REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'étude de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude de l'influence du mode de compactage (nombres de coups et de couches) sur la masse volumique sèche des matériaux de couche de forme

Présenté par

Nom Prénom AZIZI Manar

Nom Prénom BECHELAGHEM Rania

Proposé et dirigé par

Dr. BENSAADA Abdelhalim

Promotion Juin 2025

Remerciement



On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement notre promoteur Mr : BENSAADA Abdelhalim pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce travail.

Je remercier toute personne du corps enseignant ou administratif de Génie Civil, ayant contribué de près ou de loin à ma formation surtouts aux ingénieurs au laboratoire LCTP Médéa.

Et nous n'oublions certainement pas nos parents et nos amis.

Dédicace



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

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère : **Fatiha,** sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade D'étude que dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et la combler, tu me donne la vie latendresse et le courage pour réussir tout ce que je peux t'offrir pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. En témoignage je t'offre ce modeste travaille pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée je te kiff maman.

A mon cher père : **Ben Azouz** qui ma guide durant les moments les plus pénibles et qui a sacrifie L'épaule solide, l'oeil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, **«** que dieute préserve et te procure santé et longue vie je t'aime »

A mes frères que j'adore **: Oussama, Ramzi, Abd Raouf et Youcef**

A mon binôme **« Rania »**. Qui n'a pas cessé et m'encourager tout le *temps.*



Dédicace



Avec tous mes sentiments de respect, je dédie ma remise de diplôme et ma joie

A mon paradis, à la prunelle de mes yeux, à mon bonheur et ma lune qui était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, ma moitié, **maman**.

A celui qui m'a fait une femme, ton soutien discret, ta sagesse et les sacrifices silencieux m'ont permis d'avancer avec confiance et détermination. A **mon père**.

A mes chères sœurs : **Fadia** et **Ritedj** et à mon frère bien-aimé **Mohamed**.

Sans oublier mon binôme **Manar** pour sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.



Résumé

Les couches non liées des structures de chaussée (couche de forme, fondation) sont majoritairement constituées de matériaux granulaires, notamment des Tout-Venant de carrière (TVN) ou des Graves Non Traitées (GNT)**.** La performance mécanique de ces matériaux dépend fortement de leur état de compactage, qui conditionne leur densité sèche, leur portance, leur comportement hydrique et leur stabilité sous trafic répété. Cette étude vise à quantifier l'impact de l'énergie de compactage appliquée en laboratoire sur les propriétés mécaniques clés de ces matériaux. Elle permet d'étayer les choix de méthodologie de mise en œuvre et de contrôle qualité en chantier, notamment dans une logique de conception-performance**.**

Mots clés : GNT, TVN, Energie de compactage, Densité sèche, Teneur en eau.

ملخص

تتكون الطبقات غير المربوطة لهياكل الرصيف (الطبقة السفلية والقاعدة) بشكل رئيسي من مواد حبيبية، ولا سيما التربة الخشنة الطبيعية (TVN) أو الحصى غير المعالجة (GNT). ويعتمد الأداء الميكانيكي لهذه المواد اعتماداً كبيراً على حالة انضغاطها، والتي تحدد كثافتها الجافة وقدرتها على التحمل وسلوكها المائي وثباتها في ظل حركة المرور المتكررة. تهدف هذه الدراسة إلى تحديد تأثير طاقة الدمك المطبقة في المختبر على الخواص الميكانيكية الرئيسية لهذه المواد. وستساعد في دعم اختيار طرق التنفيذ ومراقبة الجودة في الموقع، خاصةً فيما يتعلق بأداء التصميم.

الكلمات الرئيسية: التربة الخشنة الطبيعية؛ الحصى غير المعالجة؛ طاقة الدمك؛ الكثافة الجافة، المحتوى المائي.

Abstract

The unbound layers of pavement structures (subgrade, base) are mainly made up of granular materials, in particular Natural Rough Terrain (NRT) or Untreated Gravel (UG). The mechanical performance of these materials is highly dependent on their state of compaction, which determines their dry density, bearing capacity, hydric behavior and stability under repeated traffic. This study aims to quantify the impact of compaction energy applied in the laboratory on the key mechanical properties of these materials. It will help to support the choice of implementation and quality control methods on site, particularly with a view to design-performance.

Key words: NRT , UG, Compaction energy, Dry density, Water content.

Sommaire

Remerciement
Dédicace
ملخص
Résumé
Abstract
Listes Des Figures
Liste Des Tableaux
Liste Des Abréviations
Introduction générale 1
Chapitre I : Les matériaux utilisés pour la construction des couches de forme 3
I.1. Introduction 3
I.2. Constitution d'une chaussée 3
I.3. Définition et rôle des couches de forme 4
I.3.1. Fonction et conception de la couche de forme 5
I.3.2. Exigences générales des matériaux de couche de forme 7
I.4. Matériaux utilisés en couche de forme 7
I.4.1. Graves Non Traitées (GNT) 7
I.4.2. Tout Venant Naturels (TVN) 8
I.4.3. Autres matériaux utilisés 9
I.5. Conclusion 10
Chapitre II : Généralités sur le compactage de sol 12
II.1. Introduction 12
II.2. Définition de compactage 12
II.3. L'objectif de compactage 12
II.4. Théorie du compactage 13
II.4.1. Les interactions entre les particules 13
II.4.2. La structure des sols compactés 14
II.5. Facteurs d'influences du compactage 17
II.5.1. Influence de la teneur en eau 17
II.5.2. Influence de l'energie de compactage 20
II.5.3. Influence de la granulométrie 22
II.5.4. Influence de type de sol 23
II.5.5. Influence de la méthode de compactage 24
II.5.6. Type de sol 25
II.6. Les essais de compactage 26
II.6.1. Essais de compactage au laboratoire 26
II.6.1.1. Compactage par essai proctor 27

II.6.1.2. Compactage par impact 27
II.6.1.3. Compactage statique 28
II.6.1.4. Compactage par pétrisage 29
II.6.1.5. Compactage par vibration 29
II.6.2. Essais de compactage in situ 30
II.6.2.1. Principales méthodes d'essais in situ (Geotechnique HSE. 2024) 30
II.6.2.1.1. Méthode du cône de sable 30
II.6.2.1.2. Méthode du ballon de densité 31
II.6.2.1.3. Méthode du densitomètre nucléaire 31
II.6.2.1.4. Méthode du pénétromètre dynamique lèger 32
II.6.3. Essai de la planche 32
II.6.3.1. Les engins du compactage 33
II.6.3.1.1. Les engins statiques 33
II.6.3.1.2. Les engins vibrants 35
II.6.3.1.3. Les engins à percussion 36
II.7. Conclusion 37
Chapitre III : Présentation des matériaux d'étude 39
III.1. Introduction 39
III.2. Identification des sols étudiés 39
III.3. Prélèvement des échantillons 39
III.3.1. Prélèvement du sol tout-venant naturel (TVN) sur site 39
III.3.2. Prélèvement du sol GNT sur chantier 40
III.4. Essais d'identification du sol 40
III.4.1. Analyse granulométriques (NF P 18-560) 41
III.4.2. Essai d'équivalent de sable (NF P 18-597) 43
III.4.3. Essai Los-Angeles (NF P 18-573) 44
III.4.4. Essai Micro-Deval (NF P 18-572) 45
III.4.5. Masse volumique absolue des agrégats (NF P 18-554) 45
III.4.6. Valeur au bleu de méthylène (NF EN 933-1) 46
III.4.7. Essai des limites d'Atterberg (NF P 94-050) 47
III.5. Coclusion 48
Chapitre IV: Etude de compactage de TVN et GNT au laboratoire 50
IV.1. Introduction 50
IV.2. Energie de compactage 50
IV.3. compactage Proctor 51
IV.3.1. Essai Proctor 51
IV.3.1.1. Mode opératoire 51
IV.4. Résultats d'essai de compactage (Proctor modifié) 52
µIJK.IV.4.1. Effet de type de sol sur l'énergie de compactage 52

IV.4.1.1. Compactage de grave non traité (GNT) sans variation 52
IV.4.1.2. Compactage de tout venant naturel (TVN) sans variation 54
IV.4.1.3. Comparaison entre le compactage de GNT et TVN sans variation 56
IV.4.2. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage 57
IV.4.2.1. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de GNT 57
IV.4.2.2. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de TVN 58
IV.4.2.3. Comparaison entre Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de TVN et GNT 59
IV.4.3. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage 60
IV.4.3.1. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de GNT 60
IV.4.3.2. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de TVN 61
IV.4.3.3. Comparaison entre Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de TVN et GNT 62
IV.5. Conclusion 63
Conclusion générale 65

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1: Coupe type d'une structure de chaussée (Saidan, 2021) 4
Figure I.2: Mise en place de couche de forme sur chantier (Maccaferri, site web) 5
Figure I.3 : Fondations à court terme de la couche de forme (GTR, 2004) 6
Figure I.4 : Grave non traité (GNT) 8
Figure I.5 : Tout venant naturel (TVN) 9

Chapitre II

Figure II.1: Force d'attraction et de répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'aprés le Roux, 1972; cité par Caamapum de Carvalho J, 1987) 14
Figure II.2 : Les effets du compactage sur la structure, d'après (Lambe, 1958) 14
Figure II.3 : évulution de la structure d'une argile compactée en fonction de teneur en eau et d'énergie de compactage (Cui, 2000) 15
Figure II.4 : Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007) 16
Figure II.5 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier, 2007) 16
Figure II.6 : Allure d'une courbe de compactage (Proctor, 1993) 17

Figure II.7 : Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de saturation (Proctor, 1993). 19
Figure II.8 : Courbe typique du compactage d'un sol cohérent (Drnevich.V, 2007) 20
FigureII.9 : Courbe typique du compactage d'un sol grenu (Drnevich.V, 2007) 20
Figure II.10 : Influence de l'énergie de compactage (LERAU.J, 2006) 21
Figure II.11 : L'influence de l'énergie de compactage (Carter et Bentley, 1991 cité par Sarsby, 2013) 22
Figure II.12 : Influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al. 1992 cité par Sarsby, 2013). 23
Figure II.13 a-b : L'influence de type de sol sur le compactage d'après (Nagaraj, 2005) 23
Figure II.14 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor 24
Figure II.15 : Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah.A, 1999) **Error! Bookmark not defined.**
Figure II.16 : L'influence de type de sol sur le compactage (Nagaraj, 2005) 26
Figure II.17 : Matériels pour l'essai Proctor 27
Figure II.18 : Compactage par impact 28
Figure II.19 : Compactage par compression 29
Figure II.20 : Essai de Harvard 29
Figure II.21 : Compactage par vibration au laboratoire 30
Figure II.22 : Illustration de la méthode du cone de sable 31
Figure II.23 : Illustration de la méthode du ballon de densité 31
Figure II.24 : Gama densimètre 32
Figure II.25 : Pénétromètre dynamique léger 32
Figure II.26 : Rouleau à jantes lisses (GTR) 33
Figure II.27 : Rouleau à pneus (GTR) 34
Figure II.28 : Rouleaux pied de mouton (GTR) 34
Figure II.29 : Rouleaux vibrantes (GTR) **Error! Bookmark not defined.**
Figure II.30 : Plaque vibrante (GTR) 35
Figure II.31 : Rouleau à pied dameur (GTR) 36

Chapitre III

Figure III.1 : Tout-venant naturel 40
Figure III.2 : Grave non traité (GNT 0/31.5) 40
Figure III.3 : Equipement d'essai d'analyse granulométriques (LCTP Médéa) 41
Figure III.4 : Courbe d'analyse granulométrique de TVN 41
Figure III.5 : Courbe d'analyse granulométrique de GNT 0/31.5 42
Figure III.6 : Essai d'équivalent de sable (LCTP Médéa) 43
Figure III.7 : Essai Los-Angeles (LCTP Médéa) 44

Figure III.8 : Essai Micro-Deval (LCTP Médéa) 45
Figure III.9 : Valeur au bleu de méthylène (LCTP Médéa) 46
Figure III.10 : Déroulement de l'essai de limites d'Atterberg (LCTP Médéa) 48

Chapitre IV

Figure IV.1 : Essai de Compactage de GNT au laboratoire (LCTP Médéa) 53
Figure IV.2 : Courbe de compactage de GNT 54
Figure IV.3 : Courbe de compactage de TVN 55
Figure IV.4 : Courbe de compactage de TVN et GNT 56
Figure IV.5 : Influence de la variation de nombre de couche sur la densité sèche de GNT 57
Figure IV.6 : Influence de la variation de nombre de couche sur la densité sèche de TVC 59
Figure IV.7 : Comparaison TVC et GNT – Influence du nombre de couches 59
Figure IV.8 : Influence de la variation de nombre de coups sur la masse volumique sèche de GNT 61
Figure IV.9 : Influence de la variation de nombre de coups sur la masse volumique sèche de TVN 62
Figure IV.10 : Comparaison TVNvs GNT – Influence du nombre de coups 62

Liste des tableaux

Chapitre III

Tableau III.1: Résultats d'équivalant de sable issu de GNT 43
Tableau III.2 : Résultats de l'essai Los Angeles de TVN et GNT 44
Tableau III.3 : Résultats de l'essai Micro-Deval de GNT et TVN..... 45
Tableau III.4 : Masse volumique des sables et des granulats..... 46
Tableau III.5 : Valeur au bleu de méthylène de grains de fraction 0/2 mm pour le GNT et TVN 47
Tableau III.6 : Résultats de l'essai limites d'Atterberg pour TVN..... 48

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Résultats de compactage sans variation de GNT 53
Tableau IV.2 : Résultats de compactage sans variation de TVN 55
Tableau IV.3 : Evolution de la masse volumique sèche de GNT en fonction du nombre de couches..... 57
Tableau IV.4 : Evolution de la masse volumique sèche de TVN en fonction du nombre de couches 58
Tableau IV.5 : Evolution de la masse volumique sèche de GNT en fonction du nombre de coups 60
Tableau IV.6 : Evolution de la masse volumique sèche de TVN en fonction du nombre de coups 61

Liste des abréviations

GNT : Grave Non Traitée

TVN : Tout-Venant de Naturel

NRT : Natural Rough Terrain

UG : Untreated Gravel

CBR : Californie Bearing Ratio

MGR : Matériaux Granulaires Recyclés

LCTP : Laboratoire Central des Travaux Publics

ES : Équivalent de Sable

LA : Los Angeles (essai de résistance aux chocs)

MDE : Micro-Deval (essai de résistance à l'usure)

NF : Norme Française

EN : Norme Européenne

OPN : Optimum Proctor Normal

ɣd : Masse volumique sèche

wopt : Teneur en eau optimale

Sr : Degré de saturation

γs : Poids volumique des grains solides

γw : Poids volumique de l'eau

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

IP : Indice de plasticité

MB : Valeur au bleu de méthylène

RN : Route Nationale

SETRA : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

GTR : Guide des Terrassements Routiers

PDL : Pénétromètre Dynamique Léger

ENTPE : École Nationale des Travaux Publics de l'État

USTHB : Université des Sciences et de la Technologie Houari-Boumediene

ASCE : American Society of Civil Engineers

Introduction générale

Introduction générale

Le compactage constitue une étape essentielle dans la mise en œuvre des ouvrages géotechniques, notamment dans la construction de routes, de plateformes industrielles et d'infrastructures ferroviaires. Il vise à augmenter la densité des sols ou matériaux mis en place en réduisant le volume des vides, améliorant ainsi leur portance, leur stabilité et leur durabilité. L'efficacité du compactage dépend étroitement de l'intensité de l'énergie appliquée, laquelle est déterminée par plusieurs paramètres, parmi lesquels figurent principalement le nombre de coups, le nombre de couches de compactage et la nature du matériau utilisé.

Dans le contexte des couches de forme, qui servent de fondation intermédiaire entre la plateforme support et les couches supérieures de la structure (fondation, base et revêtement), le choix et le traitement des matériaux utilisés sont cruciaux pour garantir des performances mécaniques satisfaisantes à long terme. Parmi ces matériaux, deux classes sont particulièrement représentées : les Graves Non Traitées **(GNT)**, constituées majoritairement d'éléments granulaires à comportement essentiellement frictionnel, et les Tout-Venant de Naturel**(TVN)**, matériaux fins à comportement plus cohésif et hétérogène.

La présente étude s'intéresse donc à l'influence de l'intensité de l'énergie de compactage sur les performances géotechniques des matériaux de couche de forme, à travers l'analyse comparative de deux types de sols couramment utilisés : les GNT et les TVN. Elle examine de manière détaillée les effets du nombre de coups, du nombre de couches et du type de sol sur la densité sèche obtenue et les performances mécaniques associées. Cette analyse a pour objectif de mieux comprendre les mécanismes en jeu afin d'optimiser les méthodes de compactage selon le type de matériau, dans une logique de performance technique, de durabilité des ouvrages et d'efficacité économique.

Chapitre I :

Les matériaux utilisés pour la construction des couches de forme

Chapitre I : Les matériaux utilisés pour la construction des couches de forme

I.1. Introduction

Dans les structures géotechniques, notamment routières et ferroviaires, la couche de forme joue un rôle fondamental en assurant une transition mécanique et hydraulique entre le sol support et les couches de fondation. La performance de cette couche repose en grande partie sur la nature des matériaux utilisés et leur capacité à répondre aux exigences de portance, de compacité et de durabilité. Ce chapitre présente les principales catégories de matériaux employées dans les couches de forme, leurs caractéristiques géotechniques, leurs avantages et leurs limites, en mettant particulièrement l'accent sur les Graves Non Traitées (GNT) et les Tufs Volcaniques Naturels (TVN)**.**

I.2.Constitution d'une chaussée

Les chaussées sont les infrastructures routières qui permettent la circulation des véhicules. Une chaussée est une structure multicouche constitue de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini (Figure I.1). Vue leur rôle ; les chaussées, se présentent comme des structures multicouches dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression verticale transmise au sol **(Saidan, 2021)**. Comme la pression dans la couche granulaire décroit régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes. Elle est constituée de plusieurs couches de matériaux, chacune ayant un rôle spécifique :

- La couche de surface ou revêtement : C'est la partie supérieure de la chaussée en contact direct avec les véhicules. Elle est généralement en enrobé bitumineux ou en béton de ciment. Son rôle est d'offrir une surface de roulement lisse et durable.
- La couche de base : Située sous le revêtement, elle transmet les charges des véhicules à la couche de fondation. Elle est constituée de matériaux granulaires traités ou non.
- La couche de fondation : Cette couche inférieure assure la stabilité et la portance de l'ensemble de la chaussée. Elle est composée de matériaux granulaires compactés.
- Le sol support : C'est le terrain naturel sur lequel repose la chaussée. Ses caractéristiques géotechniques doivent être prises en compte dans la conception.

Le dimensionnement et la conception des chaussées dépendent de nombreux facteurs comme le trafic attendu, les conditions climatiques, la nature du sol support, etc. Cela permet de définir l'épaisseur et la composition de chaque couche pour obtenir une structure résistante et durable.

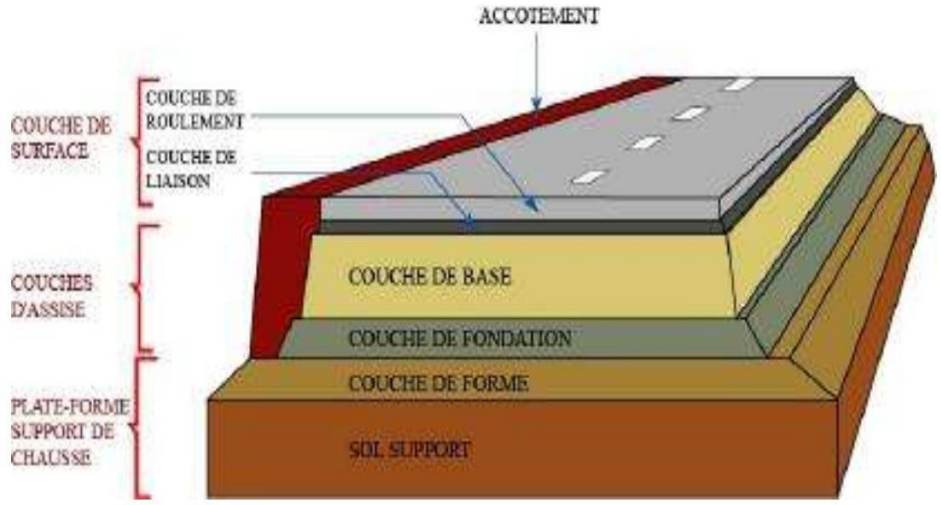


Figure I.1 : Coupe type d'une structure de chaussée (Saidan, 2021)

I.3. Définition et rôle des couches de forme

Les couches de forme constituent une assise intermédiaire dans la structure des chaussées ou plateformes ferroviaires, positionnée entre le sol support (ou plateforme de fondation) et les couches supérieures (fondation, base, revêtement). Leur fonction principale est de :

- Améliorer les caractéristiques mécaniques du sol support,
- Répartir les charges transmises par les couches supérieures,
- Garantir la pérennité de l'infrastructure,
- Faciliter le drainage en cas de matériaux perméables,
- Assurer une certaine homogénéité et stabilité de la structure.

La couche de forme doit à la fois permettre la construction du corps de chaussée et garantir la pérennité de l'ouvrage par le biais d'une bonne portance dans le temps. La mise en œuvre, l'épaisseur et la constitution de la couche de forme dépendent de la nature du sol naturel.

En plus de soutenir les couches supérieures, la couche de forme agit comme une barrière contre la remontée d'humidité, protégeant ainsi les matériaux de construction de l'eau souterraine et des fluctuations de température. Elle contribue également à stabiliser le sol sous-jacent, en minimisant les mouvements et les déformations causés par les cycles de gel et de dégel. Elle répartit également les charges de trafic sur le sol natif de manière uniforme, réduisant ainsi les risques de déformation et d'affaissement.



Figure I.2 : Mise en place de couche de forme sur chantier (Maccaferri, site web)

Selon les cas de chantier (nature des sols, climat, environnement hydrogéologique, trafic de chantier, etc.), la couche de forme se présentera sous des formes différentes. Elle peut être **(GTR, 2004)** :

- Inexistante car inutile lorsque les matériaux constituant le remblai ou le sol en place ont eux-mêmes les qualités requises ;
- Limitée à l'apport d'une seule couche d'un matériau ayant les caractéristiques nécessaires ; c'est le concept traditionnel de la couche de forme ;
- Constituée d'une superposition de couches de matériaux différents répondant à des fonctions distinctes, incluant par exemple un géotextile, des matériaux grossiers, une couche de fin réglage, un enduit gravillonné, etc. Cette association conçue rationnellement permet de former une structure d'adaptation dont la surface présente les caractéristiques requises pour une plateforme support de chaussée.

I.3.1. Fonctions et conception de la couche de forme

La couche de forme répond à la fois à des objectifs de court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de la chaussée) et de long terme (lorsque l'ouvrage est en service). Selon les cas de chantier, on cherchera à assurer, avec la couche de forme, l'ensemble ou certaines des fonctions suivantes :

À court terme (figure I.3) (GTR, 2004) :

- Un nivellement de la plateforme support de chaussée permettant de réaliser la couche de fondation dans les tolérances d'épaisseur fixées ;

- Une portance suffisante, compte tenu en particulier des aléas météorologiques, pour une exécution correcte du compactage des couches de chaussées et l'obtention d'un bon uni ;
- Une protection du sol-support vis-à-vis des intempéries ;
- Une traficabilité permettant la circulation, dans de bonnes conditions, des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation ;
- Eventuellement, supporter le trafic de chantier pour d'autres besoins.

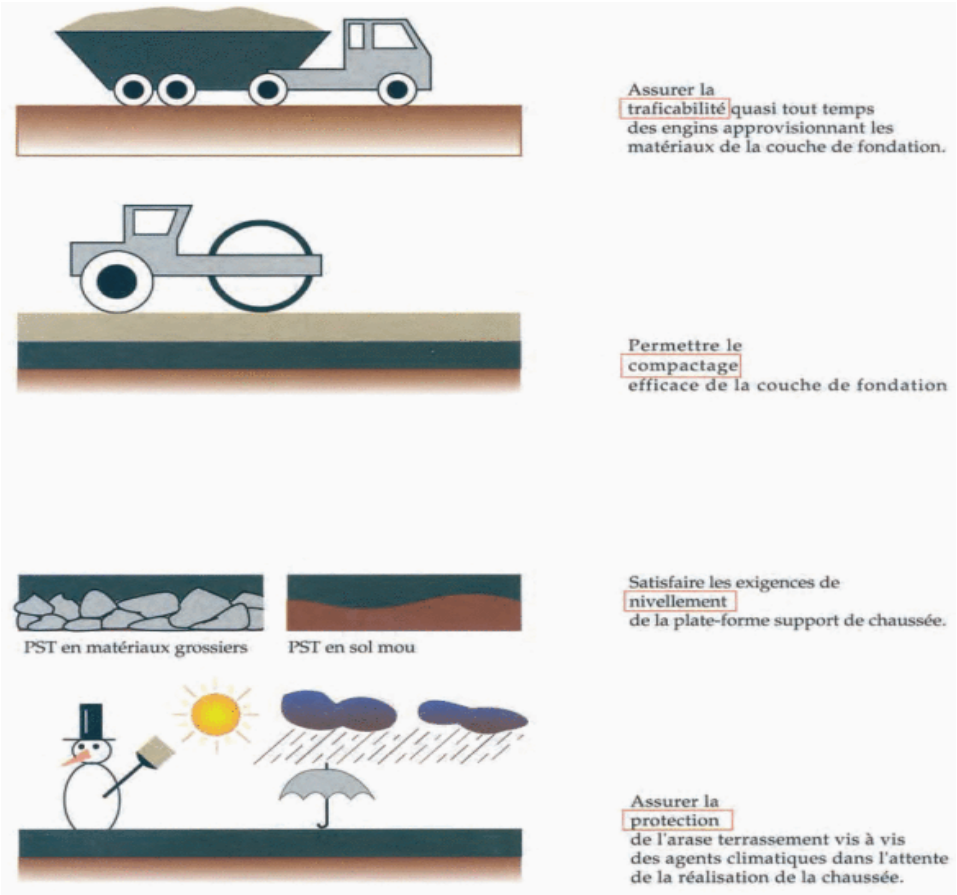


Figure I.3 : Fonctions à court terme de la couche de forme (GTR, 2004)

À long terme:

- L'homogénéisation de la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante ;
- Le maintien dans le temps, en dépit des fluctuations de l'état hydrique des sols-supports sensibles à l'eau, d'une portance minimale pouvant être estimée avec une précision suffisante au stade du dimensionnement de la structure de chaussée ;
- Une amélioration de la portance de la plateforme pour optimiser le coût de l'ensemble couche de forme - structure de chaussée ;
- La protection thermique des sols-supports gélifs ;
- Une contribution au drainage de la chaussée, etc.

I.3.2. Exigences générales des matériaux de couche de forme

Les matériaux destinés à la construction des couches de forme doivent répondre à un ensemble de critères mécaniques, granulométriques et environnementaux. Ces critères peuvent être résumés comme suit:

- ✓ **Compacité** : aptitude à atteindre une densité sèche élevée sous l'effet du compactage.
- ✓ **Portance** : capacité à supporter les charges sans déformation excessive (exprimée généralement par le CBR ou des modules de déformation).
- ✓ **Stabilité volumique** : résistance aux cycles de gel/dégel et aux variations de teneur en eau.
- ✓ **Facilité de mise en œuvre** : aptitude à être étalé et compacté facilement.
- ✓ **Disponibilité et coût** : préférence pour des matériaux disponibles localement pour des raisons économiques et environnementales.

II.4. Matériaux utilisés en couche de forme

Une variété de matériaux peut être utilisée pour construire une couche de forme, en fonction des conditions géologiques, du trafic prévu et des exigences spécifiques du projet. Les matériaux les plus couramment utilisés comprennent le gravier concassé, les granulats naturels, le sable stabilisé, et parfois des matériaux recyclés tels que les matériaux granulaires recyclés (MGR). Les techniques de construction des couches de forme varient en fonction du type de matériau utilisé, de la capacité portante requise et des contraintes du site. Cela peut inclure le compactage mécanique à l'aide de rouleaux vibrants, le nivellement et le profilage précis à l'aide de niveleuses, ainsi que l'application de couches successives pour atteindre l'épaisseur et la compacité requises.

II.4.1. Graves Non Traitées (GNT)

Les **GNT** sont des mélanges de granulats naturels (ou artificiels) non traités par un liant hydraulique. Ils sont composés de fractions grossières (gravillons, cailloux) et de fines (sables, limons), offrant un bon comportement mécanique en raison de leur structure granulaire.

Les GNT sont généralement extraites de carrières, où elles sont produites par concassage et criblage de roches massives, ou proviennent de dépôts naturels bien triés. Leur composition granulométrique est régie par des normes spécifiques et doit assurer un bon équilibre entre fractions fines et grossières.



Figure I.4 : Grave non Traité (GNT)

Caractéristiques principales :

- Granulométrie bien étalée, assurant un bon emboîtement des grains ;
- Comportement principalement frictionnel, avec une faible cohésion naturelle ;
- Excellente compactibilité : densité sèche maximale atteinte rapidement avec une énergie modérée ;
- Peu sensible à l'eau, selon la proportion de fines.

Avantage :

- Bon module de portance à l'état compacté ;
- Grande stabilité en service ;
- Mise en œuvre facile avec les engins courants.

Limite :

- Performances réduites en présence de fines plastiques ;
- Risque de ségrégation si la granulométrie n'est pas correctement contrôlée.

II.4.2. Tout Venant Naturels (TVN)

Les **TVN** sont des matériaux granulaires naturels ou artificiels, constitués d'un mélange de particules fines, sableuses, graveleuses et caillouteuses, utilisés sans ajout de liants chimiques ou hydrauliques. Elles représentent un matériau de base essentiel dans la construction des couches de forme, de fondation et de base dans les infrastructures routières.

Les TVN proviennent souvent de dépôts alluviaux, colluvion aires ou de remaniements naturels. Leur composition est généralement variable selon la provenance géologique et peut inclure :

- Des fractions fines (limons, argiles),
- Des sables,
- Des graviers et cailloux,
- Parfois des éléments rocheux plus volumineux (blocs, galets).

Cette hétérogénéité confère aux TVN une grande variabilité de propriétés physiques et mécaniques.



Figure I.5 : Tout venant de Naturel (TVN)

Les TVC présentent souvent une granulométrie mal triée avec un large spectre de tailles. Cette granulométrie peut être caractérisée par :

- Un indice d'uniformité faible à moyen,
- Une présence notable de fines, pouvant aller jusqu'à 15-20%,
- Une granulométrie parfois peu contrôlée, nécessitant une adaptation du compactage.

Les TVC nécessitent souvent une énergie de compactage plus élevée que les matériaux granulaires bien triés (comme les GNT) afin de réduire les vides entre particules, surtout lorsque la fraction fine est importante.

- Le compactage améliore la densité sèche et la portance,
- Le réglage de la teneur en eau optimale est primordial pour maximiser l'efficacité du compactage,
- Une mauvaise gestion du compactage peut entraîner des défauts tels que des tassements différenciés ou un mauvais comportement mécanique.

II.4.3. Autres matériaux utilisés

Outre les GNT et les TVN, plusieurs autres types de matériaux peuvent être utilisés en couche de forme, selon la disponibilité et les exigences du projet :

- **Matériaux latéritiques** : largement utilisés en zones tropicales, bons porteurs mais sensibles à l'humidité.
- **Sols naturels améliorés** : argiles ou limons traités à la chaux ou au ciment pour améliorer leur portance et réduire leur plasticité.
- **Matériaux recyclés** : granulats de démolition, fraisât d'enrobé, permettant une approche plus durable.
- **Matériaux industriels** : scories, mâchefers, parfois utilisés en substitution selon les régions.

I.5. Conclusion

Le choix des matériaux pour les couches de forme doit s'appuyer sur une caractérisation rigoureuse de leurs propriétés géotechniques et une compréhension de leur comportement au compactage. Les **GNT** constituent des matériaux de référence pour leur compacité et leur stabilité, tandis que les **TVN** présentent des performances intéressantes sous réserve d'un compactage adapté et contrôlé. La diversité des matériaux disponibles exige une approche raisonnée, combinant aspects techniques, économiques et environnementaux, afin de garantir la durabilité des infrastructures.

Chapitre II :

Généralités sur le compactage de sol

Chapitre II : Généralités sur le compactage de sol

II.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, on ne peut maîtriser l'art de construire sans pouvoir affronter les problèmes complexes que pose le compactage des sols et matériaux granulaires. Cela engendre des déformations qui entrainent une modification de la chaussée donnant à la surface de cette dernière un aspect différent de celui désiré. Dans ce chapitre, nous avons présenté l'objectif du compactage. D'autre part, nous avons évoqué les principaux facteurs, influençant le poids volumique sec des matériaux compactés, à savoir : la teneur en eau, la granularité, la teneur en fines et l'intensité de compactage. Et enfin, nous avons parlé sur les méthodes de compactage et les différents engins utilisés sur le chantier.

II.2. Définition de compactage

Le compactage des sols est une technique couramment utilisée en génie civil pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol en vue de sa mise en œuvre dans des ouvrages de construction. Il s'agit d'un ensemble d'opérations mécaniques visant à augmenter la densité du sol en place. Cette augmentation de densité accroît la compacité du sol, limite ses capacités de déformation et renforce sa portance **(Das 2010)**. Le compactage agit principalement en réduisant rapidement le volume des vides remplis d'air.

Trois facteurs principaux influencent l'efficacité du compactage :

- La densité sèche du sol,
- La teneur en eau,
- L'énergie appliquée lors du compactage.

II.3. L'objectif de compactage

Le compactage consiste à assurer une bonne compacité, par l'augmentation de la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité (chaussés), supprimer les tassements différés soit sous l'effet de poids propre des matériaux considéré ou bien sous l'effet de l'effet de charges et surcharges. Le compactage diminue la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc.

Pour les remblais, le tassement doit rester faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle. Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai

donnée. D'une manière générale, le compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids spécifique apparent sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent. Cette densification n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences. Après le compactage, **(Biarez, 1974).** Le sol acquière

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

II.4.Théorie du compactage

La théorie du compactage se compose :

- ✓ Des interactions entre les particules ;
- ✓ De la structure des sols compactés.

II.4.1. Les interactions entre les particules

Les interactions entre les particules d'un sol dépendent en grande partie de leur nature (granulaire ou colloïdale) ; elles se font, soit par contact direct des grains, soit par l'intermédiaire de forces électromagnétiques. Dans le cas des sols granulaires, ce sont les interactions de contact qui prédominent ; par contre, dans le cas des argiles, ce sont les interactions électromagnétiques entre particules et avec le milieu dans lequel elles se trouvent **(Caamapum De Carvalho J., 1987)**. **Lambe (1958)** a indiqué que les interactions dans les argiles dépendent de quatre types de forces :

- **Les forces externes appliquées :** elles se traduisent par des contraintes effectives qui dépendent de la surface de contact et de la déformabilité propre des particules.
- **Les forces de contact :** elles sont directement liées aux forces extérieures appliquées, et elles peuvent être des forces du type sol-sol, sol- air et sol- eau.
- **Les forces d'attraction :** elles sont essentiellement dues aux forces de Van der Waals.
- **Les forces de répulsion :** elles varient dans le même sens que la constante électrique, la dimension des ions hydratés, l'épaisseur de la double couche, le pH et l'adsorption d'anions ; mais, en sens contraire de la température, de la valence ionique et de la concentration électrolytique.

Cette théorie a été développée par le **Roux (1972)**, cité par **(Caamapum De Carvalho J., 1987)**. La figure II.1 montre les interactions en fonction de la distance entre les particules.

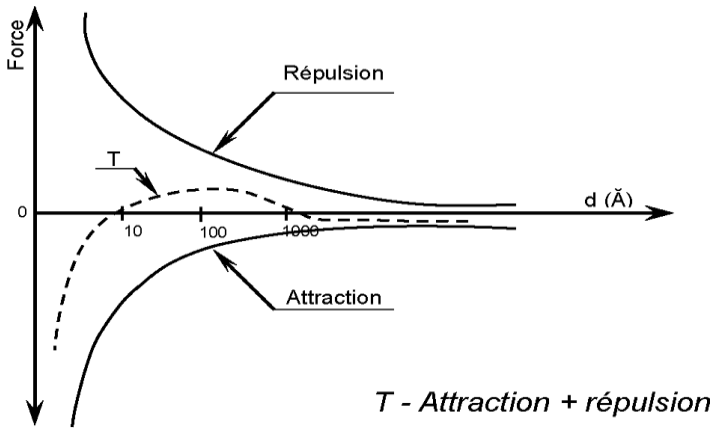


Figure II.1 : Forces d'attraction et de répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après Le Roux, 1972 ; cité par (Caamapum de Carvalho J., 1987).

II.4.2. La structure des sols compactés

La théorie du compactage est d'abord proposée par **(Proctor, 1933)**, puis développée largement à partir des années *1930*. **Lambe (1958)** a expliqué la forme de la courbe de compactage en prenant en compte les interactions physico-chimiques du système sol-eau (figure II.*2)*. Il a indiqué :

- Pour le point *A* du côté sec, la quantité d'eau est insuffisante pour développer entièrement la double couche, et les forces d'attraction sont prédominantes, ce qui conduit à une structure floculée, à un arrangement désordonné des particules ;
- Du point *A* au point *B*, l'augmentation de la teneur en eau permet le développement de la double couche, ce qui provoque une augmentation des forces de répulsion. Ceci conduit à une structure de plus en plus orientée ;
- Pour le point *C* du côté humide, la double couche continue à se développer et les forces de répulsion à augmenter. La structure du sol devient encore plus orientée.

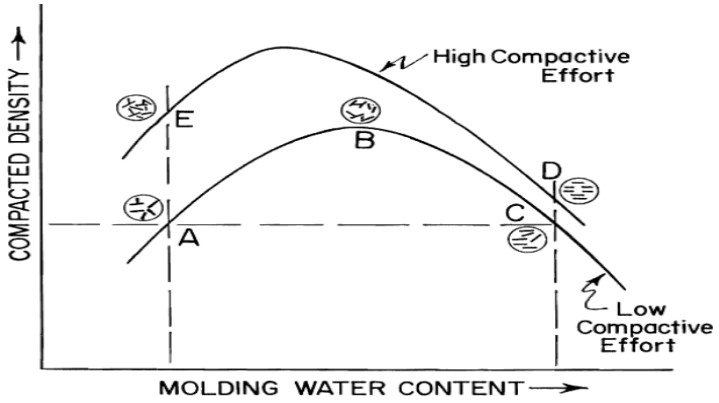


Figure II.2 : Les effets du compactage sur la structure, d'après (Lambe, 1958).

Collins et Mcgown (1974) suggèrent que l'on peut décrire la structure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :

a. L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes) ;

b. L'assemblage des particules (agrégats) ;

c. Les espaces vides.

Li (1999) a indiqué qu'il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés.

Collins et Mcgown (1974), Gens et Alonso (1992) et cité par **(Zhong-Sen, 2015)** ont proposé un schéma de texture pour les sols fins gonflants, et ont indiqué que :

- Si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires, on aura une texture « matricielle », qui est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor ;
- Si elle est compose par les mottes en forme de grains, on aura une texture
- « agrégée », qui est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum Proctor.
- **Cabot et al. (1993)**, cités par **Cui (2000)**, ont étudié **l'**évolution de la texture de l'argile au cours du compactage**.** Leurs travaux ont mis en évidence que, sous l'effet du compactage, la microstructure des argiles se modifie progressivement, passant d'une structure floculée à une structure plus orientée et plus dense (figure II.3).

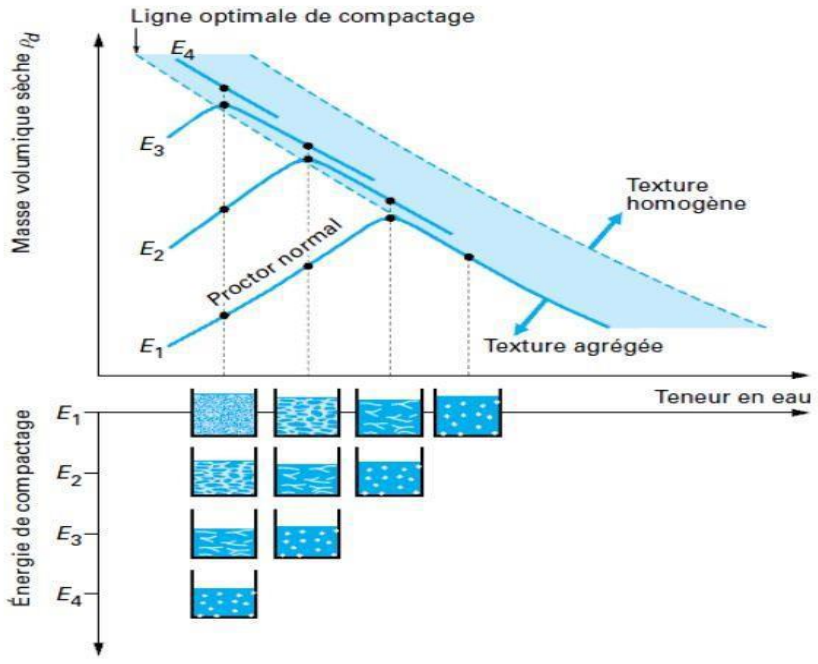


Figure II.3 : Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de teneur en eau et d'énergie de compactage (Cui, 2000).

Boutonnier (2007) considère que, pour les sols compactés, il existe quatre domaines de saturation distincts. Ces domaines correspondent à des états hydriques différents influençant fortement le comportement mécanique et hydraulique du sol. Chacun de ces domaines est

caractérisé par une combinaison particulière de teneur en eau**,** de degré de saturation et de pression interstitielle, ce qui permet de mieux comprendre l'évolution des propriétés du sol lors des variations de son état hydrique, notamment sous l'effet des cycles de mouillage-séchage (figure II.4) :

- D1 : La phase d'air est continue ;
- D2 : La phase d'air est occluse et en contact avec le squelette solide ;
- D3 : L'air est occlus mais n'est pas en contact avec le squelette solide ;
- D4 : Le sol est saturé par le fluide interstitiel.

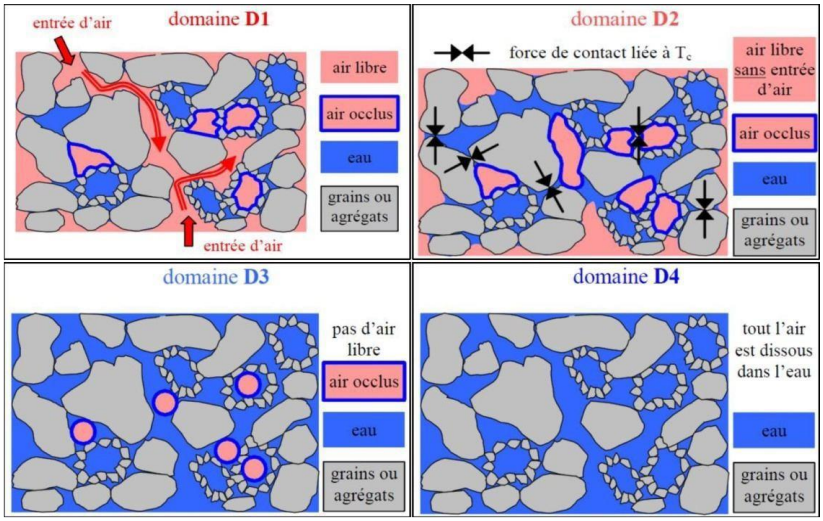


Figure II.4 : Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007)

En se basant sur quelques résultats de la littérature, **(Boutonnier, 2007)** considère que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de *l'OPN*, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage (figure II.5).

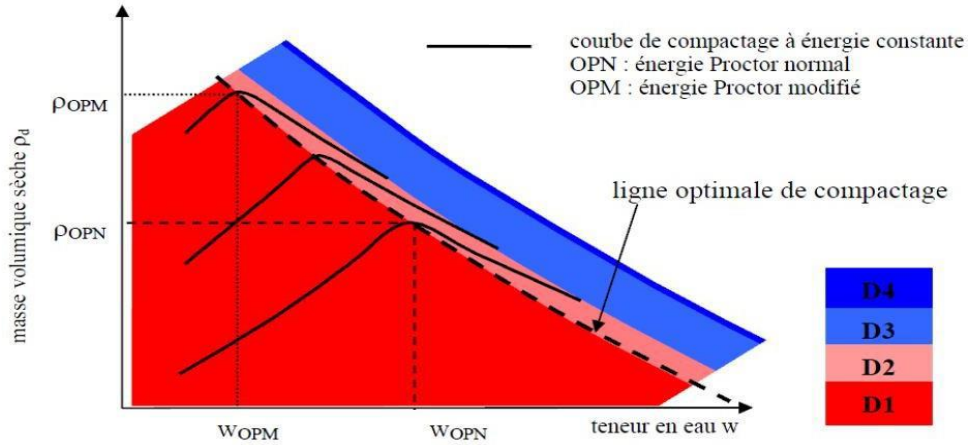


Figure II.5 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier, 2007).

II.5. Facteurs d'influences du compactage

À partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol, afin de mieux contrôler ce processus et de développer

les engins de compactage. Les premières études en la matière sont dues à l'ingénieur américain **R. Proctor (1933)**. Le compactage est principalement influence par **(Djedid A., 1998)**:

- La teneur en eau du matériau ;
- L'énergie de compactage ;
- La granulométrie ;
- Le type de sol ;
- La méthode de compactage.

II.5.1. Influence de la teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie et leur influence sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom. Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation du sol, c'est-à-dire la diminution de son volume, absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse (m) tombant d'une hauteur (h) multipliée par le nombre de coups donnés. Cette énergie s'appelle énergie de compactage. Ce compactage est qualifié de dynamique du fait qu'il est réalisé en subissant des chocs par une massSi l'on porte en graphique les $\gamma_d$obtenus suite au compactage d'un échantillon de solen réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (maîtrisée par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe comme celle-ci (figure II.6). **(Proctor 1993).**

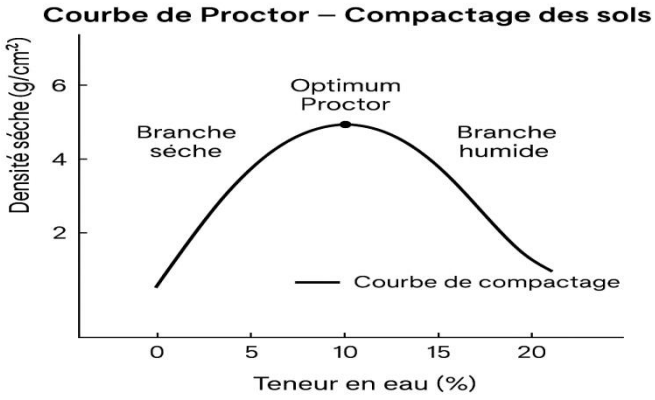


Figure II.6 : Allure d'une courbe de compactage (Proctor1993)

La courbe a l'allure d'une cloche (figure II.7), elle passe par un $\gamma_d$maximum que l'on appelle Optimum Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale wopt. Dans la pratique courante, on parle rade côté «sec» pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et du côté « humide» pour celles qui sont supérieures à l'optimum. L'explication et surtout la

compréhension de la forme de cette courbe sont très importantes. D'une manière élémentaire, on peut considérer que dans le cas des sols fins et dans le domaine de teneur en eau considéré, ces sols se présentent en unités élémentaires (mottes) plutôt que sous la forme de grains minéraux indépendants.

Considérons que ces mottes sont soumises à une action mécanique (impact d''un dame, chargement statique ou quasi-statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles (à gauche de l'optimum), ces mottes seront peu déformables et obtenir un « Bon »arrangement sera difficile. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et on comprend intuitivement que l'arrangement pourra s'améliorer.

Initialement et du fait du foisonnement antérieur, ces sols ne sont pas saturés, le gain de compacité se fait par déformations et réarrangement des mottes, et il se traduit par une diminution de la teneur en air (très compressible) qui peut être partiellement chassé : ceci entraîne une augmentation du degré de saturation global du sol.

La quantité de solides et d'eau présente dans un état donné du sol ne change pas en cours de compactage et, en considérant que ces éléments sont très peu déformables (en pratique incompressibles), leur volume est constant. Le calcul montre que pour une teneur en eau donnée, le maximum de compacité, donc de $\gamma_d$correspond à un degré de saturation égal à 1, soit :

$$[\gamma_d = \frac{sr \times \gamma s}{sr + w\frac{\gamma s}{\gamma w}}]$$

Avec :

S_r : degré de saturation du sol

γ_s: Poids volumique des grains solides

γ_w: Poids volumique de l'eau

En pratique, on constate expérimentalement que le degré de saturation maximum obtenu par compactage ne dépasse pas 80 à 90% en moyenne pour les sols fins. Ce «Blocage» correspond en fait à une variation très brutale de la perméabilité du sol vis à- vis de l'air, en effet lorsque le pourcentage de vide d'air devient inférieur à 5 ou 10%, le sol devient pratiquement imperméable à l'air et l'air résiduel reste occlus dans les macrospores. A ce stade, le sol peut toujours se déformer, mais à volume constant (Coefficient de Poisson égal à 0,5) dans la pratique, on parlera du phénomène de coussin de caoutchouc ou de sur compactage. Il est commode de tracer les courbes de compactage dans le plan (w,γ_d) en dessinant de plus les courbes d'iso-degré de saturation (Sr) (Figure II. 8), ces courbe sont pour équation:

- On peut suivre dans ce diagramme l'augmentation progressive du degré de saturation

du sol du côté sec (branche gauche de la courbe) et on constate lorsque l'optimum est dépassé que la courbe de compactage est à peu près une courbe d'iso-degré de saturation (ou de teneur en air constante). En équivalent l'ingénieur **(Drnevich. V, 2007)** a indiqué que Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;

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

$$S_r = \left[\frac{w * \gamma s}{e * \gamma w}\right]$$

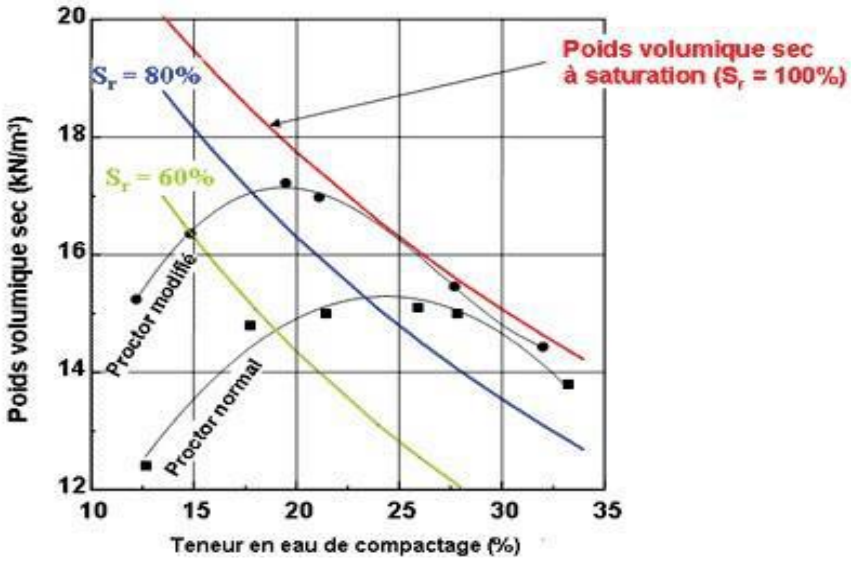


Figure II.7 : Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de Saturation (Proctor1993)

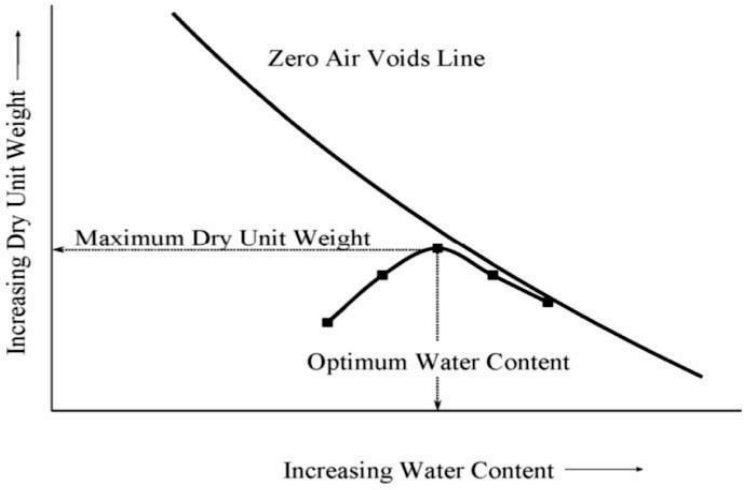


Figure II.8 *:* Courbe typique du compactage d'un sol cohérent (Drnevich.V, 2007)

On note aussi que, pour les sables secs (W< 1%), il est possible d'atteindre des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus à l'optimum par séchage du sol : ce qui permet de compacter à sec (figure II.9). Ce type de compactage est très utile dans les régions arides. Dans le cas des sols argileux, ce phénomène est toujours beaucoup plus complexe.

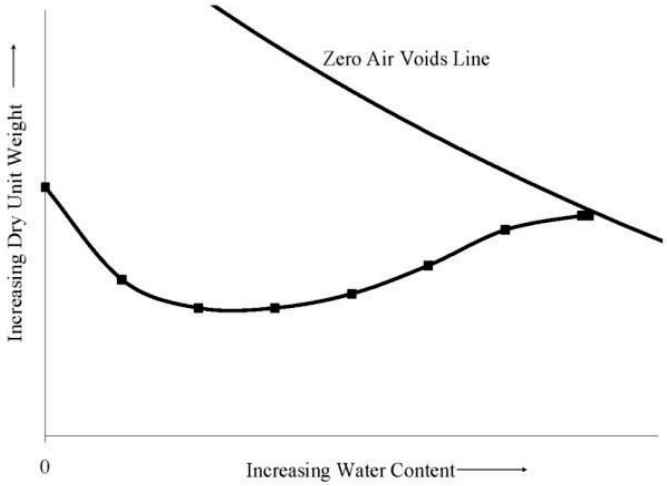


Figure II.9 : Courbe typique du compactage d'un sol grenu (Drnevich.V, 2007)

II.5.2. Influence de l'énergie de compactage

Le graphe (figure II. 10) montre l'influence de l'énergie de compactage sur les courbes Proctor. Pour un sol donné, la densité sèche optimum croît avec l'énergie de compactage, tandis que la teneur en eau à l'optimum diminue. La ligne rejoignant les optimums s'appelle la ligne d'optimum**.** Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse W = Wsat elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe-enveloppe qui représente la relation entre Wsat et γ_d pour le sol considéré.

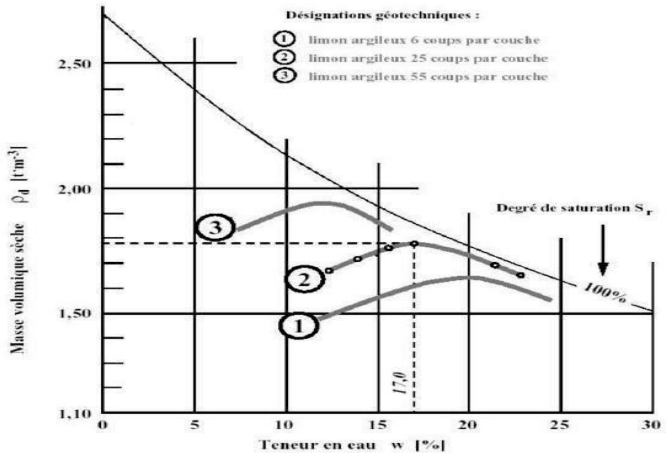


Figure II.10 : Influence de l'énergie de compactage (LERAU.J, 2006)

L'expression Wsat = f (γ_d) : se détermine comme suit :

$$[W=\frac{Ww}{Ws}]$$

$$W = (v_v . \gamma_d) / W_s = \frac{v-vs}{v.\gamma d} * \gamma_w \rightarrow \frac{\gamma s/v}{\gamma s/v}$$

$$W_{sat} = \frac{\gamma s - \gamma s \frac{vs}{v}}{\gamma s} * \frac{1}{\gamma d} \gamma_w$$

Comme : $\gamma s * \frac{vs}{v} = \frac{ws}{v} = \gamma_d$

$$W_{sat} = \frac{\gamma s - \gamma d}{\gamma s} * \frac{1}{\gamma d} * \frac{1}{\gamma d} * \gamma_w = (\frac{1}{\gamma d} - \frac{1}{\gamma s})\ \gamma_w$$

γ_s et γw sont des contraintes, W_{sat} est donc proportionnelle a $\frac{1}{\gamma d`}$ la courbe enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment γs puisque ; pour W_{sat}=0, on a :

$\frac{1}{\gamma d} - \frac{1}{\gamma s}$=0 donc $\gamma_d = \gamma_s$

Avec :

γ_d: Poids volumique sec

γ_s: Poids volumique des grains solides.

γ_w: Poids volumique de l'eau

W_{sat} : La teneur en eau des aturation

V_v : Volume des vides entre les grains

V_s : Volume des grains solides

V : Volume total

W : Teneur en eau

W_W: Poids de l'eau

W_s : Poids des grains solides

Ainsi que **Carter et Bentley (1991),** ont effectué plusieurs essais de compactage sur un même échantillon, avec des énergies de compactage croissantes au laboratoire par des essais (Proctor Normal et Modifié), suivant la norme britannique (B.S.I), qui est équivalente à la norme (A.A.S.H.T.O). Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la (figure II.11). Les résultats montrent clairement que, pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre un accroissement de la densité sèche maximale du sol et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27coups par couche ;

CBR (Heavy) : Dame de 4.5 kg, 27 coups par couche.

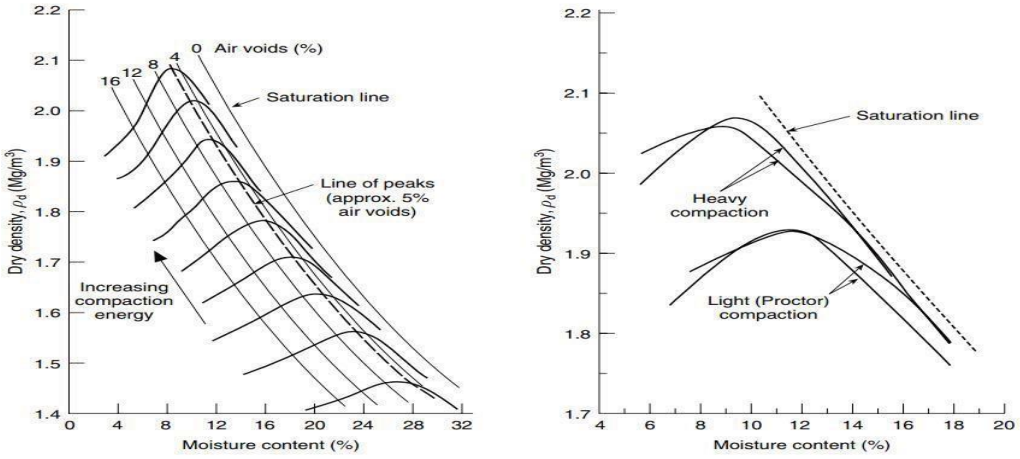


Figure II.11 :L'influence de l'énergie de compactage (Carter et Bentley., 1991 cité par (Sarsby, 2013)

II.5.3. Influence de la granulométrie

(Parsons et al. 1992), cité par **(Sarsby, 2013)** ont étudié systématiquement le compactage des cinq sols suivant l'essai Proctor Normal. Les allures (figure II.12) des courbes de compactage varient avec la composition granulométrique des sols. Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée. Donc il est observé expérimentalement **(Parsons et al. 1992)** qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliorent le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses. Les argiles plastiques sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées.

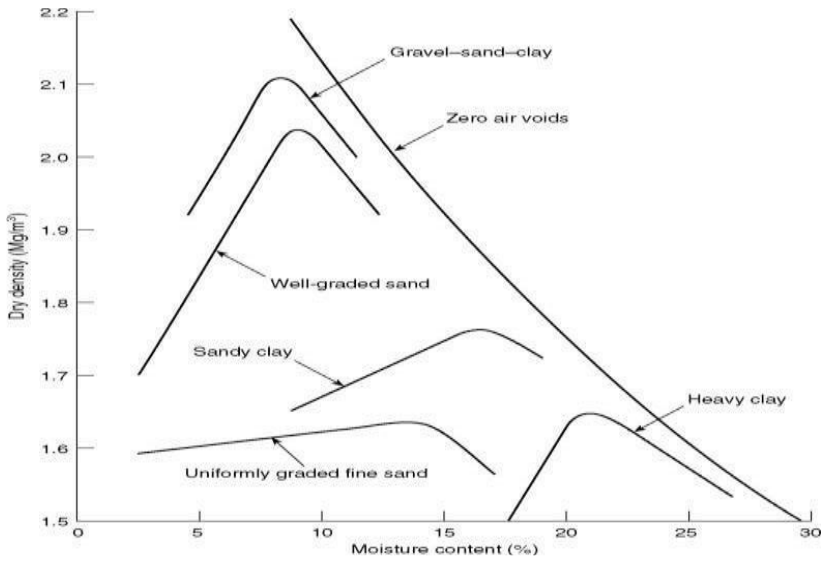


Figure II.12 : Influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al. 1992 cité par (Sarsby, 2013).

II.5.4. Influence de type de sol

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

Nagaraj (2005) a présenté les relations entre la teneur en eau optimum et la limite de liquidité *(*figure II.13 a), ainsi la relation entre la densité sèche optimum maximum et la limite de liquidité (figure II.13 b), pour différents sables fins, publiés par différents auteurs :

(McRae, 1958 ; Johnson et Sallberg, 1960 ; Foreman et Daniel, 1986 ; Sridharan et al, 1990 ; Benson et Trast, 1995) et compactés par la méthode Proctor Standard. Les résultats assez complets cités par **(Nagaraj, 2005)** montrent l'influence du type de sol sur la courbe de compactage.

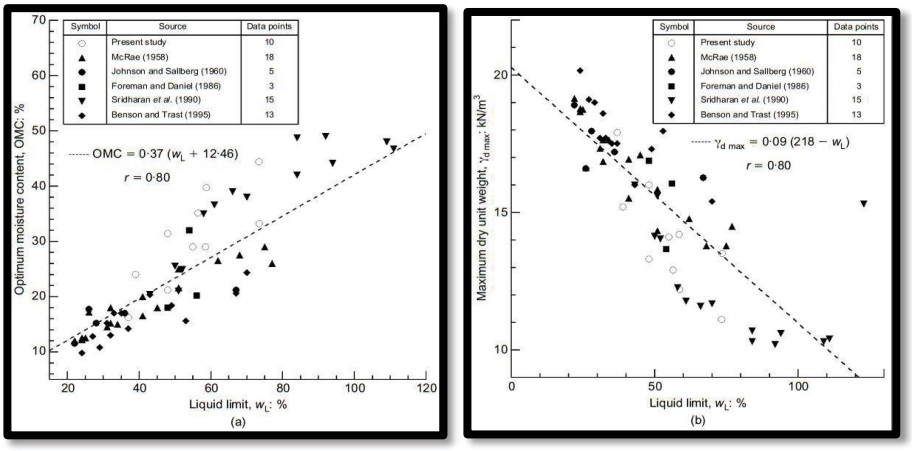


Figure II.13 a-b : L'influence de type de sol sur le compactage d'après (Nagaraj, 2005).

Un sol dont le compactage est fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. À l'inverse, un sol pour lequel la teneur en eau a peu d'effet sur le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols présentant ce dernier comportement sont généralement les plus adaptés à la réalisation de remblais, en raison de leur insensibilité aux variations d'humidité.

La figure suivante illustre différents types de courbes de compactage correspondant aux comportements typiques des sols courants.

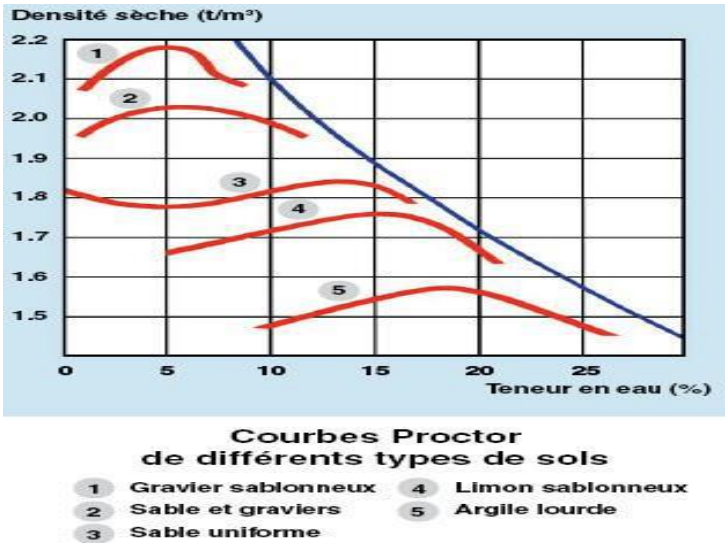


Figure II.14. : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor

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 s'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.

II.5.5. Influence de la méthode de compactage

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

Alors, on distingue deux types de compactage qui sont souvent utilisés :

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

dynamique vibratoire dans le temps (elle est sommée sur le temps, plus le temps est long plus l'énergie transmise au sol est importante).

Mesbah. A (1999), a effectué une série d'essai sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage pour comparer l'efficacité de chaque méthode. Sur la (Figure II.14), ils ont trouvé que :

L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois du moule) est de250 kJ/m^3 (différence d'énergies des point O et B sur la figure, qui ont la même densité sèche), soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée pour le compactage ;

Pour les mêmes énergies appliquées de 550kJ/m^3, la densité sèche par le compactage statique est de 0.07 g/cm^3 supérieure à celle du Proctor Normal.

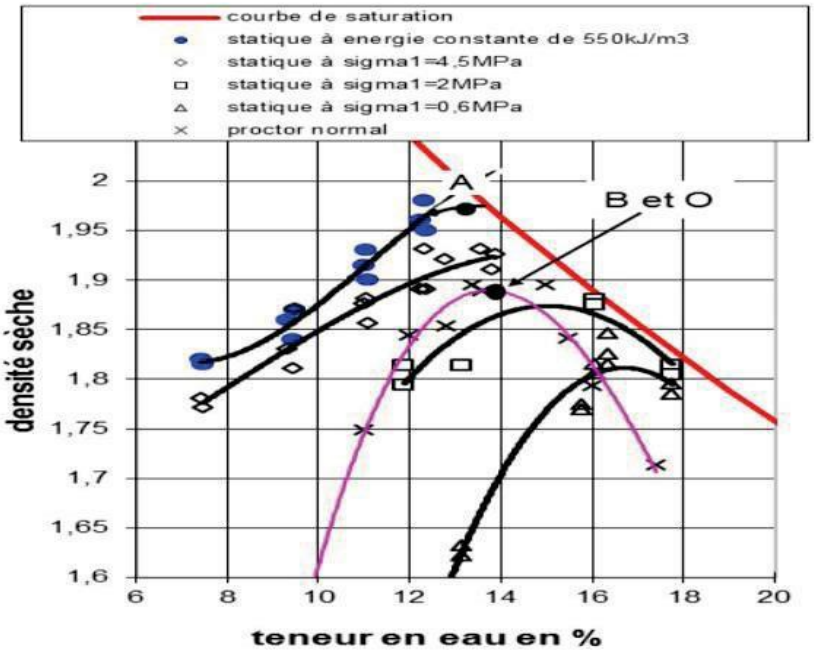


Figure II.15 : Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah. A, 1999)

II.5.6. Type de sol

Zhong-Sen (2015), a trouvé que le type de sol peut influencer de façon importante la courbe de compactage. La densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec la limite de liquidité, **(Zhong Sen, 2015)**.

Nagaraj (2005) a présenté les relations entre la teneur en eau optimale et la limite de liquidité, ainsi la relation entre la densité sèche optimale et la limite de liquidité, pour différents sables fins, publiés par différents auteurs **:(Johnson et Sallberg, 1960 ; Sridharan et al, 1990 ; Benson et Trast, 1995)** et compactés par la méthode Proctor Standard. Les résultats assez complets cités par **(Nagaraj, 2005)** montrent l'influence du type de sol sur la courbe de compactage.

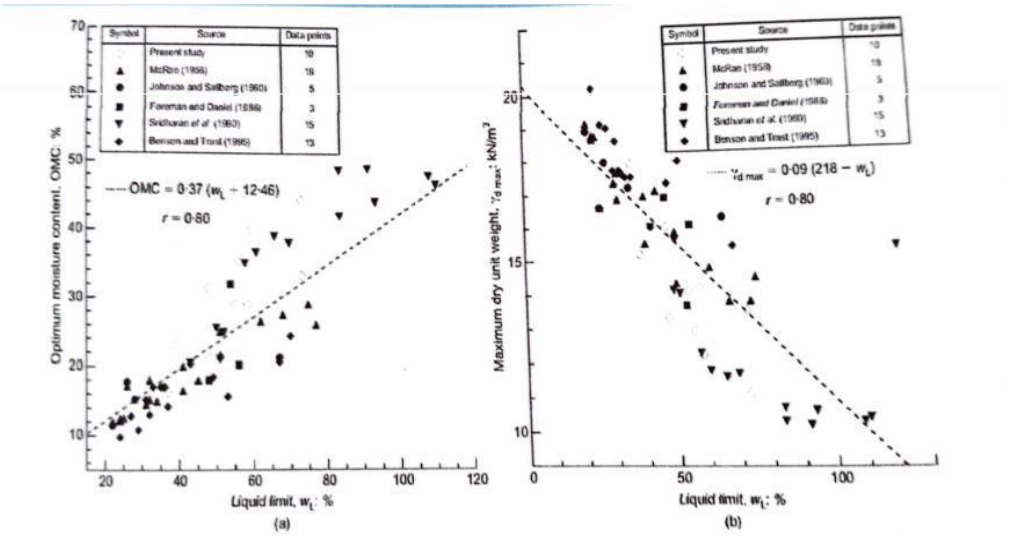


Figure 1.16 : L'influence de type de sol sur le compactage (Nagaraj, 2005).

II.6. Les essais de compactage

II.6.1. Essais de compactage au laboratoire

Le principe des essais au laboratoire est de compacter un échantillon de sol, avec une teneur en eau connue, dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonction de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différentes teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (w, γd), donc un point de la courbe de compactage courbe. La norme NF P94-093 décrit les méthodes de compactage en laboratoire permettant de déterminer la courbe de compactage d'un sol, c'est-à-dire la relation entre :

- La densité sèche (γ_d)
- La teneur en eau (w)

Elle permet de déterminer :

- La densité sèche maximale (γ_{d max})
- La teneur en eau optimale (w_{opt})

Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais.

D'autres types, moins couramment utilisés existent également. Ces essais ont pour objet de tracer les courbes de compactage. Des processus de compactage dans un laboratoire peuvent être classifiés au-dessous de quatre catégories **(Drnevich.V, 2007**), à savoir :

- Compactage par essai Proctor ;
- Compactage par impact ;
- Compactage statique ;

- Compactage par pétrissage ou la méthode "Kneading" ;
- Compactage vibrant.

II.6.1.1. Compactage par essai Proctor

En 1933**, l'**Engineering News Record publia une série d'articles de R.R. Proctor portant sur le compactage des sols. Il y présentait un essai de compactage en laboratoire, connu aujourd'hui sous le nom **d'**essai Proctor normal, décrit notamment dans la norme NQ 2501-250**.**

L'essai Proctor normal consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un sol disposé en **trois** couches dans un moule de volume connu, chaque couche étant compactée à l'aide d'un marteau de 2,49 kg tombant d'une hauteur libre de 305 mm

L'essai est répété plusieurs fois en faisant varier la teneur en eau du sol**.** Chaque valeur mesurée de la masse volumique sèche est ensuite portée sur un graphique en fonction de la teneur en eau correspondante, ce qui permet de tracer une courbe de compactage**.**

À partir de cette courbe, on détermine la masse volumique sèche maximale du sol (γ_{d max}) ainsi que sa teneur en eau optimale (ω_{opt}).

Pendant la Seconde Guerre mondiale, l'arrivée d'engins de compactage plus performants sur les chantiers a conduit à modifier l'essai original en augmentant **l'**énergie de compactage**,** donnant naissance à **l'**essai Proctor modifié**.** On constate que **l'**énergie appliquée dans l'essai Proctor modifié est environ 4,5 fois plus élevée que celle de l'essai Proctor normal.

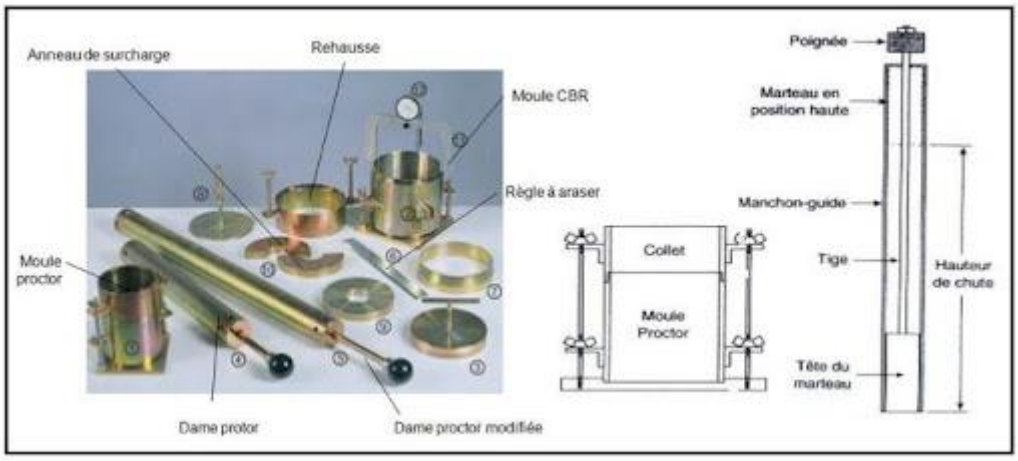


Figure II.17 : Matériels pour l'essai Proctor

II.6.1.2. Compactage par impact

Développée à l'origine par le Proctor en 1933 à l'aide de la stabilisation de barrage en terre **(Proctor, 1933)**, le compactage d'impact est une des techniques de compactage les plus utilisées aujourd'hui. L'essai Proctor Normal ou (standard), baptisé du nom de son promoteur, implique fondamentalement de laisser tomber un marteau d'un poids connu d'une taille d'ensemble sur l'échantillon. L'essai est relativement facile et bon pour exécuter, toutefois quelques

inconvénients existent dans l'essai **(Lux Ford., 1975**), **Feutre (1968)** a signalé que l'essai de compactage d'impact n'est pas approprié au matériel non-cohérent contenant des sables et/ou des pierres écrasées.



Figure II.18 : Compactage par impact

II.6.1.3. Compactage statique

Le compactage statique consiste à compresser un spécimen de sol pesé au préalable dans un moule cylindrique, à l'aide d'une machine de compression. Des forces de compression sont appliquées progressivement jusqu'à atteindre la densité sèche maximale **(Hausmann, 1990**).
Un rapport conduit par **Johnson et Sallberg (1962)** a mis en évidence plusieurs facteurs influençant la précision de cet essai. Parmi ces facteurs, on peut citer :

- La durée d'application de la charge statique : une longue période de chargement entraîne l'expulsion progressive de l'eau du sol, ce qui peut conduire à des valeurs de densité sèche maximales irréalistes, obtenues à des teneurs en eau non représentatives des conditions naturelles.
- Le risque de ségrégation granulométrique : afin d'éviter la séparation des agrégats au moment du compactage, il est essentiel de placer le sol dans le moule avec un soin particulier, en assurant une répartition homogène du matériau.



Figure II.19 : Compactage par compression

II.6.1.4. Compactage par pétrissage

Inspiré par l'action de malaxage produite par le rouleau à pieds de mouton dans le compactage in-situ, Le développement d'un compacteur de malaxage automatique par **(Dodd et Dunlop1971)** a prouvé que cette méthode n'est pas appropriée au compactage des matériaux granulaires tels que le sable.

Cependant, des valeurs de densités sèches maximales (densité double) ont été réalisées aux teneurs en eau très basses par le compactage vibratoire.

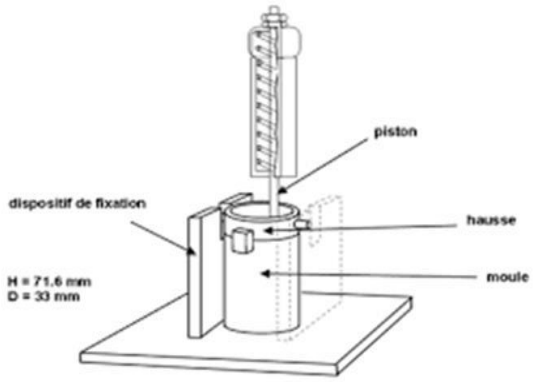


Figure II.20 : Essai de Harvard

II.6.1.5. Compactage par vibration

Le compactage des sols et des agrégats granulaires est souvent confondu par le manque d'une méthode appropriée à cet essai.

D'autres méthodes de compactage telles que le compactage d'impact ont été considérées inappropriées pour rendre ces types de sols compacts dus à leur nature non- cohérente. Ainsi, de nouvelles méthodes telles que le compactage vibrant ont été développées afin d'essayer d'améliorer le contrat entre ces types de sols.

Et puisque les vibrations d'utilisation d'équipement de compactage in-situ pour rendre des agrégats compacts effectivement, le compactage vibratoire rapporte une meilleure corrélation entre les résultats sur le terrain et les résultats de laboratoire.



Figure II. 21 : Compactage par vibration au laboratoire

II.6.2. Essais de compactage in situ

Les essais de compactage in situ sont essentiels pour vérifier la qualité du compactage des sols directement sur le chantier. Ils permettent de s'assurer que les remblais ou les couches de fondation atteignent les densités requises pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages. Les objectifs des essais de compactage in situ sont :

- ✓ Évaluer la densité et la porosité du sol en place.
- ✓ Déterminer les paramètres optimaux de compactage, tels que la teneur en eau et l'énergie de compactage.
- ✓ Vérifier la conformité du sol aux exigences techniques d'un projet.
- ✓ Prévenir les problèmes liés à un compactage inadéquat ou excessif, qui peuvent affecter la stabilité des structures.

II.6.2.1. Principales méthodes d'essais in situ (Géotechnique HSE. 2024)

II.6.2.1.1. Méthode du cône de sable

La méthode du cône de sable est l'une des techniques les plus couramment utilisées pour mesurer la densité in situ d'un sol compacté. Elle est particulièrement utile sur les chantiers de terrassement et de remblaiement pour s'assurer que le compactage respecte les spécifications.
Cette méthode repose sur le remplissage d'un trou creusé dans le sol avec du sable calibré (de densité connue), afin de mesurer le volume exact du trou et, par extension, de déterminer la densité sèche du sol en place**.**



Figure II.22 : Illustration de la méthode du cône de sable

II.6.2.1.2. Méthode du ballon de densité

La méthode du ballon de densité est une technique d'essai in situ utilisée pour déterminer la densité sèche d'un sol compacté**,** de manière similaire à la méthode du cône de sable, mais avec un dispositif différent. Elle est souvent utilisée lorsque le sol est trop grossier ou humide pour l'essai au cône de sable. Cette méthode consiste à creuser un trou dans le sol, à mesurer la masse du sol extrait, et à déterminer le volume du trou à l'aide d'un appareil comportant une membrane gonflable (ballon) remplie d'eau. Le volume du trou est ensuite utilisé pour calculer la densité du sol in situ**.**



Figure II.23 : Illustration de la méthode du ballon de densité

II.6.2.1.3. Méthode du densitomètre nucléaire

La méthode du densitomètre nucléaire est une technique rapide et précise utilisée pour mesurer la densité sèche et la teneur en eau du sol compacté directement sur le chantier. C'est une méthode courante dans les contrôles qualité en génie civil, notamment pour les remblais, fondations, routes, et pistes d'aéroport. L'appareil utilise des rayonnements nucléaires (généralement des rayons gamma) émis par une source radioactive. Ces rayonnements

traversent le sol, et le densitomètre mesure l'atténuation des rayons en fonction de la densité et de la teneur en eau du sol.

- La **densité sèche** est déterminée en mesurant le nombre de photons gamma qui sont dispersés ou absorbés par le sol.
- La **teneur en eau** est calculée grâce à la mesure des rayons neutrons ralentis par les atomes d'hydrogène présents dans l'eau.



Figure II.24 : Gamma densimètre

II.6.2.1.4. Méthode du pénétromètre dynamique léger

Le pénétromètre dynamique léger (PDL) est un appareil utilisé en géotechnique pour étudier la résistance et la portance des sols en surface. Il permet d'obtenir rapidement des informations sur la compacité et la nature du sol, souvent lors des phases préliminaires d'un chantier. Le pénétromètre dynamique léger consiste à enfoncer un cône dans le sol par des impacts répétés d'un poids tombant, tout en mesurant la profondeur d'enfoncement par coup. Le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le cône sur une distance donnée est une indication de la résistance mécanique du sol.



Figure II.25 : Pénétromètre dynamique léger

II.6.3. Essai de la planche

Avant la construction d'un remblai, il est recommandé de réaliser une planche d'essai afin de fixer les conditions de mise en place des matériaux et de choisir les moyens de compactage les plus performants. Les épaisseurs de couches et le nombre de passes nécessaires pour le

compactage sont déterminés lors de ces essais **(Pougatsch. H et al. 2011)**. Selon l'objectif recherché, ces planches portent des noms variés :

- Planche d'essai, lorsqu'il s'agit de déterminer les performances d'un engin ;
- Planche de vérification, lorsqu'il s'agit simplement de confirmer (ou d'infirmer) une capacité supposée mais incertaine ;
- Planche de référence, lorsqu'il s'agit de définir la qualité normalement obtenue en appliquant strictement un compactage déterminé, de manière à pouvoir comparer, au cours de la réalisation du chantier, la qualité atteinte à celle attendue **(Morel G., 1988)**.

II.6.3.1. Les engins du compactage

Nous appellerons engin de compactage tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussée**.** Les engins usuels se divisent en trois grandes catégories :

II.6.3.1.1. Les engins statiques

Ils agissent par la seule pression qu'ils exercent sur les matériaux à compacter. Ce sont :

a. Rouleaux à jantes lisses

Ces engins sont composés d'un châssis très robuste portant, la chaîne cinématique (qui comprend le moteur), la cabine**,** le poste de commande**,** et les roues**.** Les roues sont des cylindres en acier de diamètre variant entre 0,40 m et 2 m, leur surface cylindrique est appelée le bandage lisse**.** L'épaisseur des couches compactées généralement entre 15 cm et 25 cm**.** On distingue trois classes morphologiques différentes :

- Les rouleaux compresseurs tricycles **;**
- Les rouleaux compresseurs tandems **;**
- Les rouleaux à bandages lisses triaxial**.**



Figure II.26 : Rouleau à jantes lisses (GTR)

b. Rouleaux à pneumatiques

Ce type d'engins ont un très large domaine d'emploi et conviennent aussi bien pour les sols plastiques que pour les graves concassées ou non, les sables à granulométrie étalée et les matériaux de carrière. Seuls les sables à granulométrie serrée ne sont pas susceptibles, en général, d'être compactés aux pneumatiques. L'épaisseur des couches compactées va dépendre de la pression de gonflage des pneumatiques et peut atteindre 30 cm dans le cas de sols sablo-graveleux bien gradués. Le nombre de passes varie de 8 à 12.



Figure II.27 : Rouleau à pneus (GTR)

c. Rouleaux pied de mouton

Sont des cylindres en acier sur lesquels sont fixés des pièces métalliques, de formes variées selon les constructeurs ; ces pieds ont des hauteurs variant de 15 à 25 cm et des surfaces de contact avec le sol variant de 30 à 45 cm^2 environ.



Figure II.28 : Rouleaux pied de mouton (GTR)

II.6.3.1.2. Les engins vibrants

Ils agissent à la fois par la vibration et par la pression. Ce sont:

a. Rouleaux vibrants

Ces engins ont généralement une fréquence assez élevée. Ils sont inefficaces sur les sols cohérents, sauf s'il s'agit de rouleaux lourds. Ils conviennent pour les pierres cassées, les graves et parfois les sables à faible teneur en eau. Ils compactent des couches assez minces de l'ordre de 15 cm du fait des gradients relativement élevés de compacité.



Figure II.29 : Rouleaux vibrants (GTR)

b. Plaques vibrantes

Elles ont les mêmes domaines d'emploi que les rouleaux vibrants. Toutefois, montées sur des tracteurs équipés de pneus à basse pression, elles peuvent être utilisées sur des sables difficilement compactables avec d'autres engins. Lorsqu'il s'agit de sables à granulométrie étroite on adopte des teneurs en eau assez basses tout en réglant au mieux la force verticale



Figure II.30 : Plaque vibrante (GTR)

II.6.3.1.3. Les engins à percussion

Ils agissent à la façon de l'appareillage Proctor, par la chute d'une masse animée d'un mouvement vertical. Ce sont :

- Les moutons pneumatiques ou autres ;
- Les dames de certains appareils de stabilisation.

On citera pour mémoire des cylindres qui permettent de réduire le calibre maximum des gros éléments des remblais rocheux durant le compactage :

a. Rouleaux à segments

Les compacteurs automoteurs à pieds dameurs sont caractérisés par des vitesses de travail relativement élevées qui permettent l'obtention de rendement important malgré leur limitation du point de vue de l'épaisseur des couches à compacter.

Enfin, il est à noter que le passage répété d'engins lourds et le désherbage ont eu notamment une influence notable sur le tassement. On parle alors de compactage, c'est à dire de diminution de la porosité du sol. La notion de porosité est importante pour le fonctionnement du sol car elle conditionne la circulation de l'air et de l'eau **(Guilbault. 2007)**.

b. Rouleaux à pieds dameurs

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30. C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor d'après Morel (1998). Ils agissent à la fois par la vibration et par la pression. Ce sont les rouleaux à pieds dameurs, utilisés pour le compactage des sols.



Figure II.31 : Rouleau à pied dameur (GTR)

II.7. Conclusion

Le compactage est une étape fondamentale dans les travaux de construction, visant à augmenter la densité des sols afin d'améliorer leur résistance, leur stabilité et leur durabilité. Il agit principalement par la pression et la vibration, permettant de réduire les vides d’air dans le sol. Différents matériels, tels que les rouleaux à pieds dameurs, sont utilisés selon la nature du sol et les objectifs du chantier. Comprendre les principes de base du compactage est essentiel pour garantir la qualité des fondations et la pérennité des ouvrages.

Chapitre III :

Présentation des matériaux d’étude

Chapitre III : Présentation des matériaux d'étude

III.1. Introduction

L'identification et la caractérisation des matériaux utilisés sont essentielles pour garantir la pertinence et la fiabilité des analyses menées. Ce chapitre a pour objectif de présenter en détail les matériaux ayant fait l'objet de l'étude, en décrivant leur origine, leur nature, ainsi que leurs principales propriétés physiques et mécaniques. Ces informations permettent non seulement de mieux comprendre leur comportement sous différentes sollicitations, notamment lors des essais de compactage, mais aussi d'évaluer leur aptitude à être utilisés dans des structures routières ou géotechniques. Tous les essais sont effectués au sein du laboratoire LCTP (Laboratoire Central des Travaux Publics de Médéa).

III.2. Identification des sols étudiés

Dans le cadre de cette étude, deux matériaux ont été retenus pour l'analyse :

- **Sol 1** : un tout-venant de Naturel (TVN), collecté sur un site localisé à proximité de Beni Slimane, le long de la RN18.
- **Sol 2** : un gravier non traité (GNT 0/31.5), prélevé dans une carrière située à Bouirat Lahdab, wilaya de Djelfa ;

Ces sols ont été choisis en raison de leur disponibilité locale et de leurs caractéristiques granulométriques distinctes, permettant ainsi une évaluation comparative rigoureuse de l'influence du compactage sur leurs comportements hydriques et mécaniques.

III.3. Prélèvement des échantillons :

III.3.1. Prélèvement du sol tout-venant de Naturel (TVN) sur site

Le tout-venant naturel (TVN) étudié a été prélevé sur un site à ciel ouvert situé à proximité de la localité de Beni Slimane, le long de la Route Nationale RN18. Cette zone, caractérisée par une couverture superficielle hétérogène de matériaux meubles, est couramment exploitée pour des usages en infrastructure routière. Le prélèvement a été effectué en respectant les protocoles standards en matière d'échantillonnage de sols non perturbés. Plusieurs points de collecte ont été identifiés afin de couvrir la variabilité latérale du sol, avec un prélèvement à une profondeur suffisante pour éviter toute contamination par des éléments organiques de surface. Les échantillons ont été extraits à l'aide d'outils manuels adaptés, puis stockés dans des contenants hermétiques étiquetés, en vue de leur transport au laboratoire.



Figure III.1 : Tout-venant de Naturel

III.3.2. Prélèvement du sol GNT sur chantier

Le gravier non traité (GNT) utilisé dans cette étude a été prélevé directement sur un chantier d'exploitation situé dans la région de Bouirat Lahdab (wilaya de Djelfa). Le site d'extraction, une carrière en activité, présente des dépôts alluvionnaires riches en matériaux granulaires, couramment utilisés dans les travaux de terrassement et les couches de fondation routière. Le prélèvement a été réalisé conformément aux recommandations normatives en vigueur, notamment en veillant à obtenir un échantillon représentatif de la masse en place. Pour cela, plusieurs points de prélèvement ont été sélectionnés à différentes profondeurs et répartis sur l'ensemble de la zone d'extraction, avant d'être homogénéisés. Les échantillons ont ensuite été conditionnés dans des sacs en polyéthylène étanches, étiquetés, puis transportés au laboratoire dans des conditions garantissant la préservation de leurs propriétés initiales.



Figure III.2 : Grave non traité (GNT 0/31.5)

III.4. Essais d'identification du sol

Différents essais ont été réalisés au sien de Laboratoire de Contrôle des Travaux Publics à Médéa (LCTP) afin d'identifier les sols utilisés dans cette étude. Pour déterminer les caractéristiques de fabrication des granulats, les essais suivants ont été réalisés :

- L'analyse granulométrique **(NF P 18-560)** ;
- L'équivalent de sable **(NF P 18-597)** ;

- Valeur au bleu de méthylène **(NF P94-068)** ;
- La masse volumique absolue **(NF P 18-554)** ;
- La résistance aux chocs : essais LOS ANGELES **(NF P 18-573)** ;
- La résistance à l'usure en présence d'eau : essai MICRO-DEVAL **(NF P 18-572)** ;
- Essai de limites d'Atterberg (**NF P 94-051)** ;
- Essai de compactage Proctor **(NF P94-093)**.

III.4.1. Analyse granulométriques (NF P 18-560)

L'analyse granulométrique permet de détecter et miner la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. L'essai Consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Les masses des différents refus et tamis sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.



Figure III.3 : Equipement d'essai d'analyse granulométriques (LCTP Médéa)

a) Tout venant de Naturele (TVN)

Les résultats d'analyse granulométrique obtenue sont donnés dans la figure suivante :

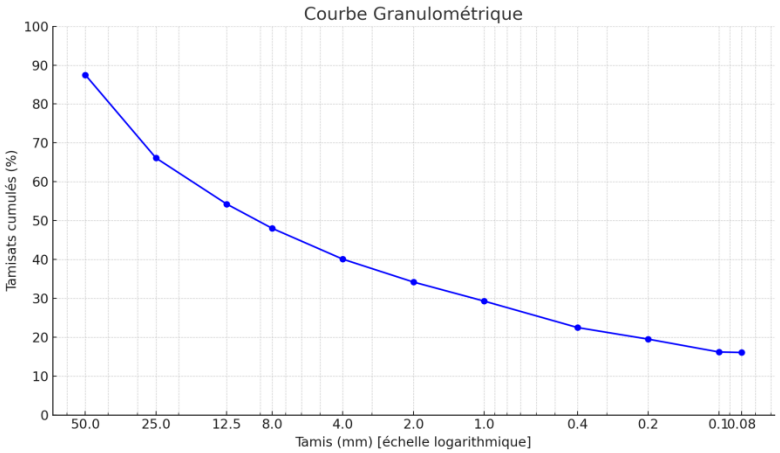


Figure III. 4 : Courbe d'analyse granulométrique de TVN

L'analyse granulométrique de l'échantillon, obtenue par tamisage, révèle une répartition continue des tailles de particules allant de 50 mm jusqu'à 0.08 mm. La courbe granulométrique construite à partir des tamisats cumulés (%) montre une pente régulière, traduisant une bonne gradation du matériau. En effet, environ 84 % des particules passent à travers le tamis de 0.08 mm, ce qui indique une proportion significative de particules fines. Cette courbe à pente modérée et continue suggère que le matériau est bien gradué, avec une large répartition de tailles. Cela est généralement favorable pour la compacité et la stabilité mécanique du sol. Sur le plan géotechnique, cette distribution indique que le sol contient une part importante de fines, ce qui pourrait le classer comme un sol à texture limono-sableuse ou argilo-sableuse.

b) Grave non traité (GNT 0/31.5)

Les résultats d'analyse granulométrique obtenue sont donnés dans la figure suivante :

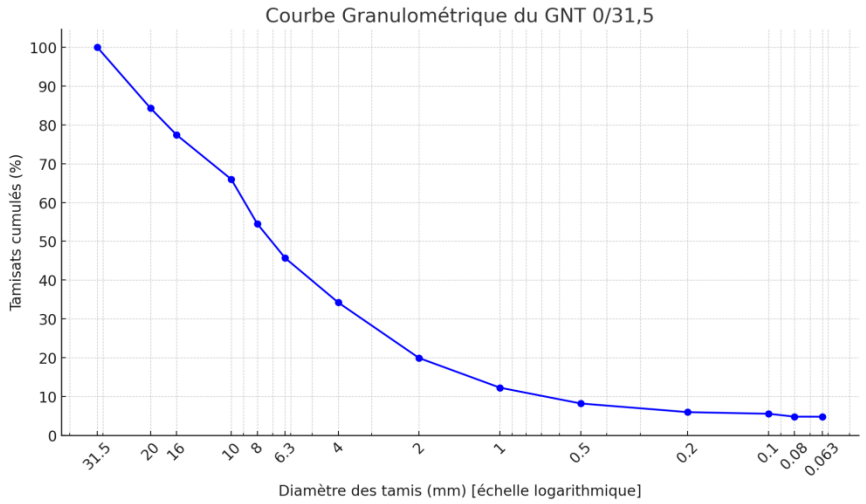


Figure III.5 : Courbe granulométriques de GNT 0/31.5

La courbe granulométrique montre une répartition continue des particules depuis 31,5 mm jusqu'à 0,063 mm, avec un pourcentage de tamisats cumulés atteignant près de 95,24 %. Cela indique que l'échantillon est très bien tamisé et qu'il contient une large plage de tailles de particules. La majeure partie des grains (près de 95 %) est passée à travers le tamis de 0,063 mm, ce qui signifie que l'échantillon est composé en grande partie de particules fines à très fines. La pente régulière de la courbe suggère un sol bien gradué. On remarque que la majorité des particules (plus de 80 %) ont un diamètre inférieur à 2 mm, ce qui confirme la dominance des fractions fines à moyennes. Cette distribution granulométrique est typique des sols sablo-limoneux ou éventuellement de matériaux utilisés dans les couches de base ou sous-bas routière, lorsqu'ils sont bien compactés.

III.4.2. Essai d'équivalent de sable (NF P 18-597)

Dans le cas des sables, le degré de propreté est fourni par un essai appelé "équivalent de sable piston (Esp)" qui consiste à séparer le sable des particules très fines qui remontent par floculation à la partie supérieure de l'éprouvette où l'on a effectué le lavage. L'essai est fait uniquement sur la fraction de sable 0/2.Le lavage à l'eau ne donnerait pas des résultats précis et fidèles lors de l'essai. On utilise une solution spéciale qui permet la floculation des éléments fins et en régularise la sédimentation ; et on laisse reposer le tout au bout de 20 minutes on mesure les éléments suivants :

- Hauteur h1 : sable propre + éléments fine (floculant).
- Hauteur h2 : sable propre seulement.

On déduit l'équivalent de sable **ES = 100. H2 / H1.**



Figure III. 6 : Essai d'équivalent de sable (LCTP Médéa)

Le résultat d'équivalant de sable 0/3 utilisé est donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Résultats d'équivalant de sable issu de GNT

Tube N°	Hauteur total	Hauteur H1 sable visible	Hauteur H2 piston	ES (%)
I	43	14.3	9.2	64.33
II	43	13.5	8.4	62.22
Moyenne				63.27

À partir des résultats obtenus, le sable issu du GNT 0/31,5 présente une valeur d'équivalent de sable (ES) de 63,27**.** Cette valeur **est** largement supérieure au seuil minimal généralement requis (souvent ≥ 40) pour les matériaux utilisés en couches de fondation ou de base dans les travaux routiers. Une valeur élevée d'ES indiqué une faible teneur en particules argileuses**,** traduisant une bonne propreté du sable. Par conséquent, le sable du GNT 0/31,5 analysé peut être considéré comme propre et apte à être utilisé dans les couches structurelles des chaussées, sans risque notable d'altération de ses propriétés mécaniques à cause de fines argileuses.

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

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 consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite en soumettant le matériau à une série de chocs et de frottements dans la machine Los Angeles. A un coefficient Los Angeles faible correspond un excellent matériau. Dans la machine Los Angeles, introduire avec précaution la prise d'essai M =5000 g et la charge de boulets de la classe granulaire choisie.



Figure III.7 : Essai Los-Angeles (LCTP Médéa)

L'essai est effectué sur la classe de référence 10 / 14, les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Résultats de l'essai Los Angeles de TVC et GNT

N° de l'échantillon	Nature de l'échantillon	Classe granulaire	Nombre de Boulets	Masse sèche après l'essai	Coefficient LA (%)
TVC	0/40	10/14	11	-	-
GNT	0/31.5	10/14	11	3831.49	23.37%

Le résultat obtenu pour le coefficient de Los Angeles (LA) de la fraction élémentaire du gravier 10/14 utilisé dans le GNT 0/31,5 est de **23,37 %**. Une valeur inférieure à 30 % est généralement considérée comme satisfaisante pour une utilisation en couches de forme, de fondation ou de base non traitées dans les structures de chaussées. Ainsi, un coefficient de 23,37 % indique que le granulat présente une bonne résistance mécanique, ce qui le rend adapté à une utilisation dans les couches structurelles des chaussées, où une bonne tenue aux sollicitations mécaniques est essentielle. Cette performance traduit la bonne qualité du granulat**,** et sa capacité à résister à la fragmentation sous l'effet du trafic routier.

III.4.4. Essai Micro-Deval (NF P 18-572)

Cet essai permet de mesurer la résistance à l'usure par frottements entre les granulats (l'attrition) et une charge abrasive. Il consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite dans un broyeur, dans des conditions bien définies, à sec ou en présence d'eau. Plus le coefficient micro-Deval est élevé, le matériau est meilleur.



Figure III.8 : Essai Micro-Deval (LCTP Médéa)

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Résultats de l'essai Micro-Deval de GNT et TVN

N° D'échantillon	Nature d'échantillon	Classe Granulaire	Poids initial du matériau	Poids Après l'usure	**MDE (%)**
GNT	0/40	10/14	500	433.7	**13.18**
TVC	0/31.5	10/14	500	-	-

D'après les résultats obtenus, les granulats 10/14 issus du GNT 0/31,5 présentent de bonnes performances en termes de résistance à l'usure et à la fragmentation**.** En effet, le coefficient de Los Angeles (LA) est de **23,37 %**, ce qui indique une bonne résistance aux chocs mécaniques**.** De plus, l'essai Micro-Deval a donné un résultat de **13,18**, ce qui traduit également une bonne résistance à l'usure par frottement en présence d'eau. En général, un MDE inférieur à 20 est considéré comme satisfaisant pour les couches de fondation ou de base. Ces résultats montrent donc que les granulats testés sont de qualité adéquate pour une utilisation dans les structures routières.

III.4.5. Masse volumique absolue des agrégats (NF P 18-554)

La masse volumique absolue est la masse de l'unité de volume absolu du corps, c'est-à-dire de la matière qui constitue le corps, sans tenir compte du volume des vides (y compris ceux formant la porosité fermé).

Les résultats résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 : Masse volumique des sables et des granulats

Classe	TVC	GNT
Température (T) EN C°	25	25
Pycnomètre + Liquide P1	978.7	978.7
Poids de l'échantillon P2	500	500
Poids total A = P1+ P2	1478.7	1478.7
Picon + Echantillon +Liquide B = A – P2	1291.4	1292.40
Poids liquide complémentaire C= A - B	187.3	186.3
Volume de l'échantillon D =C/E	187.3	186.3
Poids spécifique Mv = P2/D	2.61	2.69

Les résultats obtenus sont conformes aux caractéristiques attendues pour une GNT. Le matériau présente une bonne aptitude au compactage et une structure granulaire favorable à la portance et à la stabilité.

III.4.6. Valeur au bleu de méthylène (NF EN 933-1)

Cet essai permet d'évaluer la capacité des particules fines à absorber du bleu de méthylène sous forme d'adsorption. Des doses élémentaires d'une solution de bleu de méthylène sont injectées successivement dans le bain aqueux contenant la prise d'essai. Après chaque ajout, l'adsorption du bleu est vérifiée en effectuant une tache sur un papier filtre.

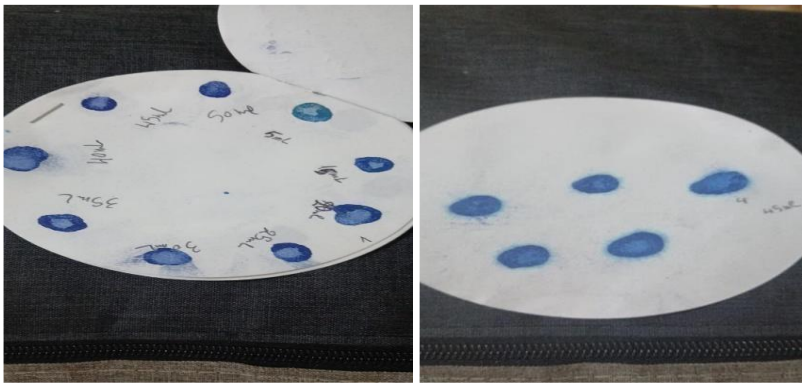


Figure III.9 : Valeur au bleu de méthylène (LCTP Médéa)

Les résultats résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.5 : Valeur au bleu de méthylène de grains de fraction 0/2mm pour le GNT et TVN

Sol	TVN	GNT
Masse sèche de l'échantillon	200	200
Quantité totale de la solution colorée ajoutée, ml	45	45
Valeur MB exprimée en grammes de colorant par kg de grains de fraction 0/2mm	**1.775**	**0.225**

D'après les résultats de l'essai au bleu de méthylène, les valeurs obtenues sont de **0,225** pour la GNT et **1,775** pour l'échantillon de référence (TVN). Ces valeurs sont nettement inférieures au seuil de 2, indiquant que les particules argileuses présentes dans le matériau sont faiblement actives voire inactives**.**

III.4.7. Essais des Limites d'Atterberg (NF P 94-050)

Les limites d'Attreberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et caractériser son état au moyen de son indice de consistance. La détermination des deux (limites d'atterberg limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) s'applique au sol dans les éléments passant à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de 400 µm.

Préparation de l'échantillon :

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse de matériau m est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24 h. cette masse m, exprimée en gramme, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol appréciée visuellement et exprimée en millimètre. De même elle doit être telle que le tamisat au tamis de 400 µm donne au moins 200g de particules solides. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par vois humide au tamis de 400 µm. L'eau de lavage et de tamisat sont recueillis dans un bac.

Après une durée de décantation d'eau moins 12 h, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt ni sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire de bac est siphonnée sans entrainer de particule solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50°C.



Figure III.10 : Déroulement de l'essai de limites d'Atterberg (LCTP Médéa)

Les résultats obtenus sont illustré dans le tableau III. 5.

Tableau III.4 : Résultats de l'essai limites d'Atterberg pour TVN

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	WL (%)	WP (%)	IP(%)
Nombre de coups	15	28	34	21.63	3.595	18.035
Teneur en eau	16.38	26.47	22.06			

L'indice de plasticité élevé (**IP = 18,03 %**) indique une plasticité moyenne, ce qui suggère la présence de fines argileuses plastiques dans le sol. Bien que la valeur de **WL (21,63 %)** reste modérée, la différence importante entre WL et WP reflète un comportement plastique marqué du sol. Cependant, la valeur de bleu de méthylène étant faible (**1,775 < 2**), ces fines semblent peu actives, probablement d'origine limoneuse ou silto-argileuse, avec un impact limité sur la sensibilité à l'eau.

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principales techniques expérimentales mises en œuvre au sein du laboratoire LCTP de Médéa. Les essais réalisés portent essentiellement sur l'identification des caractéristiques géotechniques des deux sols étudiés. Ces essais, tels que la granulométrie, les limites d'Atterberg, la valeur au bleu de méthylène, ainsi que la détermination de la densité, sont indispensables pour la classification des sols selon la méthode GTR (Guide des Terrassements Routiers).

Après avoir identifié et classé les sols selon leurs caractéristiques géotechniques de base, nous abordons dans le chapitre suivant l'étude de leur comportement au compactage. L'essai Proctor, en particulier, permettra de déterminer les conditions optimales de mise en œuvre (humidité et densité à déférent conditions) pour assurer une compacité et une portance adéquates en vue de leur utilisation en couche de forme ou en remblais.

Chapitre IV :
Etude de compactage de TVC et GNT au laboratoire

Chapitre IV : Etude de compactage de TVN et GNT au laboratoire

IV. 1. Introduction

L'étude en laboratoire de l'influence de l'énergie de compactage sur les matériaux de type TVN (Tout-Venant de Naturel) et GNT (Grave Non Traitée) vise à comprendre comment différents niveaux d'énergie appliqués lors du compactage affectent les caractéristiques mécaniques et géotechniques des matériaux. Cela permet d'optimiser les conditions de mise en œuvre sur chantier, en particulier pour les couches de forme et de fondation.

IV.2. Energie de compactage

L'énergie de compactage est une grandeur physique qui mesure la quantité de travail appliquée par unité de volume à un matériau lors du compactage. Elle est essentielle pour évaluer la densification d'un sol ou d'un matériau granulaire, que ce soit en laboratoire (essai Proctor) ou sur chantier (compacteurs dynamiques, vibrants, statiques). La variation de l'énergie de compactage influe directement sur les caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés, à savoir la Grave Non Traitée (GNT) et le Tout-venant de Naturel (TVN). L'équation de l'énergie de compactage **(GTR, 1994)**:

$$\boldsymbol{E = \frac{N \times n \times P \times h}{V}}$$

Avec :

E : Energie de compactage (KJ/m^3).

N : Nombre de couches.

n : Nombre de coups par couche.

P : Poids de pilon (kg).

h : Hauteur de chute (m).

V : Volume du moule (m^3).

Met en évidence l'influence des paramètres de compactage (nombre de couches, nombre de coups, masse du pilon, hauteur de chute et volume du moule) sur l'intensité de l'effort appliqué. En augmentant cette énergie, on favorise généralement un réarrangement plus dense des grains, ce qui se traduit par une densité sèche maximale plus élevée et une teneur en eau optimale décalée.

Dans le cadre de cette étude, la variation de l'énergie de compactage d'un cycle à l'autre permet d'analyser le comportement progressif des deux matériaux sous l'effet de sollicitations

répétées. Cette approche permet de mieux comprendre leur performance potentielle en couche de forme de chaussée routière.

IV.3. Compactage Proctor

IV.3.1. Essai Proctor

L'essai Proctor permet de reproduire au laboratoire, plus ou moins les conditions de compactage sur chantier. Il s'effectue selon deux modes d'énergie différente :

- **Essai Proctor normal :** à énergie moyennement poussée (25 coups par couche).
- **Essai Proctor modifié :** à énergie plus intense (56 coups par couche). Ce dernier a été retenu pour la suite de cette investigation.

En effet, lorsqu'on veut construire un remblai en grande masse (tels que les barrages, remblais routiers, ...etc.), on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor normal. Par contre, en couches de chaussées où une énergie de compactage plus élevée est demandée, on se réfère à l'essai Proctor modifié **(Degoutte, 2005)**.

Cet essai conformément à la norme **NF P 94 – 093** permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le Déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement (W_{opt} et γ_{dopt}).

L'essai consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon de sol humidifié de manière homogène, à une teneur en eau « w » donnée et à compacter cet échantillon, par couche, au moyen d'une dame de poids défini, tombant d'une hauteur standardisée, à raison de 25 ou 56 coups par couches. La masse volumique sèche « γd » ainsi obtenue, est ensuite mesurée et portée en graphique, en fonction de la teneur en eau. En procédant de la même manière, pour une teneur en eau différente, il est constaté que la masse volumique croît avec la teneur en eau.

IV.3.1.1. Mode opératoire

Le principe des deux essais Proctor (normal et modifié) est identique, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie

de compactage appliquée. Vu l'objectif visé par cette étude, nous avons retenu l'essai Proctor modifié, celui-ci est Réalisé conformément à la norme NF P94-093 :

- On prend 5000g de matériaux préalablement préparés qu'on verse dans un bac ;
- On ajoute une certaine quantité d'eau choisie et bien mélanger afin d'homogénéiser le matériau ;

- On remplit le moule Proctor normalisé en cinq couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame en 56 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter ;
- On procède de la même manière après la mise en place des autres couches ;
- Une fois le moule remplis, on arase le matériau avec une règle à araser, on comble vides laissés à la surface ;
- On démoule l'éprouvette et on prend sa masse ;
- Faire passer à l'étuve au moins pendant 24h aux termes desquelles on va le repeser.

Pour chaque éprouvette il est nécessaire de mesurer :

- La masse sèche : MS(g)
- La masse humide : Mh(g)
- La teneur en eau : W (%) = (Mh-MS/Mh) *100
- La masse volumique sèche : γd (g/cm3) =MS/V Avec V c'est le volume de moule (Proctor modifié).

IV.4. Résultats d'essai de compactage (Proctor modifié)

IV.4.1. Effet de type de sol sur l'énergie de compactage

IV.4.1.1. Compactage de grave non-traité (GNT) sans variation

L'évaluation de l'énergie de compactage est essentielle pour garantir la performance mécanique et la durabilité des structures routières. Pour le GNT, on se réfère généralement à **l'**essai Proctor modifié, conformément à la norme NF P 94-094. Cet essai permet de reproduire, en laboratoire, un niveau d'énergie de compactage représentatif de celui appliqué sur chantier.

Les paramètres standards de l'essai Proctor modifié sont les suivants : une masse de pilon de 4,54 kg, une hauteur de chute de 0,457 m, un total de 280 coups (répartis sur 5 couches de 56 coups chacune), et un moule de volume 0,000945 m³. En appliquant la formule de l'énergie de compactage, soit

$$\boldsymbol{E = \frac{N \times n \times P \times h}{V}}$$

On obtient une énergie d'environ **2894 kJ/m³**. Cette valeur, permet d'assurer un compactage optimal du GNT, favorisant une haute densité sèche, et une faible déformabilité. Elle constitue ainsi une référence de base pour la validation des travaux de compactage en laboratoire et sur chantier **(Degoutte, 2005)**.



Figure IV.1 : Essai de Compactage de GNT au laboratoire (LCTP Médéa)

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour le GNT sans variation sont présentés dans le tableau IV.1 et la figure IV.2 :

Tableau IV.1 : Résultats de compactage sans variation de GNT

Masse d'eau ajoutée à chaque Compactage	**2(%)**	**4(%)**	**6(%)**	**8(%)**
Masse total humide (g)	10972.3	11204	11235	11095
Masse du moule (g)	6089	6089	6089	6089
Masse du sol humide (g)	4883.3	5115	5146	5006
Masse du sol sec (g)	4759.91	4901.23	4837.30	4608.31
Volume moule (cm^3)	22.95	22.95	22.95	22.95
Masse volumique humide (t/m^3)	2.086	2.143	2.115	2.020
Masse volumique sèche (t/m^3)	2.074	2.136	2.108	2.008
Tare N°	1	2	3	4
Masse de la tare (g)	644.7	350.9	640.3	355.2
Masse (sol humide + tare) (g)	1262.1	1078.3	1140.4	871.29
Masse (sol sec + tare) (g)	1246.5	1047.9	1110.4	830.29
Masse d'eau (g)	15.6	30.4	30	41
Masse du sol sec (g)	601.8	697	470.1	475.09
Teneur en eau(%)	2.59	4.36	6.38	8.63

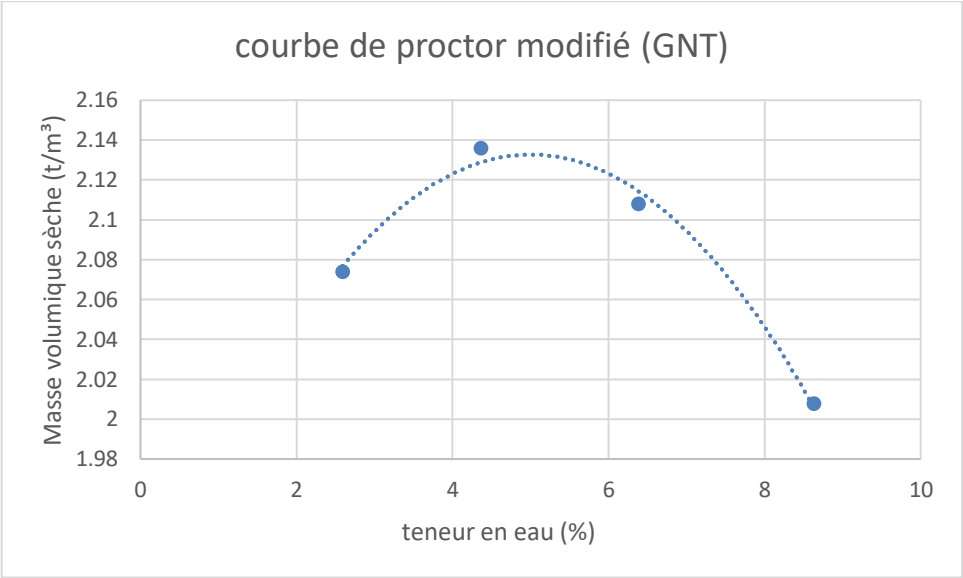


Figure IV.2 : Courbe de compactage de GNT

Le sol testé, grave non traité **(GNT)**, présente un optimum de compactage à **4,36 %** d'eau**,** avec une densité sèche maximale de **2,136 t/m³**. Ce point est crucial pour le dimensionnement des travaux de terrassement, car il garantit une portance élevée, une faible déformabilité, et une bonne stabilité à long terme. Sur chantier, il convient donc d'ajuster l'humidité du sol pour se rapprocher de cet état optimal avant compactage.

IV.4.1.2. Compactage de tous venant de Naturel (TVN) sans variation

L'énergie de compactage appliquée au tout-venant de carrière est déterminée à partir des paramètres physiques de l'essai de laboratoire, compte tenu d'une masse de pilon de 4.5 kg, d'une hauteur de chute de 45 cm, de 5 couches de compactage et de 56 coups de pilon par couche. Le volume du moule standard utilisé dans cet essai est de 0.000945 m³.

En appliquant la formule de l'énergie de compactage on obtient une énergie de compactage d'environ **2700 kJ/m³**. Cette énergie est caractéristique de l'essai Proctor modifié, utilisé pour simuler des conditions de compactage intenses, comme celles rencontrées sur les chantiers de voirie, d'infrastructure routière ou de plateformes industrielles. Cela permet d'obtenir une compacité optimale du sol.

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour le TVN sans variation sont présentés dans le tableau IV.2 et la figure IV.3 :

Tableau IV.2 : Résultats de compactage sans variation de TVN

Masse d'eau ajoutée à chaque compactage	**4%**	**6%**	**8%**	**10%**
Masse total humide (g)	10311	10466.6	10947.3	10950
Masse du moule (g)	5852	5852	5852	5852
Masse du sol humide (g)	4459	4614.6	5095.3	5098
Masse de sol sec (g)	4264.54	4319.74	4696.56	4616.64
Volume moule (cm^3)	22.95	22.95	22.95	22.95
Masse volumique humide (t/m^3)	1.942	2.010	2.218	2.219
Masse volumique sèche (t/m^3)	1.858	1.882	2.046	2.012
Tare N°	1	2	3	4
Masse de la tare(g)	380	477.7	809.4	415
Masse (sol humide + tare) (g)	1070.20	1072.4	1513.5	1580
Masse (sol sec + tare) (g)	1040.1	1034.4	1458.4	1470
Masse d'eau (g)	30.1	38	55.1	110
Masse du sol sec (g)	660.1	556.7	649	1055
Teneur en eau (%)	4.56	6.83	8.49	10.43

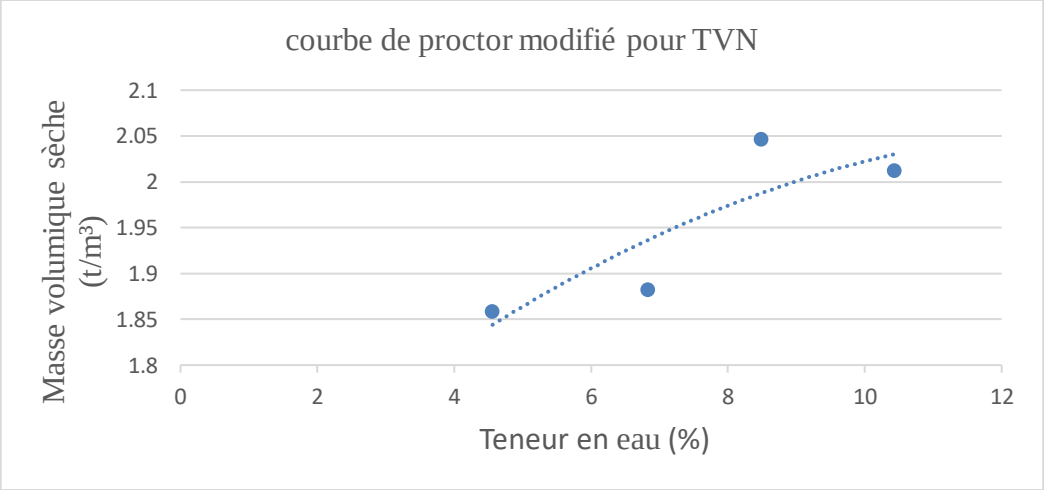


Figure IV.3 : Courbe de compactage de TVN

La courbe Proctor modifié montre que la densité sèche de TVN augmente avec l'humidité jusqu'à un maximum, puis diminue. Le point optimal se situe à une teneur en eau d'environ 8,5 %, avec une masse volumique sèche maximale de 2,046 t/m³. Cela représente les conditions idéales de compactage. Trop peu d'eau rend le sol difficile à compacter, tandis qu'un excès d'eau réduit sa densité. Cette courbe permet ainsi de déterminer l'humidité optimale pour assurer une bonne compacité et stabilité du sol en chantier.

IV.4.1.3. Comparaison entre le compactage de GNT et TVN sans variation

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour le GNT et TVN sans variation sont présentés dans Le Tableau :µ

Tableau de Comparaison entre le compactage de GNT et TVN

	2(%)	**4%**	**6%**	**8%**	**10%**
Masse volumique sèche GNT(t/m^3)	2.074	2.143	2.108	2.008	/
Masse volumique sèche TVN(t/m^3)	/	1.858	1.882	2.046	2.012

Interprétation :

- Le **TVN** a besoin de plus d'eau pour être compacté efficacement, ce qui reflète sa teneur élevée en fines (argiles, limons)**.**
- Le **GNT**, étant un matériau granulaire (sables, graviers), atteint sa densité maximale avec moins d'eau**,** ce qui le rend moins sensible aux variations d'humidité.

Le type de sol influence fortement la réponse à l'énergie de compactage **:**

TVC **(sol granulaire contient des fins argileuses) :**

- Nécessite plus d'eau pour se compacter efficacement
- Réagit modérément à l'énergie même en Proctor modifié
- La densification est progressive car une partie de l'énergie est absorbée pour déformer les particules fines

GNT **(sol granulaire) :**

- Réagit très bien à l'énergie de compactage
- Atteint rapidement une densité sèche élevée à faible teneur en eau
- L'énergie est efficacement transmise entre les grains pour réduire les vides

Conclusion :

Le **GNT** tire pleinement profit de l'énergie de compactage, contrairement au **TVC**, qui nécessite un ajustement précis de l'humidité pour de bonnes performances.

IV.4.2. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage

Le compactage se fait généralement par couches successives dans un moule ou en chantier (ex. : 3 à 5 couches). Chaque couche reçoit une part de l'énergie totale.

IV.4.2.1. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de GNT

La teneur en eau optimale de GNT a été fixée à **4.36 %**, valeur à laquelle la masse volumique sèche maximale est atteinte sous l'énergie standard du Proctor modifié **(2.7 MJ/m³)**. Afin d'analyser l'influence du nombre de couches sur l'efficacité de l'énergie de compactage, plusieurs essais Proctor modifiés ont été réalisés en maintenant cette teneur en eau constante, tout en variant le nombre de couches de compactage. Les données issues de ces essais sont présentées dans le **tableau IV.3**, tandis que l'évolution de la masse volumique sèche en fonction du nombre de couches est illustrée dans la **figure IV.5**.

Tableau IV.3 : Evolution de la masse volumique sèche de GNT en fonction du nombre de couches

N° de couche	2 couches	3 couches	4 couches	5 couches
Eau ajoutée (%)	4.36	4.36	4.36	4.36
W (%)	5.19	5.63	5.68	5.71
ɣd(t/m³)	1.927	1.946	2.044	2.219

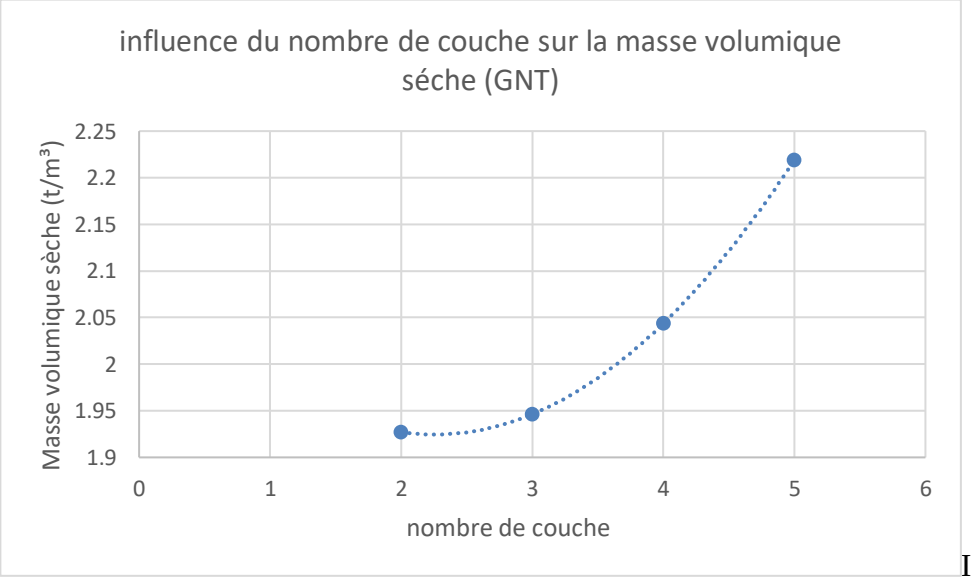


Figure IV.5 : Influence de la variation de nombre de couche sur la masse volumique sèche de GNT

Interprétation :

L'étude de l'évolution de la masse volumique sèche en fonction du nombre de couches de compactage met en évidence l'importance de ce paramètre dans le processus de densification du GNT. Bien que la teneur en eau ajoutée soit fixée à 4.36 % pour tous les essais, on observe

une augmentation significative de la densité sèche mesurée à mesure que le nombre de couches passe de 2 à 5. Cette progression traduit une meilleure répartition de l'énergie de compactage dans le volume du matériau. Avec seulement deux couches, la densité obtenue est relativement faible (1.927 t/m³), signe d'un compactage non homogène, où l'énergie est principalement absorbée en surface. En passant à trois puis quatre couches, l'efficacité énergétique augmente, conduisant à une densité plus élevée (2.044 t/m³). C'est à cinq couches que le rendement est maximal, atteignant 2.219 t/m³, ce qui témoigne d'un compactage quasi optimal. Cette amélioration est due au fait qu'un nombre de couches plus élevé permet une meilleure pénétration de l'énergie dans la masse du sol, assurant un réarrangement granulaire plus dense et uniforme. Ainsi, il est clairement établi que, pour un GNT à teneur en eau optimale, le nombre de couches joue un rôle déterminant dans la performance du compactage.

Donc le nombre de couches est donc un facteur clé pour assurer un compactage homogène et efficace.

IV.4.2.2. Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de TVN

Pour évaluer l'influence du nombre de couches sur l'efficacité de l'énergie de compactage du TVN, plusieurs essais Proctor modifiés ont été réalisés à teneur en eau constante, en faisant varier uniquement le nombre de couches. Les résultats sont présentés dans le tableau IV.4, et l'évolution de la masse volumique sèche en fonction du nombre de couches est illustrée dans la figure IV.6 :

Tableau IV.4 : Evolution de la masse volumique sèche de TVN en fonction du nombre de couches

N° de couches	**2 couches**	**3 couches**	**4 couches**	**5 couches**
Eau ajoutée (%)	8.5	8.5	8.5	8.5
W (%)	8.38	7.62	4.78	8.49
γ_d (t/m^3)	1.865	1.98	2.058	2.046

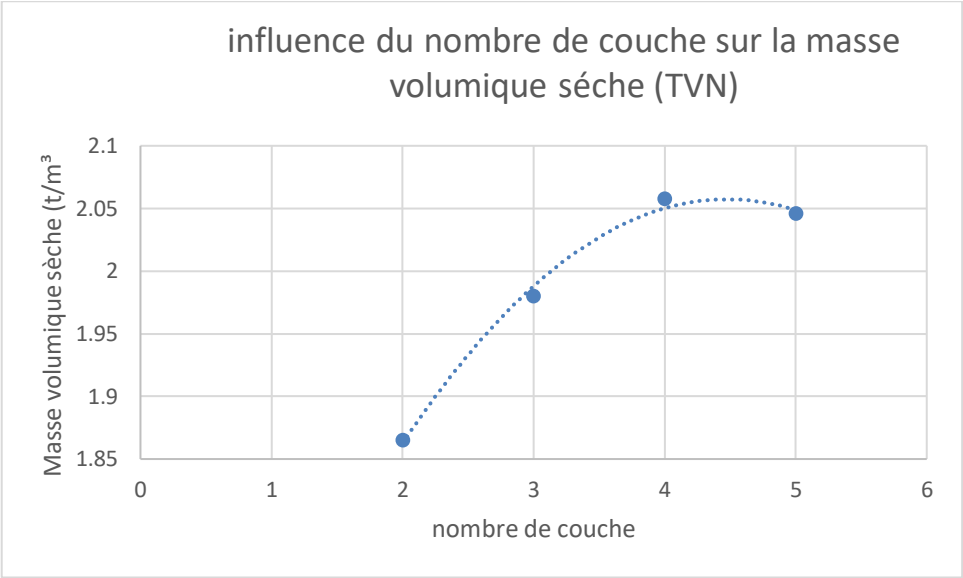


Figure IV.6 : Influence de la variation de nombre de couche sur la masse volumique sèche de TVN

La masse volumique sèche du TVN augmente avec le nombre de couches, atteignant un maximum à 4 couches (2,058 t/m³), ce qui indique une efficacité optimale du compactage à ce stade. Au-delà, avec 5 couches, une légère baisse est observée, suggérant qu'un excès de fractionnement peut réduire l'efficacité. Ainsi, un compactage en 4 couches apparaît comme le plus performant dans ces conditions.

IV.4.2.3. Comparaison entre Effet de nombre de couche sur l'énergie de compactage de TVN et GNT

Tableau de Comparaison TVN vs GNT – Influence du nombre de couches

	2 couches	**3 couches**	**4 couches**	**5 couches**
ɣd(t/m³) GNT	1.927	1.946	2.044	2.219
ɣd(t/m³) TVN	1.865	1.98	2.058	2.046

Interprétation :

- Pour le **GNT**, la densité sèche augmente de manière continue de **1,927 t/m³ à 2,219 t/m³** lorsque le nombre de couches passe de 2 à 5. Cette progression régulière indique que ce matériau granulaire réagit favorablement à l'augmentation de l'énergie de compactage. Plus le nombre de couches est élevé, plus la structure devient dense et stable, traduisant une **amélioration continue du comportement géotechnique**.
- À l'inverse, pour le **TVN**, la densité sèche progresse jusqu'à 4 couches (atteignant **2,058 t/m³**), puis décroît légèrement à 5 couches (**2,046 t/m³**). Cette baisse peut être attribuée

à un **sur compactage**, causant une réorganisation des particules et une possible **augmentation de la porosité** ou rétention d'eau. Le compactage optimal pour le TVC semble donc être atteint à **4 couches**, au-delà duquel les performances géotechniques peuvent se dégrader.

IV.4.3. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage

L'étude de l'effet du nombre de coups sur l'énergie de compactage est essentielle pour comprendre comment la densification des matériaux se modifie en fonction de la répétition des sollicitations mécaniques. Ce phénomène influence directement les propriétés physiques et mécaniques des matériaux compactés, notamment leur résistance et stabilité.

IV.4.3.1. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de GNT

Afin d'analyser l'influence du nombre de coups sur l'efficacité de l'énergie de compactage, plusieurs essais Proctor modifiés ont été réalisés en maintenant cette teneur en eau constante, tout en variant le nombre de coups de compactage. Les données issues de ces essais sont présentées dans le tableau IV.5, tandis que l'évolution de la masse volumique sèche en fonction du nombre de coups est illustrée dans la figure IV.8.

Tableau IV.5 : Evolution de la masse volumique sèche de GNT en fonction du nombre de coups

N° de coups	10 coups	25 coups	35 coups	45 coups	56 coups
Eau ajoutée (%)	4.36	4,36	4.36	4.36	4.36
W (%)	5.47	5.53	5.45	4.11	6.38
ɣd (t/m^3)	1.948	2.112	2.175	2.143	2.204

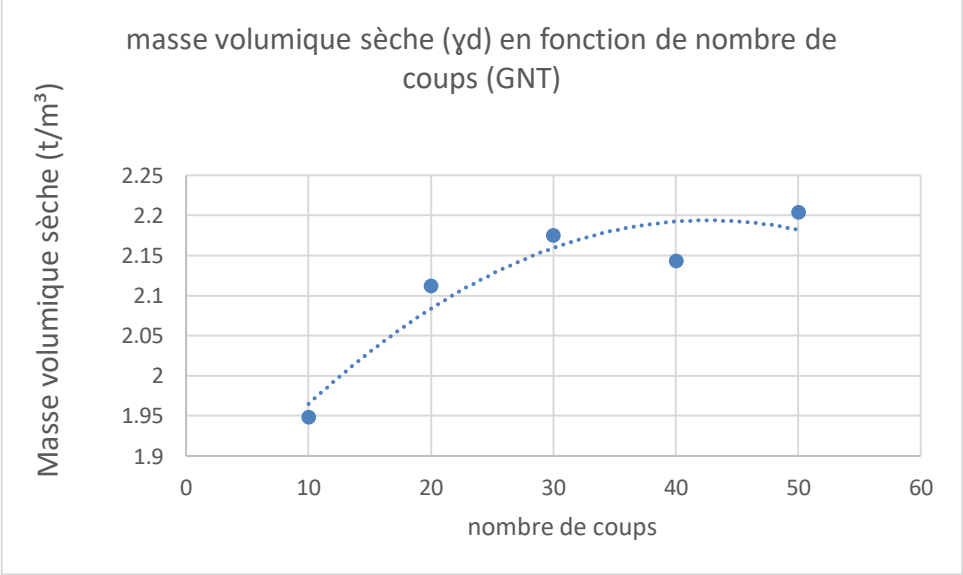


Figure IV.8 : Influence de la variation de nombre de coups sur la masse volumique sèche de GNT

La courbe de la masse volumique sèche en fonction du nombre de coups montre que la densité augmente avec l'énergie de compactage. Cette évolution indique que plus le matériau est compacté, plus sa structure se resserre, ce qui améliore sa densité sèche. On observe une augmentation notable jusqu'à environ 35 à 45 coups, au-delà de laquelle la densité tend à se stabiliser. Le maximum atteint à 56 coups (2.204 t/m³) suggère que le matériau a atteint un état de compactage optimal. Ainsi, une énergie de compactage plus élevée n'apporte qu'un gain marginal, ce qui permet de définir une zone d'efficacité optimale autour de 35 à 45 coups**.**

IV.4.3.2. Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de TVN

Les données issues de ces essais sont présentées dans le tableau IV.6, tandis que l'évolution de la masse volumique sèche en fonction du nombre de coups est illustrée dans la figure IV.9.

Tableau IV.6 : Evolution de la masse volumique sèche de TVN en fonction du nombre de coups

N° de coups	10 coups	25 coups	35 coups	45 coups	56 coups
Eau ajoutée (%)	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5
W (%)	7.79	7.62	7.65	7.31	8.49
γ_d (t/m^3)	1.808	1.900	1.970	2.005	2.046

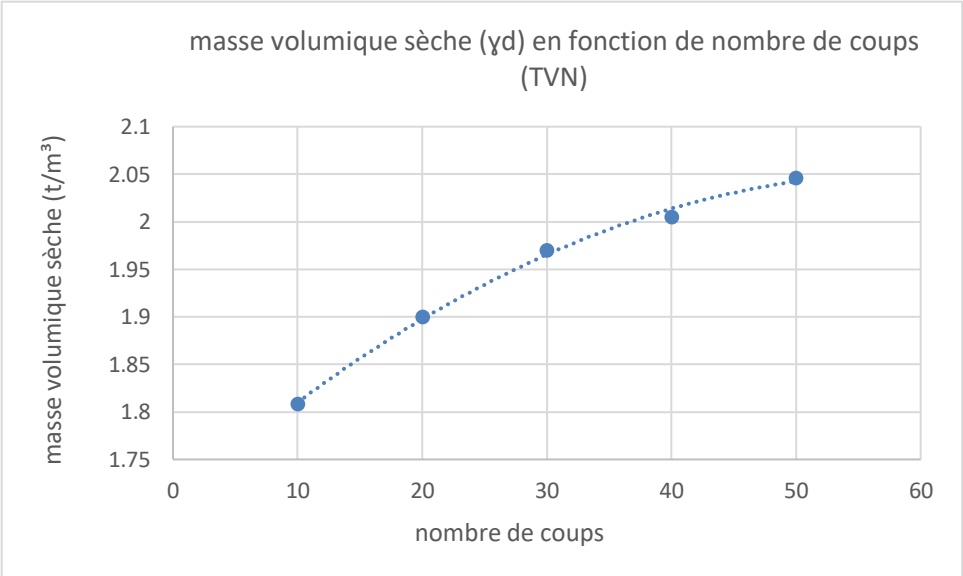


Figure IV.9 : Influence de la variation de nombre de coups sur la masse volumique sèche de TVN

La courbe montre une progression régulière de la masse volumique sèche avec l'augmentation du nombre de coups, passant de 1.808 t/m³ à 2.046 t/m³. Cela reflète une amélioration continue

de la compacité du matériau sous l'effet d'une énergie de compactage croissante. Le TVN ne semble pas atteindre de plateau net, ce qui suggère qu'il pourrait encore gagner en densité avec davantage de coups. Le comportement indique que le TVN répond bien aux compactages, avec un optimum approché autour de 56 coups, sans que le point de saturation soit encore clairement atteint.

IV.4.3.3. Comparaison entre Effet de nombre de coups sur l'énergie de compactage de TVN et GNT

Tableau de Comparaison TVN vs GNT – Influence du nombre de coups

	10 coups	**25 coups**	**35coups**	**45 coups**	**56coups**
ɣd(t/m^3) GNT	1.948	2.112	2.175	2.143	2.204
ɣd(t/m^3)TVN	1.808	1.900	1.970	2.005	2.046

Interprétation :

- **GNT** :

- Densité sèche globalement **croissante** avec l'augmentation de l'énergie de compactage.
- **Légère baisse** à 45 coups, possible réarrangement des grains.
- Comportement granulaire **favorable au compactage intensif**.

- **TVN** :

- Densité sèche **régulièrement croissante** jusqu'à 56 coups.
- Réaction **plus stable mais plus lente** au compactage.
- Nécessite une **énergie bien maîtrisée** pour éviter le sur compactage.

IV.5. Conclusion

L'énergie de compactage est influencée par le nombre de coups**,** le nombre de couches et le type de sol. Le **GNT** atteint rapidement sa densité optimale, indiquant une faible sensibilité à

l'augmentation du nombre de coups au-delà d'un seuil. En revanche, le **TVN** montre une progression continue, nécessitant plus de coups pour être bien compacté. Ainsi, les sols fins comme le TVN demandent plus d'énergie que les sols granulaires comme le GNT. Le nombre de couches joue aussi un rôle : plus il est élevé, plus la répartition de l'énergie est uniforme, améliorant la compacité globale.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de l'influence de l'intensité de l'énergie de compactage sur les performances géotechniques des matériaux de couche de forme, à travers l'analyse des Graves Non Traitées (GNT) et de Tout venant de Naturel (TVN), met en évidence des comportements distincts liés à la nature intrinsèque des matériaux. Les GNT, de par leur structure granulométrique, atteignent rapidement une densité optimale avec une énergie de compactage modérée, au-delà de laquelle les gains mécaniques deviennent marginaux. En revanche, les TVN, matériaux fins et cohésifs, requièrent une énergie plus élevée pour assurer une réorganisation efficace de leur structure interne, ce qui permet d'améliorer significativement leurs caractéristiques mécaniques.

Par ailleurs, le fractionnement du compactage en plusieurs couches fines s'avère crucial pour garantir une homogénéité optimale et une meilleure transmission de l'énergie en profondeur, limitant ainsi les zones mal compactées qui peuvent compromettre la durabilité de l'ouvrage. Une couche trop épaisse risque d'engendrer un compactage insuffisant dans les zones inférieures, particulièrement sensible dans le cas des matériaux cohésifs comme les TVN.

Ces résultats soulignent l'importance d'adapter les méthodes de compactage en fonction du type de matériau employé, afin d'optimiser la performance technique, la durabilité des ouvrages et l'efficacité économique des opérations. Cette approche ciblée permet également de limiter l'impact environnemental en évitant une application excessive et inutile d'énergie.

Enfin, l'optimisation des paramètres de compactage, notamment l'intensité énergétique et le nombre de couches, constitue un levier essentiel pour améliorer les performances géotechniques des couches de forme, avec des implications directes pour la conception, la mise en œuvre et la maintenance des infrastructures.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. Benson, C. H., & Trast, J. M. (1995). Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. Clays and Clay Minerals, 43**(**6), 669–681.
2. Biarez. (1974). La pratique du compactage. Edition Eyrolles (France)
3. Boutonnier, C. (2007). Comportement hydromécanique des sols compactés non saturés *: influence des cycles hydriques*. Thèse de doctorat, Université de Limoges.
4. Caamapum de Carvalho J.C.J. (1987).La reconstitution des éprouvettes en laboratoire : Théorie et pratique opératoire. LPC
5. Caamapum de Carvalho, J. (1987). Compaction behavior and structure of lateritic soils. Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 1, 43–46.
6. Cabot, B., Cui, Y. J., & Delage, P. (1993). Microstructural changes of a compacted silty clay during compression. Proceedings of the International Symposium on Unsaturated Soils, Paris.
7. Carter, M., & Bentley, S. P. (1991)
8. Carter, M., & Bentley, S. P. (1991). *Correlation of Soil Properties*. London: Pentech Press.
9. Collins, K., & McGown, A. (1974). The Form and Function of Micro fabric Features in a Variety of Natural Soils. *Géotechnique*, 24(2), 223–254. https://doi.org/10.1680/geot.1974.24.2.223
10. Cui, Y. J. (2000). *Comportement hydromécanique des sols compactés : microstructure et modélisation*. Habilitation à Diriger des Recherches, École Nationale des Ponts et Chaussées.
11. Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. *7th Edition*. Engage Learning.
12. Degoutte, G., & Royet, P. (2005). Les matériaux granulaires pour les chaussées. Éditions du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Paris.
13. Djedid, A. (1998). *Comportement mécanique des sols compactés : étude expérimentale et modélisation.* Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari-Boumediene (USTHB), Algérie.
14. Dodd, J. D., & Dunlop, P. (1971). Mechanical properties and compaction behavior of soils using automatic kneading compactor.
15. Drnevich, V. P. (2007). Compaction of Soils and Control of Field Compaction. In D. G. Fredlund, H. Rahardjo, & M. D. Fredlund (Eds.), Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice (pp. 203–222). Wiley.
16. Feutre, R. (1968). Étude des propriétés mécaniques des remblais routiers. Bulletin de

liaison des laboratoires des ponts et chaussées, France.

17. Foreman, D. E., & Daniel, D. E. (1986). Permeability of compacted clay liners. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(9), 959–968.
18. Gens, A., & Alonso, E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6), 1013–1032. https://doi.org/10.1139/t92-120
19. Géotechnique HSE. (2024). Compactage du sol – Méthodes d'essai et utilisations.
20. Guide des terrassements routiers, (1994) SETRA / LCPC (Éditions du Sétra,).
21. Guide de Terrassement et de Couche de Forme (2004) – Fascicule technique.
22. Guilbault, P. (2007). Compactage et décompactage (Vol. 6).France: L'avenir agricole et viticole Aquitain N° 108 du y 7 janvier 2008.
23. Haussmann, M. R. (1990). Engineering Principles of Ground Modification. McGraw-Hill.
24. IDRRIM, & Cerema. (2024). Guide des terrassements des remblais et des couches de forme (Éd. 2024). Editions RGRA.
25. Johnson, A. W., & Sallberg, J. R. (1960). Factors that influence field compaction of soils. Highway Research Board Bulletin No. 272, National Research Council, Washington, D.C.*
26. Johnson, A. W., & Sallberg, J. R. (1960). Factors that influence field compaction of soils. Highway Research Board Bulletin No. 272, National Research Council, Washington, D.C.
27. Johnson, A. W., & Sallberg, J. R. (1962). Factors that influence field compaction of soils. Highway Research Board Bulletin No. 272.
28. Lambe. (1958). the structure of compacted clay. Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE, 84, 1-35.
29. Le Roux, J. *(1972)*. Mécanique des sols – Tome 1 : Propriétés physiques et classification. Éditions Eyrolles.
30. Lerau, J. (2006). Influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques d'un sol traité à la chaux et/ou au ciment. Thèse de doctorat, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE), France.
31. Lux ford, C. (1975). The Limitations of the Proctor Test. Civil Engineering and Public Works Review.
32. Maccaferri. Site web accès le 01 juin 2025. https://www.maccaferri.com/fr/solutions/amelioration-couche-de-forme/
33. McRae, G. (1958). Engineering Properties of Silt and Fine Sand. U.S. Bureau of Reclamation, Technical Memo No. 658.
34. Mesbah.A, M. J. (1999). Comportement des sols fins argileux pendant un essai

décompactage statique : détermination des paramètres pertinents (École Nationale des Travaux Publics de l'État,). 69518 Vaulx en Velin cedex, France. : Laboratoire Géo Matériaux, Département Génie Civil et Bâtiments.

35. Morel, G. (1988). Méthodes de contrôle de la qualité des remblais. Revue Travaux, 645, 45–52.
36. Nagaraj, A. S. (2005). Plastic limit and compaction characteristics of fine grained soils. (I.I. Science, Éd.) Department of Civil Engineering, Bangalore, India.
37. NF P94-093 — Sols : Reconnaissance et essais — Détermination des relations entre la teneur en eau et la densité sèche par compactage
38. Parsons, R. L., Kneebone, S., & Milburn, J. (1992). Effect of Gradation on the Compaction Behavior of Granular Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(11), 1783–1796.
39. Pougatsch, H., et al. (2011). Guide technique du remblai compacté. Paris : Éditions Techniques de l'Ingénieur.
40. Proctor, R. R. (1993). Fundamental Principles of Soil Compaction. Engineering News-Record, 111(9), 245–248.
41. Saidani Merouan et Adel Karim. (2021). Etude de modernisation de la route national « RN 64C » à la commune de Tablât. Mémoire de Master en géotechnique, Université de Médéa.
42. Sarsby, R.W. (2013). B Environmental Geotechnics (éd.2). ICE Publishing.
43. Sridharan, A., Nagaraj, H. B., & Prakash, K. (1990). Correlations for Atterberg Limits and Compaction Characteristics of Fine-Grained Soils. Indian Geotechnical Journal, 20(1), 19–30.
44. Sridharan, A., Nagaraj, H. B., & Prakash, K. (1990). Correlations for Atterberg Limits and Compaction Characteristics of Fine-Grained Soils. Indian Geotechnical Journal, 20**(**1), 19–30.
45. Zhong-Sen, L. (2015). Études des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation (Thèse de doctorat). École Centrale Paris, France.
46. Zhong-Sen, X. (2015). Microstructure and hydro-mechanical behavior of expansive soils. Springer.