique des grains solides ;  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide ;  
 $\gamma_d$  : Poids volumique sec ;  
e: Indice des vides ;  
Sr : Degré saturation ;  
n: Porosité ;  
 $\rho$  : Masse volumique totale ;  
 $\rho_w$  : Masse volumique de l'eau ;  
 $\rho_s$ : Masse volumique des grains solides ;  
 $\rho_h$ : Masse volumique humide ;  
 $\rho_d$ : Masse volumique sèche ;  
Vw: Volume de l'eau ;  
Vs : Volume des particules solides ;  
Va : Volume de l'air ;  
Vv : Volume des vides ;  
Vt : Volume total ;  
wl : Limite de liquidité ;  
wp : Limite de plasticité ;  
Ip : Indice de plasticité ;  
wopt: Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;  
 $(\gamma_d/\gamma_w)$  max : la densité sèche maximale ;  
CBR : L'indice CBR immédiat.  
CBRimm : L'indice CBR après immersion ;  
G : Gonflement linéaire relatif ;  
MDE : Le coefficient micro Deval ;  
LA : Le coefficient Los Angeles ;

## LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

---

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

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 ;

$\sigma$  : Contrainte normale totale ;

$\sigma'$  : Contrainte normale effective ;

$C'$  : Cohésion effective (drainée) ;

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif ;

$C_u$  : Cohésion apparente ;

$\phi$  : Angle de frottement apparent ;

L : Longueur de la boîte de cisaillement ;

$\Delta L$  : Déplacement horizontale ;

$S_c$  : La section corrigée ;

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

$\tau$  : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

## INTRODUCTION GENERALE

Le développement durable auquel ces dernières années s'intéresse sérieusement le monde entier, est lié certainement à la construction d'ouvrages de génie civil, particulièrement les ouvrages routiers. Néanmoins, la réalisation de ces ouvrages nécessite des quantités en agrégats de plus en plus croissantes au point où les carrières restent parfois incapables de satisfaire les besoins des constructeurs. Dans le bâtiment, la demande en Algérie s'élève annuellement à plus de 17 millions de tonnes de mètre cube de sable et de gravier. Cette quantité est largement dépassée dans les travaux publics.

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 bâtiment et des travaux publics (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.

Cependant, pour limiter l'extraction abusive des matériaux naturels classiques, très utilisés dans de vastes programmes de construction, le recyclage et la valorisation des déchets sont aujourd'hui considérés comme une solution d'avenir. Elle permet simultanément de répondre au déficit entre production et consommation et de protéger l'environnement. Plusieurs matériaux tels que les débris de béton, les débris de verre, les déchets plastiques, ... ont fait l'objet de recyclage dans l'optique de les utiliser comme matériaux de travaux publics. Certains d'entre eux (débris de béton) ont déjà donné des résultats très satisfaisants et ont été mis en œuvre dans des projets réels dépassant le stade de l'expérimentation au laboratoire.

Le travail réalisé et présenté dans ce mémoire rentre dans cette perspective ; il consiste à étudier le comportement mécanique d'un mélange de granulats de marne et de débris de brique pour une éventuelle utilisation dans la construction routière. Il peut constituer une contribution précieuse présentant une alternative et solution propre et durable.

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (marne + débris de brique) 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 proprement dits (Los Angeles, Micro Deval, fragmentabilité et dégradabilité) 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 est consacré aux généralités sur le recyclage et la valorisation des matériaux recyclés, particulièrement les débris de brique. Il permet de montrer également l'intérêt du recyclage dans le génie civil et quelques statistiques sur le recyclage à l'échelle nationale et internationale.

Le chapitre III introduit la partie expérimentale de cette étude. Il est consacré aux différents essais d'identification des matériaux utilisés (marne et débris de brique), afin de déterminer les caractéristiques physiques, 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 les essais de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés au compactage ainsi que leur portance à l'état normal et 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 également sur quelques essais routiers, à savoir l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, l'essai de dégradabilité et l'essai 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 également 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 est 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

Depuis l'époque des premières voies romaines jusqu'à la fin du dix-huitième siècle, on utilisait des "structures" de chaussées routières à base de dalles et de pavés pour des véhicules à traction animale. Plus tard, avec le début de mécanisations des travaux et l'apparition de véhicules plus lourds et plus nombreux, on vit l'apparition des structures à base de hérisson (blocs de 250 mm) et de macadam (40170 mm).

Au début du vingtième siècle, on a commencé à s'occuper de l'optimisation des terrassements et on parlait de "L'économie" des mouvements de terres. Avec l'évolution du véhicule et du trafic et pour lutter contre les dégradations de surface et la poussière, on commença à utiliser le goudron puis le bitume. Ce n'est qu'après la 2ème guerre mondiale que l'on a été obligé de se préoccuper des considérations géologiques et géotechniques, et avec des techniques de mise en œuvre plus avancées, les matériaux à granulométrie serrée utilisés dans le corps de chaussé furent remplacés par des matériaux à granulométries continues.

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.

### I.2 Définition et rôle d'une chaussée

**-Au sens géométrique :** On appelle chaussée toute surface spécialement aménagée ; sur le sol ou sur un ouvrage, pour le stationnement ou la circulation des personnes et des véhicules. (Neji, 2005)

**-Au sens structurel :** c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à Permettre la reprise des charges.

-La chaussée a pour rôle : (Neji, 2005)

- ✓ D'absorber les charges dues aux véhicules ;
- ✓ D'encaisser les variations journalières et saisonnières de température et d'hygrométrie ;
- ✓ De supporter le poinçonnement résultant du stationnement des véhicules ;
- ✓ De rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur ;
- ✓ Résistance aux effets de roulage et de freinage des véhicules ;

### I.3 Différentes couches d'une chaussée

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini comme le montre la figure.1. :

Tout d'abord le sol terrassé ou sol-support est surmonté généralement d'une couche de forme. L'ensemble sol couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. Puis viennent la couche de base et la couche de fondation formant ainsi les couches d'assise. 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. (LCPC, 1994)

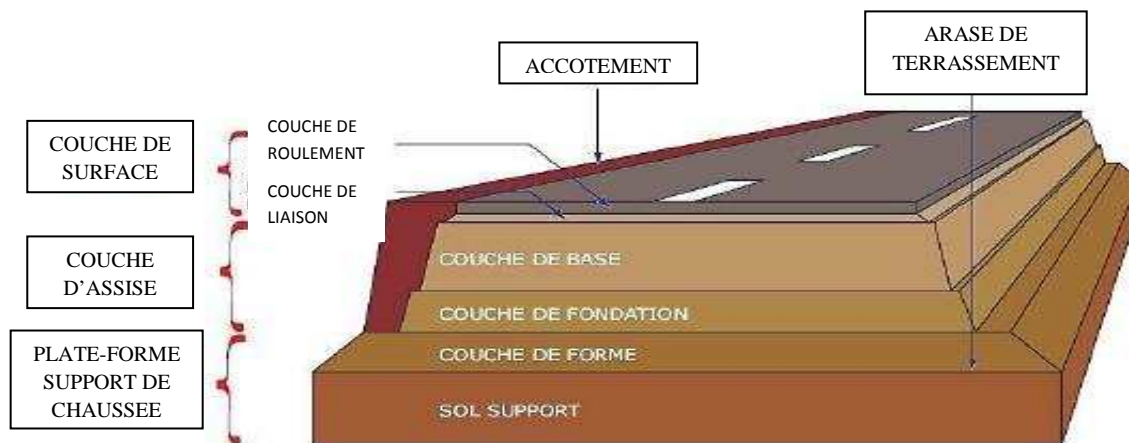


Figure I.1 : Les différentes couches qui constituent une chaussée.(LCPC, 1994).

#### I.3.1 Plateforme 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

Dans la conception des structures de chaussées, le sol support est souvent considéré comme couche à part entière d'une structure. Éventuellement surmonté d'une couche de forme en matériaux sélectionnés ou traités, le sol support constitue la plate-forme sur laquelle repose la chaussée. Pour bien remplir son rôle, il est souhaitable que cette plate-forme possède un certain nombre de qualité :(Moulierac et Prvost, 2002)

- Elle doit offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée et doit donc être suffisamment rigide.
- Cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée ; elle doit donc être peu sensible aux intempéries.
- Elle participe, par sa rigidité, au fonctionnement de la chaussée, une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse.

### **I.3.1.2 La couche de forme**

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe qui sert à adopter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques, et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée.

Elle n'y est utilisée que pour opérer de corrections géométriques et améliorer la portance du sol support à long terme, elle participe à son intégrité de par ses fonctions :

- ✓ Pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure le trafic d'engins et de véhicules sur le chantier.
- ✓ Elle permet d'égaliser le terrain naturel.
- ✓ Elle protège contre le gel.
- ✓ Elle est constituée de matériaux réutilisés.

### **I.3.2 La couche d'assise**

Les couches d'assise sont généralement constituées de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base.

Elles assurent les rôles suivants :

- Répartir les charges sur la plate-forme.
- Présenter des bonnes performances mécaniques.
- Assurer une bonne protection thermique. (Barrillot et Cabanes, 2018)

#### **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**

Elle peut comprendre une ou plusieurs couches d'enrobé (couche de roulement, et une ou deux couches de liaison). (LCPC, 1994)

#### **I.3.3.1 La couche de roulement**

Elle est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat. Elle assure une ou plusieurs des fonctions suivantes :

- Sécurité : (adhérence ; uni longitudinal et transversal)
- Confort : (bruit de roulement ; uni longitudinal et transversal)
- Protection de l'assise :(imperméabilisation ; résistance mécanique ; résistance aux agents extérieurs)

### **I.3.3.2 La couche de liaison**

Lorsqu'une couche de liaison est prévue, elle est interposée entre les couches d'assise et la couche de roulement.

Selon la nature de la couche de roulement et l'importance du trafic, la nature de la couche de base et les exigences sur le niveau d'uni, une couche de liaison peut être nécessaire afin d'assurer les rôles suivants :

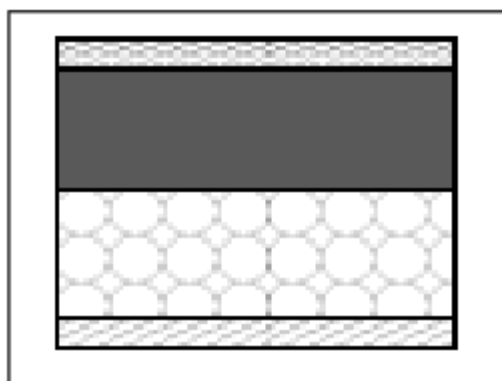
- Imperméabilisation.
- Résistance à l'orniérage.
- Amélioration de l'uni.
- Retarder la remontée des fissures.

## **I.4 Les différentes structures de chaussées**

Selon la norme NF P 98-080-1, on distingue les principaux types de structure de chaussée suivants :

### **I.4.1 Les chaussées souples**

Les chaussées souples sont des structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches des matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm. Une structure souple, principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds. (Nguyen, 2008)



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

Figure I.2 : Chaussées souples.(Nguyen, 2008)

Les différentes couches d'une structure traditionnelle souple sont disposées par ordre Croissant de rigidité, du sol vers la surface de la chaussée. Les ordres de grandeur des modules sont de 50 MPa environ pour le sol et de 5000 MPa environ pour l'enrobé bitumineux.

Les matériaux granulaires formant l'assise de la chaussée ont une faible rigidité et le revêtement est mince ce qui conduit à une transmission avec faible diffusion des efforts verticaux dus aux charges roulantes.

La répétition de ces efforts engendrent des déformations plastiques au sein de l'assise et du sol support qui se manifestent par des déformations permanentes à la surface de la chaussée. Nous citons l'orniérage à grand rayon, les affaissements localisés et les flaches .

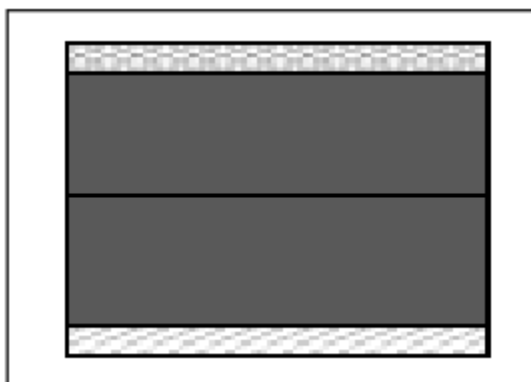
Des fissures de fatigue du revêtement bitumineux sont aussi fréquentes.

Le dimensionnement de ce type de structure tient compte de la déformation verticale au sein de l'assise.

#### **I.4.2 Les chaussées bitumineuses épaisses**

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineux sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés généralement du grave-bitume, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm. (Nguyen, 2008)

Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés formant l'assise de la chaussée ont une rigidité permettant une transmission avec atténuation des efforts verticaux dus aux charges roulantes vers la plate-forme support. Cette atténuation est d'autant plus grande que l'épaisseur de l'assise bitumineuse est forte. En revanche, on assiste à de fortes contraintes de traction par flexion au sein de l'assise

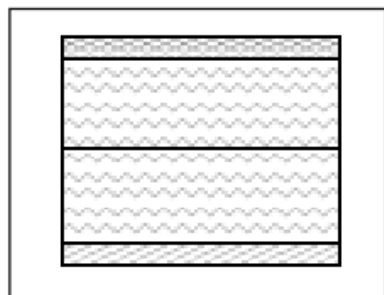


1. Couche de surface de matériaux bitumineux.
2. Matériaux bitumineux d'assise (de 15 à 40 cm).
3. Plate-forme support.

Figure I.3 :Chaussées bitumineuses épaisses.(Nguyen, 2008)

### I.4.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Ces structures sont qualifiées couramment de “semi-rigides”. Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm. (Nguyen, 2008)



1. Couche de surface de matériaux bitumineux (6 à 14 cm).
2. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50 cm).
3. Plate-forme support.

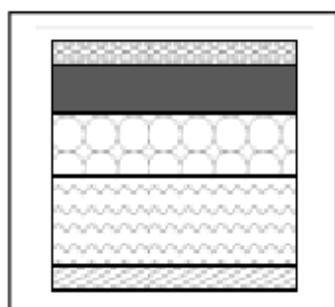
Figure I.4 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.(Nguyen, 2008)

Les matériaux traités aux liants hydrauliques formant l'assise de la chaussée ont une forte rigidité ce qui conduit à une transmission d'une faible partie des efforts verticaux dus aux charges roulantes vers la plate - forme support .en revanche, on assiste à de fortes contraintes de traction par flexion au sein de l'assise qui sont déterminantes dans le dimensionnement de ce type de structure.

Ces structures sont caractérisées par le phénomène de fissuration transversale qui apparaît au sein de l'assise dès son jeune âge et peut remonter à la surface de la chaussée en cas de non intervention .cette fissuration est due aux retraits primaire et secondaire.

### I.4.4. Les chaussées à structure inverse

Si la couche de base est non traitée et la couche de fondation est traitée auliant hydraulique, alors la chaussée est dite à structure inverse. Ce type de structure est surtout employé pour ralentir la propagation des fissures de retrait qui apparaissent dans la couche de grave traitée aux liants hydrauliques. (Nguyen, 2008)

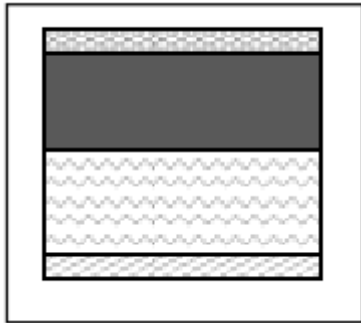


1. Couche de surface de matériaux bitumineux.
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm).
3. Matériaux granulaires non traités (12 cm).
4. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm).
5. Plate-forme support.

Figure I.5 : Chaussées à structure inverse.(Nguyen, 2008)

#### I.4.5 Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base traitée au liant hydrocarboné (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2. (Nguyen, 2008)



1. Couche de surface de matériaux bitumineux.
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm).
3. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm).
4. Plate-forme support.

Figure I.6 : Chaussées à structure mixte.(Nguyen, 2008)

#### I.4.6 Les chaussées en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques... (Nguyen, 2008)

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints.

### I.5 Dimensionnement des chaussées

#### I.5.1 Le trafic

C'est le premier paramètre qui entre en jeu pour le dimensionnement d'une chaussée, car le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux est directement lié au poids auxquels sera confrontée la chaussée.

#### I.5.2 L'environnement

Le comportement des structures est influencé directement ou indirectement par les conditions. La température affecte les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux (module élastique et tenue en fatigue). Elle génère aussi des cycles d'ouverture/fermeture des fissures de retrait des matériaux traités aux liants hydrauliques.

### **I.5.3 Le sol support**

Les structures des chaussées reposant sur un ensemble "plate-forme support de chaussée" constitué du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme.

### **I.5.4 Les matériaux**

Il est nécessaire que les matériaux utilisés résistent aux sollicitations répétées dues au passage continu des véhicules lourds.

## **I.6 Les matériaux routiers**

### **I.6.1 Classification des matériaux**

Il est possible de classer les matériaux suivant la granulométrie, la masse volumique, l'origine et le mode de préparation du matériau, ... selon l'origine, nous pouvons avoir deux groupes. (Coquand, 1978)

#### **I.6.1.1 Les matériaux de carrière**

Ce sont des matériaux issus de l'exploitation des carrières. On en distinguera

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

#### **I.6.1.2 Les matériaux de roulés**

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

### **I.6.2 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. (Coquand, 1978)

#### **I.6.2.1 Etat de surface des granulats**

Dans le cas des roches poly cristallines ( $\varnothing > 1$  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 poly cristallines, la rugosité dépend de la dimension « d » des cristaux. Plus une roche a un « grain fin », plus sa cassure n'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.6.2.2 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.6.2.3 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.6.2.4 La granularité des granulats**

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

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

### **I.6.3 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.6.3.1 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. Le grave non traité 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 s'il y a beaucoup de trafic.
- **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 (gélivité, résistance au polissage) 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.6.3.2 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 un 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 le 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 utilisées.

### I.6.3.3 Les graves et les sables traités aux liants Hydrocarbonés (Ou liants noirs)

On utilise ici, 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, le 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** : Ici, 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.

#### **I.6.3.4 Bétons de ciment**

Ce sont des mélanges, fabriqués en centrale, de granulats, de ciment et d'eau. Les bétons ont la propriété d'être maniés 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.7 Dégradation des chaussées**

#### **I.7.1 Cause de dégradations des chaussées**

Les principales causes de dégradation et d'usure des chaussées sont les suivantes : (SETRA, 1996).

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

##### **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 et 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 (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.7 : Dégradation d'arrachement.(LCPC,1998).

### 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.8 : 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'ornièrisme, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, les déformations de forme de tôle 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.9 : L'ornièrisme.(LCPC,1998)

### I.7.2.4 Les fissures

Avec le problème de l'ornièrisme, 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 Chabot, 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).

Causes possibles :

- Tassement du corps de chaussée (retrait ou gonflement de la couche de base),
- 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),
- Effet du gel.



Figure I.10 : Fissures dans une chaussée.(LCPC,1998)

### **I.8 Action des véhicules sur la chaussée**

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

#### **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...

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**

Les chaussées sont souvent réalisées à base de granulats naturels issus de carrières. Par conséquent, la demande en agrégats est de plus en plus croissante au point où les sources naturelles restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux. Ces dernières années, de nouveaux matériaux (matériaux de recyclage) sont testés (débris de béton, débris de brique, débris de verre,...) afin de compenser du moins partiellement le manque en granulats.

Le chapitre suivant est consacré au développement de la filière du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés, utilisés dans le secteur du bâtiment et des travaux publics(BTP).

## CHAPITRE II

# VALORISATION DES DECHETS

### II.1 Introduction

Le contexte environnemental mondial a placé la question environnementale au cœur des débats scientifiques, plus spécialement les questions de la pollution et de la gestion des déchets. Dans le domaine du Génie Civil réputé par sa grande consommation de matériaux naturels, les avancées scientifiques ont permis de valoriser différentes variétés de sous-produits industriels dans les applications de béton et en technique routière.

La valorisation des déchets n'est pas seulement une solution écologique, mais surtout une activité économique viable.

Dans ce chapitre nous parlerons de manière générale du recyclage et de la valorisation des déchets qui ne cessent de se multiplier autour de nous, ainsi que le recyclage et la réutilisation des déchets particulièrement dans le domaine du génie civil.

### II.2 Généralités sur les déchets

#### II.2.1 Le déchet

Tout objet qui doit être jeté car il est cassé, usé, contaminé, ou abîmé d'une manière ou d'une autre, pour certains, sera qualifié de déchet, mais ne sera pas nécessairement considéré comme tel par les autres.

D'après le code français de l'environnement, le déchet est ainsi qualifié façon essentiellement subjective, où l'acte ou l'intention du détenteur d'éliminer/abandonner importe plus que de savoir si l'objet est devenu impropre à l'usage, a perdu toute valeur économique ou présente un danger pour l'environnement. (Pimienta et Remond, 1997)

#### II.2.2 Origine de la production des déchets

La production des déchets est inéluctable pour les raisons suivantes :

- Biologiques : tout cycle de vie produit des métabolites.
- Technologiques : tout procédé industriel conduit à la production de déchet.
- Économiques : les produits en une durée de vie limitée.
- Écologiques : les activités de la dépollution (eau, air) génèrent inévitablement d'autres déchets qui nécessiteront une gestion spécifique.
- Accidentelles : les inévitables dysfonctionnements des systèmes de production et de consommation sont eux aussi à l'origine de déchets. (Pimienta et Remond, 1997)

### **II.2.3 Gestion des déchets**

La gestion des déchets est la collecte, le transport, le traitement (le traitement de rebut), la réutilisation ou l'élimination des déchets, habituellement ceux produits par l'activité humaine, afin de réduire leurs effets sur la santé humaine, l'environnement, l'esthétique ou l'agrément local. La gestion des déchets concerne tous les types de déchets, qu'ils soient solides, liquides ou gazeux, chacun possédant sa filière spécifique. (Pimienta et Remond, 1997)

### **II.2.4 Principe de gestion des déchets**

Il y a plusieurs principes de gestion des déchets dont l'usage varie selon les pays ou les régions. La hiérarchie des stratégies (règle des trois R) :

- Réduire
- Réutiliser
- Recycler

### **II.2.5 La Valorisation des déchets**

La valorisation est définie comme "L'élimination des déchets, comporte les opérations de collecte, transport, stockage, tri et traitement nécessaires à la récupération des éléments et matériaux réutilisables ou de l'énergie, ainsi qu'au dépôt ou au rejet dans le milieu naturel de tous autres produits dans des conditions propres à éviter les nuisances Avant de valoriser un déchet, il faut connaître son origine, l'analyser, caractériser son état actuel et son comportement dans le temps et évaluer sa traitabilité. Il s'agit donc de « mesurer pour connaître et connaître pour agir ». L'approche globale du déchet permettra d'en définir son devenir, à savoir quel type de valorisation choisir. (Pimienta et Remond, 1997)

### **II.2.6 L'intérêt de la valorisation**

POURQUOI VALORISER ? La valorisation matière permet de faire des économies dans la production et l'achat de matières premières. Valoriser les déchets permet de rallonger l'utilisation des matières, ce principe est à la fois économique et écologique. Aujourd'hui plus de 19 mégatonnes de matériaux qui sont recyclé et réutilisé.

Les arguments peuvent être résumés en :

- Augmentation de la production.
- Le coût de stockage ou de traitement est de plus en plus élevé.
- Une législation de plus en plus sévère.
- Une meilleure gestion de la recherche. (CNERIB, 2002)

### **II.2.7 Déchets en Algérie**

D'après une étude récente sur la valorisation des déchets de construction en Algérie, menée par le CNERIB et basée sur le rapport "La situation des déchets solides et les progrès accomplis en Algérie" transmis par le Gouvernement algérien à la Commission du développement durable des Nations Unies en 1997, il est estimé que la quantité annuelle de déchets urbains produite chaque année en Algérie est d'environ 5.5 millions de tonnes pour une population de 30 millions d'habitants.

La réglementation relative à la protection de l'espace environnemental est définie par les articles 89 et 90 du Chapitre II de la loi 83-03 (1983) et le Décret n° 84-378 du 15 décembre 1984 (loi 83-03) fixe les conditions de nettoyage, d'enlèvement et du traitement des déchets solides urbains. Le Décret n° 84-378 et le Chapitre II du titre IV sont les seuls passages qui régissent juridiquement les déchets solides. En dépit de la reconnaissance de l'impact négatif du déchet, ces quelques dispositions demeurent insuffisantes pour une meilleure prise en charge de la protection de l'espace environnemental. (CNERIB, 2002)

On constate que dans l'article 2 du Décret n° 84-378, les types de déchets, constituant les déchets solides urbains, sont classés selon l'importance de leur volume. Les déchets de construction, désignés par les termes 'gravats et décombres', viennent en troisième position après les ordures ménagères et les produits provenant du balayage et le curage des égouts. Ils sont considérés au même titre que les ferrailles, les carcasses d'automobiles, les déchets encombrants, ... etc.

Par ce classement, on déduit que les déchets de construction sont minimisés puisque leur volume est considéré moins important que les déchets provenant du balayage et du curage des égouts ; or le volume des déchets de construction (2,2 millions de tonnes par an) est loin d'être négligeable en les trouves juste derrière les ordures ménagères. (CNERIB, 2002)

Aujourd'hui, vu le développement et l'intensité de l'activité du secteur BTP dans le pays, il est difficile de négliger la quantité de déchets de construction produite. Au contraire, il est nécessaire de mettre en application la prise en charge de ces déchets.

### **II.2.8 Utilisation des déchets et sous-produits dans le domaine du génie civil**

L'idée d'employer des déchets, y compris les sous-produits de l'industrie, n'est pas neuve pour l'homme. Les déchets produits par les industries du charbon ou de l'acier sont relativement facilement assimilables à des granulats ou incorporables dans des liants : étude de l'emploi du laitier granulé en cimenterie en 1880. En génie civil, le développement de

l'emploi de certains déchets s'est fait en parallèle avec le développement de l'industrie lourde dans le temps.

En général, les besoins du génie civil peuvent être résumés en termes de quatre ordres séquentiels :

- 1- Matériaux, sur lesquels pèsent de faibles exigences et consommés en grande masse.
- 2- Granulats, qui doivent répondre à des spécifications diverses suivant leur utilisation.
- 3- Liants, qui doivent répondre à des spécifications précises et dont les propriétés doivent rester constantes dans le temps.
- 4- Activant, qui seront utilisés en petites quantités, ce qui peut poser des problèmes de collecte, stockage, distribution et régularité.

### **II.3 Le recyclage des déchets en construction**

Le recyclage a deux conséquences écologiques majeures : la réduction du volume de déchets et la préservation des ressources naturelles. C'est une des activités économiques de la société de consommation. Certains procédés sont simples et bon marché mais, à l'inverse, d'autres sont complexes, coûteux et peu rentables. Dans ce domaine, les objectifs de l'écologie et ceux des consommateurs se rejoignent mais parfois divergent ; c'est alors le législateur qui intervient. Ainsi, en particulier depuis les années 70, le recyclage est une activité importante de l'économie et des conditions de vie des pays développés.

Le recyclage s'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des trois 'R' :

- Réduire, qui regroupe tout ce qui concerne la réduction de la production de déchets.
- Réutiliser, qui regroupe les procédés permettant de donner à un produit usagé un nouvel usage.
- Recycler, qui désigne le procédé de traitement des déchets par recyclage.

#### **II.3.1 Historique du recyclage en génie civil**

Le principe de recyclage des matériaux n'est pas nouveau puisqu'il a déjà été utilisé par les Romains. Le principe consistait notamment dans la destruction des statues des Dieux qui n'étaient pas vénérés et les matériaux récupérés servaient à en faire de nouvelles.

Devant le fait des villes sinistrées pendant et après la seconde guerre mondiale, le recyclage des matériaux s'est présenté comme une solution envisageable et a connu son début en Europe et plus précisément en Allemagne et en Grande-Bretagne. Les gravats provenant des bâtiments détruits par les bombardements étaient employés pour la reconstruction ; les

granulats recyclés obtenus par ce recyclage comportaient une forte proportion de briques, du fait du mode de construction de l'époque. (Bouchard, 1984)

A partir de 1975, les premières tentatives de recyclage ont débuté aux Etats-Unis, plus précisément dans le domaine routier, où les granulats recyclés provenaient du concassage de béton armé et non armé dans les couches de fondation de chaussées. La première utilisation réelle de béton recyclé était destinée aux sous couches des voies de circulation en Californie et la composition comportait du béton recyclé, de l'asphalte et de 8% de ciment. En 1976, la première réussite de l'utilisation d'agrégats recyclés et celle d'un ancien béton de 41 ans d'âge pour la formulation d'un nouveau béton toujours de chaussée dans l'état d'Illinois suivi par d'autres projets similaires dans d'autres états de 1980 à 1985. (Hansen, 1992)

### **II.3.2 Recyclage de déchets dans le domaine du génie civil en Algérie**

En Algérie, des bâtiments publics, des immeubles et des ponts sont démolis après des sinistres naturels comme le séisme et les crues ou simplement par le vieillissement. Les matériaux de démolition sont, pour l'instant, rarement recyclés. L'industrie de construction génère aussi une quantité importante de déchets C&D (briques et béton en particulier) qui est rarement valorisée.

Cependant, dans toutes les villes algériennes et surtout dans les grandes villes, va bientôt apparaître le besoin de démolir ou de déconstruire les anciennes bâtisses coloniales des années cinquante. La seule tentative de valorisation des déchets de démolition a été tentée en 1981. La ville algérienne d'El-Asnam (Chlef actuellement), a été secouée en octobre 1980 par deux tremblements de terre intenses qui l'ont quasiment réduite en un énorme tas de gravats. Face à quelques milliers de bâtiments (38% des bâtiments) qui devaient être démolis et par suite l'évacuation de plusieurs centaines de milliers de tonnes de débris. Une opération pilote de recyclage de béton démolit a été menée avec l'aide du CSTC (Belgique), et a démontré qu'il était possible de recycler les débris de béton en blocs de construction de qualité convenables. Dans le but de pouvoir recycler le plus grand nombre de débris et d'adopter les conditions minimales, on a pu réaliser, suivant la composition choisie suivante, des blocs présentant des résistances acceptables (min : 2,1 MPa et max : 7 MPa). (Pauw, 1982)



Figure II.1 : Le séisme d'El Asnam, survenu le 10 octobre 1980.



Figure II.2 : Le séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.



Figure II.3: Le séisme de Mila, 07 aout 2020.

### II.3.3 Impacts du recyclage sur l'environnement

La récupération des déchets touche deux impacts très importants, l'impact environnemental qui est résout par l'évacuation de ces déchets et l'impact économique qui est l'utilisation de ces derniers dans l'industrie ou dans le domaine de la construction, ces déchets ont l'avantage d'être disponibles en grande quantité et avec de faible valeur marchande. Le recyclage de déchets permet de :(Quebaud,1996)

- Réduire l'extraction de matières premières.
- Réduire des pollutions et nuisances.
- Préservé de la diversité biologique et des espaces naturels.
- Protection des recoures naturels.
- La protection de l'atmosphère.
- Contrôle et déduire des déchets dangereux..

### II.4 Généralités sur les déchets de brique

#### II.4.1 Définition de la brique

La brique est un parallélépipède rectangle, de terre argileuse crue et séchée au soleil ou cuite au four, utilisé comme matériau de construction. L'argile est souvent mêlée de sable.



FigureII.4:Remblai de déchets de briques dans un chantier a Tizi-Ouzou.

#### II.4.2 Technique de la production de la brique

Il y a cinq étapes se succèdent dans la fabrication de la brique : (A.N.D, 2015)

- L'extraction de la terre, jusqu'à la fin du XIXe siècle où furent inventées les premières excavatrices motorisées, se faisait à la pelle.
- La préparation de la pâte : mélange d'une ou plusieurs terres argileuses, ou de limon, avec de l'eau et des éléments dits "dégraissants", comme le sable.
- Le façonnage de l'antiquité, on voit apparaître le moule, cadre de bois avec ou sans fond, aux dimensions de la brique à produire.
- Le séchage est, en effet, indispensable de faire sécher doucement la brique de terre crue, avant de la cuire. Ce séchage se fait actuellement en séchoir artificiel, mais autrefois, la brique était mise à sécher sous de vastes hangars à l'air libre.
- La cuisson est l'opération la plus délicate, la brique est mise à cuire dans un four.

#### II.4.3 Types de brique

Il existe différents types de briques pleines avec des aspects de surface variée.

On distingue différents types de briques :

- La brique de terre crue, qui peut aussi contenir des fibres (pailles, lin, crin...).
- La brique de terre compressée.
- La brique cuite pleine, matériau traditionnel très ancien, avec une variante appelée, brique pleine perforée (les perforations sont perpendiculaires au plan de pose).
- La brique légère et isolante (qui flotte sur l'eau) utilise une terre silico-magnésienne sans consistance mais qui mélangée à un vingtième environ d'argile plastique produisait des briques aussi résistantes que des briques ordinaires, mais très poreuses, conduisant mal la chaleur ou le froid et flottant sur l'eau.
- la brique cuite creuse, plus légère (et donc moins coûteuse à transporter) et plus isolante, est devenue la plus utilisée, Ses perforations sont parallèles au plan de pose de manière à ne pas diminuer sa résistance à la pression.
- la brique de chanvre, ayant de très bonnes propriétés d'isolation thermique.
- La brique non gélive.
- la brique réfractaire, pour la construction des fours, chaudières, foyers, cheminées, etc.

Selon le type, elles peuvent connaître différents usages :

- Briques de parement : destinées à rester apparentes et sont purement décoratives.
- Briques pleines : destinées à la construction de murs extérieurs, porteurs.
- Briques plâtrières : servent à construire les cloisons intérieures et les murs de refend.

**II.4.4 Les caractéristiques physico-chimiques de la brique**

Selon, les types d’argiles sont dans les briques cuites. Ils sont : les illitiques (couleur marron gris à rouge) les kaolinique et les bravai stiques (couleur orange à rose). Les éléments métalliques sont aussi trouvés dans la pâte argileuse. Ces éléments dits « réfractaires » le degré de fusion est très supérieur à celui de la température (800° à 1000°) des fours à brique : la silice (SiO2) et de l’aluminium (AL2O3).

Les déterminants de la couleur basique de la brique (les colorants) ce sont :

- 1- L’oxyde de fer.
- 2- L’oxyde de titane.
- 3- L’oxyde de manganèse.

Les fondants aussi ce sont à deux types :

- 1- Les oxydes alcalins (oxyde de sodium et potassium).
- 2- Les oxydes alcalino-terreux (chaux et magnésie).

Selon, la composition minéralogique de déchet de brique rouge a été déterminée par fluorescence. (A.N.D, 2015)

Tableau II.1 : Composition minéralogique de déchets de briques. (Aissa, 2006)

Eléments	CaO	SiO2	Al2O3	Fe2O3	MgO	SO3	K2O	Na2O	P.F
Pourcentages (%)	6.06	66.52	14.20	5.45	2.35	0.73	2.09	0.73	1.00

**II.4.5 déchets de brique : recyclage et normes**

Il existe peu d’informations disponibles sur le devenir des débris de briques de terre cuite qui constituent la plus grande partie des déchets de démolition et de décombres, d’une part, techniquement, les débris de briques sont pratiquement recyclés comme composant d’un matériau type maçonnerie. D’autre part, l’absence quasi-totale des textes réglementaires qui régissent la fabrication et l’utilisation des granulats de débris de briques.

Plusieurs travaux ont été réalisés dans l’optique du recyclage de la brique, notamment,

- ❖ Au Danemark, envisageant un recyclage complet des maçonneries en brique de terre cuite. Ils consistent après démolition des murs de réduire les briques avec mortier afin de séparer aisément des mortiers de chaux ou de ciment dégradés par des hautes températures. les mortiers ainsi régénérés sont utilisés de nouveau. la partie terre cuite est ensuite triée en briques entières et en demi briques pour éventuelle réutilisation et les autres petits éléments seront concassés pour produire des granulats.
- ❖ Des mémoires et des thèses sont également réalisés à l’INSA de Strasbourg (2015) sur la Valorisation des cassons de briques dans les parpaings. L’objectif est d’étudier les

caractéristiques intrinsèques des granulats de brique recyclés ainsi que les propriétés des bétons de parpaings à base de ces derniers, et de comparer leurs performances aux exigences normatives afin de pouvoir les utiliser dans le domaine de la maçonnerie. Les résultats de cette étude ont montré qu'il est possible de fabriquer des bétons de bloc manufacturé à base de cassons de brique. Les résistances à la compression obtenues sont au-dessus des minima imposés par la norme relative aux parpaings et valident ainsi toutes les formulations avec une réduction importante de la masse volumique dans le cas d'un malaxage de type industriel pour des formulations à base de 100% de granulats recyclés de brique. (Billet, 2015)

- ❖ Abdo (2014), a travaillé sur l'utilisation de brique d'argile concassée dans l'industrie du béton basé sur les preuves expérimentales, qu'on peut affirmer que l'utilisation de granulats recyclés et de la poussière d'argile briques fait la promotion dans de nombreuses applications où la résistance thermique, le coût et l'environnement.
- ❖ Bourema(2011), a étudié les caractéristiques d'un BHP à base de déchet de brique rouge à l'état frais et durci. La procédure expérimentale mise en place vise à déterminer les caractéristiques physico- mécaniques des BHP confectionnés à partir de DBR et de les comparées avec celles du BHP témoin sans DBR afin d'exprimer la rentabilité de ce genre de déchets. Les caractéristiques à étudiées sont : la densité à l'état frais et à l'état durci, l'affaissement, la vitesse de propagation d'ultrasons et la résistance à la compression et à la traction à l'âge de 3 et 28 jours. Les résultats de cette étude montrent que l'utilisation de déchet de brique avec une substitution de 10% du poids du ciment est très avantageuse dans les BHP soit à l'état frais ou à l'état durci.
- ❖ Nelfia (2015), a étudié l'incorporation de fines issues de granulats recyclés dans la fabrication de nouveaux liants hydrauliques, ce travail porte sur la valorisation de granulats recyclés dans la fabrication de nouveaux liants hydrauliques. Cette recherche a pour double objectif de valoriser des granulats recyclés sous forme de fines ( $D_{max} < 80 \mu m$ ) comme addition minérale en substitution du ciment pour les mortiers et bétons ou bien comme constituant principal de Liants Hydrauliques Routiers (LHR) pour le traitement des sols en place., les résultats de ce travail démontrent la faisabilité d'introduire des fines en substitut d'additions classiques tel que le filler calcaire dans des proportions largement supérieures à celles imposées. Le second objectif intitulé« fabrication de liants hydrauliques routiers à base de fines » traite de la conception de LHR à base de fines pour le traitement des sols en place.

## **II.5 Conclusion**

Le bon traitement et la bonne gestion des déchets permettent de limiter les impacts nuisibles sur les plans environnemental et sanitaire et d'offrir de nouvelles ressources renouvelables et durables qui contribuent à l'innovation dans le domaine des matériaux de construction, notamment par la valorisation des déchets de brique sous forme de granulats dans les travaux routiers, et une utilisation dans le domaine de génie civil, néanmoins leurs utilisations doivent être conformes aux exigences techniques prescrites par les normes.

## CHAPITRE III

### IDENTIFICATION DES MATERIAUX

#### III.1 Introduction

Avant d'étudier le comportement mécanique de tout matériau, 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 ( $\rho_s$ ) ;
- Masse volumique humide ( $\rho_h$ ) ;
- Masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) ;
- L'indice des vides( $e$ ) ;
- La porosité ( $n$ ) ;
- Le degré de saturation ( $S_r$ ) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Analyse minéralogique.

#### III.2 Matériaux utilisés :

Dans le travail réalisé, nous étudierons le comportement du mélange de granulats naturels (Marne) et matériau industriel (Débris de brique) sous plusieurs séries d'essais de laboratoire pour une éventuelle utilisation dans les corps des chaussées.



Figure III.1 : Matériaux utilisés les granulats de marne, débris de brique.

### III.3 Les marnes

#### III.3.1 Définition de la marne

- En géologie, la marne est définie comme étant une roche sédimentaire constituée d'un mélange de calcaire et d'un pourcentage d'argile variant entre 30 et 70 %. Elle est moins compacte que les calcaires et moins plastique que les argiles.
- En géotechnique, les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent parfois gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et d'infrastructures, (Mellal et Lamri, 2010)

#### III.3.2 Les marnes de la wilaya de Tizi-Ouzou



1) site M'douha



2) site Krim-Belkacem



3) site Boukhalfa



4) site Les Chabanes



5) site Habitat

Figure III.2 : Quelques sites de marne dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

### III.3.3 Les différents types de marnes

- Les marnes bleues : elles sont reconnaissables à leur couleurs bleue nuit. Ces marnes sont extrêmement fines et essentiellement composées d'argile, elles ne contiennent aucun élément détritique.
- Les marnes nummulitiques ou grises souris : elles contiennent une fraction d'élément détritique fins, en particulier des sables dont leur présence rend ces marnes reconnaissable puisqu'elles croquent sous la dent.
- Les marnes gréseuses : ces marnes ont une composante gréseuse importante, et même des niveaux de grés plus indurés inter-stratifiés dans les marnes.
- Les marnes grises : on les retrouve avec d'épaisseurs plus importantes et elles ne contiennent que de l'argile. (Bouchez, 2008)



Figure III.3 : Marne bleue.



Figure III.4 : Marnes noires (grise souris)



Figure III.5: Marne gréseuse vin Trias-Neffies.



Figure III.6 : Marne grise de M' douha.

### III.4 Genèse des marnes

Les argiles qui rentrent dans la constitution des marnes proviennent, soit de l'altération des massifs émergés, soit de la reprise des sols.

Après un transport plus ou moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation.

Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaire, les néoformations dominent (carbonates, silex, phosphate). Au cours du dépôt, et après celui-ci, interviennent les phénomènes de diagenèses (somme de processus de formation des roches à partir des boues).

(Dunoyer, 1969) a distingué les phénomènes suivants :

#### III.4.1 Diagenèse des carbonates

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

- Ceux qui affectent la composition minéralogique et chimique (remplacement, recristallisation, dissolution, cimentation, formation de nodules).
- Ceux qui altèrent la structure (fracturation, déformation plastique, tassement par dessiccation), (Schmidt, 1965).

#### III.4.2 Diagenèse des minéraux argileux

Les transformations diagénétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, et de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage.

L'ensemble des phénomènes diagénétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité du phénomène qui s'est produit.

### III.5 Caractéristiques des marnes

Les marnes sont constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse. La présence d'argile montmorillonitique ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques mécaniques mauvaises.

Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de texture. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement d'un sol.

Le comportement du matériau dépend des proportions des composantes, de la texture initiale et de la nature de la fraction argileuse.(Hammar et Meziani, 1996).

### III.7 L'altération des marnes

L'altération des marnes se traduit essentiellement par une dégradation de la structure de la roche en surface sous l'effet de divers mécanismes (Buffalo, 1989)

La couverture, le drainage, la morphologie, la stratification par rapport au pendage, le climat, agissent simultanément sur l'altération des marnes.

Cependant, le facteur le plus affluant est le drainage des nappes. On citera, parmi les paramètres d'altération :

- La détérioration des propriétés mécaniques,
- La diminution du poids volumiques sec,
- La modification des caractéristiques chimiques,
- L'apparition des fissures,
- L'évolution de la marne (matériaux argileux),
- Le chargement de couleur de l'état naturel,
- L'augmentation de la teneur en eau de saturation.

Tableau III.1 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile

Classification de Jung		Classification LCPC	
Roches	% d'argile	% CaCO <sub>3</sub>	Roches
Calcaire	0-5	0-10	Argile ou Silt
Calcaire argileux	5-35	10-30	Argile ou Silt-Marne
Marne	35-65	30-70	Marne
Argile calcaire	65-95	70-90	Calcaire-Marneux
Argile	95-100	90-100	Calcaire

Source : (Pejon, Le Roux et Guignard, 1997).

### III.8 La marne étudiée

#### III.8.1 Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de marne

La marne étudiée est extraite au niveau de la commune de Tizi-Ouzou (lieu-dit : les Chabanes), comme indiqué sur la carte si dessous :

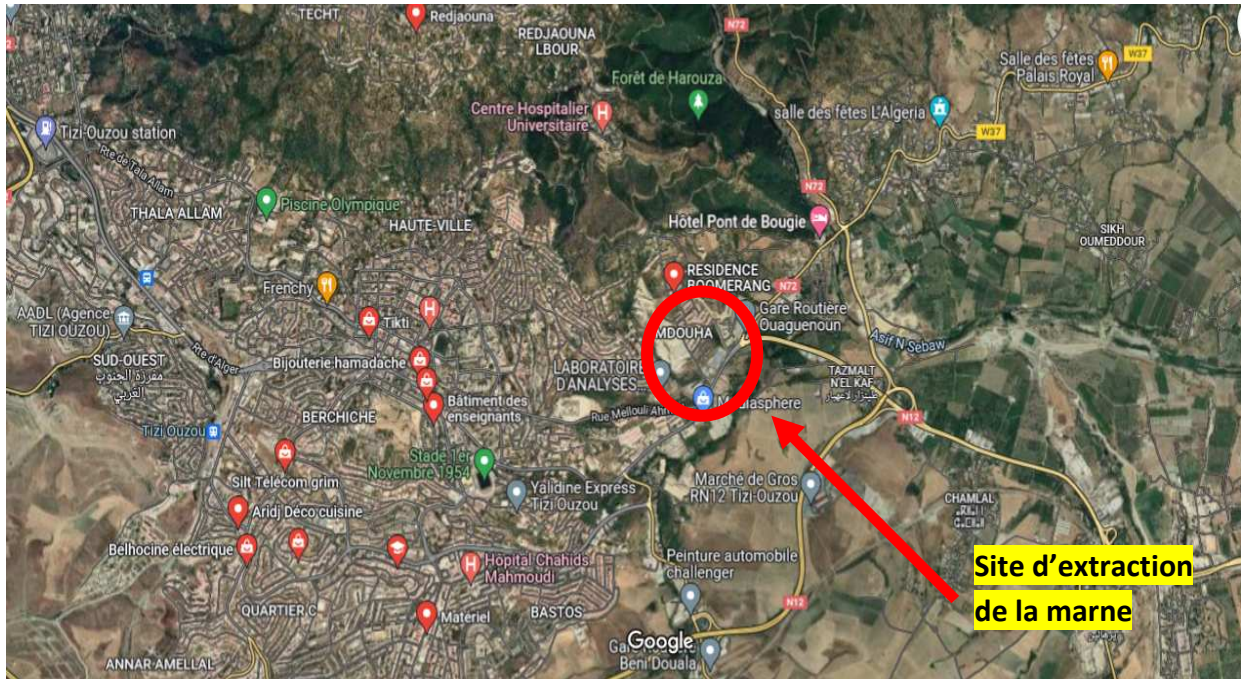


Figure III.7 : vue aérienne (Google earth) du site indiqué.



Figure III.8 : Site d'extraction du matériau naturel (marne).

### III.8.1 Concassage et tamisage de la marne

La marne utilisée est ramené au laboratoire pédagogique de mécanique des sols de l'université de mouloud Mammeri Tizi Ouzou, sous formes de blocs de différentes tailles. Ensuite, séchée et concassée selon la granulométrie désirée de telle sorte à former une courbe granulométrique de classe 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussée prescrit par la norme NF EN 13-285.

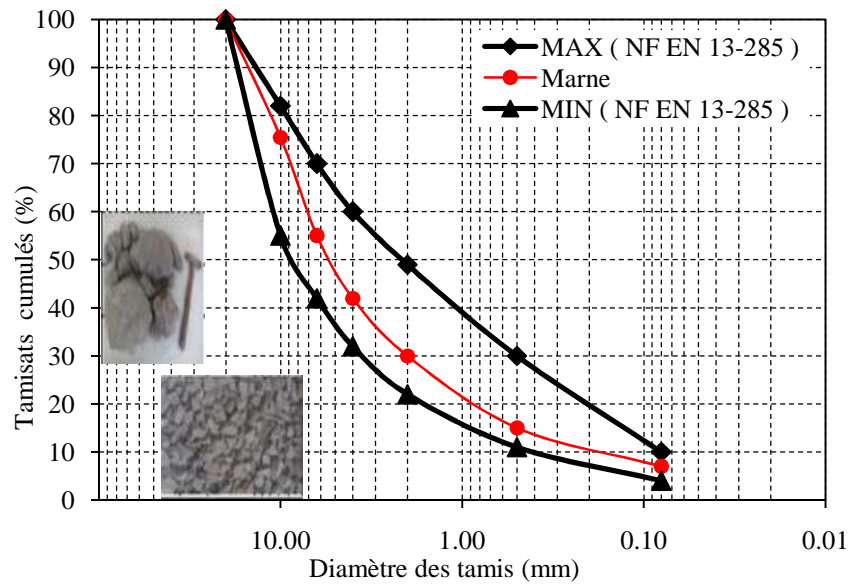


Figure III.9 : Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285



Figure III.10 : Granulats de marne après concassage et tamisage.

### III.9 Essais d'identification

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

#### III.9.1 Teneur en eau naturelle (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.2 : Détermination de la teneur en eau.

Matériau	Teneur en eau moyenne w (%)
Marne	2.05

La marne étudiée 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.9.2 Les masses volumiques

##### III.9.2.1 La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) par pesée hydrostatique

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



Figure III.11 : Pesée hydrostatique.

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

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

Avec :

Mr : Masse de la roche ;

Mrp : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;

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

$\rho_p$  : Masse volumique de la paraffine = 0,88 g/cm<sup>3</sup> ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau = 1g/cm<sup>3</sup>.

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau III.2 :

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

Paramètre	Échantillons		
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3
Masse de la roche (Mr)	240	140.8	130.8
Masse de la roche paraffinée à l'air libre (Mrp)	265.2	144.3	135.2
Masse de la roche paraffinée dans l'eau (M'rp)	118.5	70.2	65.3
Masse volumique sèche $\rho_d$	2.03	2.00	2.01
Moyenne	$\rho_d = 2.01 \text{ g/cm}^3$		

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

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

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

En se référant aux valeurs de références dans le tableau III.4, on constate que la marne utilisée est une marne dense.

### III.9.2.2 La masse volumique humide $\rho_h$ (NF P 94-053)

La masse volumique humide est calculée selon la loi suivante :

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

Avec :

w : Teneur en eau du matériau ;

$\rho_d$  : Masse volumique sèche.

L'application numérique donne :

$$\rho_h = 2.01 \times (1+0.0205)$$

$$\rho_h = 2.06 \text{ g/cm}^3$$

### III.9.2.3 La masse volumique des particules solide $\rho_s$ (méthode du 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. La détermination de  $\rho_s$  permet de connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité du matériau étudié.

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



Figure III.12 : Exécution de l'essai.

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

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

Les résultats obtenus pour l'essai réalisé sont présentés dans le tableau III.5 :

Tableau III.5 : Résultats de la masse volumique des particules solides.

Paramètre	Valeur
Masse du pycnomètre vide + bouchon (M1)	207.3g
Masse du pycnomètre + particule solide + bouchon (M2)	257.3g
Masse du pycnomètre + particule solide + eau + bouchon (M3)	796.8g
Masse du pycnomètres + eau + bouchon (M4)	767.1g
Masse volumique de l'eau (w)	1g/cm <sup>3</sup>
Masse volumique des particules solides (ρs)	2.46g/cm <sup>3</sup>

### III.9.3 Indice des vides, degré de saturation et porosité

- **Indice des vides (e)**

L'indice des vides est un indicateur caractérisant un sol car il définit la proportion de vide contenue dans celui-ci, il est égal au rapport du volume des vides au volume des grains solides comme le décrit l'équation suivante :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{L'indice des vides peut être supérieur à 1})$$

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

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

L'application numérique donne :  $e = \frac{2.46}{2.01} - 1$

Après calcul on obtient un indice des vides : e = 0.22

- **Degré de saturation (Sr)**

Le degré de saturation définit le volume d'eau contenue dans un échantillon de sol, il est égal au rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol. 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 :

$$Sr = \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} \right) \cdot \left( \frac{w}{e} \right)$$

Avec

w : Teneur en eau ;

e : indice des vides ;

$\rho_s$  : Masse volumique sèche ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau.

Après calcul on obtient :  $Sr = 22.92\%$

Tableau III.6 : Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

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

D'après le tableau III.6, la marne étudiée est donc dans un état légèrement humide.

- **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.

$$n = \frac{V_v}{V} \text{ (La porosité est toujours inférieure à 1).}$$

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

$$\text{formule : } n = \frac{e}{(e+1)}$$

Ce qui nous donne une porosité de 18.03 %

Les résultats des essais d'identification sont résumés dans le tableau III.7

Tableau III.7 : Résumés des résultats précédents.

Caractéristique déterminée	Résultat moyen
Teneur en eau naturelle : w (%)	2.05
La masse volumique sèche $\rho_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.01
La masse volumique humide $\rho_h$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.06
La masse volumique des particules solide $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.46
Indice des vides e	0.22
Degré de saturation $S_r$ (%)	22.92
Porosité n (%)	18.03

A partir de ces résultats nous constatons que la marne étudiée est une marne dense d'une teneur en eau, un degré de saturation et un indice des vides faibles.

### III.9.4 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

#### III.9.4.1 Définition

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau correspondant à des états hydriques bien définis d'un matériau. Quand la quantité d'eau d'un sol varie, la consistance de ce sol peut varier dans des limites parfois importantes.

Selon son contenu en eau, le sol pourra être mou, boueux, souple, pâteux ou dur. Par convention trois états de sol sont définis :

- Etat liquide : est caractérisé par une consistance très faible, il tend à s'écouler et à se niveler suivant l'horizontale. Les grains sont indépendants les uns des autres, il adonc l'aspect d'un fluide.
- Etat plastique : Le sol à une consistance plus importante il ne tend plus à se niveler, mais lorsqu'il est soumis à un chargement faible il se déforme sans se rompre, les grains se rapprochent et mettent en commun leurs couches adsorbés.
- Etat solide :
  - Etat solide avec retrait : Lors d'un état solide avec retrait la déformabilité d'un sol est beaucoup plus faible, conséquence de la perte d'une partie de son eau interstitielle.
  - Etat solide sans retrait : La déformabilité du sol diminue encore et il ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue, les grains sont encore plus près les uns des autres et arrivant au contact en quelques points.

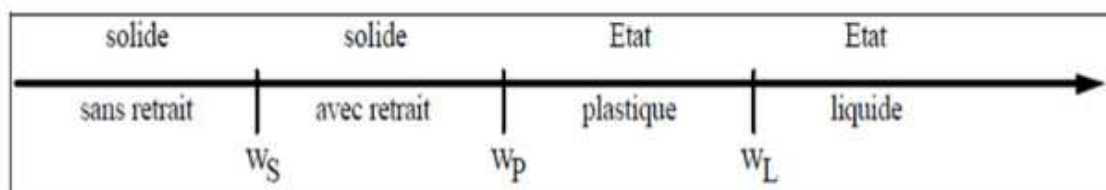


Figure III. 13 : Les différents états du sol.

Les limites d'Atterberg sont :

- Limite de liquidité  $w_l$  : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique. La relation qui permet de trouver la limite de liquidité est :

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

w : teneur en eau au moment de l'essai donnant N coups

- Limite de plasticité  $w_p$  : c'est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (sol durcit).
- Limites de retrait  $w_s$  : Le passage à l'état solide d'un sol s'effectue au départ avec réduction du volume ou retrait, puis à volume constant donc sans retrait.

À partir des limites de plasticité et de liquidité, on détermine 2 paramètres :

- Indice de plasticité  $I_p$  : cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité.  $I_p = W_L - W_p$
- Indice de consistance  $I_c$  : cet indice prend en compte la teneur en eau  $W$  du sol pour la fraction inférieure à  $400\mu\text{m}$ .

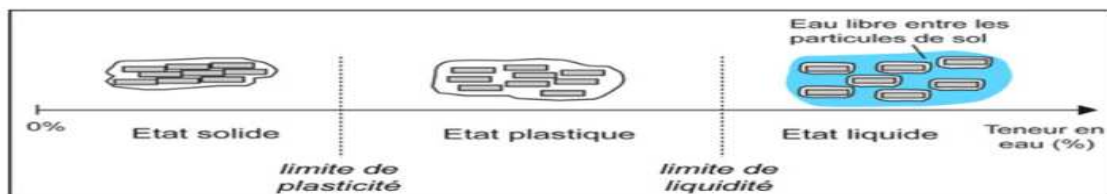


Figure III.14: Différents états de consistances d'un sol.

### III.9.4.2 But de l'essai

L'essai a pour but la détermination des teneurs en eau caractérisant la limite de liquidité  $w_l$  et la limite de plasticité  $w_p$ .

### III.9.4.3 Appareillage d'usage courant

- Spatule, truelle et un marbre pour le malaxage du mortier ;
- Une pissette ;
- Une balance de précision de préférence automatique ;
- Une étuve avec thermostat permettant de la régler à  $105\text{ C}^\circ$  ;
- Un tamis d'ouverture  $400\mu\text{m}$ .



Figure III.15 : Appareillage d'usage courant

#### III.9.4.4 Détermination de la limite de liquidité WL

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

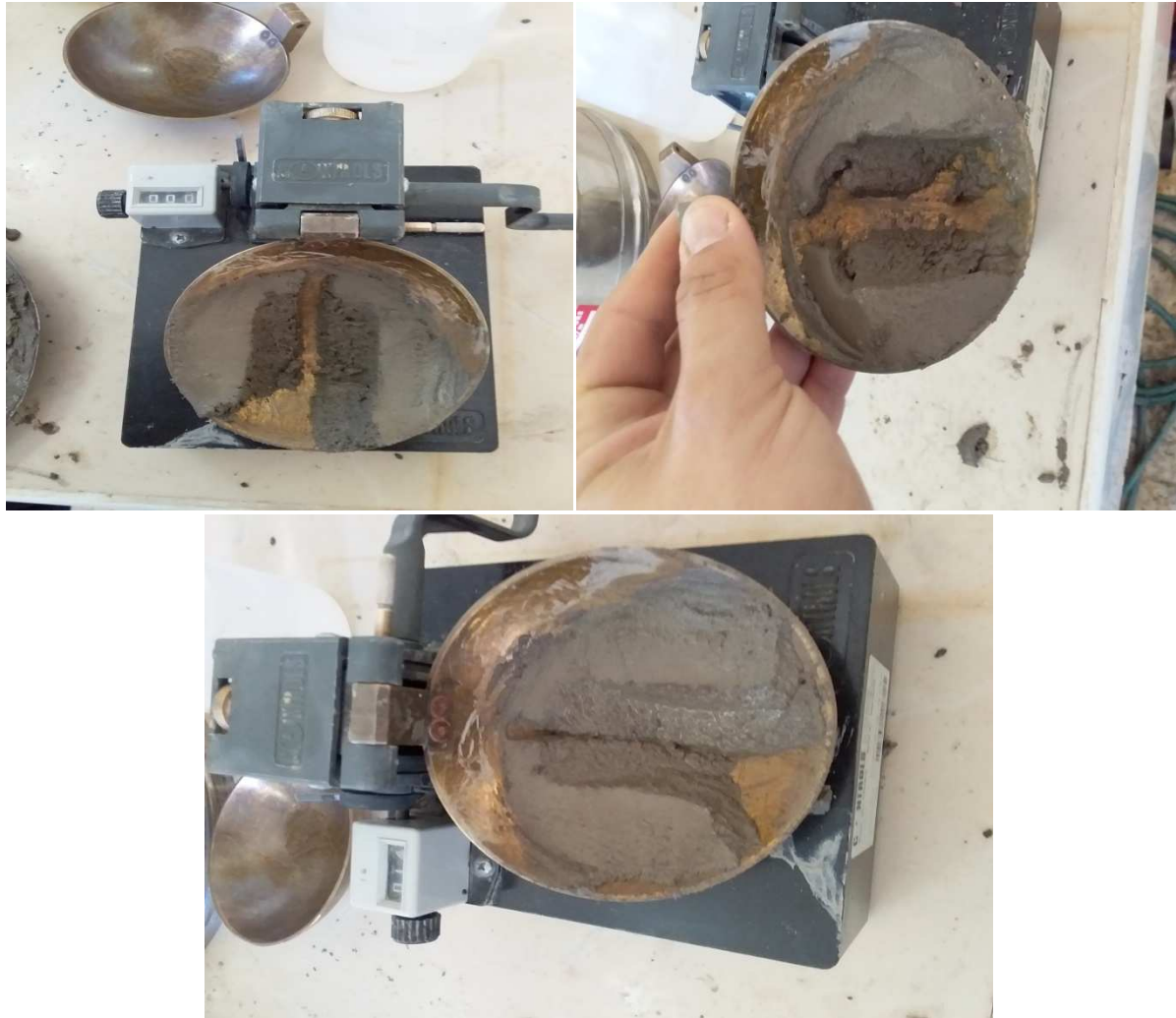


Figure III.16 : Détermination de la limite de liquidité.

#### III.9.4.5 Détermination de la limite de plasticité Wp

- **Principe de l'essai.**

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

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

- **Equipements nécessaires**

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

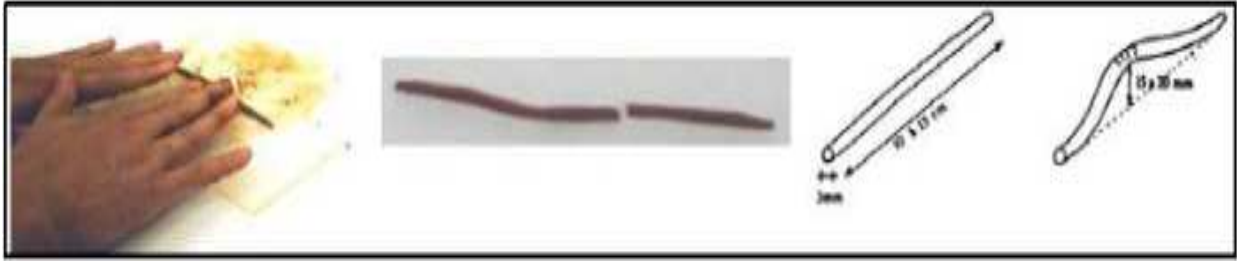


Figure III.17 : Etape de la limite de plasticité.

Après plusieurs tentatives, nous avons constaté que les limites d'Atterberg sont non mesurables. En effet, le matériau contient des fines sableuses empêchant de tracer la rainure (wl) et de former le rouleau (wp) (voir figure III.16).

### III.10 Analyse chimique et minéralogique par diffraction des rayons X

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse minéralogique.

sol	Kaolinite	Illite	Montmorillonite	Interstratifié (Illite/Montmorillonite)	Illite/Potassique	Muscovite	Quartz	Chlorite
<b>Marne</b>	-	++++ +	+++	+	+	-	+	-

### III.11 Débris de brique

La marne utilisé dans cette étude est récupéré sous forme de bloc sur un chantier a Tamda (Tizi Ouzou) ensuite concassé par des moyens mécaniques selon la granulométrie désirée, de telle sorte à former une courbe granulométrique de classe 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussée prescrit par la norme NF EN 13-285(2010).



Figure III.18: Débris de brique sur chantier a Tamda.



Figure III.19 :Débris de brique après concassage et tamisage.

### III.11.1 Quelques propriétés de la brique

Tableau III.9 : Fiche technique de la brique (brique 8 Trous).

Désignation	Résultats	
	Mini	Max
Planéité ( mm )	0.41	2.71
Dimension (mm)	Valeur Moyenne	
-Longueur	299.0	
-Largeur	100.6	
-Hauteur	196.8	
Epaisseur des parois (mm)		
-Extérieurs	9.20	
-Cloisons	8.00	
L'absorption d'eau ( % )	9.5	
Poids Cuit (Kg)	Moy : 4.0	

### III.12 Préparation des échantillons

Les échantillons soumis aux essais mécaniques, ont été préparés selon les proportions en mélange de marne et de débris de brique suivantes :

- Echantillon 1 : Marne seul ;
- Echantillon 2 : Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Echantillon 3 : Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Echantillon 4 : Mélange de marne + 50% de débris de brique ;

Les mélanges sont formés de telle sorte à garder la même classe granulaire (0/20) correspondant à la courbe granulométrique présentée sur la figure III.9.

### **III.13 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 aux quelles 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

Dans le génie civil on peut distinguer deux principaux domaines d'application du compactage :

- Le domaine des chaussées.
- Le domaine des grands terrassements, remblai, barrages etc...

Ces domaines se distinguent par le degré d'élaboration du choix et de traitement du matériau. Et plus particulièrement par l'énergie de compactage mise en œuvre par unité de volume de matériau. Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répondant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions. Étant un essai qui étudie la portance des sols, l'essai CBR avant et après immersion est directement lié au compactage. C'est un essai indispensable pour tous travaux routiers, il permet le dimensionnement des chaussées.

Dans ce chapitre nous présenterons principalement les résultats des essais de compactage ainsi que des essais CBR avant et après immersion.

### Essais de compactage

#### IV.2 Définition du compactage

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et réorganiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage in situ). L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation. (Degoutte, 2002)

En général, après le compactage, le sol acquiert :

- Une augmentation de la densité sèche ( $\gamma_d/\gamma_w$ ) ;
- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

### IV.2.1 Objectif du compactage

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

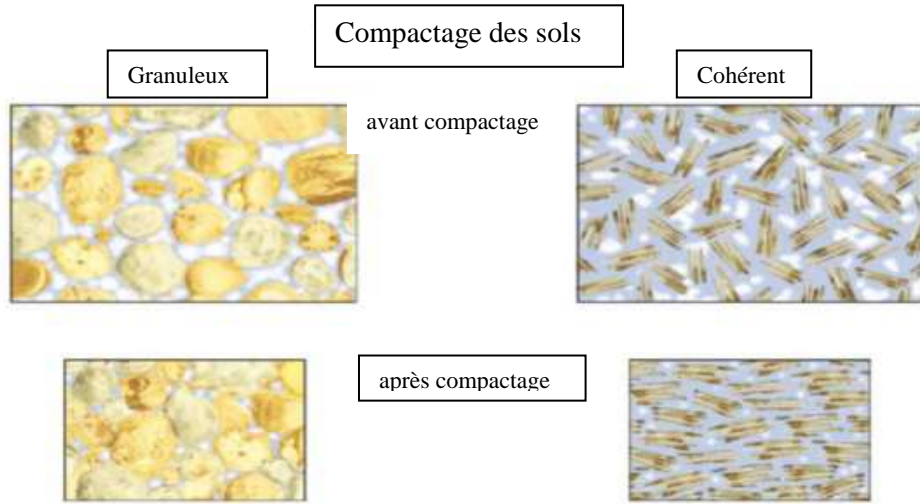


Figure IV.1 : Compactage des sols.

### IV.3 Les facteurs qui influencent le compactage

L'influence de la teneur en eau, l'énergie de compactage et de la nature du matériau sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933 par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom.

#### IV.3.1 L'influence de 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 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).

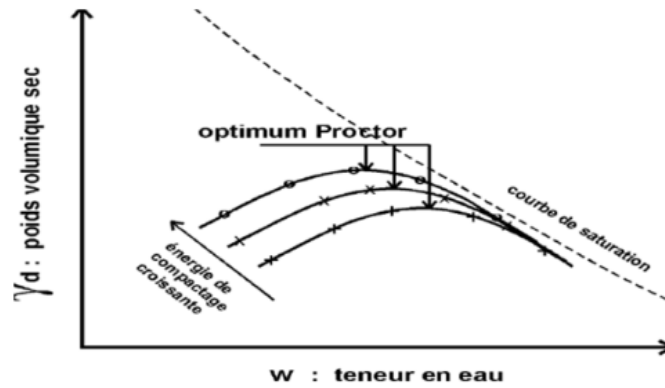


Figure IV.2 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

### IV.3.2 L'influence de la teneur en eau

Pour une énergie de compactage donnée, on peut tracer les variations du poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau  $w$ . La courbe obtenue appelée courbe de compactage ou diagramme de Proctor est une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle l'optimum Proctor. Cette valeur correspond à la densité maximale ainsi qu'à la teneur en eau optimum nécessaire.

Si le sol est sec, plusieurs frottements apparaissent lors de l'opération. Inversement, si le sol est trop humide, une partie importante de l'énergie est absorbée par l'eau connue pour son incompressibilité, et donc sera mal répartie entre les grains.

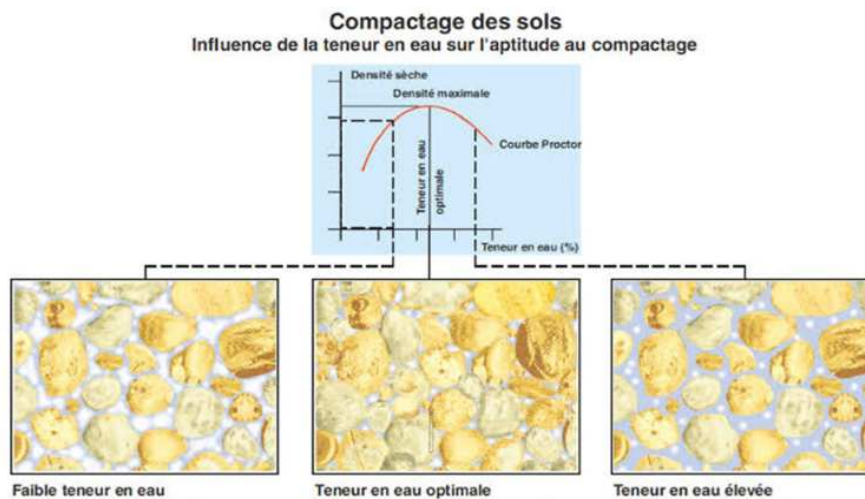


Figure IV.3. Influence de la teneur en eau sur le compactage.

### IV.3.3 L'influence de la nature du sol

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

sols de ce type font généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants.

D'après la courbe ci-dessous on voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

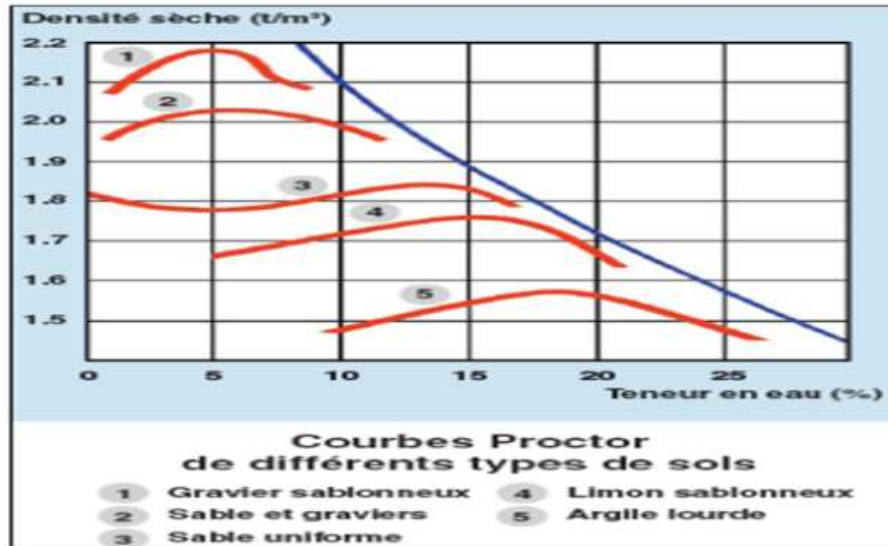


Figure IV.4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

#### IV.4. Les essais de compactages en laboratoire

Les essais de compactage effectués en laboratoire permettent de déterminer la masse volumique sèche maximale pour une énergie de compactage donnée. En comparant la valeur obtenue en laboratoire avec la masse volumique du sol sec mesurée sur le chantier après les opérations de compactage, on peut vérifier si celui-ci a été suffisant et ainsi s'assurer de la qualité des travaux. (Robitaille et Tremblay, 1997)

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

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

##### IV.4.1. L'essai Proctor

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor).

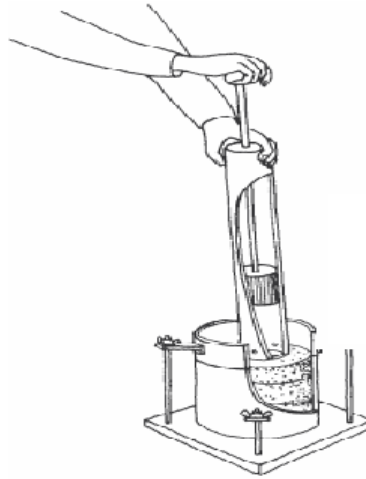


Figure IV.5 : Essai Proctor.

## **IV.5 L'essai Proctor modifié (PM)**

### **IV.5.1 But de l'essai (NF P 94-093)**

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

### **IV.5.2 Principe de l'essai**

Cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau puis à le compacter dans un moule normalisé selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneurs en eau considérées, on déterminera la masse volumique sèche du matériau et on tracera la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

### **IV.5.3 Matériel utilisé**

Pour réaliser cet essai nous aurons besoin du matériel suivant :

- Moule Proctor ;
- D'une dame Proctor ;
- D'une règle à araser ;
- D'une balance ;
- D'une étuve ;
- D'une éprouvette graduée.

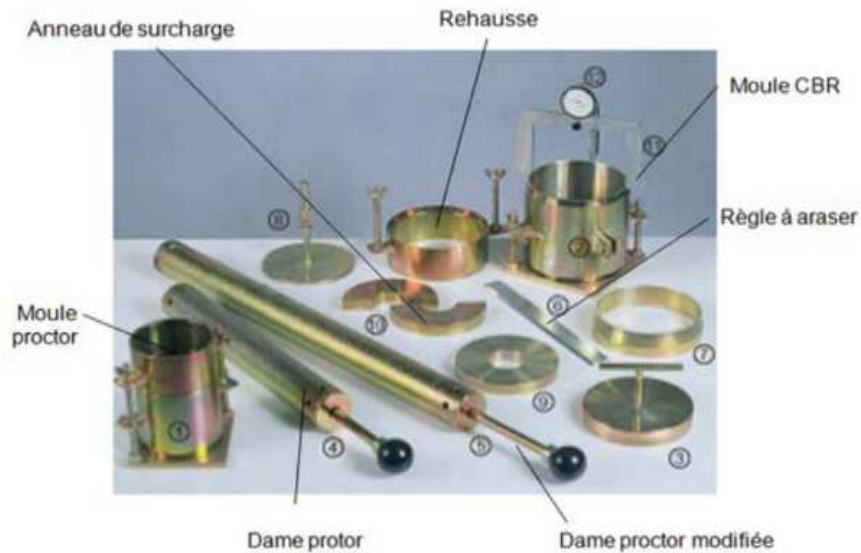


Figure IV.6 : Appareillage Proctor.

#### IV.5.4 Essais réalisés

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

- Marne seul ;
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique.



Figure IV.7 : Mélange de marne+ Débris de brique préparé pour essai Proctor.

#### IV.5.5 Expression des résultats

On portera chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats obtenus sont présentés au fur et à mesure sous forme de tableaux et de courbes :

- **Marne seul**

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne seul.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche ( $\gamma d / \gamma w$ )
Echantillon N° 01	3.16	2.17
Echantillon N° 02	4.79	2.28
Echantillon N° 03	5.80	2.27
Echantillon N° 04	7.06	2.22

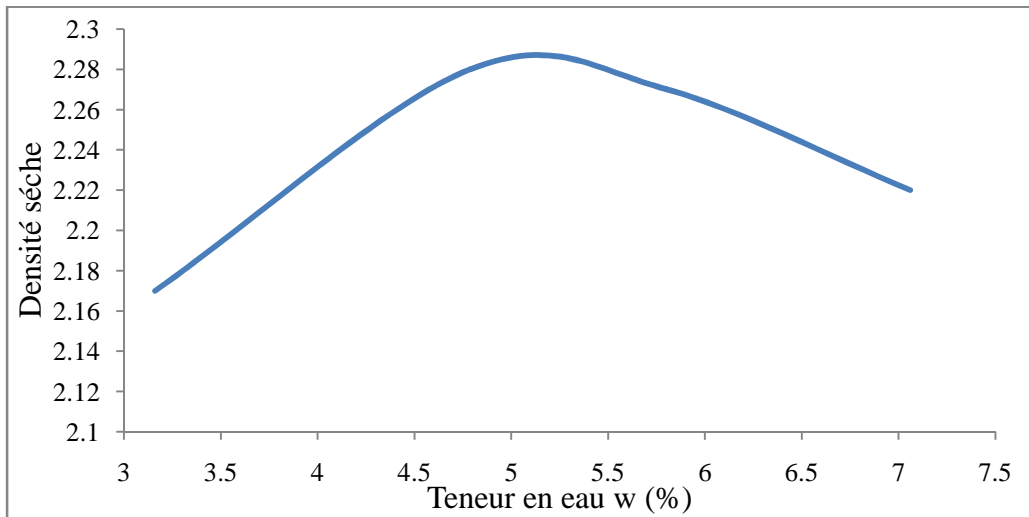


Figure IV.8 : Courbe Proctor de marne seul.

- **Mélange de marne + 10% de débris de brique**

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 10% de débris de brique.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche ( $\gamma d$ )
Echantillon N° 01	5.72	2.11
Echantillon N° 02	6.83	2.13
Echantillon N° 03	7.71	2.17
Echantillon N° 04	9.78	2.10

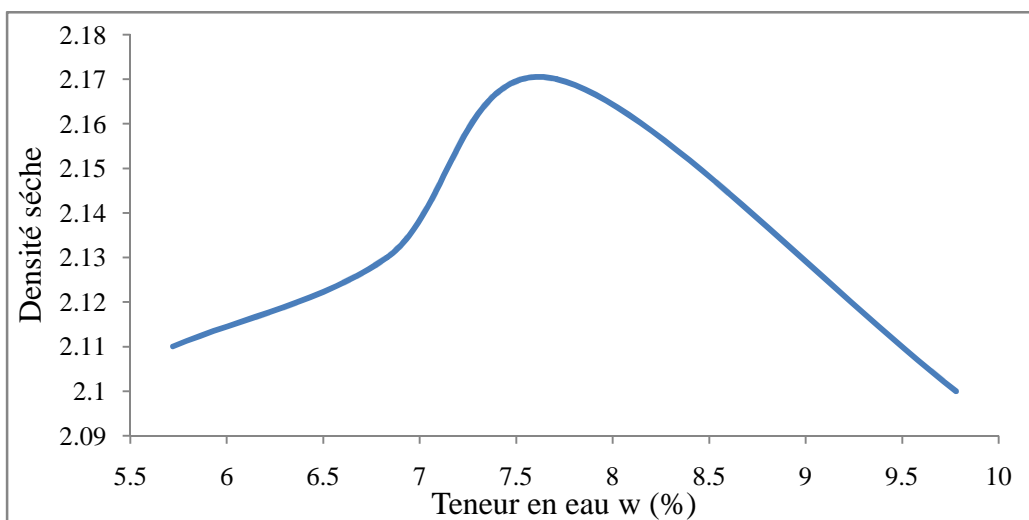


Figure IV.9 : Courbe Proctor de marne + 10% de débris de brique.

- **Mélange de marne + 30% de débris de brique**

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 30% de débris de brique.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche ( $\gamma_d$ )
Echantillon N° 01	5.76	1.90
Echantillon N° 02	7.08	1.93
Echantillon N° 03	8.22	1.97
Echantillon N° 04	9.52	1.94

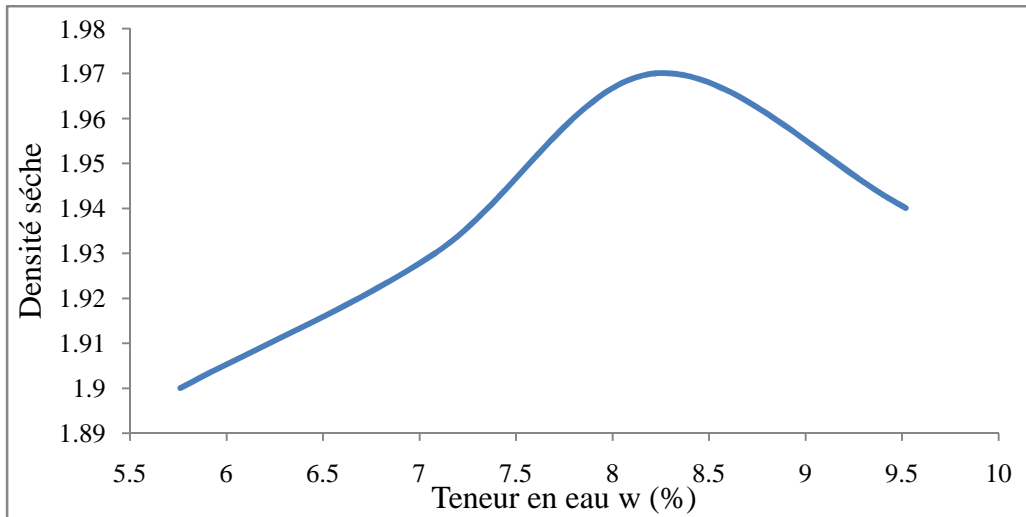


Figure IV.10 : Courbe Proctor de marne + 30% de débris de brique.

- **Mélange de marne + 50% de débris de brique**

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 50% de débris de brique.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche ( $\gamma_d$ )
Echantillon N° 01	5.50	1.75
Echantillon N° 02	7.09	1.77
Echantillon N° 03	8.76	1.80
Echantillon N° 04	9.42	1.78

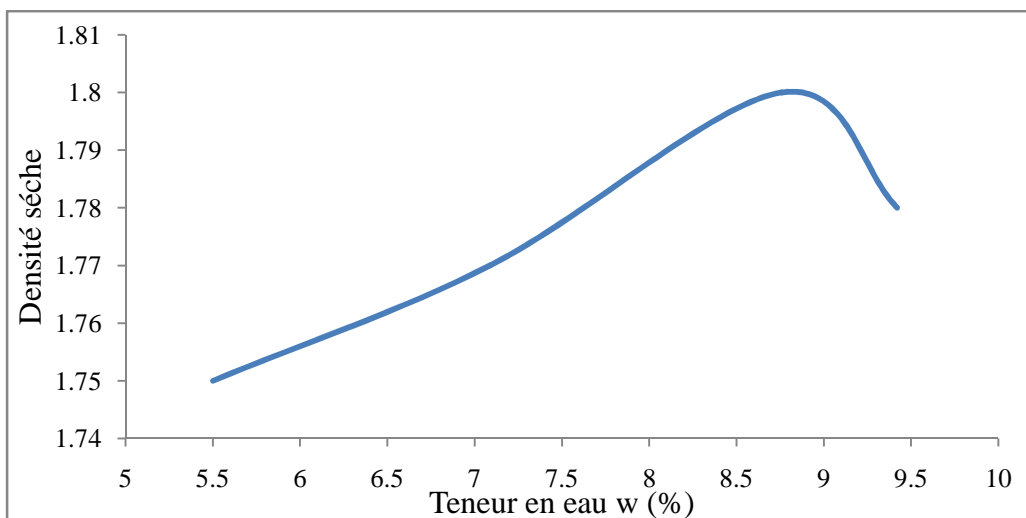


Figure IV.11 : Courbe Proctor de marne + 50% de débris de brique.

• **Courbe comparative de tous les échantillons**

Les courbes Proctor obtenues pour les différents mélanges sont regroupées sur la figure ci-dessous:

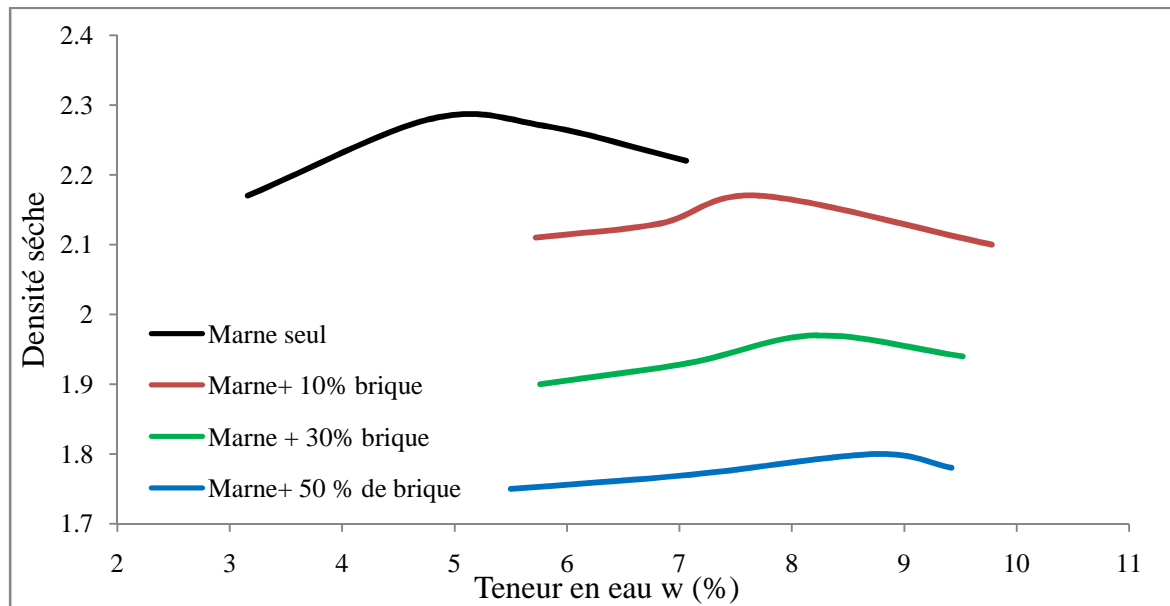


Figure IV.12 : Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

En se référant à la figure IV.12, nous constatons que les courbes Proctor obtenues montrent une allure en forme de cloche légèrement bombée dans le cas de la marne seule, avec un pic plus ou moins apparent présentant la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ) appelée "optimum Proctor". Ce point représente la teneur en eau optimale donnant la densité sèche maximale du matériau utilisé.

Avec l'ajout des débris de brique (marne + 10%, 30% et 50 % de brique), les courbes deviennent de plus en plus aplaties relativement à la courbe Proctor de la marne seule. Ceci, permet de conclure que l'ajout des débris de brique rend les échantillons moins sensibles à l'eau.

Les teneurs en eau optimales ainsi que les densités sèches maximales obtenues sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.6 : Récapitulatif des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales.

Echantillons	Teneur en eau optimale $w_{opt}$ (%)	Densité sèche maximale ( $\gamma_{dmax}$ )
Marne+ 0% de débris de brique	5.1	2.285
Marne+ 10% de débris de brique	7.71	2.17
Marne+ 30% de débris de brique	8.22	1.97
Marne+ 50% de débris de brique	8.8	1.80

- **Densités sèches maximales pour les mélanges de marne + % de débris de brique**

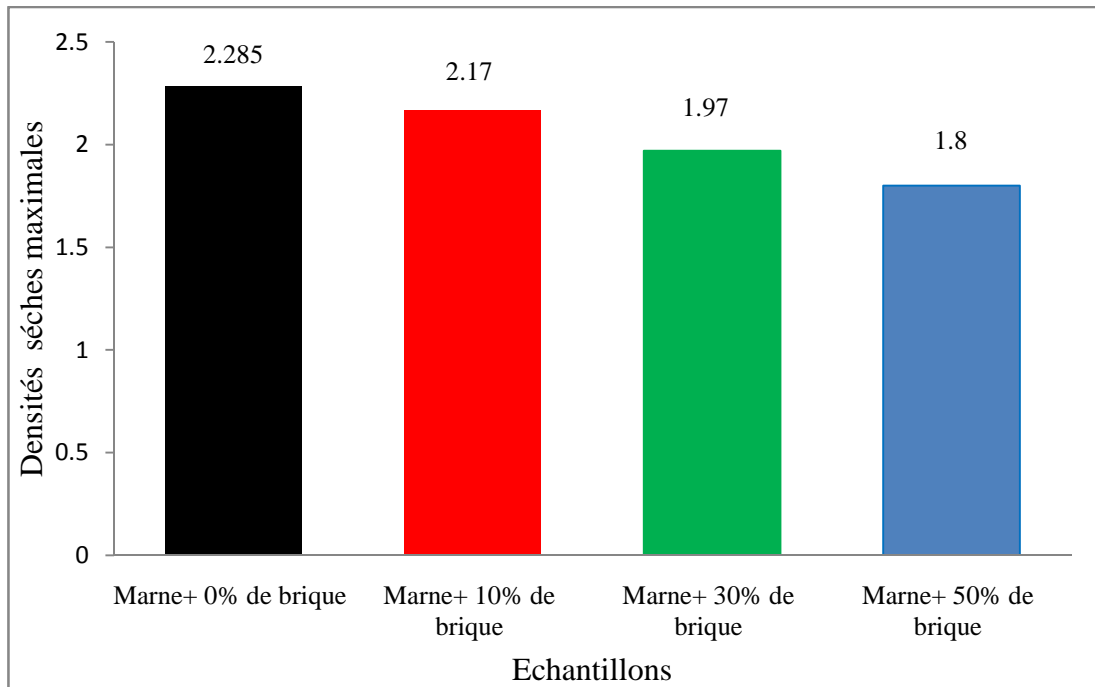


Figure IV.13 : Évolutions des densités sèches maximales en fonction de la teneur en brique.

Les résultats présentés sur la figure IV.12 relatifs au compactage des différents échantillons (mélanges), permettent de constater que les densités sèches maximales diminuent au fur et à mesure que la quantité des débris de brique augmente dans l'échantillon.

Toutefois, ces densités sont supérieures à 1.80 pour les mélanges dont la proportion de brique est inférieure à 50%, ce qui vérifie amplement les valeurs de référence exigées par les normes en vigueur. Ces résultats permettent ainsi, de qualifier les mélanges étudiés (teneurs en brique inférieures à 50%) du point de vue compactage comme matériaux acceptables et intéressants pour une utilisation dans les corps de chaussées.

Au-delà de 50% des débris de brique, les densités sèches ont tendance à diminuer au-dessous de 1,80. L'utilisation de tels mélanges est à peut-être réalisée avec un traitement éventuel pour les couches de chaussées. Ils peuvent être utilisés par contre, dans d'autres projets moins importants (remblais, chaussées communales à très faible trafic léger, ...).

- **Teneurs en eau optimales pour les mélanges de marne + % de débris de brique**

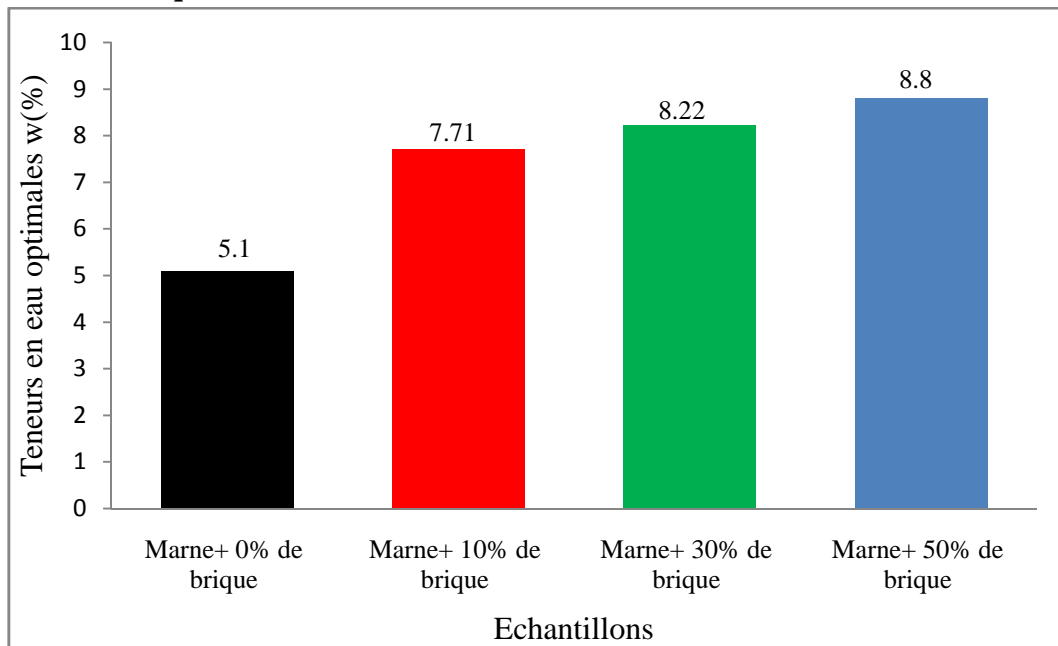


Figure IV.14 : Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage des débris de brique.

D'après la figure IV.14, on remarque que les teneurs en eau optimales augmentent au fur et à mesure que le pourcentage d'ajout augmente. Comme il a été constaté précédemment, les mélanges deviennent moins denses avec l'ajout de brique, ce qui se traduit par un accroissement de la proportion des vides dans la structure des échantillons. Ces vides sont généralement occupés par l'eau de compactage. Ce qui explique l'augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la proportion d'ajout.

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus aux essais Proctor, nous pouvons conclure que les mélanges étudiés à des proportions de brique inférieures à 50% ont présenté des caractéristiques intéressantes au compactage, notamment du point de vue densités sèches (supérieures à 1,8). Ils peuvent être ainsi proposés pour une utilisation dans les couches inférieures de chaussées de faible à moyen trafic, reste à étudier leur comportement sous d'autres types de sollicitations.

## IV.6 Essais de portance CBR (California Bearing Ratio) NF P 94-078

### IV.6.1 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.6.2 But de l'essai

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR) ;
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI) ;
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente  $\Rightarrow$  épaisseur diminue).

#### IV.6.3 Principe de l'essai

L'essai consiste à poinçonner l'échantillon de matériau compacté par pénétration d'un poinçon cylindrique à vitesse constante (1.27mm/min). On relève les valeurs des forces correspondant à des enfoncements de 2.5 et 5 mm. On rapporte ces valeurs à celles obtenues sur un matériau de référence pour en déduire la valeur de l'indice portant recherché.

- Les essais CBR permettent de déterminer trois types d'indices CBR en fonction du but fixé :
  - **L'indice portant immédiat** : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneurs en eau dans laquelle il est susceptible d'évoluer. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase de réalisation du chantier. Le matériau est compacté à l'énergie Proctor normal dans le cas d'un sol et à l'énergie Proctor modifiée dans le cas d'un matériau d'assise de chaussée.
  - **L'indice C.B.R immédiat** : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor ( $W_{opn}$ ). En sus, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussée, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.
  - **L'indice C.B.R après immersion** : Mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé pendant plusieurs jours (4 en général). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

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

$$I(2.5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)}}{13.5} \times 100$$

$$I(5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)}}{20} \times 100$$

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 :

$\Delta h$  : variation de hauteur mesurée (mm).

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

#### IV.6.4 Matériel utilisé

- Matériels de confection des éprouvettes
  - le moule CBR ;
  - les dames ou machine de compactage Proctor normal et modifié ;
  - l'ensemble des accessoires (plaque de base, rehausse, disque d'espacement, règle araser) ;
  - le matériel d'usage courant (balance, étuve, bacs...).

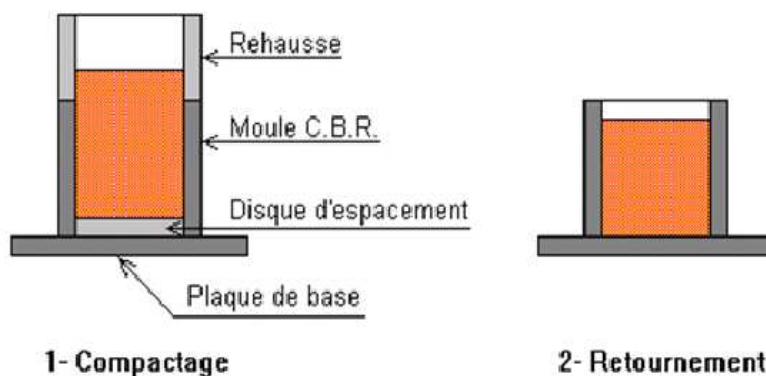


Figure IV.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

- 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 cm<sup>2</sup> de section et de 20 cm de longueur.



Figure IV.16 : Presse CBR.

#### IV.6.5 Mode opératoire

##### IV.6.5.1 Préparation des échantillons

Les échantillons à poinçonner sont compactés dans les conditions de l'optimum, à différentes teneurs en brique. Une fois préparés, sont soumis au poinçonnement à la presse CBR.

##### IV.6.5.2 Détermination de l'indice CBR immédiat

Placer l'ensemble embase, moule, éprouvette sur la presse, en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et procéder au poinçonnement de la manière suivante :

- Mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston ;
- Initialiser les dispositifs de mesure des forces et des enfoncements ;
- Exécuter le poinçonnement en maintenant la vitesse de pénétration à 1.27 mm/min ;
- Etablir la courbe effort-déformation correspondant, au moins, aux enfoncements de 1.25 mm ; 2 mm ; 2.5 mm ; 5 mm ; 7.5 mm ; 10 mm ;
- Déterminer la teneur en eau de l'éprouvette selon l'une des méthodes normalisées.

##### IV.6.5.3 Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

- Positionner le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges comme indiqué précédemment ;
- Mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement ;
- Immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20 mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10 mm de hauteur soit présente sous le moule ;
- Après quatre jours d'immersion, relever la valeur de gonflement total atteint ;

- Retirer le moule et l'éprouvette du bac à immersion et après égouttage, exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.



Figure IV.17 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

#### IV.6.6 Expression des résultats

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de marne et de débris de brique, afin de déterminer les indices CBR immédiats et les indices CBR après immersion.

Plusieurs échantillons ont été préparés, à savoir :

- Marne seul ;
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique ;

##### IV.6.6.1 Interprétation des résultats (CBR)

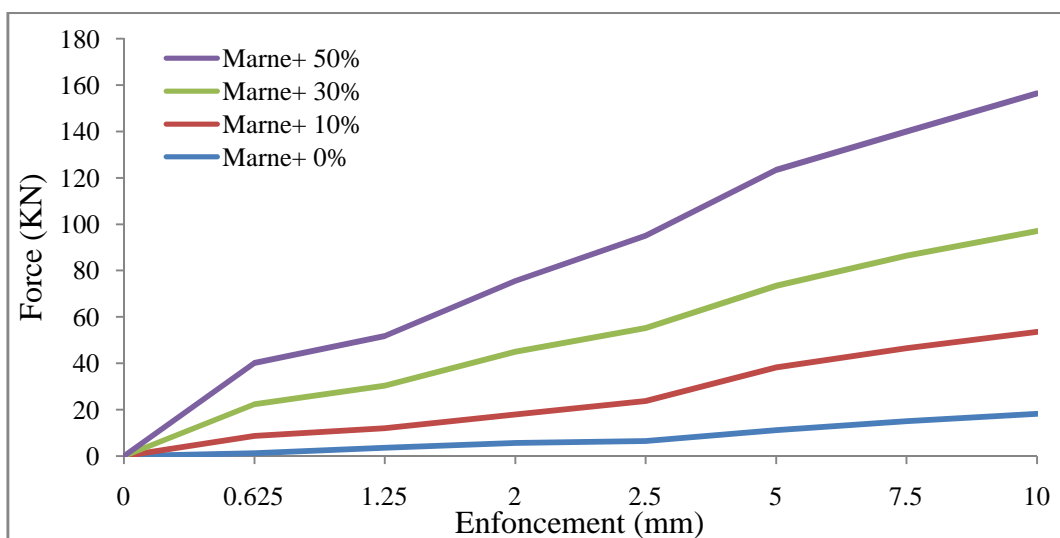


Figure IV.18 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBR).

Tableau IV.7: Résultats des essais CBR immédiat (CBR).

Echantillon	Gonflement Relatif G	Indice CBR Immédiat (CBR)		
		I (2.5)	I(5)	CBR
Marne seule	0	6.53	11.23	11.23
Mélange de marne + 10% de débris de brique	0	17.23	26.96	26.96
Mélange de marne + 30% de débris de brique	0	31.53	35.32	35.32
Mélange de marne + 50% de débris de brique	0	39.79	49.89	49.89

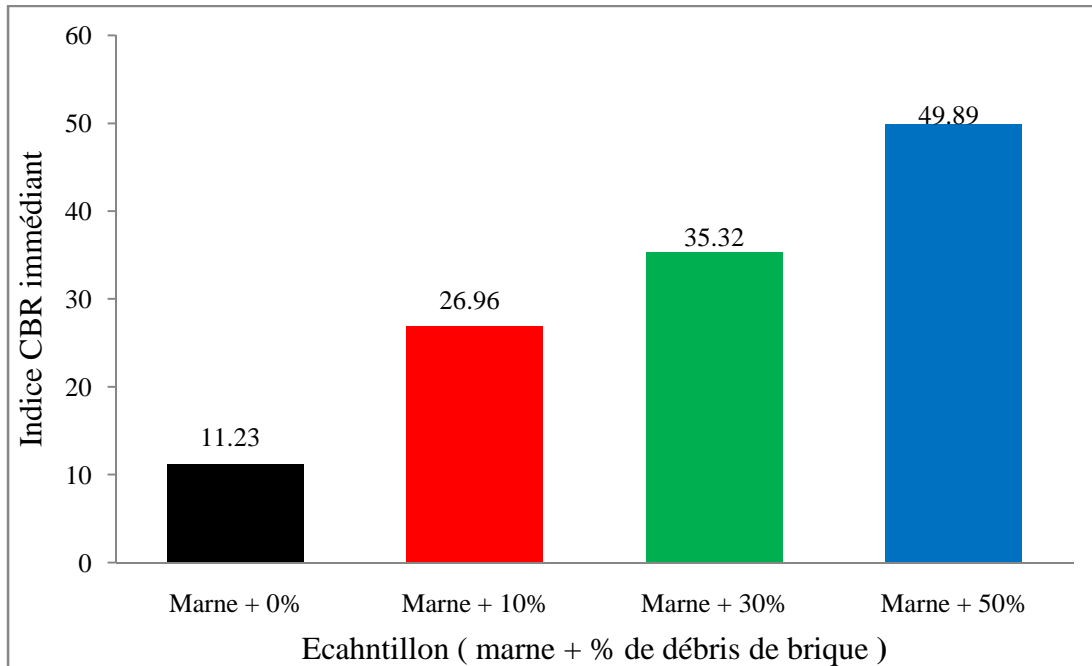


Figure IV.19 : Evolution des indices CBR immédiat en fonction de la teneur en débris de brique.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés sur la figure IV.18, permettent de constater que la portance des mélanges (marne+ débris de brique) augmente au fur à mesure que le pourcentage des débris de brique augmente. En effet, elle passe de 11.23 pour la marne seule à 49.89 pour le mélange de marne avec 50% des débris de brique. Ceci est certainement dû au fait que les grains des débris de brique sont plus résistants à ceux de la marne, ainsi le mélange comportant plus de débris de brique est moins déformable et présente de meilleures portances et de meilleures résistances au poinçonnement.

#### IV.6.6.2 Interprétation des résultats (CBRimm)

Pour les essais CBR après immersion, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

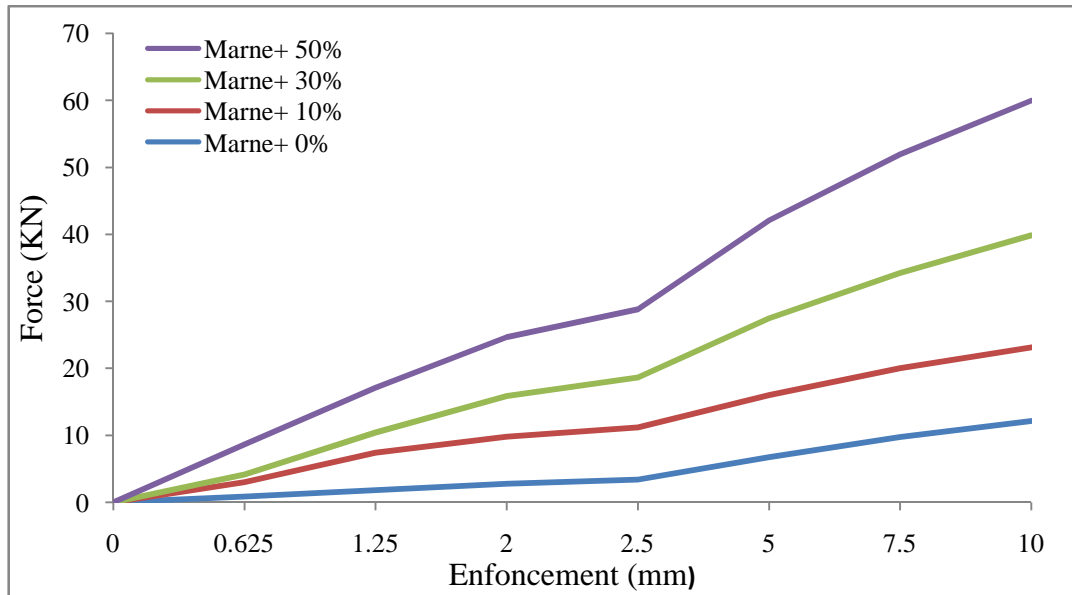


Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBRimm).

Tableau IV.8 : Résultats des essais CBR après immersion.

Echantillon	Gonflement Relatif G	Indice CBR (CBRimm)		
		I (2.5)	I(5)	CBRimm
Marne seul	133	3.37	6.71	6.71
Mélange de marne + 10% de débris de brique	43	7.85	9.34	9.34
Mélange de marne + 30% de débris de brique	30	7.39	11.40	11.40
Mélange de marne + 50% de débris de brique	10	10.19	14.62	14.62

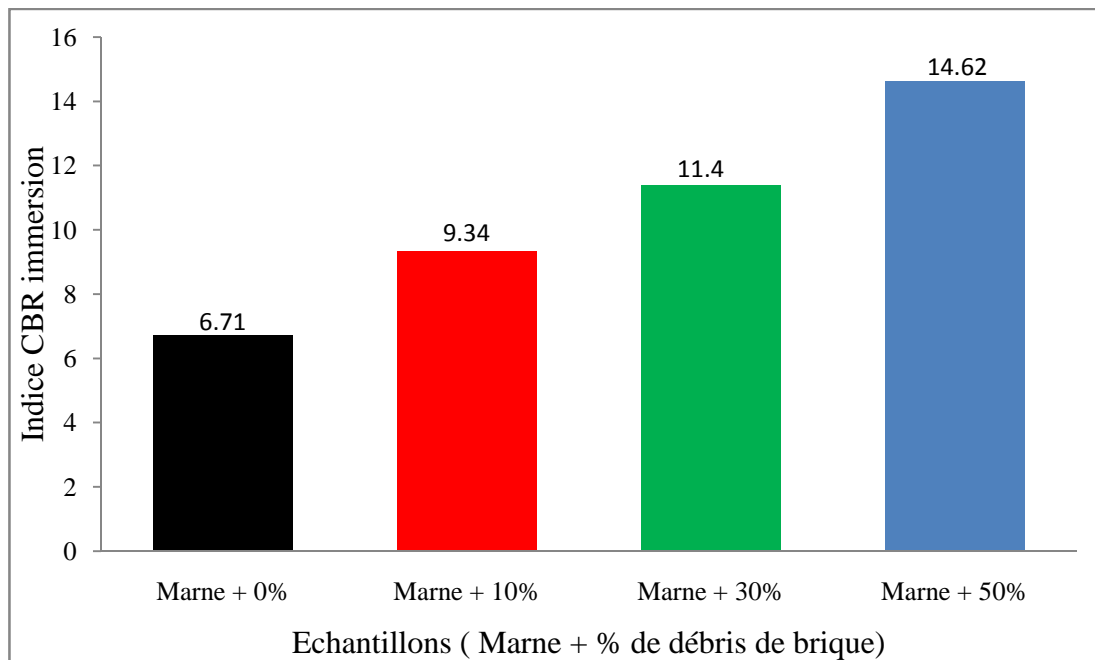


Figure IV.21 : Evolution des CBRimm en fonction des pourcentages des débris de brique.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés après immersion présentés sur la figure IV.20, montre que la portance des mélanges après immersion augmente progressivement avec l'ajout des débris de brique pour atteindre un maximum de 14.62 dans le cas du mélange à 50 %. Les débris de brique en grande proportion peuvent présenter une meilleure portance que le matériau naturel (marne seul) à l'état humide, notamment que les débris de brique sont pratiquement insensible à l'eau. Ce qui rend les mélanges plus résistants à l'état humide dès le premier ajout des débris de brique.

**IV.6.6.3 Comparaison des résultats (CBR et CBRimm)**

Tableau IV.9 : Interprétation des résultats CBR et CBRimm.

Echantillons	CBR	CBRimm
Marne seul	11.23	6.71
Mélange de marne + 10% de débris de brique	26.96	9.34
Mélange de marne + 30% de débris de brique	35.32	11.40
Mélange de marne + 50% de débris de brique	49.89	14.62

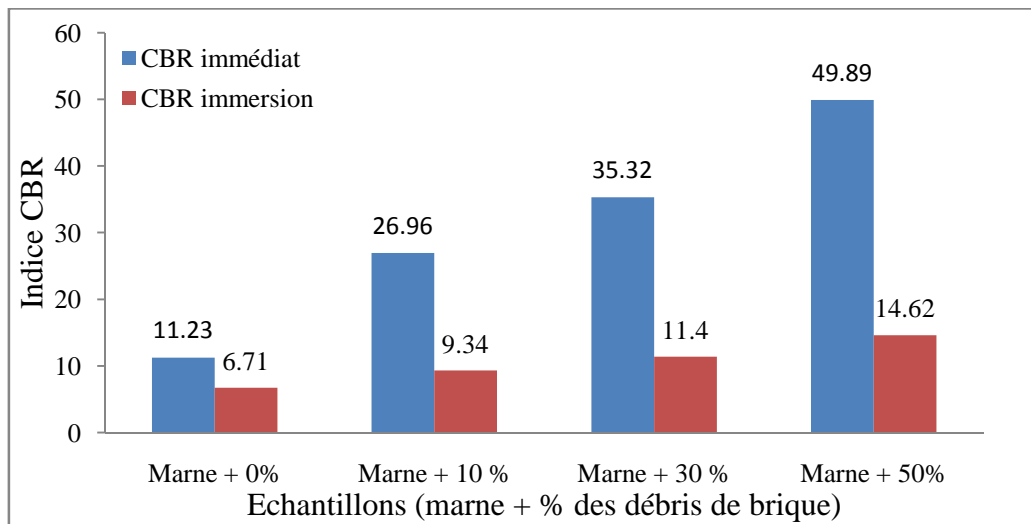


Figure IV.22 : Courbes comparatives des CBR et CBRimm des différents mélanges.

A titre de comparaison, les résultats ci-dessus permettent de constater que les portances des échantillons étudiés après immersion sont inférieures à celles développées avant immersion.

Ceci peut être dû au fait que la marne perd de sa résistance au poinçonnement en passant de l'état sec à l'état humide.

Cet écart important de résistance au poinçonnement des mélanges en passant de l'état sec à l'état humide est à prendre sérieusement en considération sur chantier pour éviter des instabilités éventuelles dans les couches de chaussées à réaliser avec ce type de mélanges, notamment celles exposées aux variations climatiques durant les périodes estivales et hivernales.

#### **IV.7 Conclusion**

Les essais Proctor et CBR présentés dans cette étude ont permis de montrer l'aptitude des mélanges au compactage, ainsi que leur portance dans les conditions les plus défavorables. En se basant particulièrement sur ces résultats, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés (mélange de marne + débris de brique) ont présenté des comportements très intéressants au compactage et au poinçonnement à l'état sec. Tandis que leur résistance au poinçonnement après immersion est à prendre en considération sur chantier.

## CHAPITRE V

### ESSAIS ROUTIERS

#### 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 utilisés dans les couches de chaussées, par exemple le degré d'usure, de fragmentabilité, de dégradabilité, ...etc.

#### V.2 Essai Micro Deval

##### V.2.1 Définition et But de l'essai (NF P18-572)

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Le matériau évolue pendant l'essai par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine en rotation et sur les boulets (charge abrasive) à sec ou en présence d'eau. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires : 4-6.3mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 25-50 mm. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée.



Figure V.1 : Machine Micro Deval.

**V.2.2 principe de l'essai**

Effectuer l'essai sur un granulat, ayant une granularité conforme à l'une des quatre classes granulaires types suivantes : 4-6.3 ; 6.3-10 ; 10-14 ; 25-50. Les 25-50 mm doivent contenir 60% de 25-40mm. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). Il n'est pas possible d'étendre ce processus d'usure aux sables, les classes granulaires inférieures à 4 mm n'évoluent plus par usure, dans cet essai, mais par fragmentation. Tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie, en commençant par le tamis le plus grand. La prise d'essai sera de 500 ± 2 g pour les 4-14 mm et de 10kg ± 20 g pour les 25-50 mm. Ajouter 2.5 litres d'eau et la charge abrasive (billes en acier de 10 mm de diamètre) correspondant à la classe granulaire choisie dans les cylindres de la machine. Après rotation des cylindres à une vitesse de 100 tr/min pendant 2 heures, tamiser le matériau sur le tamis de 1.6 mm et peser le refus.

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

Classe 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

M est la masse du matériau soumis à l'essai, M' la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, la résistance à l'usure s'exprime par le coefficient Micro-Deval qui s'écrit :

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

Le coefficient mesure le % d'usure, plus il est petit et plus la résistance à l'usure est grande.



Figure V.2 : Mode opératoire de l'essai micro Deval.

**V.2.3 Matériaux utilisées**

On a réalisé des essais micro Deval sur la classe granulaire 4-6.3 mm pour les mélanges :

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique.

**V.2.4 résultats de l'essai**

Tableau V.2 : Résultats des essais Micro Deval.

Echantillon	Masse avant essai M(g)	Masse Après essai M'(g)	MDE (%)
Marne + 0 % de débris de brique	500	0	100
Marne + 10 % de débris de brique	500	38	92.4
Marne + 30 % de débris de brique	500	95	81
Marne + 50 % de débris de brique	500	198	60.4

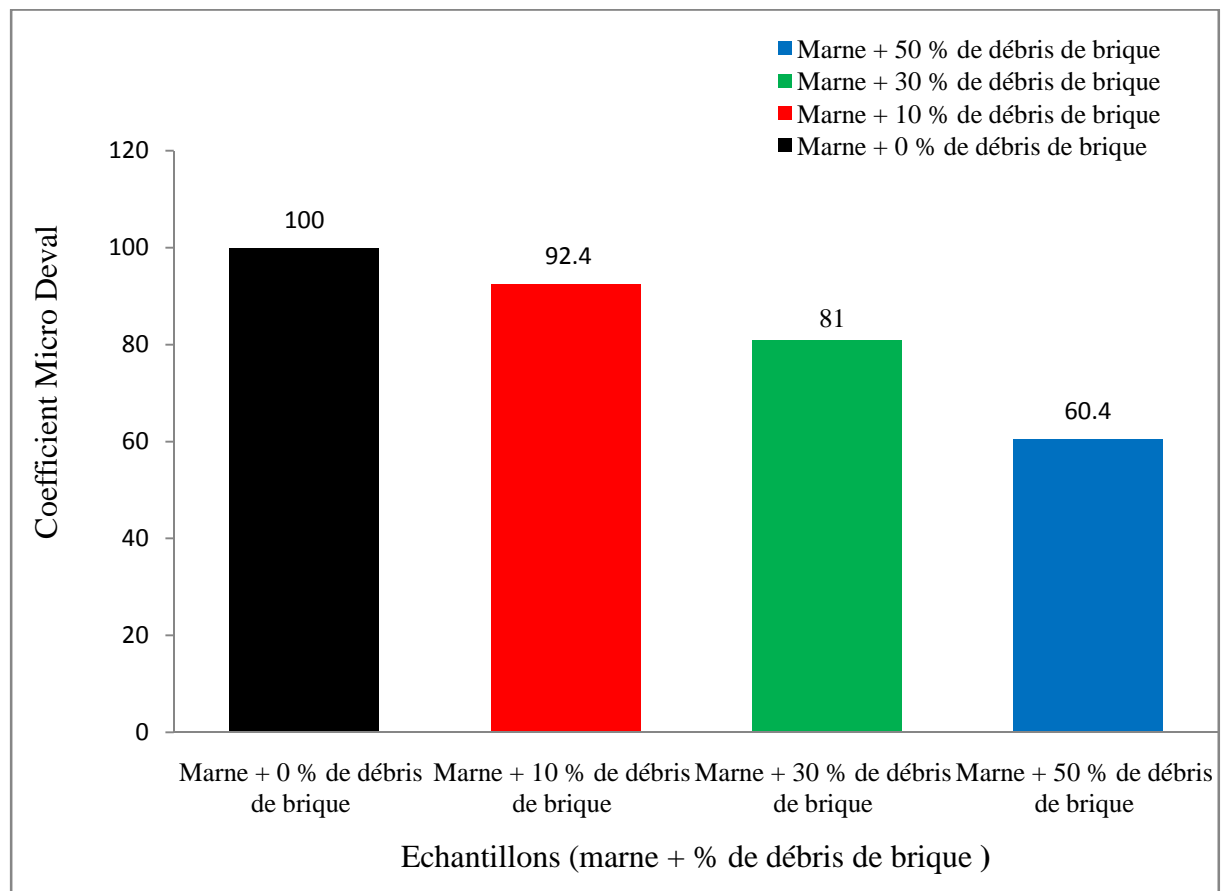


Figure V.3 : Résultats des essais micro Deval.

Les résultats obtenus, présentés sur le tableau V.2 et récapitulés sur la figure V.3, permettent de constater que le coefficient MDE diminue au fur et à mesure que le pourcentage de brique augmente. En effet, il passe de 100 pour les échantillons de marne seul (0 % de brique) à 60.4 pour les échantillons contenant 50 % de brique.

Ainsi, l'ajout de brique améliore considérablement la résistance à l'usure des mélanges en présence d'eau. Leur utilisation en couche de forme et en couches de fondations est fortement envisageable.

### V.3 Essai Los Angeles

#### V.3.1 Définition et but de l'essai (NF P18 573)

L'essai permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Il s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des assises de chaussée, y compris les couches de roulement. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat (rupture fragile des éléments), d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine et sur les boulets.



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

**V.3.2 Principe de l'essai**

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5heures au minimum). La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités-types, de la classe granulaire 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre. Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité choisie comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.3 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire

<b>Classes granulaires (mm)</b>	<b>Fractions</b>	<b>Nombre de boulets</b>	<b>Poids total de la charge (g)</b>	<b>poids des fractions (g)</b>
4-6.3		7	3080±20	5000 ± 2
6.3-10		9	3960 ± 25	5000 ± 2
10-14		11	4840 ± 25	5000 ± 2
10-25	10-16	11	4840 ± 25	3000
	16-25	11	4840 ± 25	2000
16-31.5	16-25	12	5280 ± 25	2000
	25-31.5	12	5280 ± 25	3000
25-50	25-40	12	5280±25	3000
	40-50	12	5280±25	2000

On procède au lavage de l'échantillon en récupérant le refus au tamis de 1.6mm. Ce dernier est séché, puis pesé, ce qui nous permettra de calculer le coefficient Los Angeles (LA) en utilisant la relation suivante :

$$LA = \frac{M - M'}{M} \times 10$$

Avec :

M : masse de l'échantillon avant essai.

M' : masse du refus du tamis 1.6mm.



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

### V.3.3 Matériaux utilisées

Nous avons réalisé des essais Los Angeles sur la classe 4-6.3 mm pour les mélanges :

- Marne seule.
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique.

### V.3.4 Résultats des essais

Tableau V.4 : Résultats des essais Los Angeles.

Echantillon	Masse avant essai M(g)	Masse Après essai M'(g)	LA (%)
Marne + 0 % de débris de brique	5000	2721	45.58
Marne + 10 % de débris de brique	5000	2873	42.54
Marne + 30 % de débris de brique	5000	3092	38.16
Marne + 50 % de débris de brique	5000	3244	35.12

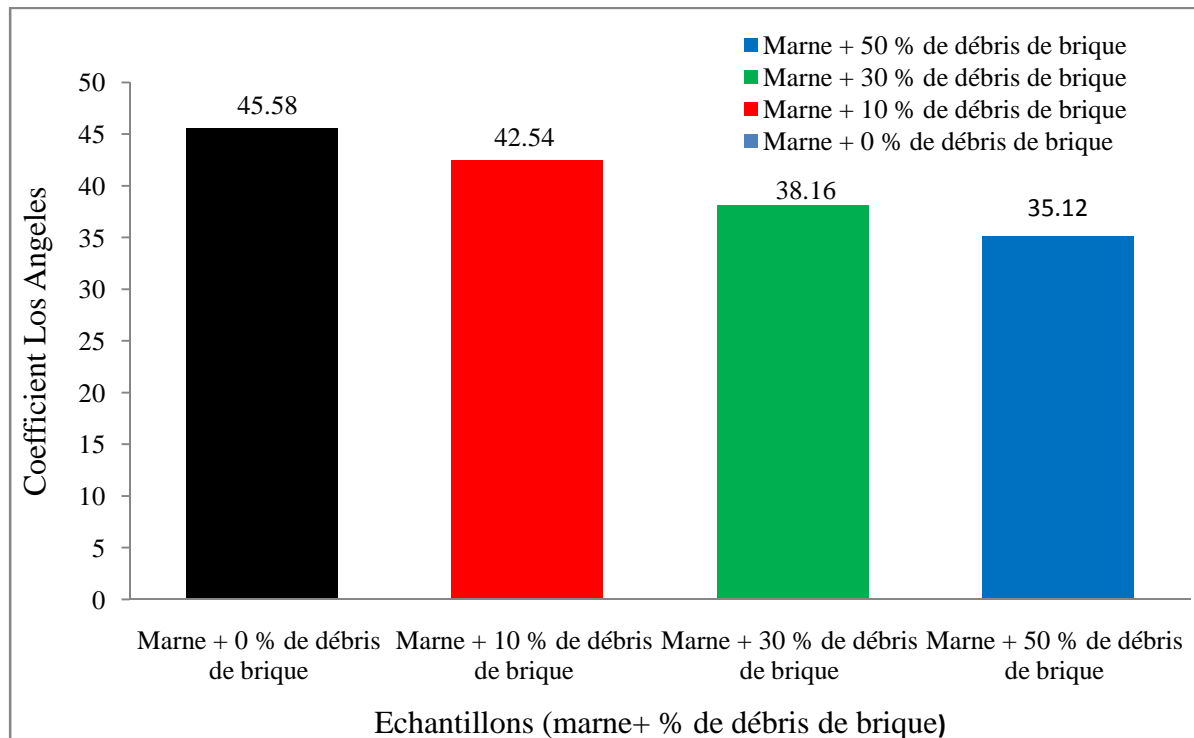


Figure V.6 : Comparative des essais Los Angeles.

La figure V.6 montre que le coefficient Los Angeles diminue au fur et à mesure que le pourcentage de débris de brique augmente. Ceci nous permet de déduire que la brique améliore la résistance des mélanges aux chocs.

Tableau V.5 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Echantillon	MDE(%)	LA(%)	MDE+LA	Catégorie
Marne+ 0% de débris de brique	100	45.58	145.58	F
Marne+ 10% de débris de brique	92.4	42.54	134.94	F
Marne+ 30% de débris de brique	81	38.16	119.16	F
Marne+ 50% de débris de brique	60.4	35.12	95.52	F

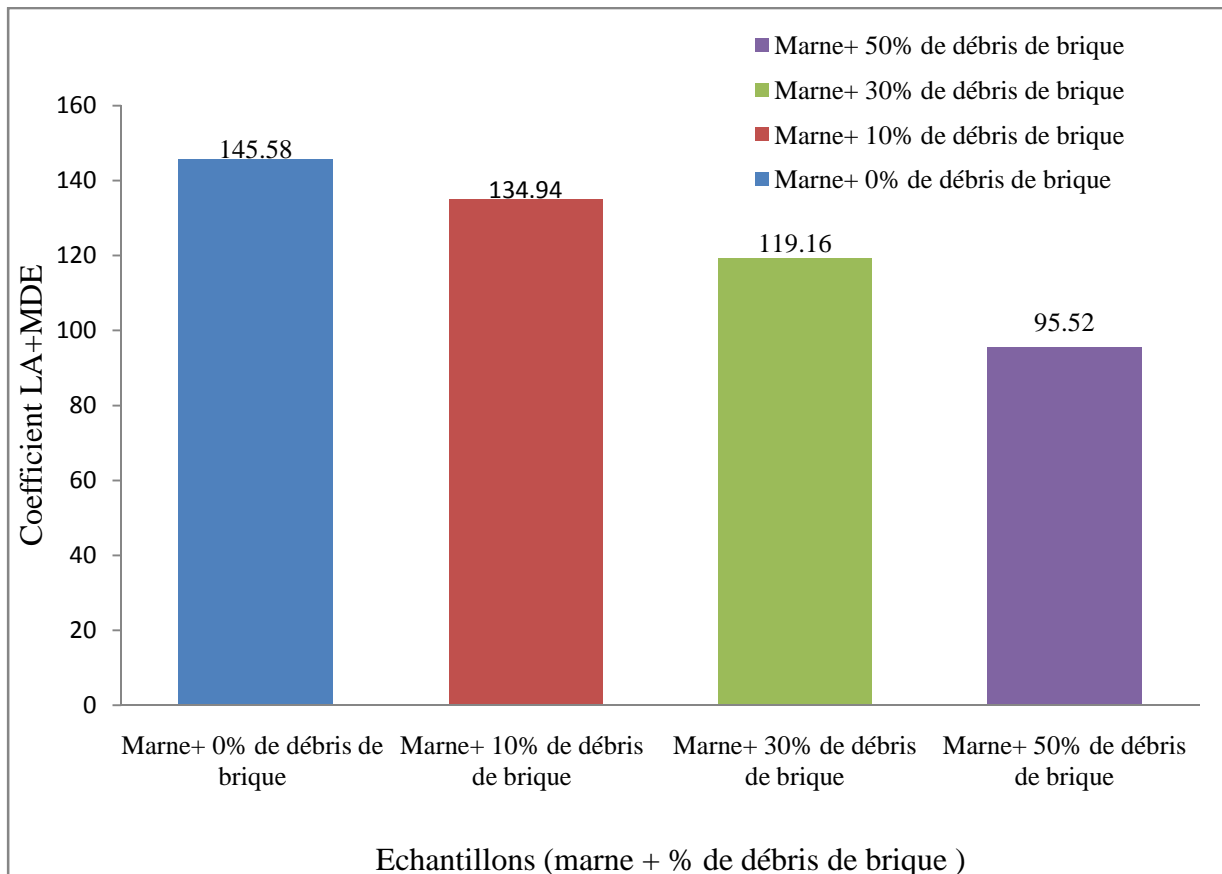


Figure V.7 : Courbe comparative LA+MDE.

Tableau V.6 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Catégorie	LA	MDE	LA + MDE	Domaine d'utilisation
A	≤ 20	≤ 15	≤ 25	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.
B	≤ 25	≤ 20	≤ 35	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couches de roulement a trafic important.
C	≤ 30	≤ 25	≤ 45	Matériau utilisable pour couches de fondations, et couche de base tout trafic.
D	≤ 35	≤ 30	≤ 55	Matériau utilisable pour couches de fondations toutes chaussées, et couches de base pour chaussées a moyen trafic.
E	≤ 45	≤ 45	≤ 80	Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, a définir selon le trafic.
F	> 45	> 45	> 80	Matériau utilisable pour couches de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

En se référant aux résultats du tableau V.5. Figure V.7 et aux restrictions du tableau V.6, nous pouvons dire que :

Les échantillons de marne seuls, ainsi que les différents mélanges peuvent être insérés dans la catégorie F. De tels matériaux sont utilisables en couches de chaussés avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic (tableau V.6). Toutefois, il est à signaler que les mélanges présentent de meilleures résistances que la marne seule et ont tendance à passer à la catégorie E pour de fortes teneurs en brique supérieures à 50%.

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

##### V.4.1 Principe de l'essai

Il nous permet d'étudier 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 10/20 mm donnée, soumis à quatre cycles d'imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056.

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau apres essai}}$$

Avec :

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

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 de l'échantillon au travers la colonne de tamis suivante : 10, 5, 2 et 1mm.

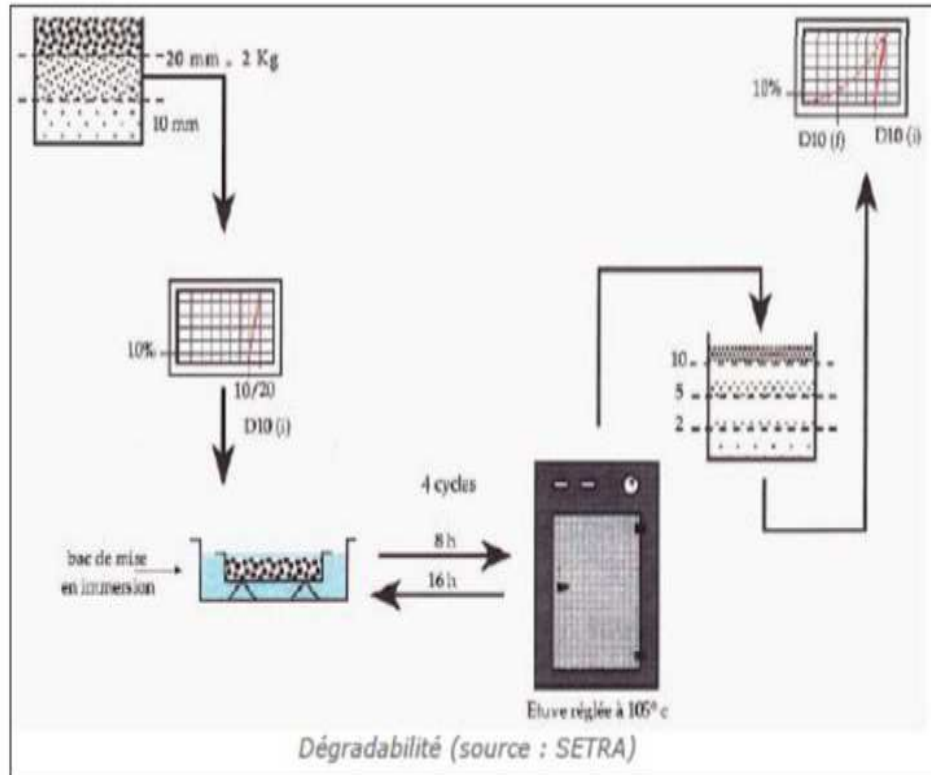


Figure V.8 : Différentes étapes de l'essai de dégradabilité.

#### V.4.3 Matériaux utilisés

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique.

#### V.4.4 Résultats obtenus

Les résultats obtenus sur le matériau marne à l'issue de l'essai de dégradabilité sont présentés sur la figure suivante :

• **Marne seule**

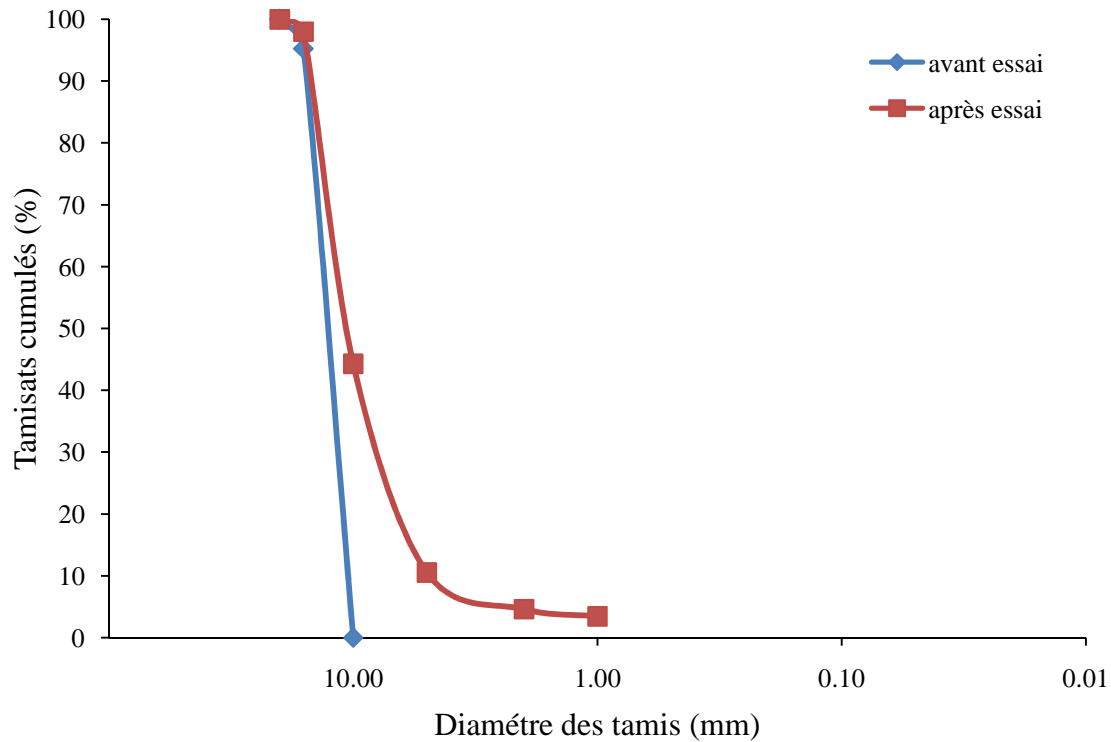


Figure.9 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne seul.

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

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5} = 2.1$$

$$DG = 2.1$$

Tableau V.7 : Classification des matériaux rocheux

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

En comparant les résultats obtenus aux résultats de référence présentés dans le tableau V.7 nous constatons que la marne étudié fait partie des matériaux rocheux peu dégradables (DG = 2.1 < 5).

• **Mélange de marne + 10% de débris de brique**

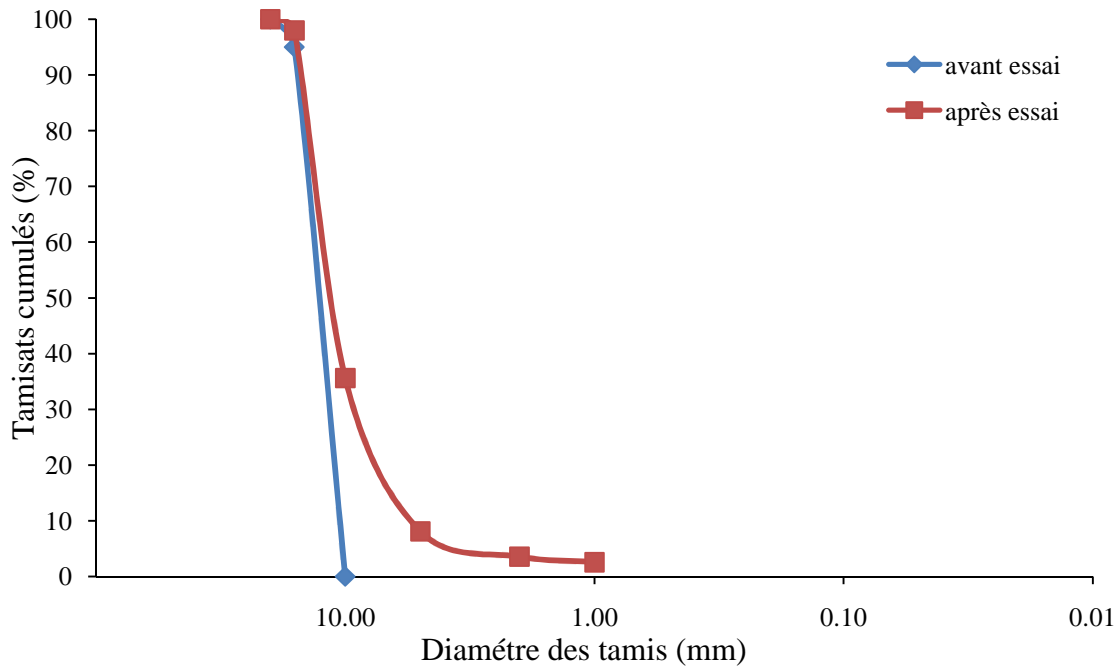


Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +10% de brique.

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5.5} = 1.9 \quad DG = 1.9$$

• **Mélange de marne + 30% de débris de brique**

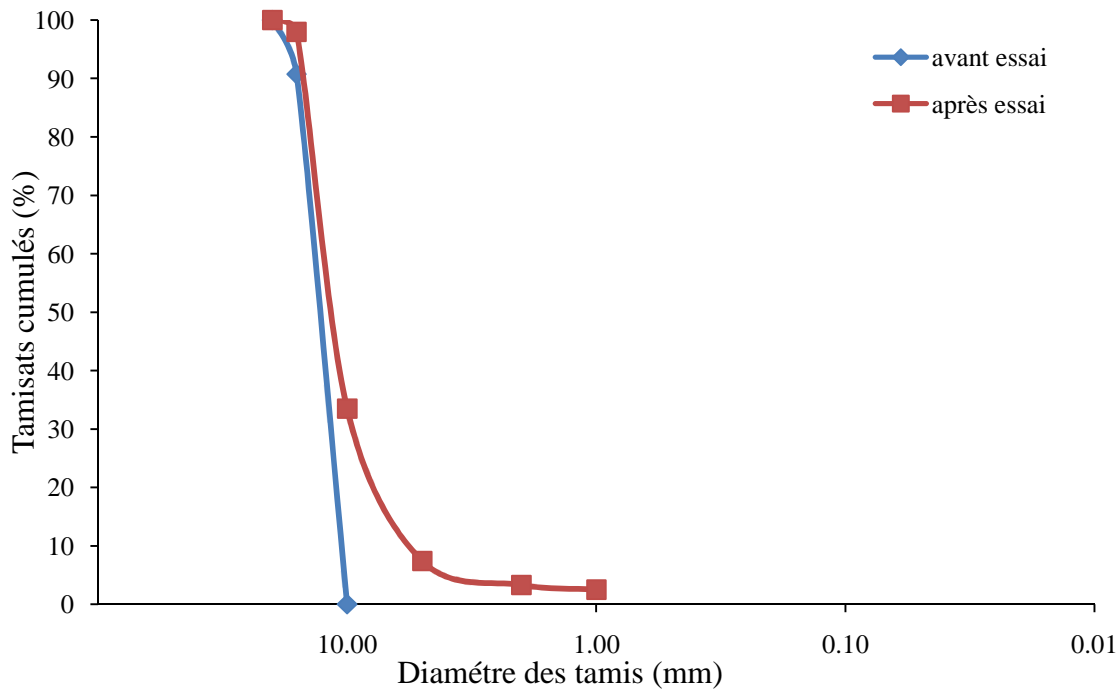


Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +30% de brique.

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5.8} = 1.81 \quad DG = 1.81$$

- **Mélange de marne + 50% de débris de brique**

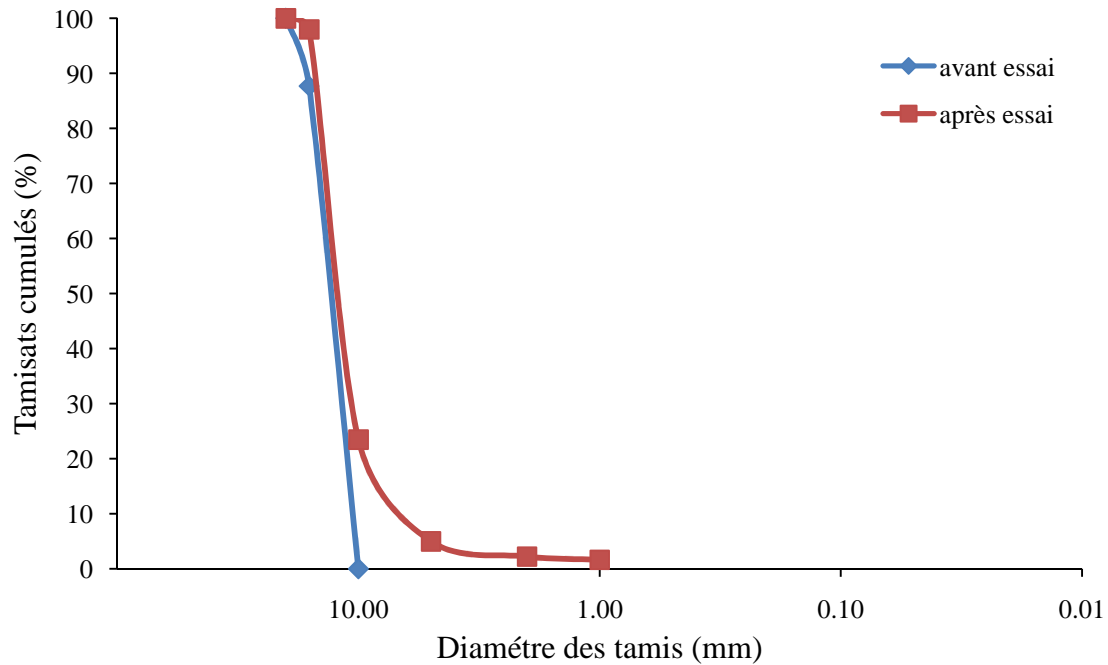


Figure V.12: Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +50% de brique.

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{7} = 1.5 \quad DG = 1.5$$

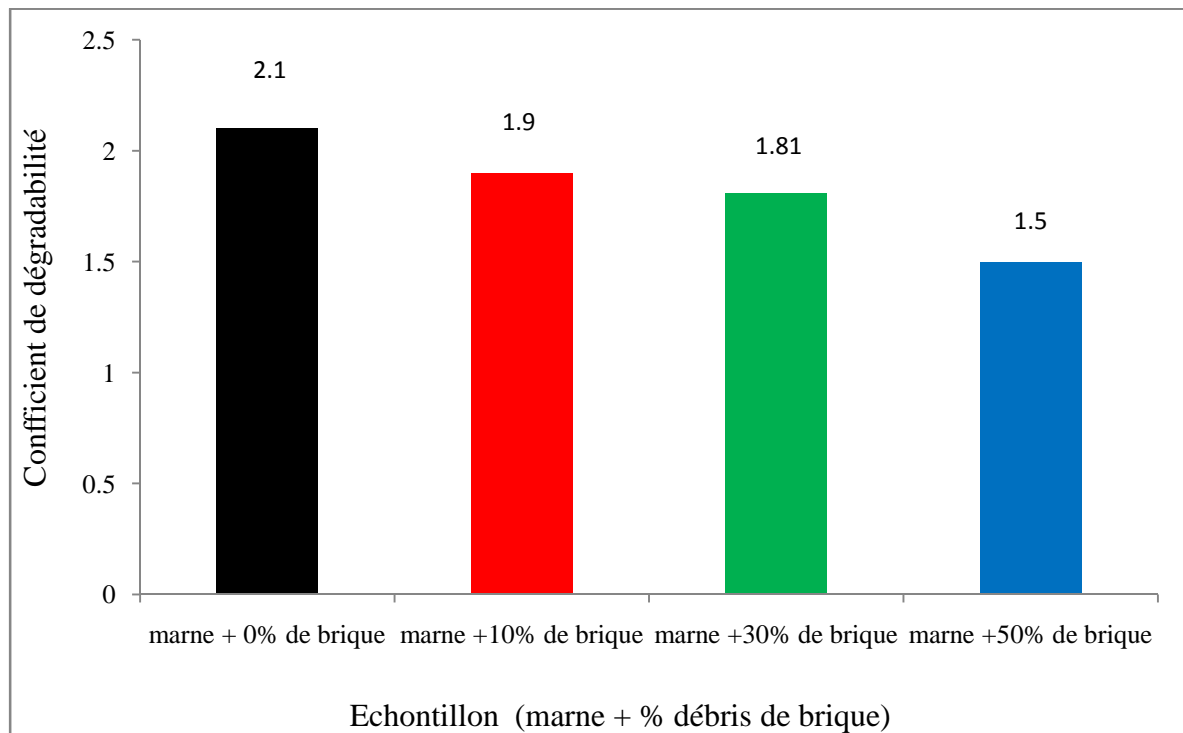


Figure V.13 : Courbe comparative coefficient de dégradabilité

Les résultats obtenus à l'issue des différents essais permettent de constater que l'ajout des débris de brique améliore la résistance des mélanges à la dégradabilité. En effet, DG passe de 2.1 (cas de la marne seule) à 1.5 (cas de la marne + 50% de brique). Ainsi, les matériaux étudiés sont considérés peu dégradables et leur utilisation en couches de chaussées, particulièrement en couches inférieures (couches de forme, couches de fondations) peut être recommandée.

## **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 matériaux compatibles avec un réemploi en remblais

### **V.5.2 Exécution de l'essai**

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

Cette réduction s'exprime par le rapport :

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

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).

### **V.5.3 Matériaux utilisés**

Nous avons réalisé des essais de fragmentabilité sur les échantillons suivants :

- Marne seule ;
- Marne + 10% de débris de brique ;
- Marne + 30% de débris de brique ;
- Marne + 50% de débris de brique.

V.5.4 Résultats des essais

Marne seule

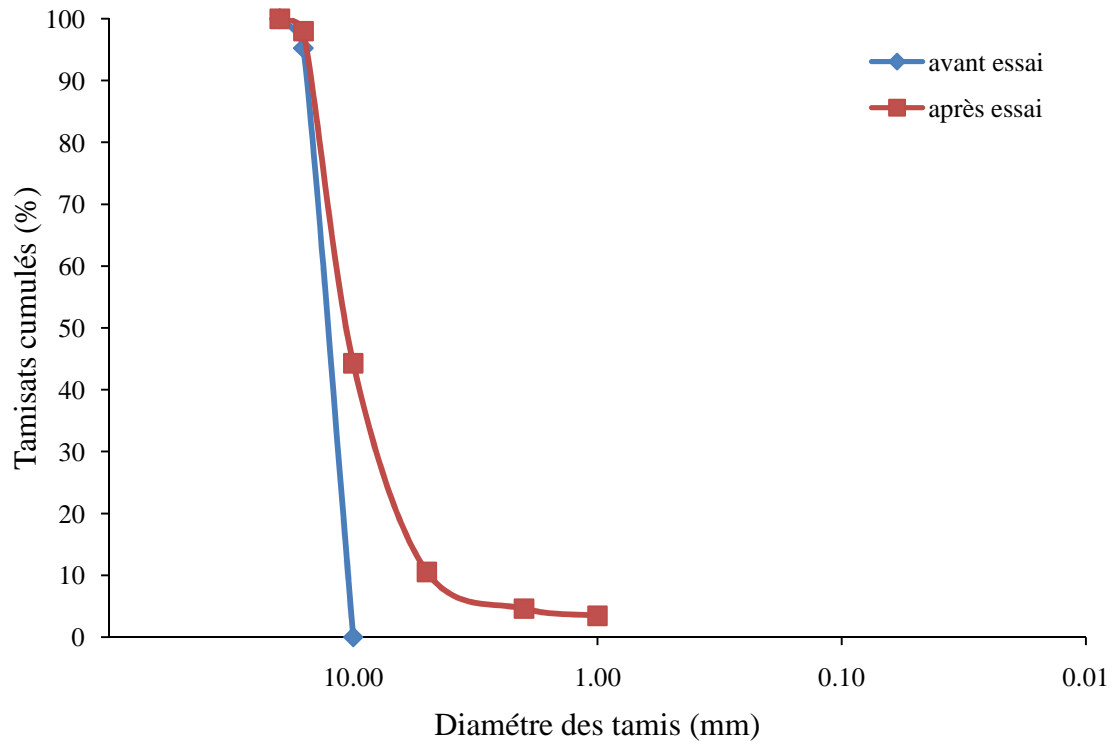


Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne.

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

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5} = 2.1$$

$$FR = 2.1$$

Tableau V.8: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR

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

En se référant au tableau V.8 nous déduisons que la marne est un matériau peu fragmentable (FR = 1.52 < 7)

• **Mélange de marne + 10% de débris de brique**

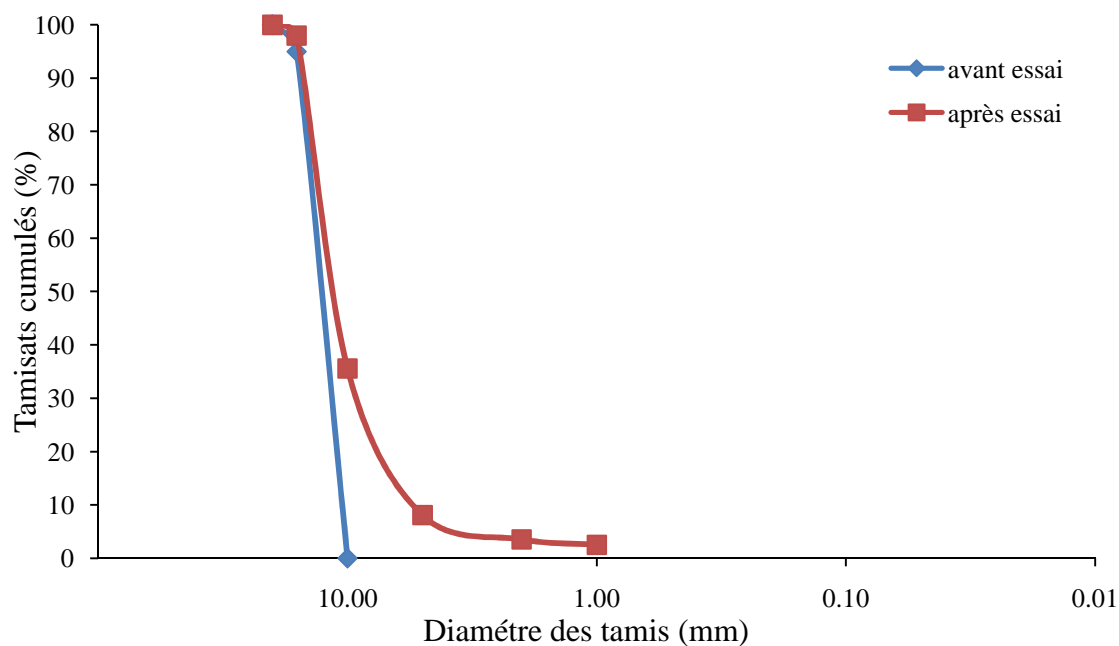


Figure V.15: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 10% de brique.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant l'essai}}{D_{10} \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5.4} = 1.94 \quad FR = 1.94$$

• **Mélange de marne + 30% de débris de brique**

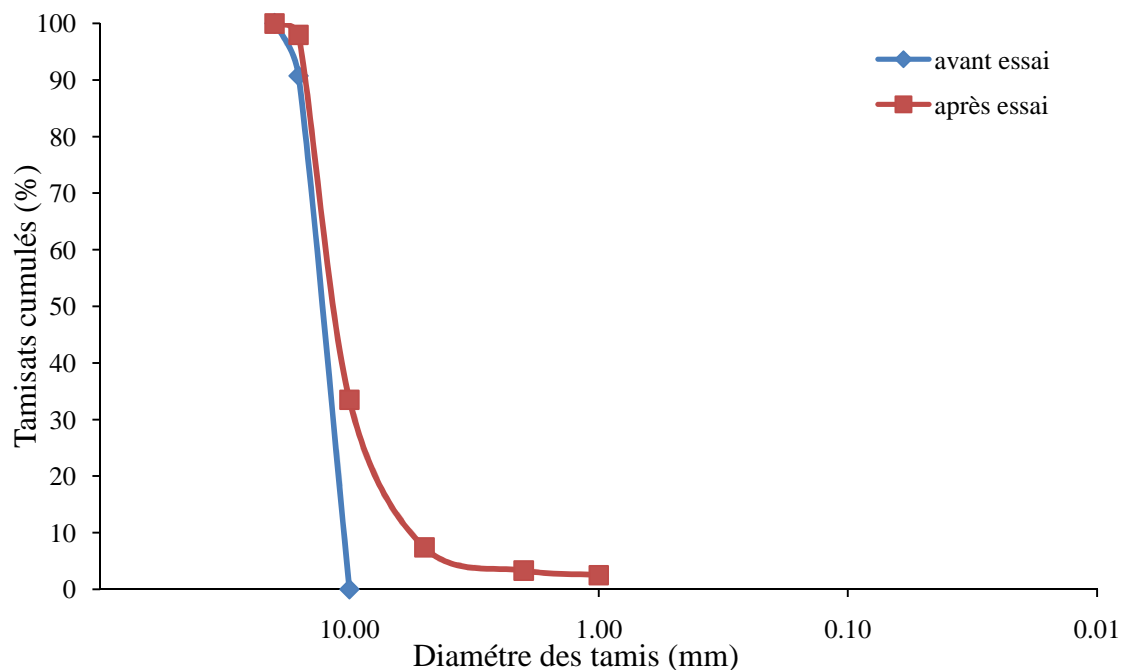


Figure V.16 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 30% de brique.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant l'essai}}{D10 \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{5.9} = 1.77$$

$$FR = 1.7$$

- **Mélange de marne + 50% de débris de brique**

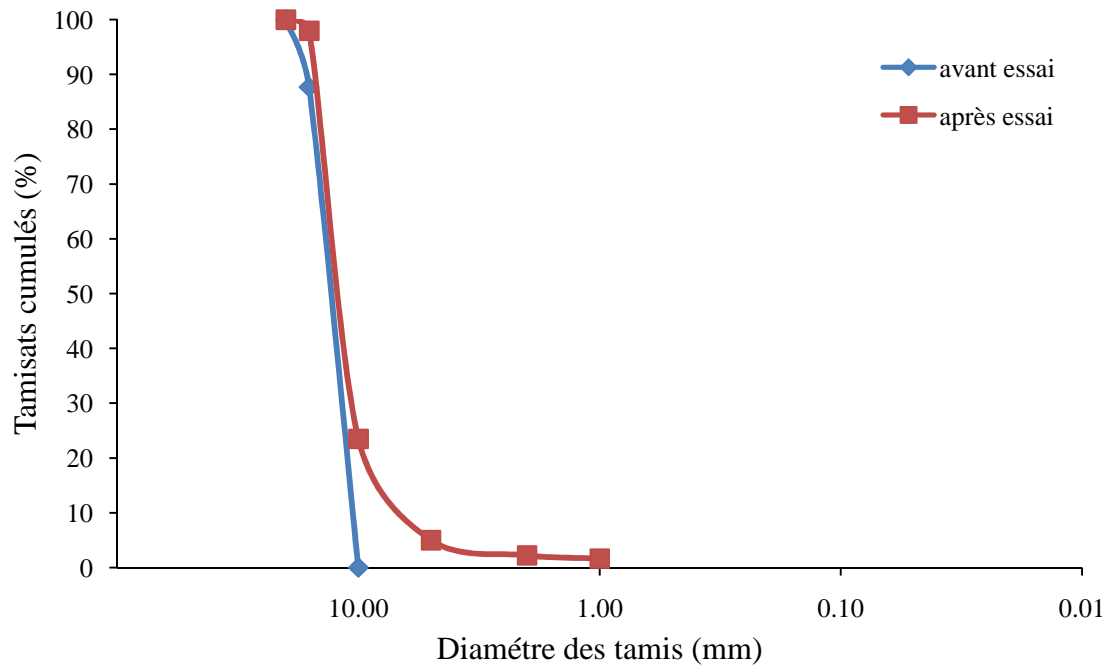


Figure V.17 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 50% de brique.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant l'essai}}{D10 \text{ du matériau après l'essai}} = \frac{10.5}{7} = 1.5$$

$$FR = 1.5$$

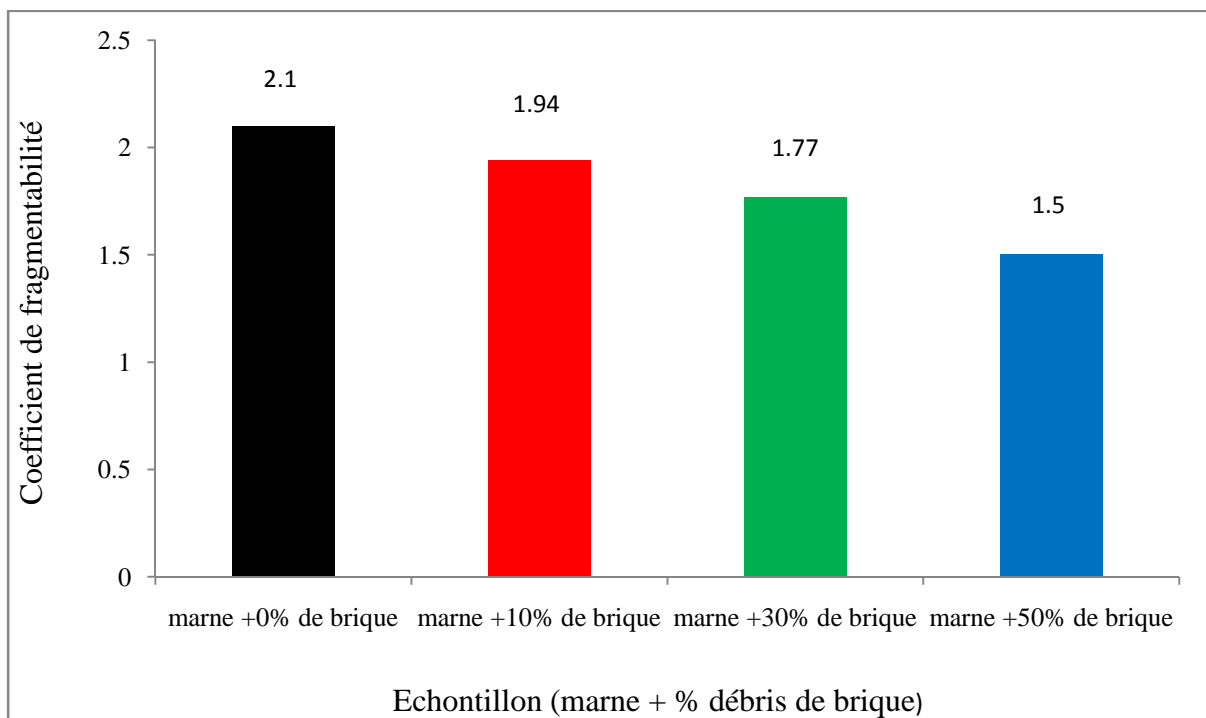


Figure V.18 : Courbe comparative coefficient de fragmentabilité.

En se référant aux valeurs obtenues à l'issue des essais de fragmentabilité, nous déduisons que la marne étudiée fait partie des matériaux rocheux peu fragmentables, ( $FR = 2.1 < 7$ ). Son utilisation en couches de chaussées est très possible. Toutefois, les ajouts de brique améliorent sensiblement la résistance à la fragmentation des mélanges. En effet, FR passe de 2.1 pour la marne seule à 1.5 pour le mélange de marne avec 50% de brique.

Les mélanges étudiés sont donc peu fragmentables et leur utilisation en couches de chaussées, particulièrement en couches inférieures (couches de forme, couches de fondations et éventuellement en couches de base) peut être recommandée.

### **V.6 Conclusion**

Les essais routiers que nous avons présentés dans ce chapitre (Los Angeles, Micro Deval, fragmentabilité et dégradabilité) montrent que l'ajout de la brique améliore nettement le comportement des mélanges étudiés sous différentes sollicitations routières.

Les résultats obtenus permettent ainsi, d'avoir une meilleure idée sur l'évolution des matériaux étudiés ce qui permettra sans doute d'éviter certains désordres à court ou à long terme pouvant affecter les projets à réaliser avec ce type de matériaux.

Pour étudier le comportement des mélanges présentés sous d'autres types de sollicitation et confirmer davantage leur utilisation dans la construction routière, nous les avons soumis à une série d'essais de cisaillement à la boîte. Les résultats obtenus feront l'objet du chapitre suivant.

## CHAPITRE VI RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES MATERIAUX ETUDIES

### 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 résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire sur les matériaux étudiés, 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

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. (LCPC, 1987)

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

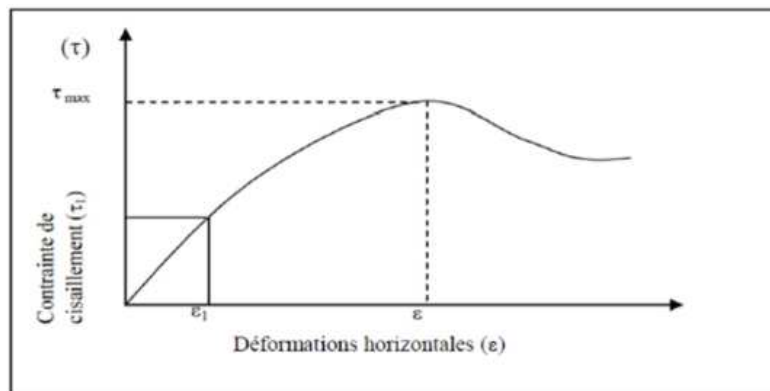


Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Selon le LCPC 21, (1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur la figure VI.1, 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.

### 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)

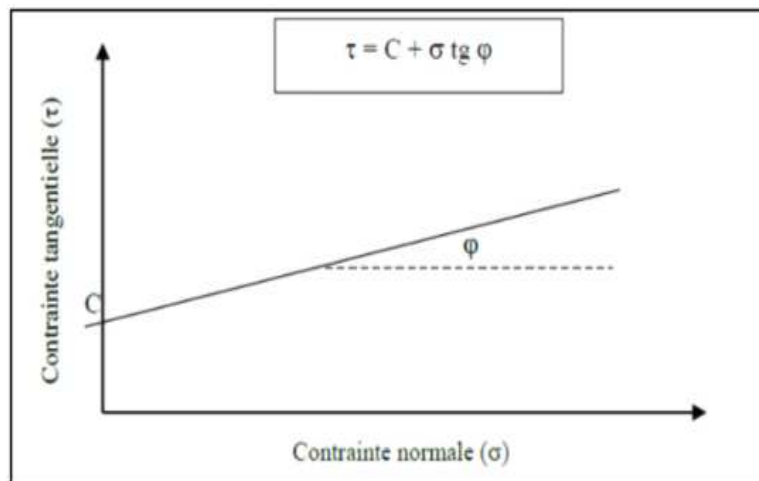


Figure VI.2 : Droite intrinsèque.(LCPC, 1987)

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé angle de frottement interne ( $\varphi$ ) 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 $\varphi$ 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 (sols contenant à la fois des éléments fins et grossiers).

- **Cas des sols pulvérulents**

Les sols pulvérulents regroupent les graviers, les sables et les silts. Ils sont constitués de particules volumineuses, leur résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains.

Le frottement résulte de la rugosité superficielle des grains qui entrent en contact les uns avec les autres. Quant à l'enchevêtrement, il est surtout causé par les arrêtes plus ou moins angulaires de certains grains, qui en s'emboîtant dans les interstices entre les autres grains, créent une résistance au mouvement. Lorsque la contrainte normale ( $\sigma$ ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents est presque nulle et les grains n'offrent pratiquement, aucune résistance au déplacement, (Robitaille et Tremblay, 1997)

L'angle de frottement interne dépend donc principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. Dans le cas des sols pulvérulents, la droite de Coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme  $c$  (cohésion) est nul. L'équation de Coulomb devient alors :  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

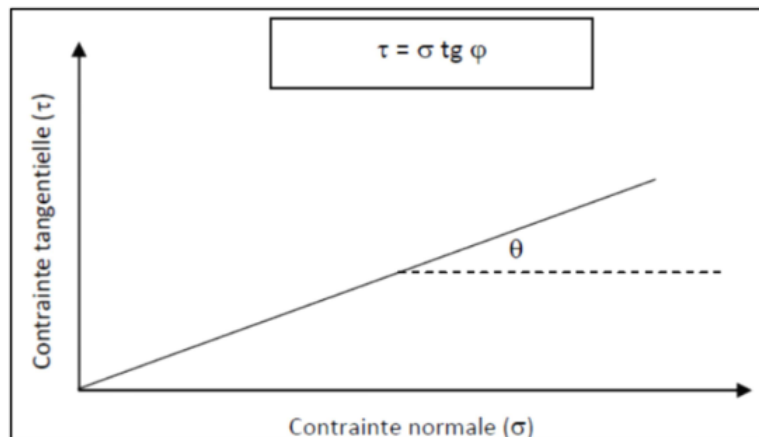


Figure VI.3 : Droite intrinsèque d'un sol pulvérulent.

- **Sols purement cohérents**

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée.

Cette cohésion est liée à la présence de charges électriques à la surface des particules d'argile, qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés

contenues dans l'eau qui saturent souvent les sols cohérents. Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est généralement parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme  $\phi$  est nul, (Robitaille et Tremblay, 1997). L'équation de Coulomb devient :  $\tau = c$

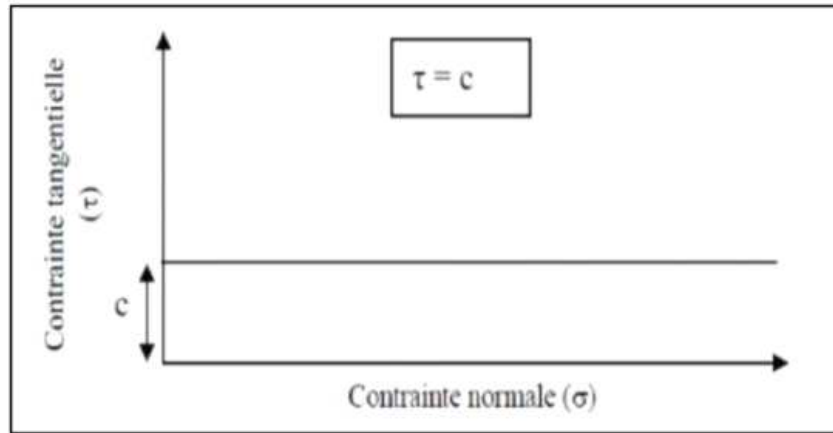


Figure VI.4 : droite intrinsèque d'un sol cohérent.

- **Cas des sols cohérents et frottant**

Dans ce cas la résistance au cisaillement du matériau est assurée à la fois par le frottement et la cohésion développés par les grains et les particules respectivement. La droite intrinsèque n'est pas parallèle à l'horizontale et ne passe pas par l'origine. Elle est par contre inclinée d'un angle  $\phi$  (angle de frottement interne) par rapport à l'horizontale et coupe l'axe des ordonnées au point  $c$  (valeur de la cohésion).

L'équation de Coulomb est exprimée par :  $\tau = c + \sigma \text{ tg } \phi$ .

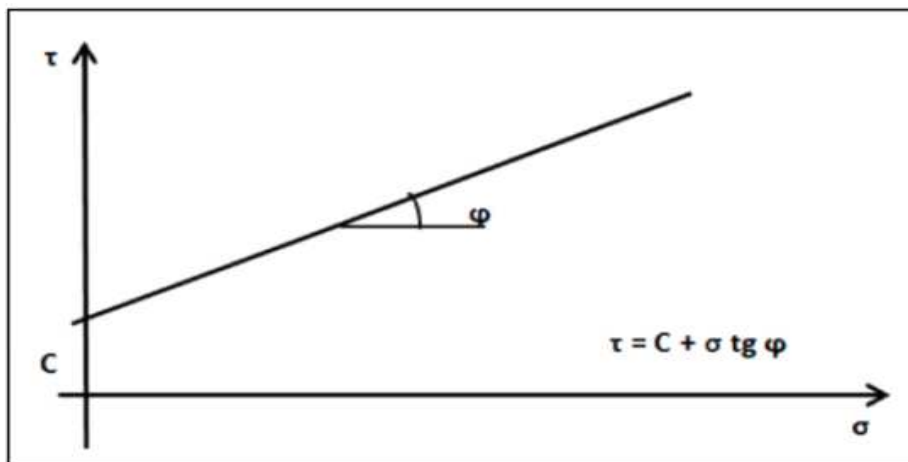


Figure VI.5 : droite intrinsèque d'un sol cohérent et frottant.

### VI.5 Type d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement

Trois types d'essais sont couramment réalisés :

- **Essai consolidé, drainé CD (Consolidated-Drained)**

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte normale appliquée, ensuite cisailé lentement (à drainage permis, avec variation de volume) avec une vitesse de cisaillement très faible relativement à la perméabilité du sol, de telle sorte à assurer la dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement ( $u=0$ ) le long du cisaillement. L'essai CD est très lent, il peut durer 4 à 6 semaines lorsqu'il s'agit de sols cohérents à faible perméabilité, tandis que cette durée peut se réduire sensiblement dans le cas des sols perméables. A cet effet, ce type d'essai est rarement réalisé sur les sols purement cohérents, à l'exception des travaux de recherche. L'essai est exprimé en contrainte effective, la droite intrinsèque a pour équation :

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

Avec :

$\varphi'$  : angle de frottement effectif,

$c'$  : cohésion drainée

- **Essai consolidé, non drainé avec mesure de  $u$  CU (Consolidated-Undrained)**

Pour ce type d'essai, l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis l'échantillon est cisailé à une vitesse suffisamment rapide empêchant toute dissipation des pressions interstitielles au cours de l'essai. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder aux caractéristiques intrinsèques du sol  $c'$  et  $\varphi'$ , à condition de l'interpréter en contrainte effective.

$$\tau = c_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u$$

- **Essai non consolidé non drainé UU (Unconsolidated-Undrained)**

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  $\varphi_u$  est généralement supposé nul.

### VI.6 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs. Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non

drainé. Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel. La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

Enfin, on peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents.

- La résistance de pic, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;
- La résistance stabilisée après le pic, ou résistance à l'état critique, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique ;
- La résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée résistance résiduelle. (Robitaille et Tremblay, 1997)

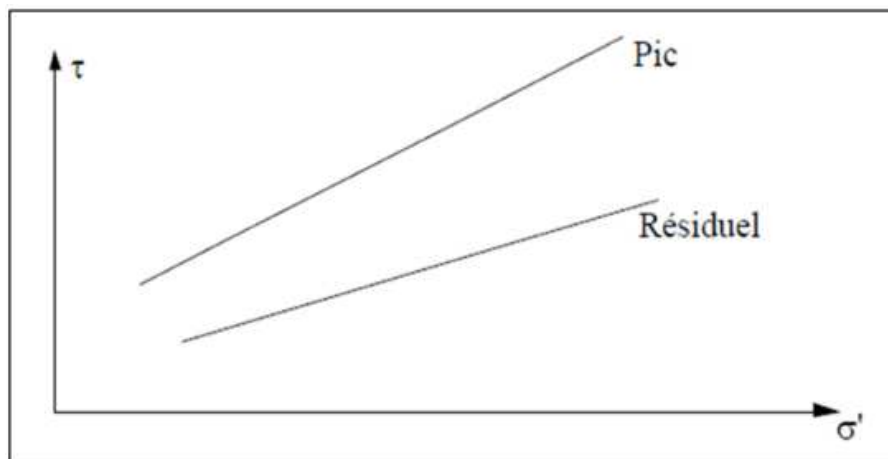


Figure VI.6 : résistance au pic, résistance résiduelle.

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

#### 1) Avantages

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

#### 2) Inconvénients

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

### VI.8 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte

Le principe consiste à placer l'échantillon de sol à étudier entre deux demi boîtes indépendantes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre dont le plan de séparation forme un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'échantillon. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée. 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. (Wartman, 2004).

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)

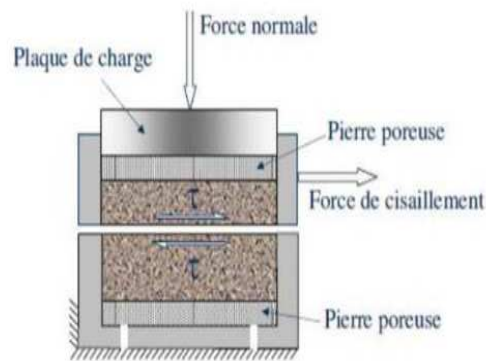


Figure VI.7 : Principe de la boîte de cisaillement.

### VI.9 Mode opératoire

1. Solidariser les deux demi-bottes et mettre l'échantillon dans la boîte.
2. Placer la boîte sur le chariot et positionner les comparateurs ou capteurs pour prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle);
3. Appliquer sur la face supérieure un effort vertical  $N$  représentant les contraintes normales  $\sigma = 100, 200, 300$  et  $400$  kPa ;
4. Régler tous les comparateurs à zéro et démarrer l'essai à une vitesse constante (0.5mm/min) ;
5. Prendre les lectures simultanées sur les différents comparateurs (force, déplacement horizontal et déplacement vertical), à des intervalles de temps réguliers (toute les 15secondes) ;

6. La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe  $\tau = f(\Delta l)$ , ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées, sinon l'essai est poursuivi jusqu'à la fin de course.



Figure VI.8 : Appareillage de l'essai de cisaillement à la boîte.

### VI.10 Expression des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont présentés sous forme de trois types de courbes, à savoir :

- Contraintes tangentielles en fonction des déplacements horizontaux ou des déformations horizontales (contraintes-déplacements ou contraintes-déformations) :  $\tau = f(\Delta L)$  ou  $\tau = f(\Delta L/L)$  ;
- Déplacements (ou déformations) verticaux en fonction des déplacements (déformation) horizontaux :  $\Delta L = f(\Delta L)$  ;
- Contraintes tangentielles en fonction de la contrainte normale, droite intrinsèques :

$$\tau = f(\sigma).$$

Pour tracer les courbes de contraintes-déformations ou contraintes-déplacements, il faut calculer les contraintes tangentielles qui sont fonction de la section (section corrigée) de l'échantillon. En effet, au cours du cisaillement, la demi-botte inférieure se déplace par rapport à la demi-botte supérieure dans le sens du cisaillement, ce qui fait réduire la section de l'échantillon tout le long du déplacement, ainsi, la section diminue tout le long de l'essai d'une valeur ( $\Delta L \times L$ ).

La contrainte tangentielle :  $\tau = \frac{T}{S_c}$  [bar, kPa]

Avec :

T : Force tangentielle de cisaillement [daN] ;

S<sub>c</sub> : La section corrigée : S<sub>c</sub>=L (L- ΔL) [mm<sup>2</sup>]

Avec :

L : Longueur du coté de la boîte de cisaillement (L=60mm) ;

ΔL : Déplacement horizontal [mm] ;

ΔV : Déplacement vertical [mm].



Figure VI.9 : Échantillon après cisaillement.

### VI.11 Essais réalisés

Les essais de cisaillement à la boîte sont réalisés sur les échantillons suivants :

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 30% de débris de brique ;
- Mélange de marne + 50% de débris de brique ;

VI.12 Présentation des résultats

- Marne seule

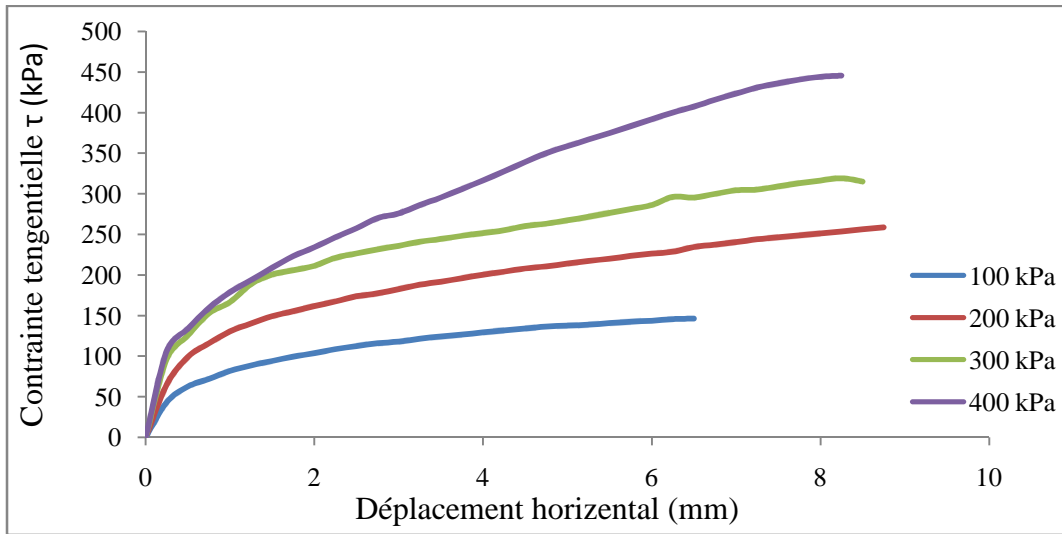


Figure VI.10 : Courbes contraintes-déformations (Marne seul).

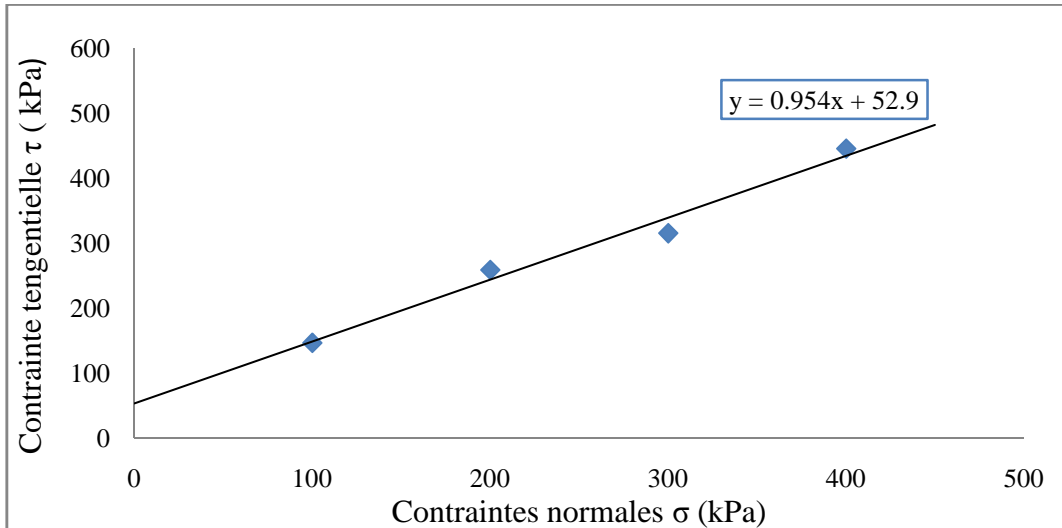


Figure VI.11 : Droite intrinsèque (Marne seul).

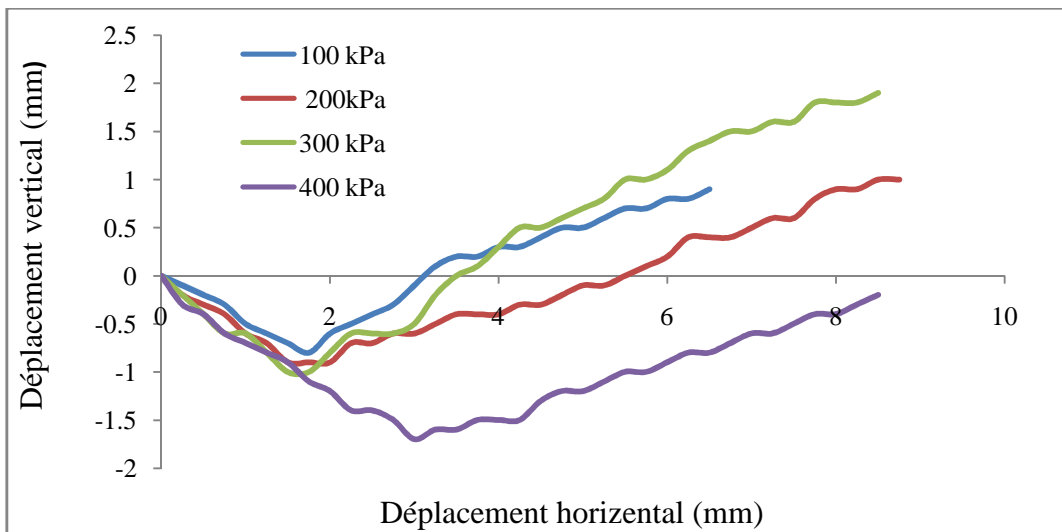


Figure VI.12 : Courbes de variation du volume (Marne seul).

• Mélange de marne + 10% de débris de brique

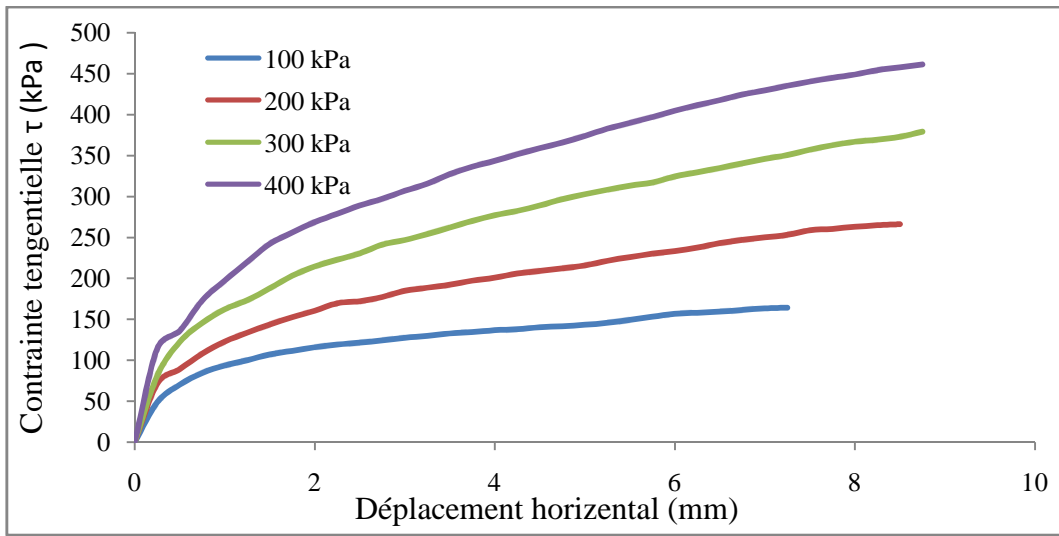


Figure VI.13 : Courbes contraintes-déformations (Marne +10% de débris de brique).

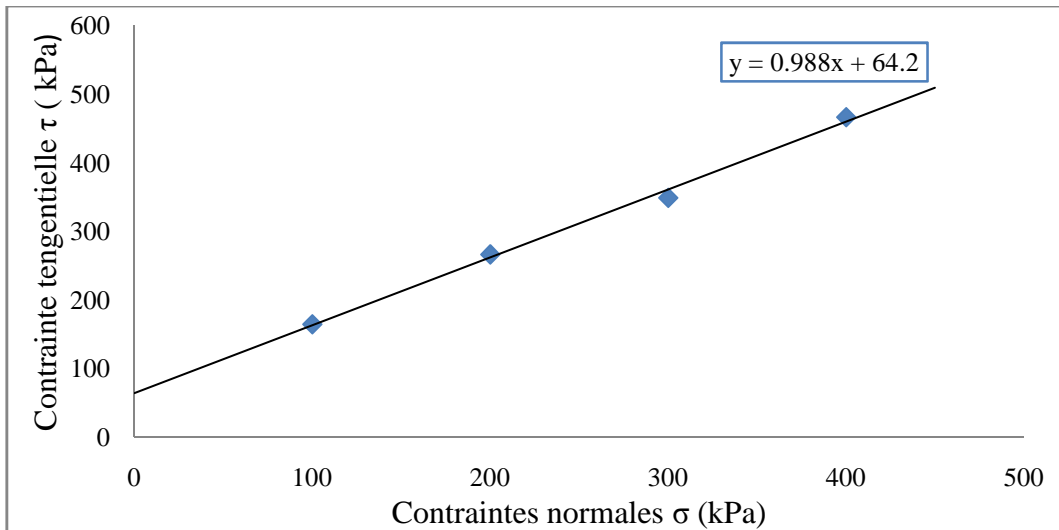


Figure VI.14: Droite intrinsèque (Marne +10% de débris de brique).

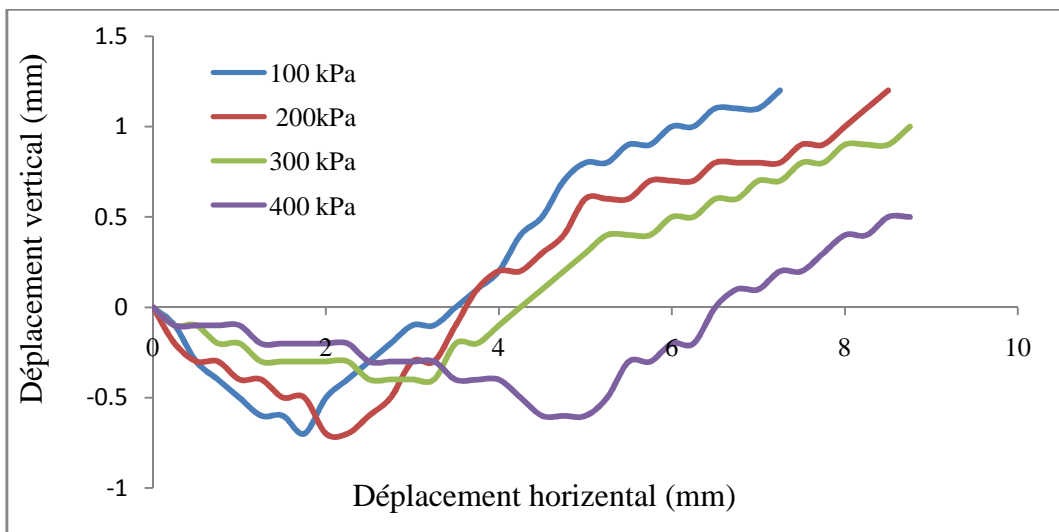


Figure VI.15: Courbes de variation du volume (Marne + 10% de débris de brique).

• Mélange de marne + 30% de débris de brique

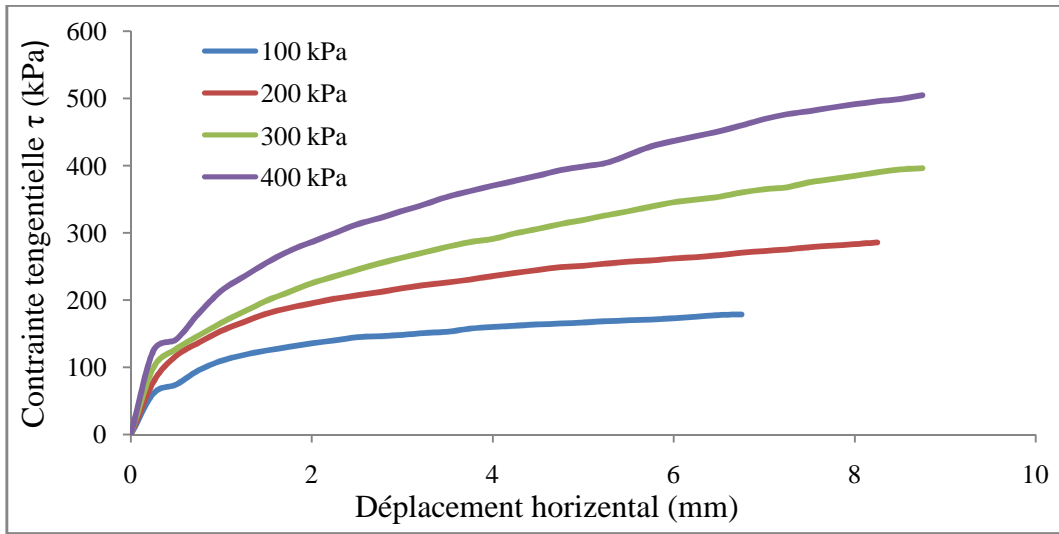


Figure VI.16 : Courbes contraintes-déformations (Marne +30% de débris de brique).

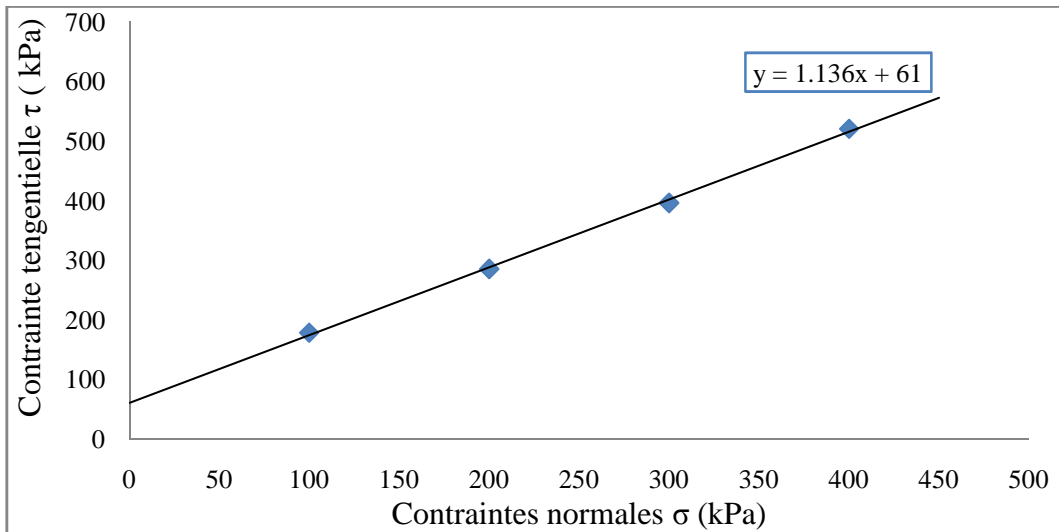


Figure VI.17 : Droite intrinsèque (Marne +30% de débris de brique)

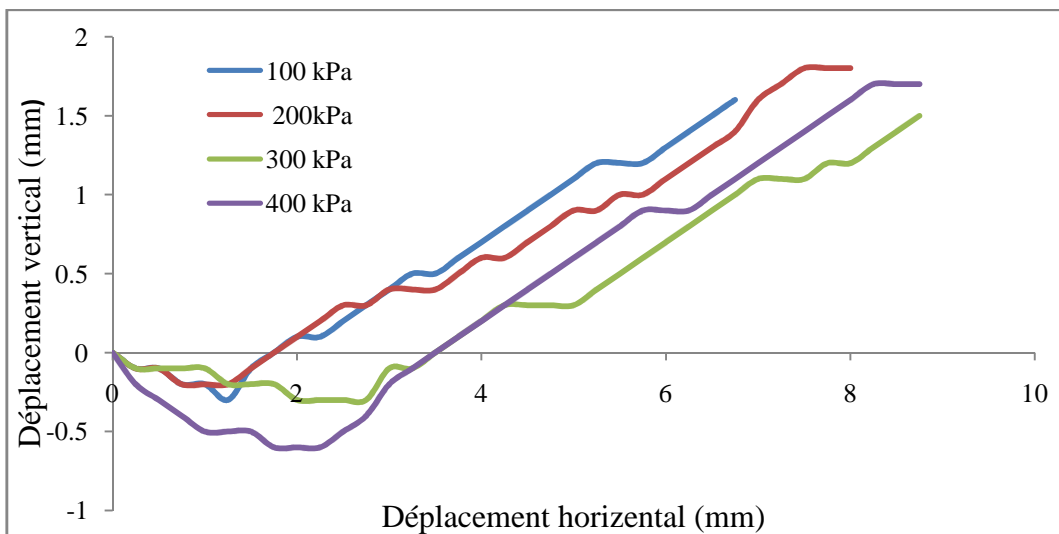


Figure VI.18 : Courbes de variation du volume (Marne + 30% de débris de brique).

• Mélange de marne + 50% de débris de brique

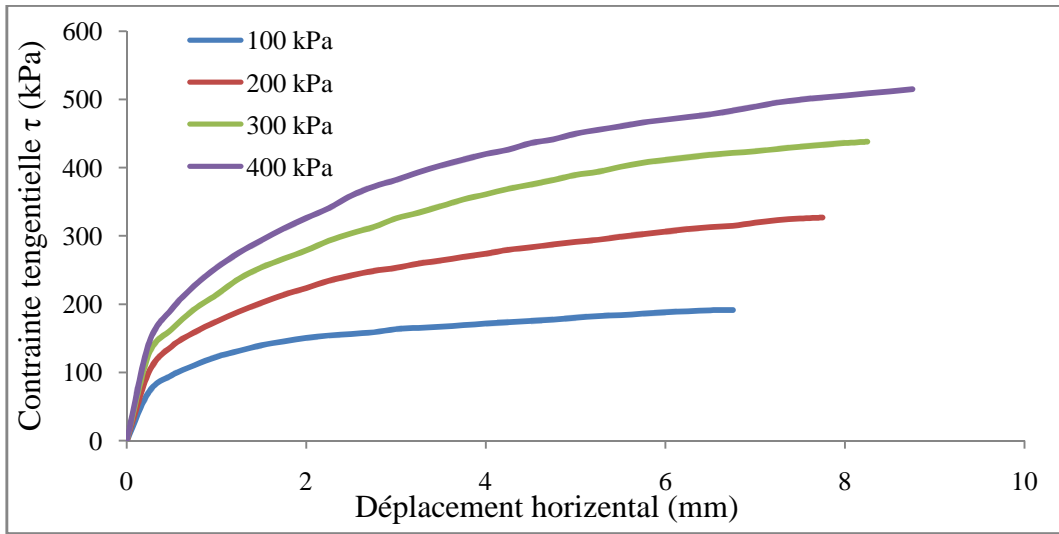


Figure VI.19 : Courbes contraintes-déformations (Marne +50% de débris de brique).

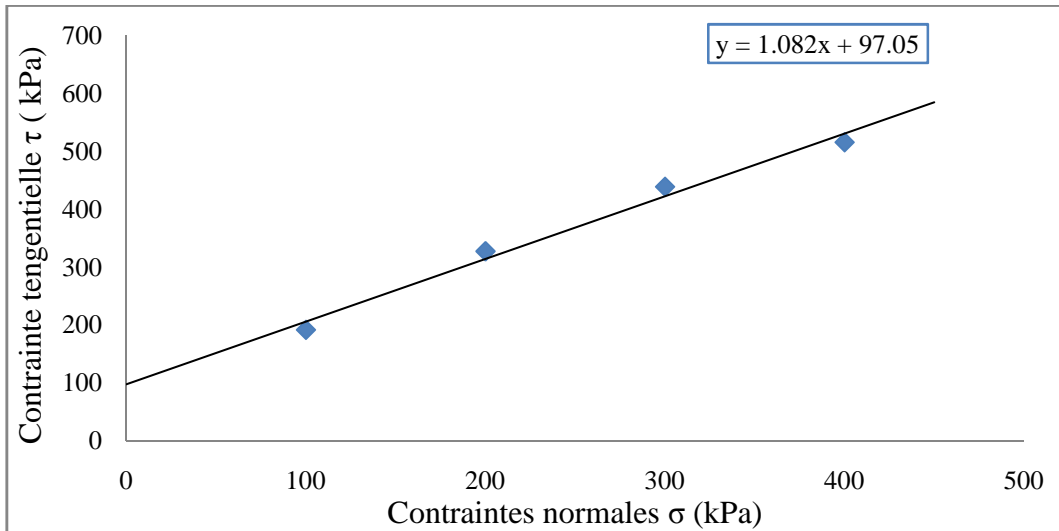


Figure VI.20: Droite intrinsèque (Marne +50% de débris de brique).

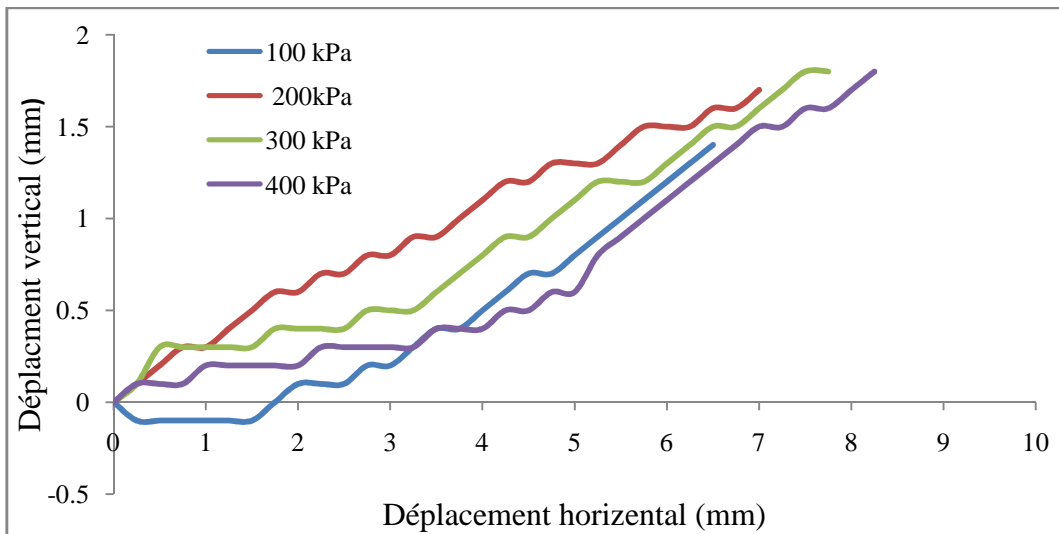


Figure VI.21 : Courbes de variation du volume (Marne +50% de débris de brique).

Les courbes présentées sur les figures VI.10, VI.13, VI.16 et VI.19 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 (enchevêtrement important) et le frottement entre eux augmente, ce qui rend leur déplacement plus difficile et fait accroître par conséquent la résistance au cisaillement de l'échantillon.

La contractance et la dilatance des échantillons exprimées par les courbes de variation de volume présentées sur les figures VI.12 ; VI.15 ; VI.18 ; VI.21 montre que les échantillons sont généralement plus contractants sous de fortes contraintes normale, tandis qu'ils deviennent plus dilatants sous de faibles contraintes. En effet, au cours du cisaillement les grains se déplacent à l'intérieur de la boîte et ont tendance à monter les uns sur les autres ce qui crée se traduit par une augmentation ou diminution de volume de l'échantillon. L'apparition de ces phénomènes est directement liée à la contrainte normale appliquée.

Toutefois, on peut avoir parfois des comportements aléatoires ne respectant pas la règle générale, ce qui est du à la nature et à la forme des grains (Exp : cas de l'échantillon à 50% de brique).

Les caractéristiques mécaniques au cisaillement sont récapitulées dans le tableau suivant :

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

Échantillons	Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	Cohésion c (kPa)
Marne + 0 % de débris de brique	43.65	52.9
Marne + 10 % de débris de brique	44.65	64.2
Marne + 30 % de débris de brique	48.64	61
Marne + 50 % de débris de brique	49.25	97.05

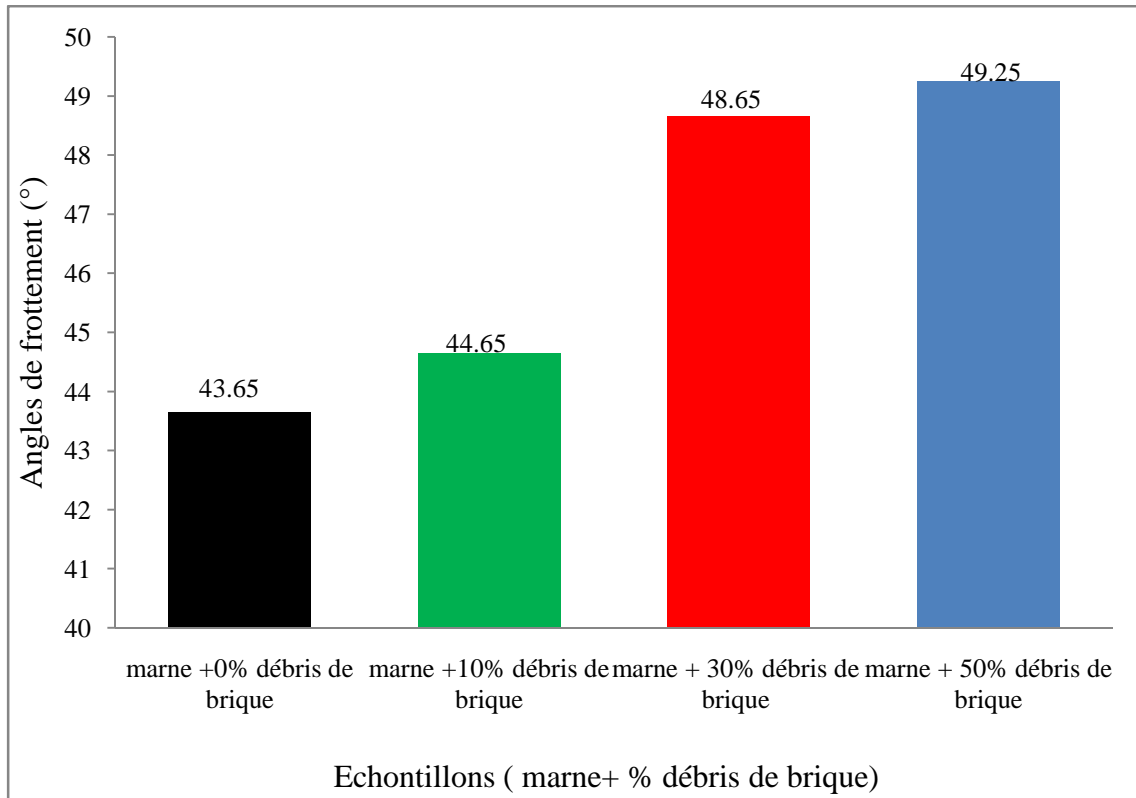


Figure VI.22 : Angles de frottement des différents mélanges.

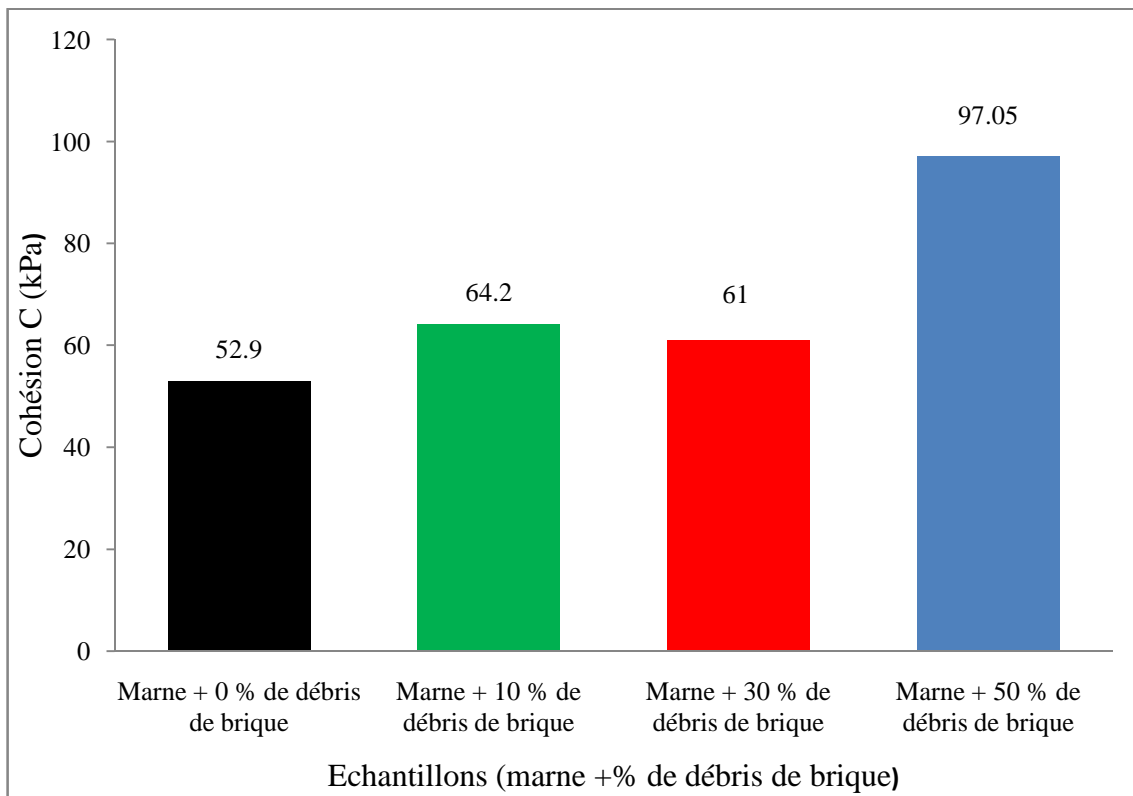


Figure VI.23 : Cohésions des différents mélanges.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues (figures VI.22), montrent que l'angle de frottement interne s'améliore au fur à mesure que l'ajout de débris de brique

augmente jusqu'à atteindre la valeur 49.25 (mélange à 50% de débris de brique). En effet, les débris de brique présente des formes très rugueuses et anguleuses. Ceci peut générer des frottements et des enchevêtrements très importants, paramètres essentiels contribuant à la résistance au cisaillement des mélanges (sols pulvérulents).

Les cohésions varient par contre d'une manière plus ou moins aléatoire, c'est peut être dû à la position des grains de brique dans l'échantillon pour créer ou non une matrice plus cohérente. Particulièrement, l'échantillon à 50% de grains de brique présente à la fois un meilleur angle de frottement et une meilleure cohésion.

Les courbes comparatives de contraintes-déformations et variation du volume en fonction de la proportion des débris de brique sous une même contrainte normale sont regroupées sur les figures ci-dessous :

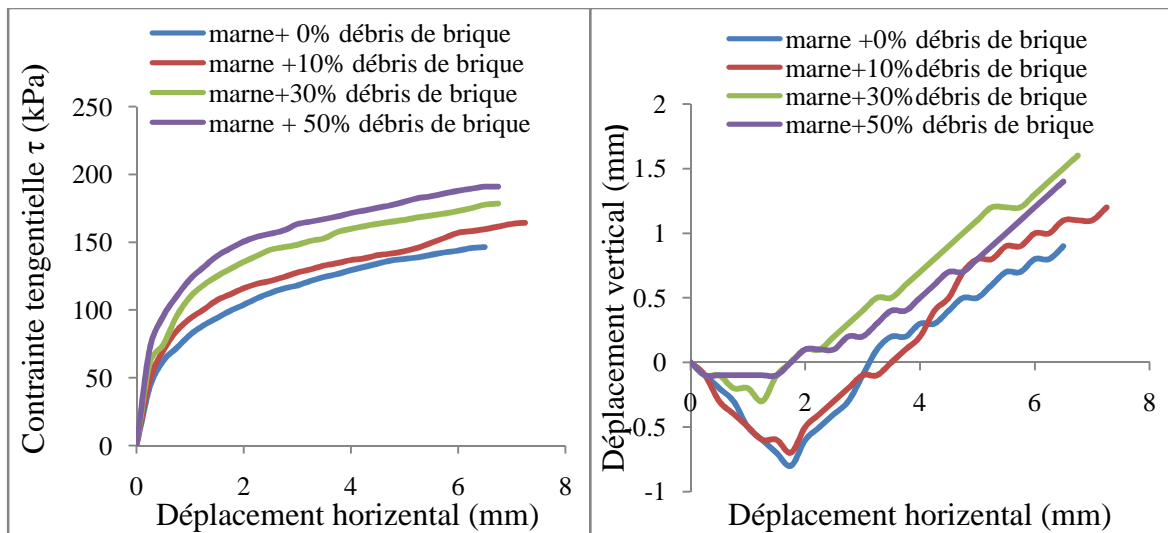


Figure VI.24 : Courbes comparatives à  $\sigma = (100 \text{ KPa})$ .

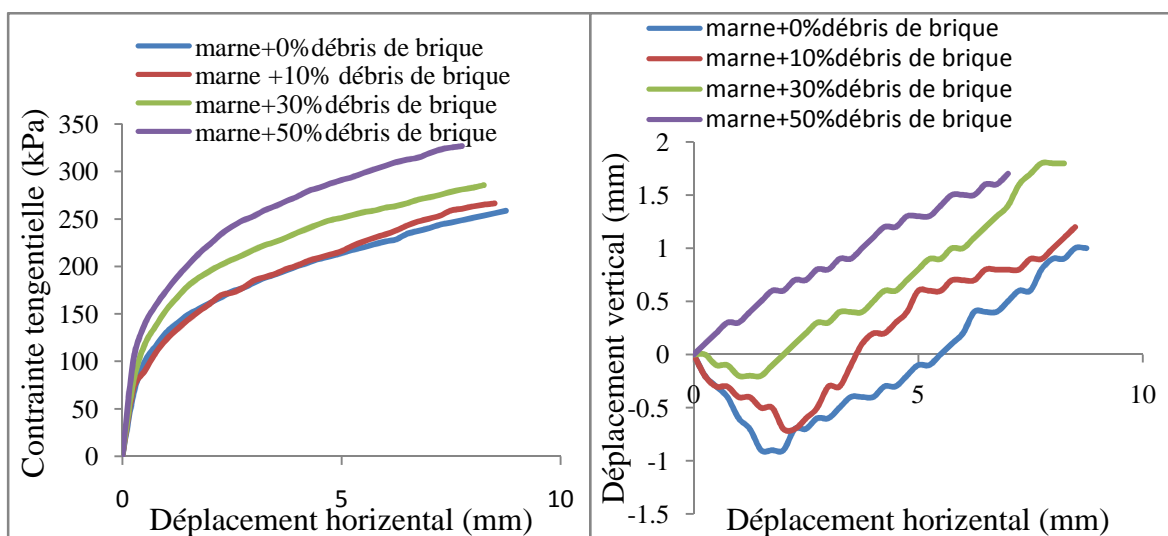


Figure VI.25 : Courbes comparatives à  $\sigma = (200 \text{ kPa})$ .

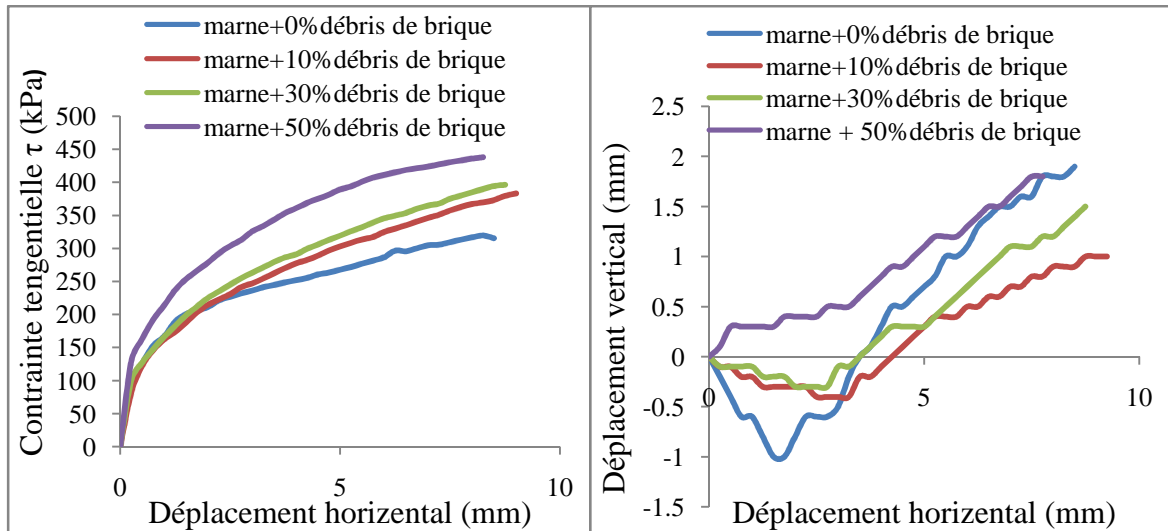


Figure VI.26 : Courbes comparatives à  $\sigma = (300 \text{ kPa})$ .

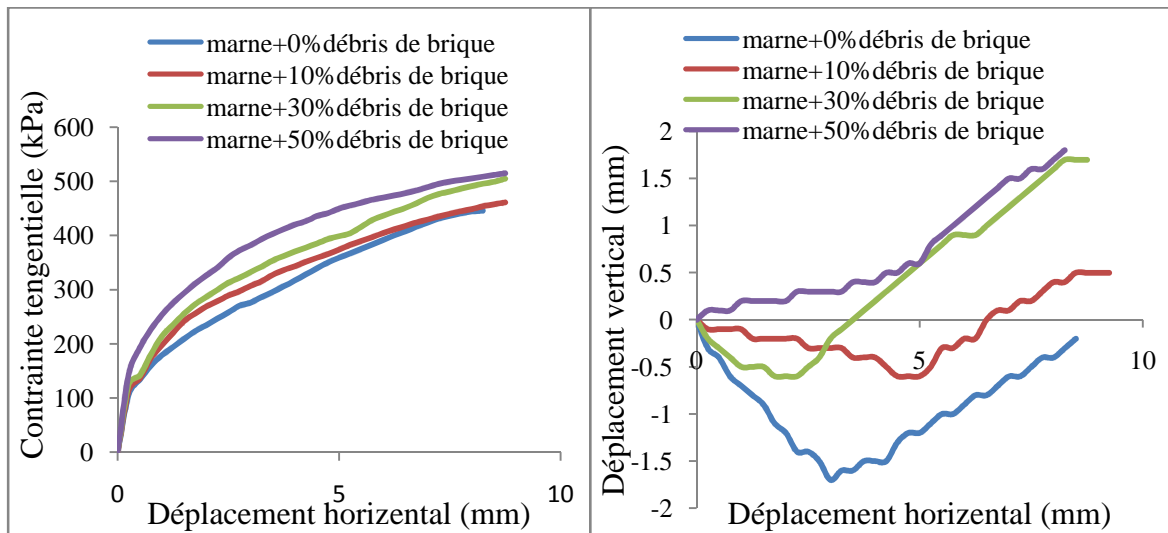


Figure VI.27 : Courbes comparatives à  $\sigma = (400 \text{ kPa})$ .

En se basant sur les courbes comparatives présentées sur les figures VI.24 ; VI.25 et VI.26 et VI.27. IL est à constater d'une manière générale que la marne + 50% de débris de brique présente de meilleures résistances au cisaillement sous les différentes contraintes normales appliquées.

En terme de variation de volume, on peut dire que les échantillons de marne seule et les mélanges à 10% de brique sont les plus contractants (les particules fines sont dominantes). Avec l'ajout de brique, les échantillons deviennent de plus en plus dilatants. En effet, les mélanges à 50% de brique sont les plus dilatants du fait qu'ils contiennent plus de grains volumineux qui poussent le cap de la boîte de cisaillement vers le haut en se déplaçant et en montant les uns sur les autres, ce qui augmente le volume de l'échantillon.

### **VI.13 Conclusion**

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des matériaux étudiés, à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques en fonction de plusieurs paramètres, à savoir la variation des contraintes normales et des proportions des débris de brique.

---

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le travail réalisé s'inscrit dans le cadre général du recyclage et de la valorisation de nouveaux matériaux locaux dans le domaine du génie civil et des travaux publics. Il traite particulièrement la possibilité d'élaborer un matériau composé de marne et de débris de brique pour une utilisation dans les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base).

Les matériaux étudiés (la marne et les débris de brique) sont sélectionnés à base des divers avantages qu'ils présentent que ce soit sur le plan économique ou sur le plan environnemental, à savoir :

- Disponibilité ;
- Facilité d'extraction ou de collecte dans le cas des débris de brique ;
- Facilité de préparation ;
- Economie de transport et de temps (matériaux locaux).

Les résultats obtenus à l'issue des essais réalisés sur des échantillons reconstitués à base de mélanges de la marne et des débris de brique permettent de tirer les conclusions suivantes :

-Les mélanges étudiés développent des densités sèches réduites comparativement à celles développées par la marne seule, néanmoins, elles restent assez importantes (supérieures à 2) et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier. Les teneurs en eau optimales nécessaires au compactage des matériaux présentés sont relativement supérieures aux teneurs en eau de compactage des matériaux modèles sables et graviers.

-L'ajout des débris de brique améliore par contre sensiblement la portance des mélanges même en présence d'eau (après immersion). Toutefois, l'écart de portance parfois important avant et après immersion, doit être impérativement pris en considération pour éviter les instabilités éventuelles des matériaux présentés face aux variations climatiques (périodes hivernales et estivales).

-En ce qui concerne la résistance aux chocs, les résultats obtenus pour les échantillons étudiés présentent des résistances faibles à moyennes, comparativement aux matériaux modèles de référence, par contre, la résistance à l'usure s'améliore au fur et à mesure que la teneur en débris de brique augmente. Par ailleurs, les essais de dégradabilité et de fragmentabilité

révèlent respectivement que les matériaux marne et débris de brique sont peu dégradables sous sollicitations hydriques et peu fragmentables sous sollicitations mécaniques.

-Les mélanges étudiés présentent des résistances très intéressantes au cisaillement direct à la boîte, traduite particulièrement par des angles de frottement interne très importants.

Les mélanges étudiés (marne + débris de brique) présentent ainsi des comportements et des propriétés mécaniques très intéressantes, notamment pour de fortes teneurs en débris de brique (50 %). Ces résultats permettent de les proposer initialement pour une utilisation dans les corps de chaussées de faible à moyen trafic, notamment en couches de forme et en couches de fondations.

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 et 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, et par conséquent à économiser du temps et de l'argent.

- La préservation de l'environnement, par la récupération des débris de brique 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, brique, verre, ...) dont l'utilisation peut être élargie dans plusieurs domaines de génie civil, ce qui ouvre de nouveaux postes d'emploi.

Cependant, la voie reste ouverte à d'autres possibilités d'utilisation de ces matériaux, permettant ainsi : d'élargir la gamme des matériaux de construction, de réduire les déchets à la source et de développer l'utilisation des matériaux recyclés dans les chantiers.

---

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**A.N.D, (2015).** (Agence Nationale des Déchets). Schéma Directeur de gestion des déchets ménagers et assimilés de la commune de Tizi-Ouzou.

**Aliabdo A.A, Abd-Elmoaty M.A et Hassan H.H (2014).** "Utilization of crushed clay brick in concrete industry, Alexandria engineering Journal (Volume 53, Issue 1, March 2014, Pages 151-168).

**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.

**Billet Q,(2015).**"Valorisation des cassons de briques dans le parpaing". BILLET. Mémoire thèses, INSA de Strasbourg.

**Bodin D, Chabot A, Pijaudier-Cabot G et Piau J.M, (2004).** A continuum damage approach to asphalt concrete modelling. Journal of Engineering Mechanics (ASCE).

**Bouchard M, (1984).** "Utilisation en technique routière de granulats provenant du concassage de béton de démolition". Bulletin liaison laboratoire Pont et Chaussée, n° 134, Réf 2852.

**Bouchez C, (2008).** Rapport de sédimentologie : étude des milieux de dépôts, L3 Sciences de la Terre et des Planètes, pp 2-8.

**Buffalo M,(1989).** L'érosion des terres noires dans la région de Buech (Hautes-Alpes,France).Thèse de doctorat en géologie, Aix-Marseille III, p 230.

**CNERIB, (2002).** Valorisation des déchets de construction " Rapport interne, Algérie.

**Coquand R, (1978).** Routes (Circulation – Tracé – Construction), livre II, Construction et Entretien, 6eme éditions, Eyrolles.

**Degoutte G, (2002).** Petit barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et suivi.

**Dunoyer de Segonzac G, (1969).** Les matériaux argileux dans la diagénèse, passage au métamorphisme, Mémoire du Service de la carte géologique d'Alsace et de Lorraine, n° 29.

**Hammar D et Mezini S, (1996).** Identification et caractérisation mécanique de la marne de Tizi-Ouzou : Application au Domaine Routier. Mémoire d'ingénieur d'état en Génie Civil.

**Hansen T.C,(1992).** "Recycling of demolished concrete and masonry", RILEM Report 06, Published by E & FN Spon, London.

**Jean B, Hervé C et Philippe C, (2018).** Livre : La route et ses chaussées.

**LCPC, (1987).** Essai de cisaillement a la boite. Laboratoire centrale des ponts et chaussées.

**LCPC, (1994).** Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Guide Technique. Conception et dimensionnement des structures de chaussées.

**LCPC, (1998).**Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Catalogues des dégradations de surface des chaussées.

**Mellal F et Lamri B, (2010).**Etude du comportement physico-mécanique d'une marne argileuse traitée à la chaux éteinte. (Cas de l'autoroute Est-Ouest Tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana (Algérie)). Université Hassiba Ben Bouali De Chlef, Algérie, pp 574-583.

**Mouliérac H et Prévost F, (2002).** «Enrobée bitumineux » tome 1, Edition par la revue générale des routes et d'aménagements .

**Neji J, (2005).** «LE PROJET ROUTIER » Centre de Publication 'Universitaire- Ingénieur ETP - Enseignant à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.

**NF EN 13-285 (2010).** Norme française, Graves non traitées, Spécifications.

**NF P 18-572 (2011).** Norme Française, Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (Micro-Deval).

**NF P 18-573 (2010).** Norme Française, Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

**NF P 94 – 050 (1995).**Norme Française, Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.

**NF P 94 – 054 (1991)** Norme Française, reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau.

**NF P 94 – 064 (1993)** Norme Française, Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique sèche d'un élément de roche. Méthode par pesée hydrostatique.

**NF P 94-051 (1993).** Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle — Limite de plasticité au rouleau.

**NF P 94-053 (1991)** Norme Française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des sols fins au laboratoire. Méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.

**NF P 94-056 (1996).** Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Analyse granulométrique. Méthode par tamisage à sec après lavage.

**NF P 94-066 (1992)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.

**NF P 94-067 (1992)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.

**NF P 94-071 (1994).** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Cisaillement direct.

**NF P 94-078 (1997)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion-Indice CBRimmédiat - Indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

**NF P 94-093 (2014)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal- Proctor modifié.

**Nguyen T, (2008).** «Valorisation des sédiments de dragage traités par le procédé NOVOSOL® dans des matériaux d'assises de chaussée – Comportement mécanique et environnemental», Thèse Doct. Délivrer par Université Paul Sabatier. L'université de Toulouse. PP 67-68.

**Oksri Nelfia L, (2015).** "Incorporation de fines issues de granulats recyclés dans la fabrication de nouveaux liants hydrauliques" LaSIE - Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur pour l'Environnement.

**Pauw C, (1982).** "Recyclage des décombres d'une ville sinistrée", CSTC, Revue n° 4, Belgique.

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

**Pimienta P et Remond S, (1997).** "Bétons de déchets : prévenir les risques", CSTB magazine, n° 109.

**Quebaud M, (1997).** "Caractérisation des granulats recyclés - Etude de la composition et du comportement de bétons incluant ces granulats", Thèse de doctorat, Université d'Artois, France.

**Robitaille V et Tremblay D, (1997).** Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.

**Salem A, (2006).** Effet de l'activation mécanique de l'argile cuite (déchets de briques) sur le comportement mécanique du mortier. Mémoire de master, université Mohamed Boudiaf M'sila.

**Schmidt V, (1965).** Faciès, diagenesis and reservoir properties in the Gigas beds (upper Jurassic) Northwestern Germany in Dolomitization and Limestone diagenesis, Soc.Econ. Pal. Miner, Spec. Publ., 13, pp124-168.

**SETRA,(1996).**Service technique des routes et autoroutes. Guide pratique, l'entretien courant des chaussées.

**Wartman J, Grubb D et Nasim S, (2004).** Select Engineering, Characteristics of Crushed Glass, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE.