

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

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

**Caractérisation des sites calcaires de Mekla et de
Larbaa Nath Irathen, pour une valorisation dans le
domaine routier**

Présenté par : M^{elle} **CHERGUI Souhila**

Devant le jury composé de :

Mr GABI	Professeur à l'UMMTO	Président.
M ^{elle} BELHASSANI	Maitre-assistante A à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr BOUDLAL O	Maitre de conférences A à l'UMMTO	Promoteur.

Promotion : 2020 / 2021



Remerciement

*Je tiens d'abord à remercier **Dieu**, le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En seconde lieu, je tiens à remercier mon encadreur **Mr BOUDELAL Omar** d'avoir encadré ce travail avec beaucoup de compétence et pour son précieux conseil et son aide durant toute la période de travail.*

*Mes vifs remerciements vont également aux **membres de jury**, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leur proposition.*

*Je tiens également à remercier **Mme Lekadir Dalila** qui m'a apporté beaucoup d'aide pour l'élaboration de ce mémoire ainsi que mes très chères copines **Cylia, Thiziri et Sarah***

*Mes remerciements vont également à **tous les enseignants** qui ont contribué à notre formation ainsi qu'à **tous les fonctionnaires** de notre faculté*



Dédicaces

*Je Dédie Ce modeste Travail Avec Grand Amour,
Sincérité Et Fierté :*

*A mes très chers parents, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste
Valeur, La Gratitude, Le Respect, Et L'amour que je vous porte
Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit
Pour mon Education.*

*Je Mets entre vos mains ce travail qui est Le fruit de Longues Années
D'étude Et De Long Jours de Distance et de toutes les
Sacrifices que vous avez consentis pour ma formation
Puisse Dieu vous accorde santé, bonheur
Et longue vie et faire en sorte que jamais
Je ne vous déçoive.*

*A mes très chères sœurs, Roza, Cylia, Siham, Nesrine, Amel et Alycia
Pour leur soutien moral et matériel. Je vous aime tellement
A ma tante Soraya et Son mari Madjid, Pour leur encouragement tout au
Long de mon cursus. Ainsi qu'a leurs deux petits anges Iliane et Yaxel que
j'aime énormément.*

*A ma tante Thiziri et son mari, ses deux anges Eliass et Maelys que dieu les
protège*

*A mes Oncles Djaffer, Mourade, Jegourta, Ghilas et Mayas
A tous mes amis et camarades de promotion, Pour ces 5 années passées.
Dans les meilleurs moments comme dans les pires.
A tous mes enseignants, Depuis ma 1^{ère} année d'étude.
A tous ce qui me souhaite la réussite.*

Souhila

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

W : Teneur en eau naturelle ;
Mh : Masse humide ;
Md : Masse des grains solides ;
 ρ_d : Masse volumique sèche ;
 ρ_h : Masse volumique humide ;
 ρ_s : Masse volumique des particules solides ;
 ρ_w : Masse volumique de l'eau ;
e : Indice des vides ;
Sr : Degré de saturation ;
n : Porosité ;
V_w : Volume de l'eau ;
V_s : Volume des particules solides ;
V_v : Volume des vides ;
V : Volume total ;
W_l : Limite de liquidité ;
W_p : Limite de plasticité ;
I_p : Indice de plasticité ;
W_{opm} : Teneur en eau de l'optimum Proctor modifié ;
W_{opn} : Teneur en eau de l'optimum Proctor normal ;
W_n : Teneur en eau naturelle ;
W_{opt} : Teneur en eau optimale ;
PN : Proctor normal ;
PM : Proctor modifié ;
LNI : Larbaa Nath Irathen ;
H : Hauteur initiale de l'éprouvette ;
G : Gonflement linière relatif ;
CBR_{imm} : Indice CBR après immersion ;
MDE : Coefficient Micro Deval ;
LA : Coefficient Los Angeles ;
DG : Coefficient de dégradabilité ;
FR : Coefficient de fragmentabilité ;
D₁₀ : Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât ;
 Φ : Angle de frottement interne ;
C : cohésion ;
 Φ' : Angle de frottement effectif ;
C' : cohésion drainée ;
C_u : Cohésion apparente ;
 Φ_u : Angle de frottement apparent ;
Sc : Section corrigée ;
L : Longueur de la boîte de cisaillement ;
 ΔL : Déplacement horizontale ;

- Δv : Variation de volume en pourcentage ;
 ΔV : Variation volumique ;
 τ : Contrainte tangentielle ;
 T : Force de cisaillement ;
 N : Contrainte normal appliquée ;
 M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai ;
 $M1$: Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm.

INTRODUCTION GENERALE

L'exploitation des matériaux locaux peut apporter des solutions très intéressantes du point de vue économie et disponibilité. Le calcaire par exemple fait partie des matériaux naturels les plus abondants en Algérie et particulièrement dans la région de la Grande Kabylie ; la surface des affleurements calcaireux dans cette région dépassent les 1000 km². Il serait donc intéressant d'étudier le comportement de ce matériau dans le but de son utilisation dans d'éventuelles activités de génie civil, notamment dans la réalisation des couches de chaussées.

Cependant, ce matériau dit évolutif (dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps), nécessite une étude approfondie du point de vue mécanique et minéralogique avant de procéder à son utilisation dans le domaine du génie civil. Ceci permettra d'évaluer avec plus de précision les différents désordres qui peuvent apparaître à court ou à long terme, à savoir les (tassements, gonflements, poinçonnements, cisaillements,...)

Dans cette étude, nous avons fixé pour objectifs, la caractérisation de certains gisements de calcaire de la Grande Kabylie à savoir : Mekla1, Mekla2, LarbaaNathIrathen1 et Larbaa Nath Irathen2 en vue de leur exploitation dans le domaine du génie civil, particulièrement dans le domaine routier.

Pour présenter ce travail, nous avons scindé ce mémoire en six chapitres, finalisés par des conclusions et des perspectives.

Dans le premier chapitre, nous avons cerné cette étude par une recherche bibliographique portant des généralités sur les chaussées et le trafic routier.

Le deuxième chapitre, présente l'origine et la présentation des matériaux étudiées (calcaires), basant sur la situation géographique, le climat et la géologie des gisements. Ainsi que les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des matériaux étudiés. Une interprétation des résultats des essais est également donnée dans ce chapitre.

La première série d'essais mécaniques est présentée dans le chapitre III, elle consiste en des essais de compactage Proctor et de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude au compactage et la portance des calcaires étudiés. Sont présentés ainsi, les différents modes opératoires, les résultats d'essais et les différentes comparaisons effectuées sous forme de tableaux et de courbes avec les interprétations correspondantes.

Le chapitre IV, présente les essais de cisaillement direct à la boîte Casagrande. Ces essais permettent de traduire le comportement des matériaux étudiés du point de vue résistance au cisaillement et variation de volume et d'en déduire les caractéristiques mécaniques correspondantes, à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion. Sont ainsi présentés, le but et le principe de l'essai, les facteurs influençant sur les paramètres de résistance au cisaillement, le mode opératoire, les avantages et les inconvénients de l'essai et enfin les principaux résultats obtenus avec les interprétations correspondantes.

Le cinquième et dernier chapitre, est consacré à la dernière série d'essais, qui consiste en essais Micro Deval, Los Angeles, fragmentabilité et dégradabilité, ainsi que les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Enfin, ce mémoire se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives pour de futures recherches.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES CHAUSSEES ET LE TRAFIC ROUTIER

I.1.Introduction

Les spécialistes du monde routier, des travaux publics, et les constructeurs automobiles s'intéressent depuis longtemps aux aspérités présentes sur les chaussées. Ces défauts de la route par rapport à une surface idéalement plane constituent ce que l'on appelle son union on profil.

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini. Les types de chaussées sont classés selon leurs constitutions, où chaque type a des propriétés et des caractéristiques spécifiques.

Le trafic constitue un élément essentiel du dimensionnement des chaussées. Le poids des véhicules est transmis à la chaussée, sous forme de pression, par l'intermédiaire des pneumatiques qui provoquent des dégradations à court ou à long terme sur les différentes couches de la route, notamment la couche supérieure.

I.2.Le trafic

Le trafic de dimensionnement est essentiellement le poids lourds (véhicules supérieur à 3.5 tonnes). Il intervient comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées et le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux pour leur fabrication.

Le trafic constitue un élément essentiel du dimensionnement des chaussées.

Le poids des véhicules est transmis à la chaussée, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques. Pour une automobile, cette pression est de l'ordre de 0,2 MPa. Dans le cas d'un camion elle est de l'ordre de 0,66 MPa.

Le trafic pris en compte est le nombre de poids lourds circulant sur la voie la plus chargée, cumulé sur la durée de service prévue lors du dimensionnement de la chaussée. La définition du poids lourd est la suivante : « véhicule de plus de 3,5 tonnes de poids total autorisé en charge (PTAC) ». (Degoutte et Royet, 2009).

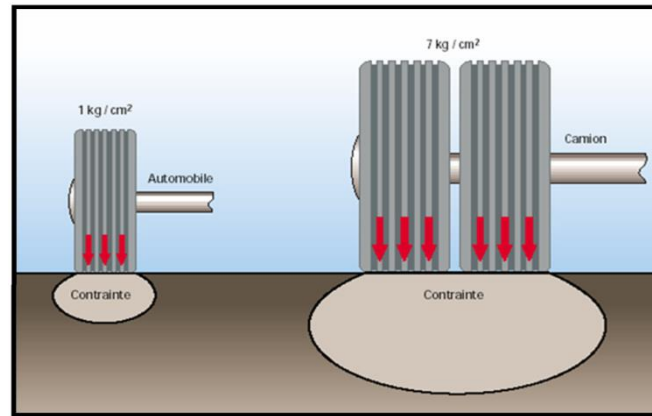


Figure I.1 : Schéma de principe illustrant les agressivités respectives vis-à-vis de chaussée d'un poids lourd.(ALLOU, 2013).

I.2.1. Détermination de la classe de trafic

Tableau I.1 : Détermination de la classe du trafic.

<i>Classe de trafic</i>	<i>Trafic poids lourds cumule sur 20 ans</i>
T_1	$T < 7.3 \cdot 10^5$
T_2	$7.3 \cdot 10^5 < T < 2 \cdot 10^6$
T_3	$2 \cdot 10^6 < T < 7.3 \cdot 10^6$
T_4	$7.3 \cdot 10^6 < T < 4 \cdot 10^7$
T_5	$T > 4 \cdot 10^7$

I.2.2. Les différentes classes de trafic

Les classes de trafic sont définies par le trafic moyen journalier des Poids Lourds (charge utile supérieure à 5 T) qui circulent sur la chaussée. On obtient ainsi :

- Classe t6 : de 0 à 10 PL/j
- Classe t5 : de 10 à 25 PL/j
- Classe t4 : de 25 à 50 PL/j
- Classe t3- : de 50 à 100 PL/j
- Classe t3+ : de 100 à 150 PL/j
- Classe T3 : de 50 à 150 PL/j
- Classe T2 : de 150 à 300 PL/j
- Classe T1 : de 300 à 750 PL/j
- Classe T0 : de 750 à 2000 PL/j

Ces classes de trafic définissent deux grandes catégories de routes

- Les voiries à faible trafic regroupant toutes les classes de t_6 à t_{3+} ,
- Les voiries à moyen et fort trafics regroupant toutes les classes de T_3 à T_0 .

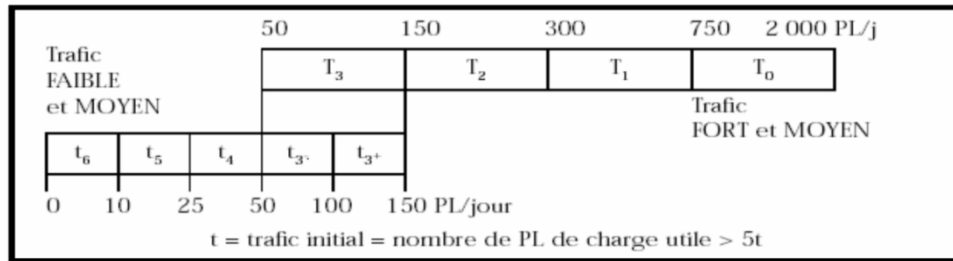


Figure 1.2 : Classification du trafic. (Korczynski, 2012).

I.2.3. La voirie à faible trafic

Une voirie est dite à faible trafic, lorsque le nombre de véhicules qui y circulent est inférieur à l'équivalent de 150 poids lourds par jour, soit environ 1500 véhicules par jour, tous modèles confondus.

Cette appellation recouvre un très grand nombre de routes (NFP 11-300). On distingue :

- Les routes départementales,
- Les routes communales,
- Les voiries agricoles,
- Les voiries forestières,
- Les voiries viticoles,
- Les voiries de lotissement,
- Les aires de trafic industrielles,
- Les aires de stationnement, ect...

I.3. Classification des véhicules

Les automobiles peuvent être classées selon divers critères : la taille, le poids, le type d'usage, la forme de leur carrosserie, la motorisation, le type de transmission, leur niveau d'équipement, leur niveau de personnalisation ou de transformation. Évidemment, chaque modèle d'automobile possède une appellation commerciale particulière pour le distinguer des autres.

Dans le domaine du trafic routier, les spécialistes s'intéressent beaucoup plus pour les trois critères suivants :

- La hauteur totale du véhicule ou de l'ensemble roulant ;
- Le nombre d'essieux au sol du véhicule ou de l'ensemble roulant.

Et le plus important:

- Le poids total autorisé en charge (PTAC) (pour les ensembles roulants seul le PTAC du véhicule tracteur est pris en compte).

On distingue :

- **Véhicules légers**

Véhicules légers ou ensembles roulants dont le PTAC est inférieur ou égal à 3,5 tonnes et d'une hauteur totale inférieure ou égale à 2 mètres



Figure 1.3: Véhicules légers (Arsenie, 2013).

- **Véhicules intermédiaires**

Véhicules ou ensembles roulants dont le PTAC est inférieur ou égal à 3,5 tonnes et dont la hauteur totale est strictement comprise entre 2 et 3m.



Figure 1.4: Véhicule utilitaire (Arsenie, 2013).

- **Véhicules Poids lourd**

Les véhicules de poids lourd sont aussi divisés en deux catégories :

• Poids lourds et autocars à 2 essieux

Véhicules à 2 essieux, dont la hauteur totale est supérieure ou égale à 3 mètres ou dont le PTAC est supérieur à 3,5 tonnes.

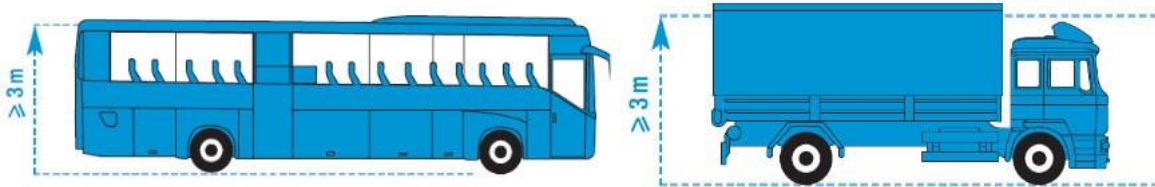


Figure 1.5: Poids lourds et autocars à 2 essieux.

• Poids lourds et autocars à 3 essieux et plus

Véhicule ou ensembles de véhicules à plus de 2 essieux, dont la hauteur totale est supérieure ou égale à 3 mètres ou dont le PTAC est supérieur à 3,5 tonnes.

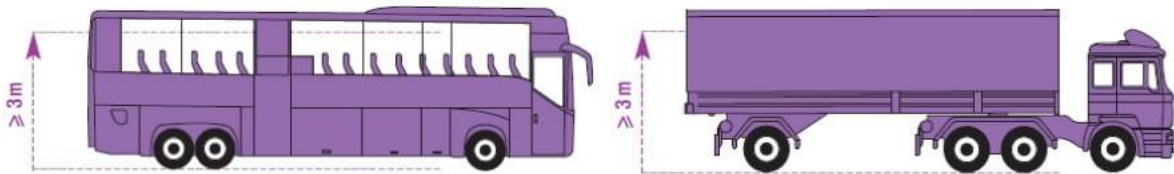


Figure 1.6 : poids lourd à 3 essieux (Arsenie, 2013).

I.4. Les structures de chaussées

La géométrie, les irrégularités et les déformations du sol modifient constamment la répartition des forces du contact roues/sol, les positions du véhicule et les orientations des roues. Par conséquent, le profil est considéré comme une entrée essentielle qui affecte d'une manière significative la réponse dynamique du véhicule.

Selon MABROUKI (2020), la connaissance du profil de chaussée, représenté par un signal non stationnaire, est indispensable surtout pour :

- L'analyse de la qualité de la route pour déduire les conséquences sur le confort des passagers,
- L'optimisation des suspensions,
- L'amélioration de la sécurité et la maniabilité du véhicule,
- Une meilleure compréhension de la dynamique du véhicule.

I.4.1. Constitution d'une structure de chaussée

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini.

Tout d'abord le sol terrassé ou sol-support est surmonté généralement d'une couche de forme. L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche de forme a une double fonction. Pendant les travaux, elle assure la protection du sol-support, permet la qualité du nivellement ainsi que la circulation des engins. En service, elle permet d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le sol ou le remblai, et d'améliorer la portance à long terme.

Puis viennent la couche de base et la couche de fondation formant ainsi les couches d'assise. Les couches d'assise apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic et répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise. Elle a deux fonctions. D'une part, elle assure la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau.

D'autre part elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes.

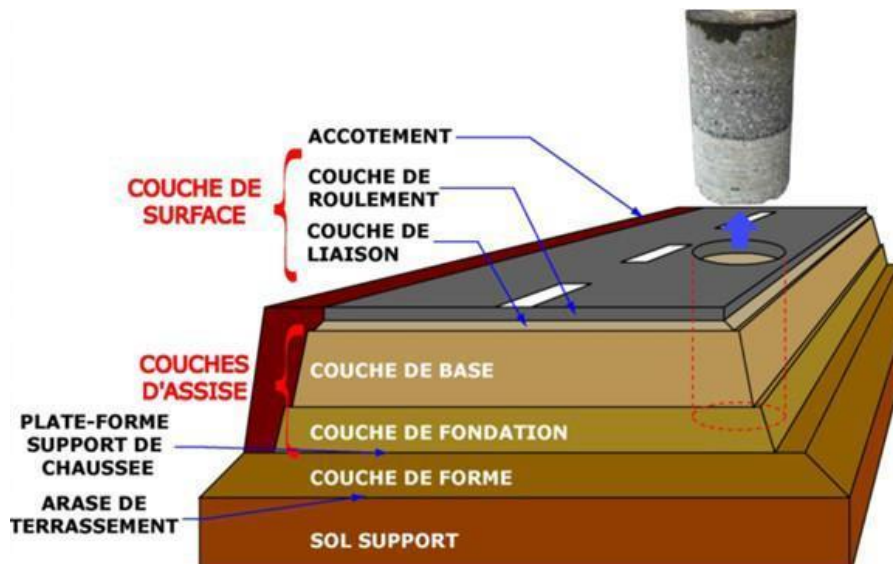


Figure 1.7 : Constitution d'une structure de chaussée (TECHNIROUTE, 2009).

I.5. Les différents types de chaussées selon la structure

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les trois différents types de structures suivants:

I.5.1. Les chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60cm. (BERTHIER, 2012).

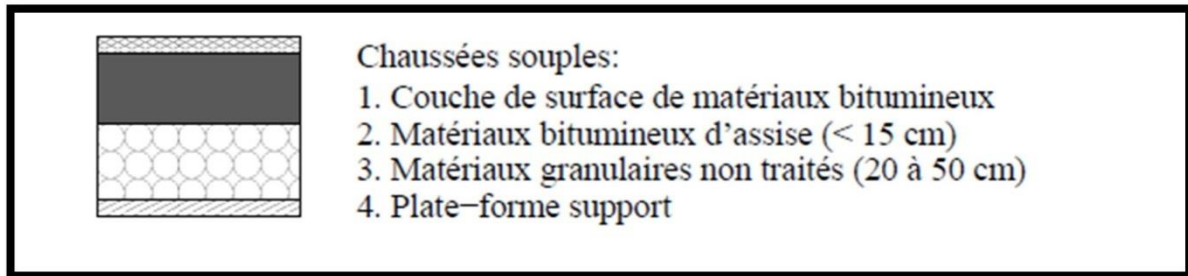


Figure 1.8 : Les chaussées souples (BERTHIER, 2012).

I.5.1.1. Les différentes couches d'une chaussée souple

- la couche de surface
- la couche de base
- la couche de fondation
- la sous-couche

Ces différentes couches peuvent ne pas exister simultanément dans une chaussée. S'il y a toujours une couche de base, il n'y a pas toujours de couche de surface ou de couche de fondation (BERTHIER, 2012).

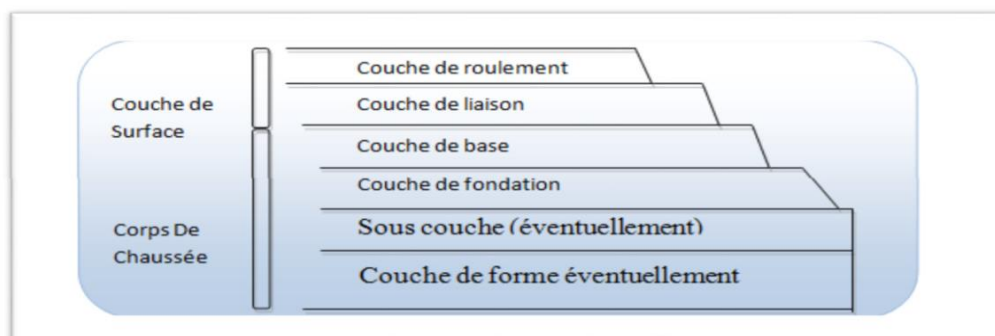


Figure 1.9 : Les différentes couches d'une chaussée souple.

- Couche de roulement (surface)

La couche de surface constituant la chape (couche de surface) de protection de la couche de base par sa dureté et son imperméabilité et devant assurer en même temps la rugosité, la sécurité et le confort des usagés

La couche de roulement est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieures. Elle encaisse les efforts de cisaillement provoqués par la circulation.

La couche de liaison joue un rôle transitoire avec les couches inférieures les plus rigides. L'épaisseur de la couche de roulement en général varie entre 6 et 8 cm.

- Couche de base

La couche de base joue un rôle essentiel, elle existe dans toutes les chaussées, elle résiste aux déformations permanentes sous l'effet de trafic, elle reprend les efforts verticaux et repartit les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

L'épaisseur de la couche de base varie entre 10 et 25 cm.

- Couche de fondation

Complètement en matériaux non traités (en Algérie), elle substitue en partie le rôle du sol support, en permettant l'homogénéisation des contraintes transmises par le trafic. Assurer un bon uni et bonne portance de la chaussée finie, et aussi, elle a le même rôle que celui de la couche de base.

- Couche de forme

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

L'épaisseur de la couche de forme est en général entre 40 et 70 cm.

I.5.1.2. Matériaux constitutifs des chaussées souples

a-Hérisson : type de couche de fondation comportant de grosses pierres soigneusement disposées à la main sur la forme, placées de champ et calées entre elles par des éclats de pierre.

b-Blocage : type de couche de fondation, constitué à l'aide de grosses pierres disposées mécaniquement et fortement comprimées.

c-Macadam : type de couche de base de faible épaisseur constitué de pierres cassées, de granulométrie très serrée et fortement cylindrée.

d- Assises : type de couches de fondation ou de base constituées soit à l'aide d'un sol sélectionné, amélioré ou traité, soit à l'aide d'un tout-venant de concassage.

Les matériaux doivent être formés d'éléments assez petits pour permettre une mise en œuvre

aisée à la machine (répand à machine mécanique et fort compactage).

e-Les assises peuvent être en matériaux naturels, concassés ou semi-concassés. On dit qu'une grave est semi-concassée lorsque l'on fait passer au concasseur tous ses éléments supérieurs à un certain diamètre, le tout étant ensuite remélangé.

f-Enduits : obtenus par épandages d'une certaine quantité de liant hydrocarboné qui ne pénètre que très peu, et que l'on recouvre ou non de gravillon ou de sable.

g-Tapis : couche de roulement ou de surface réalisée à l'aide de matériaux enrobés. On distingue les tapis en fonction:

- de leur procédé de fabrication : enrobés à chaud ou à froid,
- de leur texture après mise en place : enrobés ouverts ou enrobés denses.

(Carillo et al, 2020).

I.5.2. Les chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide. En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol, les couches suivantes :

- une couche de forme,
- une couche de fondation,
- une couche de roulement en béton de ciment.

Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic, la couche de fondation n'est pas nécessaire.

La dalle en Béton de Ciment peut ainsi être réalisée directement sur l'arasement ou sur la plate-forme support de chaussée. Dans la chaussée rigide, la couche de surface et la couche de base sont confondues. (Bresson, 2010).

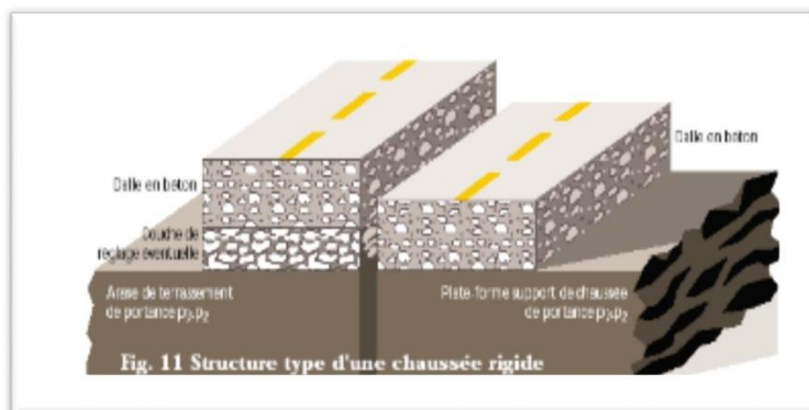


Figure 1.10 : Chaussée rigide.

I.5.3. Chaussée semi-rigide

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation). Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic, la structure-type est illustrée sur la (Figure 1.14).

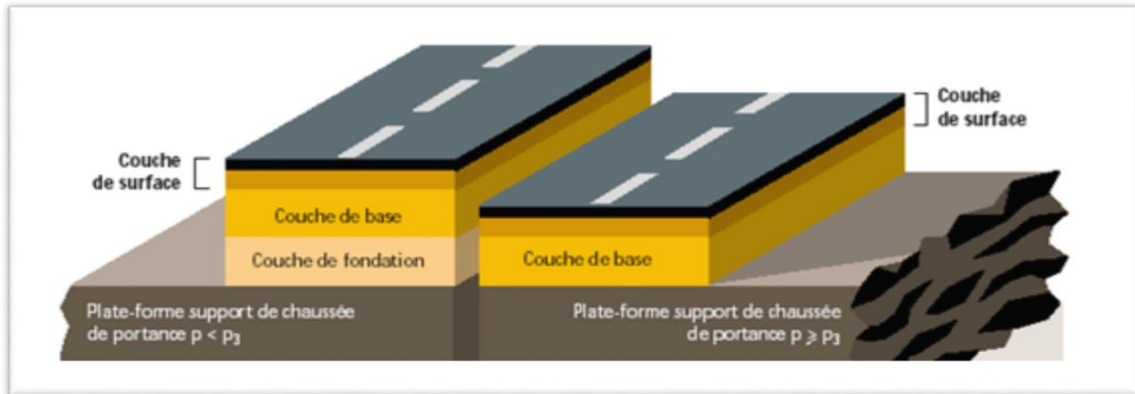


Figure 1.11 : Chaussée semi-rigide.

I.6. Les différents types de chaussées selon la couche de roulement

Le choix de la couche de roulement ou la couche de revêtement dépend de la structure de la chaussée.

I.6.1. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm. (Arsenie, 2013).

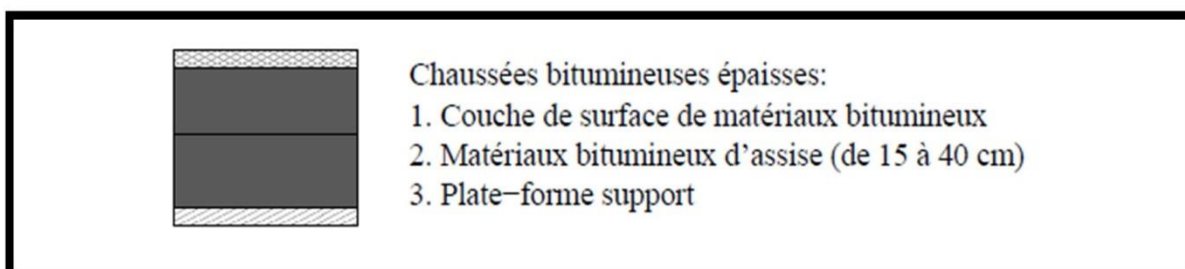


Figure 1.12 : Les chaussées bitumineuses épaisses.

I.6.2. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

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

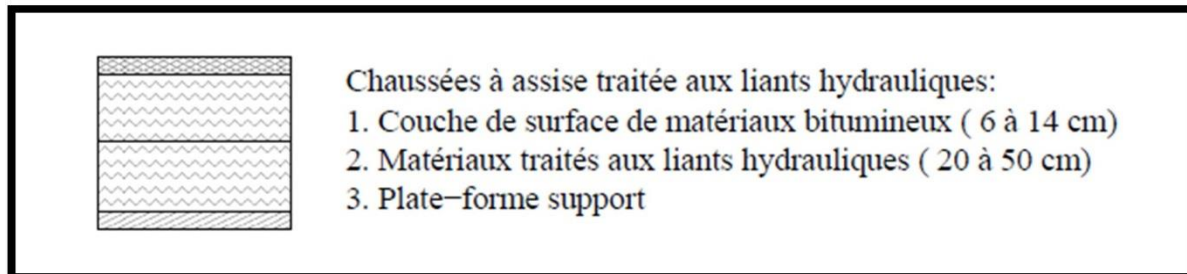


Figure 1.13 : Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

I.6.3. Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l’épaisseur de matériaux bitumineux à l’épaisseur totale de chaussée soit de l’ordre de 1/2. (Carillo et al ., 2020).

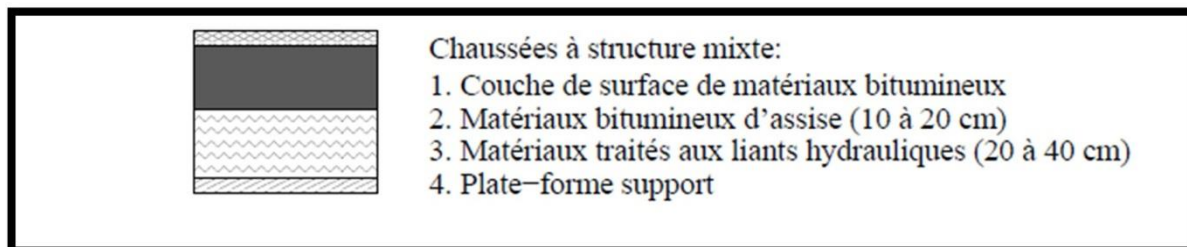


Figure 1.14 : Les chaussées à structure mixte.

I.6.4. Les chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d’une quinzaine de centimètres d’épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L’épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.(Carillo et al., 2020).

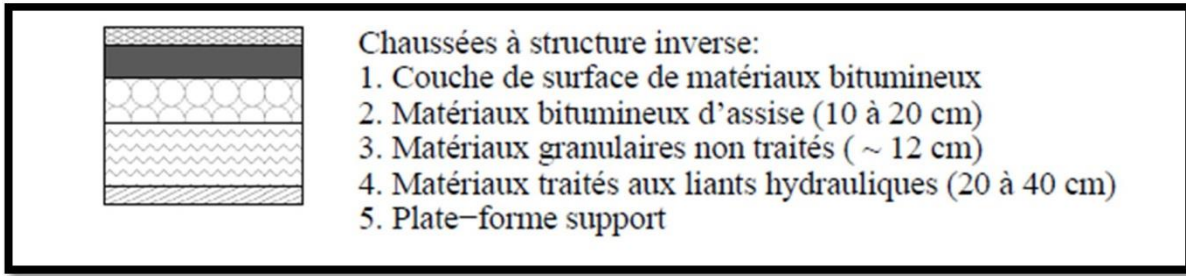


Figure 1.15 : Les chaussées à structure inverse.

I.6.5. Les chaussées en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux.

La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.



Figure 1.16: Les chaussées en béton de ciment.

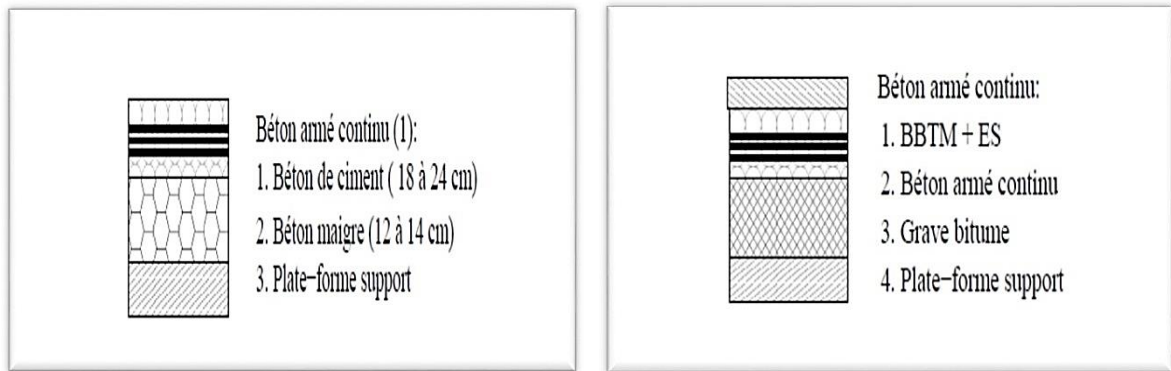


Figure 1.17 : Béton armé continu.

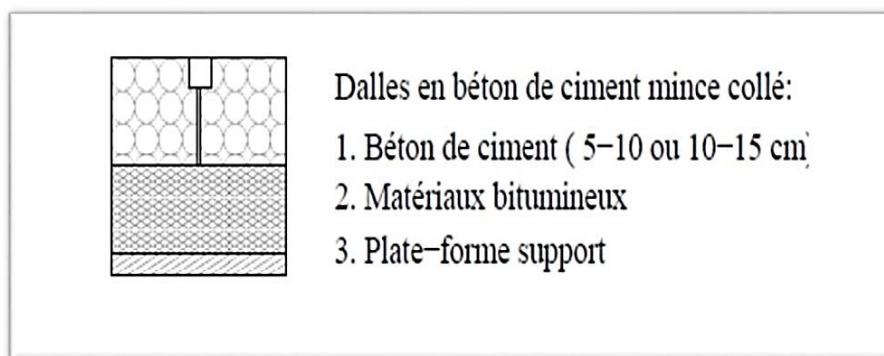


Figure 1.18 : Dalles en béton de ciment mince collé. (BERGA, 2004).

I.7. Interaction entre les véhicules et la chaussée

Les vibrations induites par le trafic routier sont principalement générées par les véhicules lourds comme les autobus et les camions. L'influence de ces vibrations sur les autres véhicules est considérée négligeable devant les vibrations induites par le profil de la chaussée.

Les charges verticales à l'essieu du véhicule sont constituées d'une composante statique et d'une composante dynamique.

La composante statique résulte de la distribution de la masse du véhicule, en revanche, la composante dynamique est induite par l'irrégularité de la chaussée qui soumet le véhicule à des oscillations verticales et qui dépend du profil de la route, des caractéristiques du véhicule et de la vitesse du véhicule.

L'irrégularité de la chaussée représente la source principale des vibrations des véhicules, il existe de nombreux types d'irrégularité tels que les anciens revêtements en béton dont les dalles forment des marches d'escalier aux joints, l'irrégularité de surface, ainsi que les dispositifs surélevés tels que les ralentisseurs et les plateaux. (LCPC, 1994).

I.8. Trafic urbain

Le trafic routier est un phénomène complexe d'une part en raison du nombre élevé d'acteurs qui y participent, d'autre part à cause du caractère très maillé du réseau sur lequel il se déroule. Le phénomène le plus marquant dans le trafic routier est la congestion qui alimente de nombreuses discussions d'usagers. Depuis une cinquantaine d'années, cependant, des théoriciens du trafic cherchent à comprendre et quantifier les mécanismes à l'œuvre.

Pour comprendre la congestion, il faut garder présent à l'esprit que c'est un phénomène qui survient lorsque la demande (le nombre de véhicules qui cherchent à utiliser une infrastructure donnée) est supérieure à la capacité de cette infrastructure. Si la demande excède la capacité, alors des véhicules seront ralentis à l'entrée de l'infrastructure, formant ainsi un bouchon. Ces véhicules excédentaires seront à chaque instant plus nombreux qu'à l'instant précédent. Comme chaque véhicule occupe une certaine longueur de voie, la longueur de la file d'attente ne fera que croître en proportion du nombre de véhicules présents dans cette file d'attente. (Brette, 2002).

I.9. Durée de vie d'une chaussée

La durée de vie d'une route dépend fortement de son utilisation et de son entretien. Sans entretien régulier, une route nouvellement construite se délabrerait en une cinquantaine d'années. La planification des travaux d'assainissement à moyen et à long terme est délicate car une route est constituée de plusieurs éléments: la couche de roulement, la couche de base et le fondement. A leur tour, les couches sont constituées de divers matériaux et ont des durées de vie différentes. Les travaux d'entretien doivent donc être planifiés puis exécutés en fonction des différents composants de la route.

Durée de vie des différents éléments d'une route:

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

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

La tâche consiste à déterminer l'intervalle pour les travaux d'assainissement de sorte à optimiser l'utilisation d'une route, sachant qu'entretiens les mesures antibruit et d'autres besoins évoluent et que la population s'accroît. (Brochot, 1993).

I.10. Traitement des chaussées

- Compacter un sol, c'est réduire son volume apparent, c'est-à-dire améliorer l'arrangement relatif des grains par des moyens mécaniques appropriés.

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

Pénétration : traitement consistant à répandre un liant hydrocarboné sur une couche de chaussée à pores relativement gros, le liant pénétrant dans ses pores par gravité. (Brette, 2002).

I.11.Conclusion

La chaussée est un paramètre important et joue un grand rôle dans le trafic routier. De par ses dimensions, la variété des matériaux qui la composent, l'aspect aléatoire des sollicitations qu'elle reçoit, la chaussée s'avère un ouvrage très complexe.

Aussi, ce paramètre devait être pris en considération et de nombreux travaux ont été entrepris dans ce domaine. Des modèles aussi bien empiriques qu'analytiques ont été élaborés et avec l'apport de l'outil informatique des modèles numériques sont développés dans les laboratoires spécialisés.

Notre premier chapitre a consisté en l'étude de la chaussée routière, dans sa généralité, comme paramètre très influent du trafic routier. Une attention particulière a été donnée à la structure d'une chaussée, les sollicitations qu'elle endure et les conséquences qu'elle subit. Ainsi, elle doit être fabriquée par des matériaux de qualité, répondant aux exigences des normes en vigueur. La présentation et l'identification des matériaux proposés dans cette étude feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE II

ORIGINE ET IDENTIFICATION DES MATERIAUX ETUDIES

II. Introduction

En mécanique des sols, on attache une grande importance à la rigueur dans la détermination des caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des sols, car elles serviront par la suite à expliquer certains de leurs comportements mécaniques tels que le tassement, le glissement...etc.

Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés « essais d'identification » :

- La teneur en eau (w) ;
- Poids volumique des grains solides ;
- Poids volumique humide ;
- Poids volumique sec ;
- L'indice des vides, le degré de saturation ;
- Analyse granulométrique ;
- Les limites d'Atterberg ;

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

II.1. Sites de prélèvement des matériaux étudiés

Les calcaires utilisés dans cette étude ont été prélevés au niveau de la willaya de Tizi-Ouzou, sur les sites suivants : Larbaa Nath Irathen (site 1 et site 2), Mekla (site1 et site 2).



Figure 1 : Site1 (Mekla).



Figure 2 : Site 2 (Mekla).



Figure 3: Site 1 (Larbaa Nath Irathen).



Figure 4: Site 2 (Larbaa Nath Irathen).

Figure II.1 : Sites de prélèvement des échantillons.

La zone d'étude se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou, au niveau du massif gréseux de Mekla et du socle cristallin de Larbaa Nath Irathen. Nous avons choisi ces régions pour entreprendre notre recherche sur le recensement et la caractérisation des principaux gisements de calcaire de la Grande Kabylie dans le domaine routier.

Dans ce chapitre, il s'agit de présenter et de caractériser le milieu naturel des deux zones d'études (Mekla et Larbaa Nath Irathen) à savoir : la situation géographique, le climat (températures et pluviométrie), la géologie l'hydrographie et les sols.



Figure II.5 : Calcaire cristallin de Larbaa Nath Irathen (site 1).



Figure II.6 : Calcaire prélevé de Larbaa Nath Irathen (site 2).



Figure II.7 : Calcaire prélevé de Mekla (site 1).



Figure II.8 : Calcaire prélevé de Mekla (site 2).

II.2. La zone de Tizi-Ouzou

La zone de Tizi-Ouzou se situe au niveau de l'Algérie du nord, à une centaine de kilomètre à l'est d'Alger. Les principales formes de relief sont représentées par les massifs montagneux tous d'orientation générale Est-Ouest et qui emprisonnent les plaines alluviales très étroites avec leurs terrasses.

Les massifs s'étendent de la côte jusqu'au Djurdjura et sont découpés par les vallées profondes. On distingue du Nord au Sud les unités suivantes:

Les collines s'étendent au pied du massif Kabylie ; elles marquent la transition entre les terres dénudées des bas-fonds et les premières pentes du massif.

Du point de vue lithologique, cette zone se divise en trois ensembles géologiques : la chaîne côtière, le massif central métamorphique et les dépôts alluvionnaires du quaternaire.

La chaîne côtière forme un vaste synclinal parallèle à la mer, qui est constituée de terrains oligo-miocènes.

Le massif central métamorphique d'âge primaire occupe le massif central kabyle est constitué d'une série métamorphique allant des phyllades, des schistes satinés et des micaschistes recouvrant de gneiss jusqu'à la pegmatite également des taches de cipolin (calcaire métamorphique). Cette série est rencontrée tout le long de la route de Larbâa Nath Irathen-Ain EI Hammam.

Les phyllades et les schistes fossilifères occupent une faible étendue au niveau de l'oued Stita.

Les micas schistes supérieurs sont dominés par le faciès des schistes satinés que l'on rencontre au niveau de la région de Ain EI Hammam.

Les embrés schistes montrent principalement des faciès de gneiss œuillets à muscovite

Dans la région d'Ain EI Hammam et de gneiss œuillets sàbiotite à Larbâa Nath Irathen.

Les dépôts alluvionnaires du quaternaire reposent sur un substratum tertiaire de marnes éocènes. Cette dépression s'étend d'Est en Ouest entre Fréha et Tadmait et du Nord au Sud entre la chaîne côtière et le massif central kabyle. Elle forme la plaine alluviale de l'Oued Sébaou.

Concernant le climat de cette zone, il se caractérise par des pluies très irrégulières, fréquentes à la fin de l'automne et en hiver où elles surviennent violentes. Elles diminuent sensiblement pendant le printemps et deviennent très rares durant toute la période estivale. Sur le plan thermique, les données nous révèlent la présence de deux saisons contrastées caractéristiques du climat méditerranéen, notamment une saison froide débutant en mi-novembre et se prolongeant jusqu'à mi-avril, suivie d'une saison chaude s'étale de mai à août.

La pluviométrie moyenne annuelle est de 905 mm, une température moyenne annuelle de 17,9°C.

Les sols de Tizi-Ouzou sont généralement représentés par des sols brunifiés et les vertisols, au niveau de la plaine alluviale du Sébaou, ces sols sont très répandus et se localisent presque sur toutes les roches mères (sur grès et sur série métamorphique). Les sols peu évolués, ce type de sol est localisé en quelques points le long de la plaine alluviale du Sébaou, sur terrasses récentes.

Les sols à sesquioxydes de fer se développent sur des matériaux géologiques variés, ils couvrent la majeure partie du massif de Larbâa Nath Irathen sur calcaires durs et sur grès numidien dans le massif de Mekla. (SAADI, 1970).

C'est dans ces régions, particulièrement au niveau du haut Sébaou, du massif gréseux de Mekla et du socle cristallin de Larbâa Nath Irathen que nous avons mené la seconde partie de notre expérimentation. (RAULT, 1979)

II.3.Situation géographique de la zone d'étude

Le chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou est situé à une distance de 100km à l'est d'Alger Selon l'annuaire statistique (1986), la superficie de la wilaya de Tizi-Ouzou s'étend sur 2.957,93 km². Elle est traversée de l'Est à l'Ouest par l'oued Sébaou, qui draine la majeure partie des versants nord de la région. Elle présente les coordonnées angulaires suivantes : 36°30-36°50 latitude nord, 4°00-4°30 longitude est et à 233m d'altitude. Ces limites naturelles sont :

Au nord par la mer méditerranée,
Au sud par la wilaya de Bouira,
A l'est par la wilaya de Bejaia,
A l'ouest par la wilaya de Boumerdes. (PERON, 1887)

II.3.1.Situation géographique de la région de Larbâa Nath Irathen

La région de Larbâa Nath Irathen occupe de grandes surfaces agricoles où l'on rencontre de l'arboriculture (le figuier et l'olivier). Elle est située à une distance de 30 km à l'est de Tizi-Ouzou. Les limites naturelles de cette région sont :

Au nord par Tizi-Rached,
Au sud par Ath-Yenni,
A l'est par les villages Ait Oumalou et Ait Aggouacha,
A l'ouest par les villages Irdjen et Ait-Mammoud

Le sol étudié est situé selon les coordonnées angulaires : X : 634,950 est ; Y : 272,850 nord et à 830m d'altitude.

II.3.2. Situation géographique de la région de Mekla

La commune de Mekla se situe au centre de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle est délimitée :

Au nord par Daïra d'Azazga
Au sud par Daïra d'Ain El Hammam
A l'est par Daïra d'Azazga
A l'ouest par D'aira de Larbâa Nath Irathen, Daïra de Tizi Rached

II.4. Le climat

L'Algérie du Nord est connue par son climat méditerranéen (SELTZAR, 1946). Il est caractérisé par une saison pluvieuse et une saison sèche, alternées dans l'année. C'est cette caractéristique qui constitue une donnée fondamentale de ce type de climat. Les pluies qui sont en général irrégulières sont distribuées de septembre à mai et les étés sont chauds et secs. L'amplitude thermique augmente du Nord au Sud de sorte que l'extrémité Nord Orientale de l'Algérie est la plus douce et la mieux arrosée et l'extrémité Sud Orientale est la plus rude et la plus sèche.

Pour caractériser le climat des régions étudiées, et par manque de station météorologique dans ces, (1946) pour la région de Larbâa Nath Irathen .Concernant la région de Mekla, nous nous sommes référés aux données utilisées par A.N.R.H(2001) concernant la pluviométrie et les données thermiques du post d'Aghrib, corrigées selon un gradient altitudinal de 3°C/100m, calculé par Messaoudene (1989).Les données météorologiques brutes figurent en annexe(1).

II.4.1.Le climat de la région de Larbaa Nath Irathen

Le massif de Larbâa Nath Irathen est caractérisé par une tranche pluviométrique importante également. Elle est de l'ordre de 1034 mm/an. La période pluvieuse s'étale sur six mois allant de novembre en avril, avec une pluviosité supérieure à 100 mm, les plus fortes chutes sont enregistrées durant les mois de décembre et janvier avec, respectivement, 166 mm et 167 mm.

Les températures moyennes les plus élevées sont enregistrées durant la saison estivale. Les températures maximales enregistrées dans cette station montrent que le mois d'août reste le mois le plus chaud. Et le diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gauss en montrent que le climat de cette région est caractérisé par une période sèche qui s'étale sur trois mois, de juin à la fin août. Et suivant le quotient d'Emberger (132,33), la région de Larbâa Nath Irathen est située dans l'étage bioclimatique humide.

II.4.2.Le climat de la région de Mekla

Mekla possède un climat méditerranéen chaud avec été sec selon la classification de Koppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à Mekla est de 18.5° et les précipitations sont en moyenne de 720.1 mm.

A titre de comparaison à Alger. La température moyenne annuelle est de 19.7°C et les précipitations sont en moyenne de 672.3 mm.

Les meilleurs mois pour visiter Mekla sont Avril Mai Juin Septembre Octobre.

Des précipitations moyennes de 3.6 mm font mois de juillet le mois le plus sec. En novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 110.7 mm.

Au mois d'août la température moyenne est de 27.9°C. Août est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Février est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 10.5°C à cette période.

II.5.1.La géologie de la région de Larbaa Nath Irathen

Le massif cristallophyllien de la Kabylie est constitué par une des phyllades, des schistes satinés et des micaschistes recouvrant des gneiss jusqu'aux pegmatites d'âge primaire. Le calcaire métamorphique constitue le substrat le plus répandu du massif de Larbâa Nath Irathen (Mesrouk, 1984). Ainsi les micaschistes inférieurs sont dominés par le faciès de schistes à deux micas (muscovite et biotite) dans la cluse du Sébaou. Les embréschistes montrent principalement des faciès de gneiss œillet à muscovite dans la région de Ain EI Hammam et de gneiss œillet sàbiotite dans la région de Larbâa Nath Irathen.

II.5.2.La géologie de la région de Mekla

L'existence des pegmatites dans la région est signalée pour la première fois par Ficheur en 1899. L'étude détaillée de ces pegmatites du socle de grande kabylie n'est entreprise qu'en 1951 par Thiebaut. Il lie le mode de mise en place de ces pegmatites à une phase métastatique postérieure au métamorphisme.

D'après Brossière et (Gromov, 1973), le massif ancien de Grande Kabylie est constitué d'in socle gneissique fortement métamorphique et d'une couverture schisteuse épimétamorphique, les pegmatites sont alors situées de façon préférentielle à la limite entre le socle et sa couverture schisteuse.

Sa genèse, ayant des compositions identiques à celles des granits. Elle se présente soit en filons, soit en masses ovoïdes montrant souvent une structure zonée. Les principaux gisements dans la région de (Mekla, Larbaa Nath Irathen) sont essentiellement situés à :

- Aboudid (à 500m de Larbaa Nath Irathen)
- Tablabalt (à 2 km de Larbaa Nath Irathen)
- Taguemount N'Cherif (à proximité du village d'Ath Khir commune de Mekla).

Ces pegmatites sont de loin les plus abondantes et affleurent beaucoup plus largement dans le massif de Mekla que dans le massif de Larbaa Nath Irathen. Leur puissance moyenne oscille de 10 à 50m, leur longueur peut atteindre plusieurs centaines de mètres. Certains filons de l'Oued Sebaou ont été suivi jusqu'à 100m de profondeur suivant le pendage. A tizi-Ali, leur puissance varie des filonnets centimétriques à des dômes hectométriques. Ce gisement est d'ailleurs exploité en partie par les villageois pour la construction de leurs maisonnettes. (Péron, 1887)

II.6. Les sols

La caractérisation des sols des régions étudiées (Mekla et Larbaa Nath Irathen) est basée sur l'étude cartographique et séquentielle menée par (Lahmar, 1979) et l'étude agropédologie des plaines alluviales de la vallée du Sébaou menée par (Saadi, 1970).

II.6.1. Les sols peu évolués

Les sols peu évolués à profil AC se localisent dans le lit majeur des rivières où ils sont souvent rajeunis par des dépôts de matériaux neufs, en périodes d'inondations. Ce sont des sols les plus répandus de la plaine du Sébaou et les plaines d'oued Boumerdes. Dans cette classe, on trouve le premier groupe des sols peu évolués hydromorphes les plus répandus des sols peu évolués. Ces sols occupent les fonds plats des oueds Le second groupe des sols peu évolués, sont des sols peu évolués vertiques. Ce type de sol est localisé en quelques points le long de la plaine alluviale du Sébaou, sur terrasses récentes.

II.6.1.1. Les sols brunifiés

Les sols brunifiés sont des sols avec un ou plusieurs horizons diagnostiques qui peuvent se former assez rapidement et qui ne présentent pas d'illuviations et d'éluvations significatives. Au niveau de la plaine alluviale du Sébaou, ces sols sont très répandus et se localisent presque sur toutes les roches mères (sur grès et sur série métamorphique).

II.6.1.2. Sols calcimagnésiques

Ces sols sont formés sur des mica schistes et sur des grès et des marnes (des sols de la région de Tizi-Ouzou). Leur couleur est généralement dans la gamme de 7,5 YR qui est surtout due à la présence de calcaire pulvérulent. Cette classe comprend un groupe de sols brun calcaires vertiques. Tous ces sols sont formés sur des argiles marneuses. Ces types de sols occupent tout le flanc des collines marneuses face à la plaine alluviale de l'oued Sébaou.

II.6.1.3. Les sols à sesquioxydes de fer

Les sols à sesquioxydes de fer, appelés souvent sols rouges méditerranéens sont localisés, dans les poches de dissolution karstiques plus ou moins anastomosées de roches calcaires. Ils se développent sur des matériaux géologiques calcaires (anciennes dunes, sables pliocènes, encroûtement et cipolins) dans la région de Mekla et sur les calcaires durs et grès numidien dans la région de Tizi-Ouzou. Ces sols sont ceux qui dominent très largement à Mekla, ils couvrent la majeure partie du massif de Larbâa Nath Irathen et la partie amont de Fréha où ces roches sont d'ailleurs exploitées comme matériaux de constructions. Le climat méditerranéen favorise une altération pelliculaire, du fait de son contraste et d'une décarbonatation durant la saison humide de l'ensemble du profil. (RUELLAN, 1984)

II.7. Concassage et tamisage du calcaire

Les calcaires utilisés dans cette étude sont prélevés sous forme de blocs sur les différents sites, ensuite concassés par des moyens mécaniques, séchés à l'étuve, ensuite tamisé selon la granulométrie désirée de telle sorte à former une courbe de classe granulométrique 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussées prescrit par la norme NF EN 13-285.

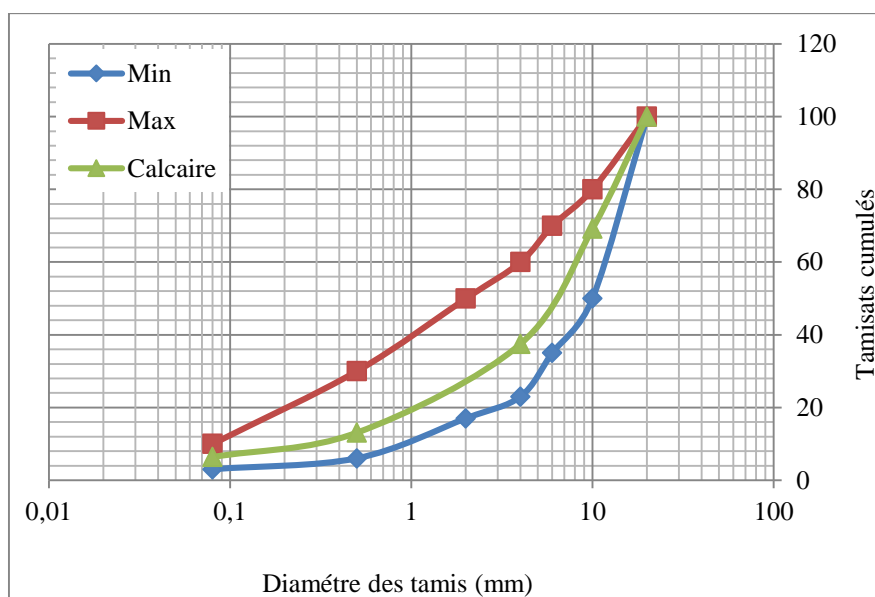


Figure 9: Fuseau granulométrique de matériaux routiers du calcaire selon la norme (NF EN 13-285,2018)

II. 8. Caractéristiques physiques et chimiques

II.8.1. Caractéristiques physiques

Les essais d'identification sont réalisés au niveau du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

II.8.1.1 Teneur en eau naturelle $w(\%)$ (NF P 94 – 050)

C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105 °C (60°C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$W = \frac{MW}{Md} * 100 = \frac{M-md}{md} * 100 \dots (II.1)$$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Dans le cas des matériaux étudiés, les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Site de prélèvement des échantillons	$w (\%)$
Mekla (site 1)	1.5
Mekla (site 2)	1.01
Larbaa Nath Irathen (site1)	1.2
Larbaa Nath Irathen (site2)	1.7

✚ Interprétation des résultats

On remarque que tous les calcaires prélevés des sites cités ci-dessus présentent des teneurs en eau faibles (voir tableau II .1). Ceci peut être expliqué par le fait qu'ils soient prélevés en période d'été (échantillons non humides).

II.8.1.2. La Masse volumique

a. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054)

Selon la norme NF P 94-054. La masse volumique des particules solides est déterminée à l'aide du pycnomètre (Figure II.10), elle s'applique sur des échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.



Figure II. 10 : Pycnomètre utilisé.(NF P94-054, 1991)

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

$$\rho_s = \frac{\rho_w(m_2 - m_1)}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3}$$

Avec :

m1 : masse du pycnomètre vide + bouchon ;

m2 : masse du pycnomètre + bouchon + échantillon ;

m3 : masse du pycnomètre + bouchon + eau + échantillon ;

m4 : masse du pycnomètre + bouchon + eau ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m³.

Les résultats d'essai sont présentés dans le tableau II.2.

Site de prélèvement des échantillons	Ps
Mekla (site1)	2.82
Mekla (site2)	2.79
Larbaa Nath Irathen (site1)	2.68
Larbaa Nath Irathen (site2)	2.71

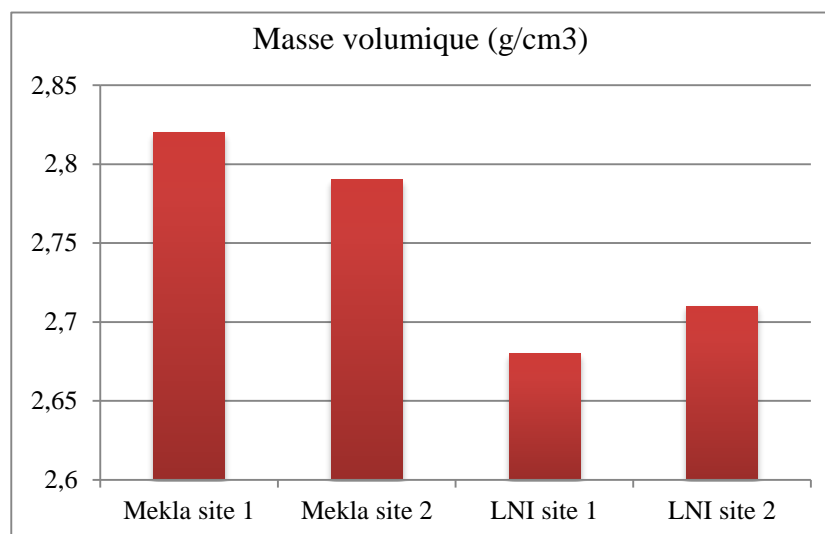


Figure II.11 : Masses volumiques des grains solides des calcaires étudiés.

Les masses volumiques des particules solides des quatre sites sont comprises entre [2.68 et 2.82].

b. Masse volumique humide de sol (NF P 94 - 053) – Méthode de l'immersion dans l'eau

C'est le rapport de masse totale d'une certaine quantité de sol à son volume apparent. L'échantillon soumis à l'essai doit avoir une forme simple afin de pouvoir être paraffiné facilement. Au besoin, il est taillé, afin d'avoir une masse comprise entre 0,1 et 0,5 kg.

Les résultats de la masse volumique humide sont présentés dans le tableau II.3

Sites	Ph (g/cm ³)
Mekla site1	2.821
Mekla site2	2.793
LNI site 1	2.685
LNI site 2	2.726

❖ Remarque

Une fois la teneur en eau w , la masse volumique des grains solides et la masse volumique de l'échantillon de sol ρ_h déterminées, il est facile de calculer la masse volumique du sol sec, l'indice des vides e et le degré de saturation S_r .

c. Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064)

C'est le rapport de la masse du matériau sec au volume de ce même matériau sol.

$\rho_d = m_s / v_t$ avec la relation existante entre γ_d et γ_h qui est : $\rho_d = \rho_h / (1+w)$

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

Sites	ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
Mekla site 1	2.779	Dense
Mekla site 2	2.765	Dense
Larbaa Nath Irathen 1	2.653	Dense
Larbaa Nath Irathen 2	2.680	Dense

III. 8.1.3 Indice des vides et Degré de saturation

a. Indice des vides e

C'est le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = V_v / V_s \text{ avec : } e = (\rho_s / \rho_d) - 1$$

Sites	e
Echantillon N°1	0.014
Echantillon N°2	0.009
Echantillon N°3	0.010
Echantillon N°4	0.011

Remarque

L'indice des vides peut être supérieur à 1, il varie généralement entre 0,1 et 5. Mais il peut atteindre des valeurs importantes ($e > 10$) pour certains sols. Il est exprimé sans unité ou en pourcentage(%).

Interprétation des résultats

Dans le cas des sols étudiés, les résultats des indices des vides (voir tableau II.6) varient entre 0.009 et 0.014.

Les calcaires étudiés présentent des indices des vides très faibles, ce qui signifie qu'ils sont très compacts.

b. Degré de saturation S_r (%)

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol.

$$S_r = V_w / V_v \text{ avec : } S_r = (\rho_s / \rho_w) \times (w / e)$$

S_r (%)	Appréciation
100	Saturé
76 – 99	Détrempe
51 – 75	Mouillé
26 – 50	Humide
1 – 25	Légèrement humide
0	Sec
D'après TERZAGHI	

Sites	Sr (%)	Appréciation
Mekla site 1	3.02	Légèrement humide
Mekla site 2	3.13	Légèrement humide
LNI site 1	3.21	Légèrement humide
LNI site 2	4.18	Légèrement humide

✚ Interprétation des résultats

Les valeurs du degré de saturation des matériaux étudiés sont comprises entre 1 et 25 %.

Conformément au tableau d'appréciation de TERZAGHI, les calcaires étudiés sont légèrement humides. Ce résultat est justifié par la présence d'une roche dense, donc très peu perméable. Les degrés de saturation de ces calcaires sont inférieurs à 40 %, ce qui permet de dire qu'on est en présence de sols non saturés.

II.9. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

II.9.1. Qu'est-ce que les limites d'Atterberg

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

Suivant l'eau qu'il contiendra, le sol pourra être mou, boueux, souple, pâteux ou dur. Par convention on définit quatre états du sol qui sont :

- ✓ L'état solide sans retrait ;
- ✓ L'état solide avec retrait ;
- ✓ L'état plastique ;
- ✓ l'état liquide.



Figure 12 : Coupelle de Casagrande.

II.9.2. Pourquoi déterminer les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont utilisées pour identifier et classer les matériaux fins.

On détermine au laboratoire les teneurs en eau qui correspondent aux changements d'état : W_l et W_p .

Ces limites sont déterminées d'une façon empirique :

W_l → coupelle de Casagrande.

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

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

II.9.3. Détermination de la limite de liquidité W_l (%)

C'est la teneur en eau correspondante au passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique. La limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs effectués à l'appareille de Casagrande.



Figure 13 : Détermination de la limite de liquidité.

II.9.4. Détermination de la limite de plasticité W_p %

➤ Principe de l'essai

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

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

➤ Equipements nécessaires

- Plaque en verre ou en marbre ;
- Une balance ;
- L'étuve.



Figure 14 : Etape de la limite de plasticité.

Une fois les fissures apparues, le central du rouleau est prélevé et placé dans une boîte et pesé immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau. Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.

II.9.5. L'indice de plasticité I_p (%)

L'indice de plasticité (IP) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$IP (\%) = WL - Wp$$

✚ Interprétation des résultats

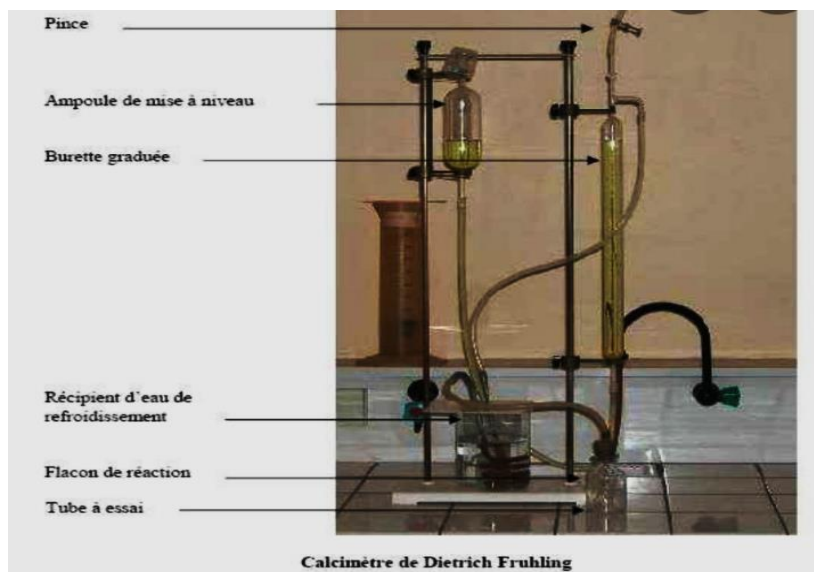
Après plusieurs tentatives, la limite de liquidité et de plasticité n'ont pas pu être déterminées (non mesurables), c'est-à-dire que nous n'arrivons pas à avoir de pâtes cohérentes en présence d'eau.

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

II.10.1. Teneur en carbonate de calcium CaCO_3 (NF P 94 – 048) –Méthode de calcimètre

➤ Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai

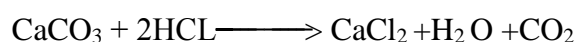
Figure 15 : Appareil de détermination de CaCO_3 (Dietrich Fruhling).

➤ Mode opératoire

La détermination de la teneur en CaCO_3 s'effectue au calcimètre Dietrich-Fruhling.

En première étape : L'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO_2 dégagé par la réaction du HCL d'un volume de 10 ml sur le carbonate de calcium de contenu : 1g.

En deuxième étape: soit une prise d'échantillon de masse 1g passant au tamis de 0.2mm diluée dans une solution de CaCO_3 ce qui donnera par la suite un volume de CO_2 . L'acide chlorhydrique dilué décompose le carbonate de calcium selon la réaction :



La détermination se fait par dissolution du carbonate de calcium (CaCO_3) contenu dans le sol avec l'acide chlorhydrique.

Tableau II.9 : La description des sols en fonction de leur teneur en CaCO_3 . (NF P 94 - 048).

Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation du sol
0-10	Argile
10-30	Argile marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire marneux
90-100	Calcaire

Site	CaCO ₃	Désignation du sol
Echantillon N°1	94	Calcaire
Echantillon N°2	93	Calcaire
Echantillon N°3	94,5	Calcaire
Echantillon N°4	96	Calcaire

II.10.2. Teneur en matières organiques (NF P 94-047) - Méthode par calcination

Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique. On les identifie in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur.

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant au tamis 0,4 mm, préalablement séché à 65°, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.



Figure 16 : Détermination de la teneur pondérale en matières organiques.

Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique		
0-3	Sol inorganique		
3-10	Sol faiblement organique	FO	Vase
10-30	Sol moyennement organique	MO	Sol tourbeux
>30	Sol très organique	TO	Tourbe

Sites	Matières organiques MO	Désignation géotechnique
Echantillon N°1	0,98	Sol inorganique
Echantillon N°2	1,13	Sol inorganique
Echantillon N°3	1,45	Sol inorganique
Echantillon N°4	1,21	Sol inorganique

Interprétation des résultats

La teneur en matières organiques est comprise entre 0 et 3% (voir tableau II.11). En se basant sur la classification présentée sur le tableau (II.10), les sols étudiés sont des sols inorganiques. Au-delà de 2 à 3 % de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme. Les sols contenant plus de 5 % de matière organique sont à proscrire.

II.10.3. Autres analyses chimiques

a. Sulfates solubles dans l'acide - selon la norme NF EN 1744-1(P 18-660-1)

➤ Principe

Les sulfates, extraits à l'acide chlorhydrique dilué à partir d'une prise d'essai du granulat, sont dosés par gravimétrie.

La teneur en ion sulfate est exprimée en pourcentage de masse du granulat.

➤ Préparation de la prise d'essai

Concasser et réduire le sous-échantillon par étapes. Broyer en suite et continuer à réduire jusqu'à obtenir une masse d'environ 20 g passant au tamis étalon de 0,125 mm. Prendre environ 2 g de cette matière comme prise d'essai.

Si un séchage est nécessaire en cours de préparation, la température ne devra pas dépasser (110± 5) °C pour éviter l'oxydation des sulfures.

Teneur en sulfates SO_4^{2-} (%) dans le sol sec	Degré d'agressivité	Symbole	Niveau de protection
0,24-0,6	Faiblement agressif	A1	1
0,6-1,2	Moyennement agressif	A2	2
1,2-2,4	Fortement agressif	A3	2
>2,4	Très fortement agressif	A4	3

Tableau II.14 : Les résultats d'agressivité des sols en fonction (%) de SO_4^{2-} (NF EN 1744 – 1).

Sites	Teneur en sulfate SO_4^{2-}	Degré d'agressivité	Symbole	Niveau de protection
Echantillon N°1	0,76	Moyennement agressif	A2	2
Echantillon N°2	0,59	Faiblement agressif	A1	1
Echantillon N°3	1,11	Moyennement agressif	A2	2
Echantillon N°4	1,3	Fortement agressif	A3	2

Interprétation des résultats

La teneur en SO_4^{2-} varie entre 0,59 et 1,3 c'est des teneurs classées comme faiblement à fortement agressives. Cependant, les calcaires de Mekla site (1) et LNI site (1) présentent des teneurs en SO_4^{2-} moyennement agressif. Tandis que, le calcaire issu de Mekla site (2) présente une teneur en SO_4^{2-} faiblement agressif. L'autre calcaire de LNI site (2) par contre, présente une teneur fortement agressive.

II.11. Analyse minéralogique

Elle a pour but l'identification des espèces minérales et, dans le domaine sédimentologique, la détermination des caractéristiques granulométriques et morphoscopiques.

Dans ce présent chapitre, on envisage de mettre en évidence les relations entre la composition minéralogique des calcaires et les caractéristiques mécaniques (résiduelles), car les minéraux argileux jouent un rôle prépondérant sur la valeur de ces paramètres mécaniques.

Ainsi, savoir que la présence d'un tel minéral argileux a une incidence sur telle caractéristique, devient très intéressant.

II.11. 1. Composition minéralogique des échantillons étudiés

- Site Echantillon N°1

Tableau II.15 : Minéraux constituant l'échantillon prélevé à Mekla site (1).

Minéraux	Calcite	Muscovite	Quartz	Hydroxydes de fer
Pourcentage	94	2	4	<1

- **Site Echantillon N°2**

Tableau II.16 : Minéraux constituant l'échantillon prélevé à Mekla site (2).				
Minéraux	Calcite	Muscovite	Quartz	Hydroxydes de fer
Pourcentage	93	3	3	1

- **Site Echantillon N°3**

Tableau II.17 : Minéraux constituant l'échantillon prélevé à LNI site (1).				
Minéraux	Calcite	Dolomite	Quartz	Hydroxydes de fer
Pourcentage	95	1	2	<2

- **Site Echantillon N°4**

Tableau II.18 : Minéraux constituant l'échantillon prélevé à LNI site (2).				
Minéraux	Calcite	Muscovite	Aragonite	Hydroxydes de fer
Pourcentage	96	2	1	<1

Interprétation des résultats

Les matériaux étudiés sont caractérisés par la présence abondante de carbonate (calcite). Ils possèdent une structure hétérogranoblastique formé d'un assemblage de cristaux de calcite légèrement aplatis et disposés suivant une orientation préférentielle.

- **Calcite**

Elle se présente sous deux formes :

- En grands cristaux, ayant fréquemment une macle de biréfringence sa taille variant de 0,3 à >1mm, constituant en partie la masse de la roche.
- En microcristaux (microgranoblastique) (taille : 0,05-0,25mm) agglutiné parfois autour des grands cristaux.

- **Micas**

Très peu abondants, ils sont représentés par quelques fines lamelles muscovite allongées et rarement groupées. Leur taille est comprise entre 0,1 et 0,2mm. Ils sont parfois pigmentés par des hydroxydes de fer.

II.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la zone d'étude des différents massifs calcaires étudiés ainsi que les résultats d'essais d'identification réalisés au laboratoire, ce qui a permis d'avoir une idée sur leur nature physique, chimique et minéralogique.

Les résultats obtenus, montrent que les calcaires étudiés ne contiennent pas tous les mêmes types de minéraux. Ceci peut en conséquence avoir un effet non négligeable sur leur comportement mécanique.

Dans ce qui suit nous allons entamer l'étude de leur comportement mécanique, commençant d'abord par les essais de compactage et les essais de portance CBR qui feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE III

COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

III. Introduction

L'amélioration des propriétés physiques du sol en place peut se faire par plusieurs procédés :

- Un procédé mécanique : consiste principalement au compactage et densification du sol ;
- Un procédé chimique : Consiste en l'ajout et le mélange de produits chimiques dans le sol tels que chaux, ciment, pouzzolane ;
- Un procédé électrique : Consiste en l'application de courants électrique au sol ;
- Un procédé thermique : consiste en le traitement du sol par chauffage ou par congélation.

Le procédé mécanique est préféré lors de la réalisation de routes, de lignes de chemin de fer, assises de chaussées, remblais techniques et digues. Il est donc important d'assurer un bon compactage pour une meilleure stabilité et une meilleure portance de l'ouvrage.

III.1 Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charge, vibration, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les plates-formes et remblais routiers, les digues des barrages en terre et les pistes d'atterrissage.

Le compactage se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial ; par conséquent, la teneur en eau (w) du sol ne sera donc pas modifiée. Le poids volumique du sol (γ_h), et le poids volumique sec (γ_d) seront alors augmentés.

Ce paramètre (γ_d) doit être suivi comme conséquence de l'opération de compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec (Dannau, 2017).

III.2. Objectifs du compactage

L'objectif du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes, standards, et cahiers des prescriptions spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux. Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants. Elle consiste également à supprimer les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées. A diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Et en l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au

poinçonnement etc. Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé. Durant la phase d'exploitation de la route, afin d'assurer une qualité de service satisfaisante sans entretien prohibitif. Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées du trafic et des conditions météorologiques. 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. Les ouvrages se classent donc dans l'ordre des degrés de liberté décroissants, en matière d'emprunts, ce qui, rejait sur les techniques de traitement (Alonso, 2005).

III.3. Théorie de compactage

L'ingénieur américain Proctor (1933), qui a mis au point l'essai de compactage a montré que le compactage dépend spécialement des paramètres suivants : la teneur en eau et le poids volumique, l'énergie de compactage, et la nature du sol

III.3.1 Influence de la teneur en eau et du poids volumique

Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse (m) tombant d'une hauteur (h) multipliée par le nombre de coups donnés (n).

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 masse.

Si l'on porte en graphique les (γ_d) obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe appelée courbe Proctor (Fig.1).

La courbe a l'allure d'une cloche, elle passe par un γ_d maximum que l'on appelle *optimum* Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale w_{opt} . Dans la pratique courante, on parlera de branche sèche pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et de branche humide pour les teneuses qui dépassent l'optimum.

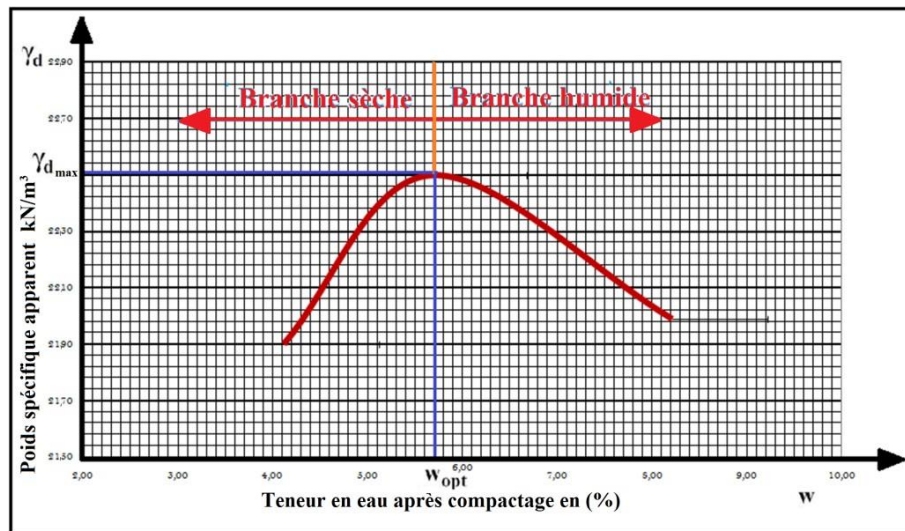


Figure III. 1 : Courbe de compactage et Optimum Proctor (Mabrouki, 2017).

Considérons que les mottes de sol sont soumises à une action mécanique (impact dynamique ou chargement statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles, ces mottes seront peu déformables et obtenir un « bon » arrangement sera impossible. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et l'arrangement pourra s'améliorer. 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, leur volume est alors constant. Le calcul montre que pour une teneur en eau donnée, le maximum de compacité, ($\gamma_{d_{max}}$) correspond à un degré de saturation égal à 1.

En pratique, on constate expérimentalement que le degré de saturation maximum obtenu par compactage ne dépasse jamais 80 à 90% en moyenne pour les sols fins. Cela 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 $< 10\%$, le sol devient pratiquement imperméable à l'air et l'air résiduel reste occlus dans les macropores. A ce stade, le sol peut toujours se déformer, mais à volume constant ($v < 0,5$) dans la pratique, on parlera du phénomène de surcompactage (coussin de caoutchouc). 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

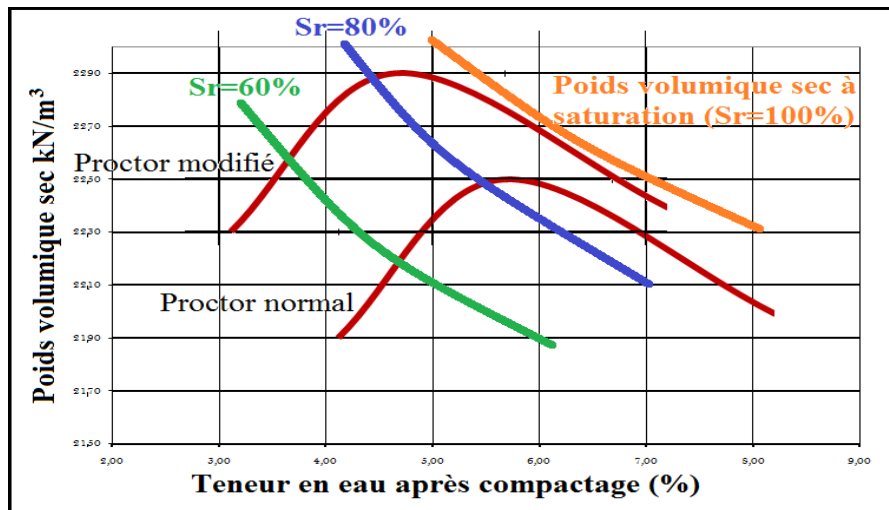


Figure III.2 : Courbe de compactage γ_d en fonction de w (Serratrice, 2018).

III.3.2 Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage a une influence très nette 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 de l'optimum.

Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse $w = w_{sat}$. Elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe-enveloppe qui représente la relation entre w_{sat} et γ_d pour le sol considéré.

γ_s et γ_w sont des contraintes, w_{sat} est donc proportionnelle à $1/\gamma_d$, la courbe enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment γ_s ,

Puisque ; pour $w_{sat}=0$, on aura $(1/\gamma_d)-(1/\gamma_s)=0$, donc $\gamma_d=\gamma_s$.

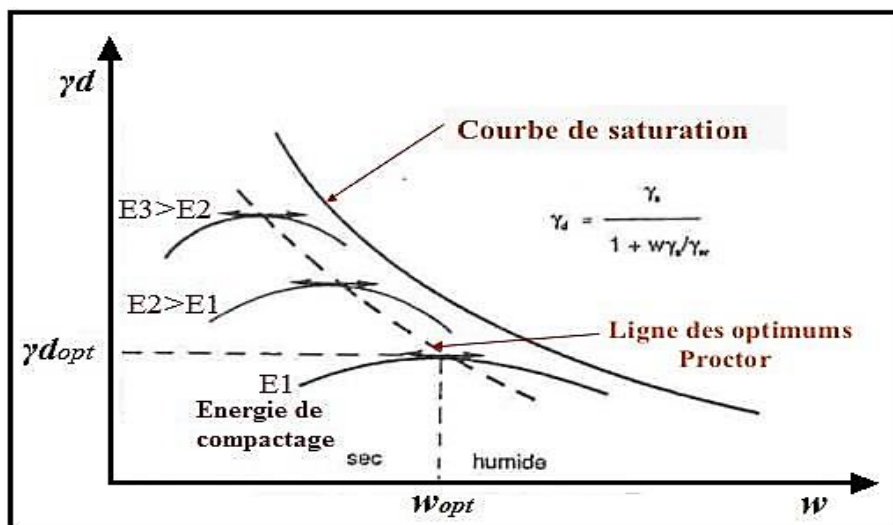


Figure III.3 : Influence de l'énergie de compactage (Alonso, 2005).

III.3.3 Influence de la nature du sol

Un sol (fins) dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol (grenu) dont la teneur en eau influence peu le compactage, sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais (figure III.4).

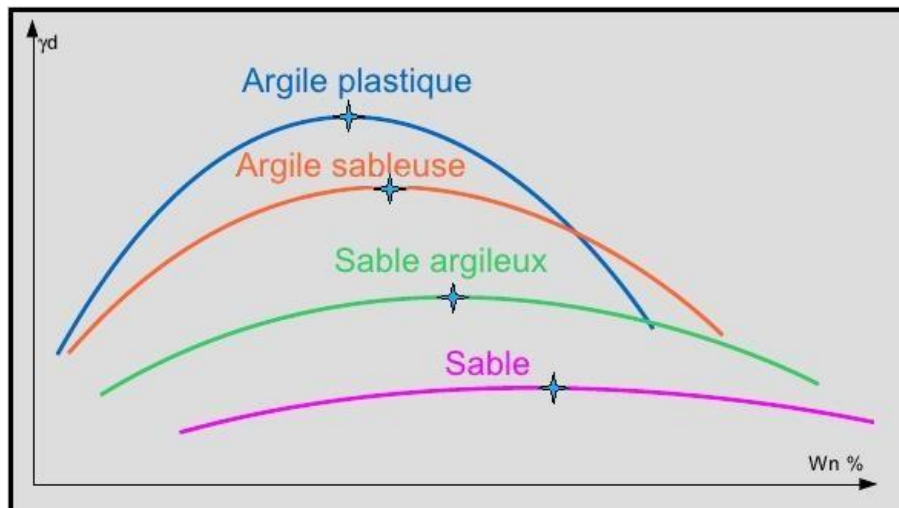


Figure III. 4 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor (Alonso, 2005).

On remarque 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.

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

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

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

III.3.4. Influence de la méthode de compactage

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

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

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

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

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

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

III.4. Les essais de compactage au laboratoire

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

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

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

III.4.1 Essai Proctor

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

-Un socle de compactage en caoutchouc ; et une règle à araser ;

-Un moule Proctor : constitué d'un corps de moule ($\Phi=102$ mm, $h=116$ mm), d'une embase et d'une rehausse ;

-Un mouton Proctor normal : constituée d'un mouton cylindrique ($\Phi=51$ mm, $m=2490$ g) ; le mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm

-En plus d'un tamis (2 mm), une balance, et des récipients hermétiques.

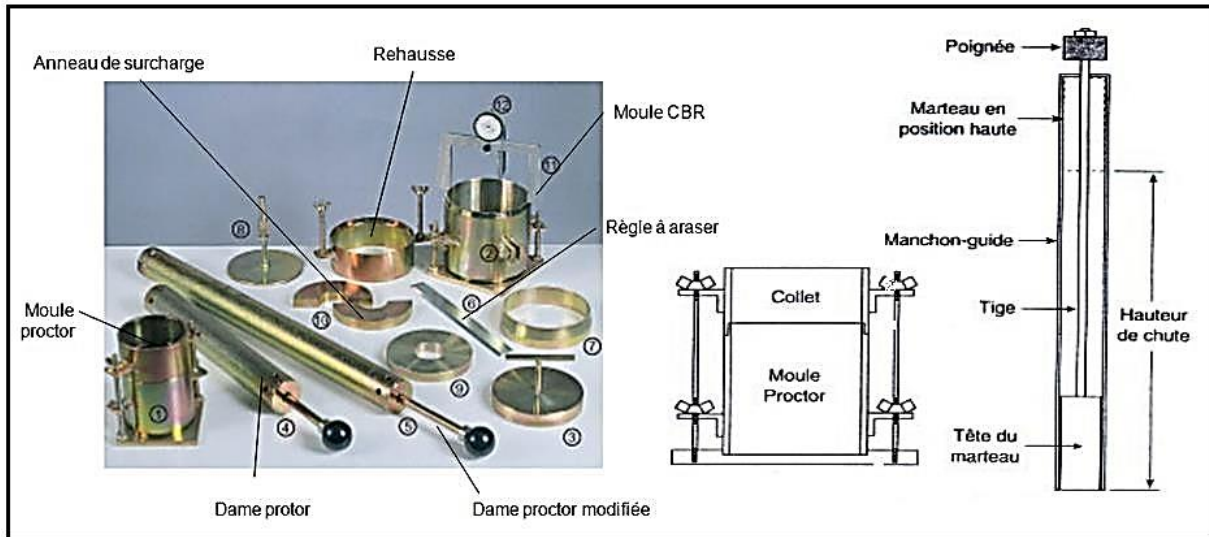


Figure III. 5 : Appareillage spécifique pour l’essai Proctor (Hamraoui, 2014).

III.4.2. Quantité de matériaux et choix du type de moule

La quantité de matériaux varie entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR (ICBR) après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat (IPI).

Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai (Fig. 6). Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée (Tableau 1).

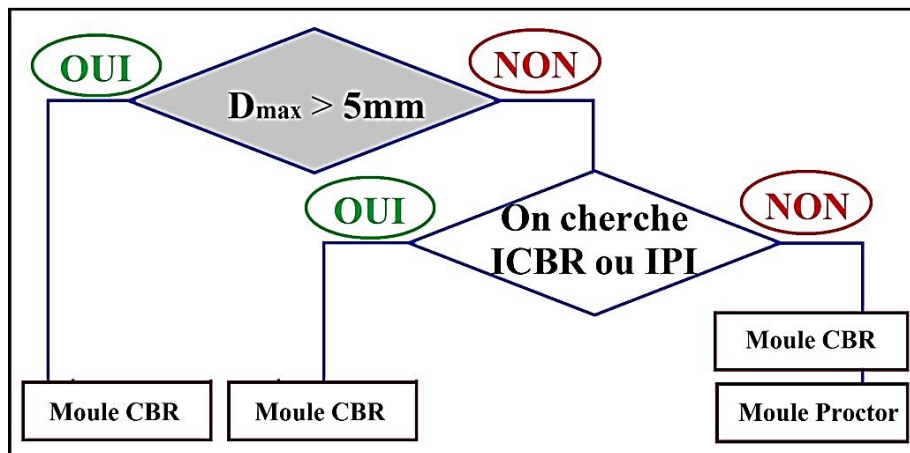


Figure III.6 : Diagramme de choix du moule de compactage (norme NF P 94-093).

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'essai Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093).

Type	Nombre de Coups total	Energie (kN/m ³)	Masse de Dame (kg)	Hauteur de chute (m)	Diamètre moule (mm)	Hauteur de moule (m)
Normal	75	593	2,490	0,305	101,5	0,116
Modifié	280	2700	4,535	0,457	152	0,116

La procédure expérimentale consiste en :

- **La préparation :** avant le compactage du sol, il faut d'abord :
 - préparer le mélange du sol : le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique suffisamment sec pour entamer l'essai. Une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau avec une pelle. Après, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié.
 - Monter correctement le corps du moule, l'embase et la rehausse. Et lubrifier l'intérieur par de la graisse pour que l'on puisse facilement retirer l'échantillon compacté.
- **Le compactage :** introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule ;
 - Compacter cette couche avec la dame Proctor normal en appliquant respectivement 25 ou 55 coups par couche (Fig. 7). Et répéter l'opération autant de fois pour la 2^{ème} et la 3^{ème} couche ;
 - A la fin du compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, raser soigneusement au niveau du moule puis retirer l'échantillon ;
 - Peser l'échantillon compacté ; et déterminer sa teneur en eau.

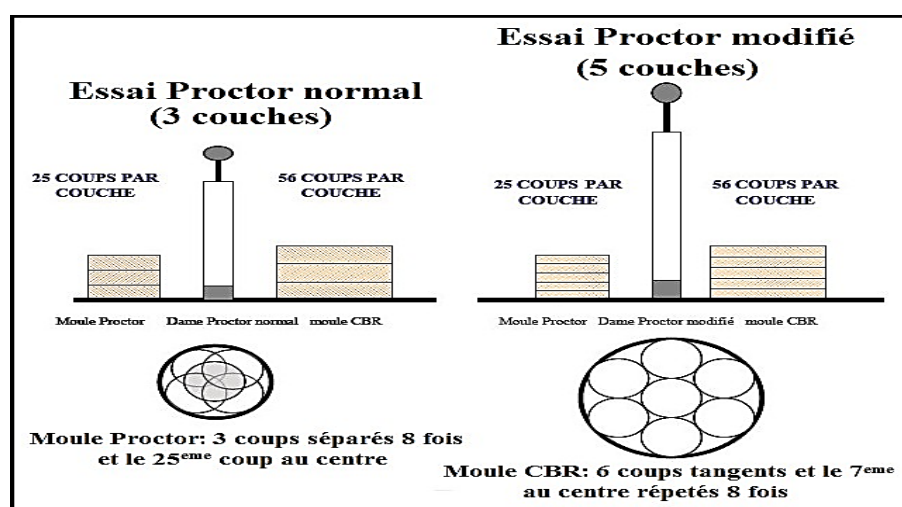


Figure III.7 : Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié (Mabrouki, 2017).

III.4.3. Matériel utilisé

Il comprend :

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



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

III.4.4. Exécution de l'essai

- On prend 5.5kg du mélange (granulats routiers +% de déchets plastiques) préalablement préparé qu'on verse dans un bac.
- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du mélange (les teneurs en eau doivent évoluer de 2%).
- À l'aide de la truelle on malaxe bien le mélange.
- On remplit le moule CBR normalisé en 05 couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame Proctor modifié en 56 coups, en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place des autres couches.
- Une fois le moule rempli, on arase la face supérieure avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.

- On prélève ensuite un échantillon d'environ 100 g à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2ème échantillon du même poids environ.
- A la balance, on évalue les masses des prélèvements puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h pour en déterminer les teneurs en eau.



Figure III.9. Exécution de l'essai Proctor modifié.

III.4.5. Essais réalisés

Une série d'essai Proctor modifié a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de calcaire des différents sites prélevés, à savoir :

- Calcaire de Mekla site 1, (Echantillon N°1)
- Calcaire de Mekla site 2, (Echantillon N°2)
- Calcaire de Larbaa Nath Irathen site 1, (Echantillon N°3)
- Calcaire de Larbaa Nath Irathen site 2, (Echantillon N°4)

III.4.6. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer :

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

- La densité sèche.

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

✓ **Echantillon de calcaire Mekla (site1)**

Tableau. III.2 Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire.

Teneur en eau initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
4	4477	4314.5	3.64	1.92
6	4975	4704.1	5.33	2.09
8	4415	4101.5	7.10	1.82
10	4315	4005	7.18	1.78

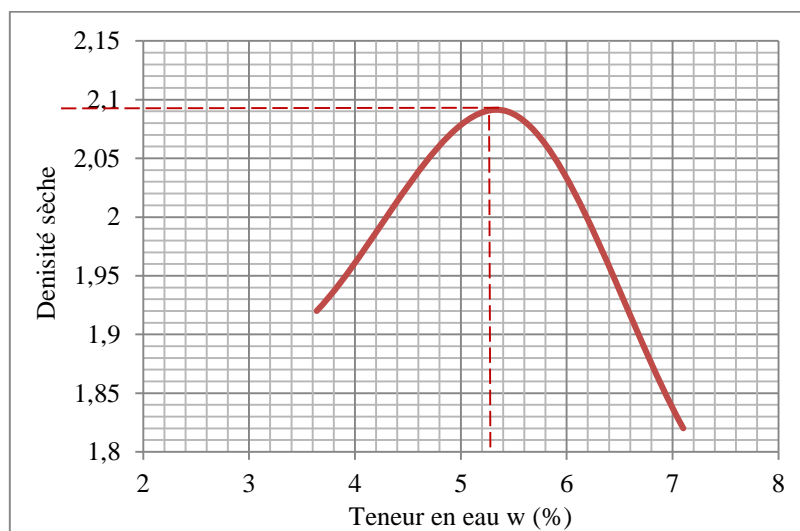


Figure III.10 : Courbe Proctor de l'échantillon N° 1.

✓ **Echantillon calcaire Mekla (site2)**

Tableau. III.3 Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire Mekla site (2)

Teneur en eau Initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
4	5011	4891.80	3.7	1.84
6	4369	4151.25	4.9	1.94
8	4401	4051.95	7.9	2.17
10	4511	4145.05	9.1	1.83

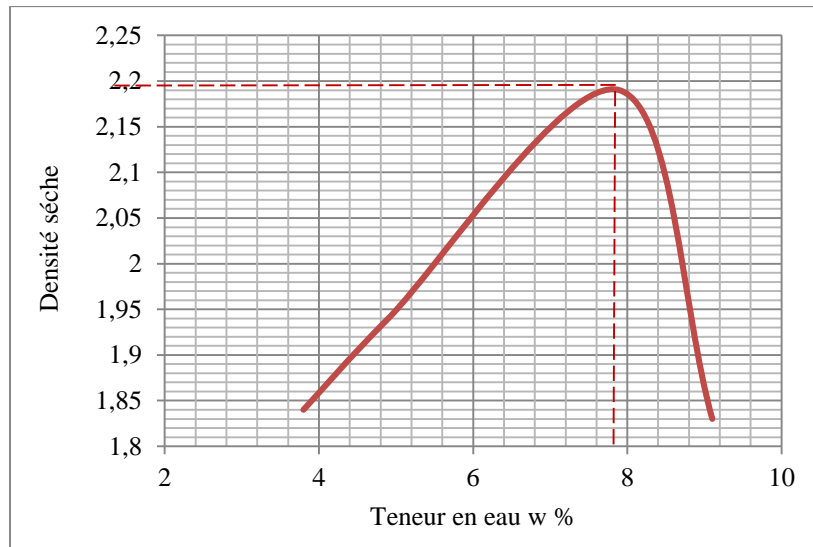


Figure III.11 : Courbe Proctor de l'échantillon N° 2.

✓ **Echantillon calcaire LNI (site1)**

Tableau. III.4 Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire LNI site (1)

Teneur en eau Initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau $W(\%)$	Densité sèche
4	5509	5299.1	7.4	1.78
6	4403	4216.7	6.3	2.09
8	5310	4919.5	4.8	2.35
10	4821	4454.5	3.2	1.87

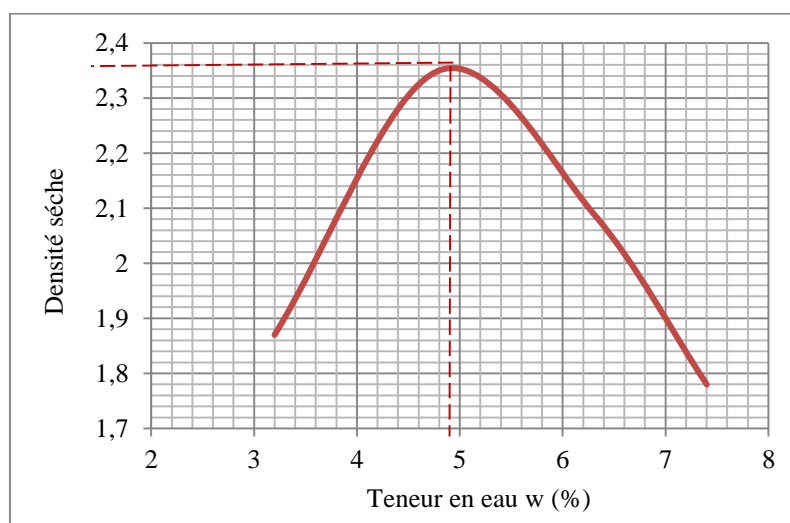


Figure III.12 : Courbe Proctor de l'échantillon N° 3.

✓ **Echantillon calcaire LNI (site2)**

Tableau. III.5 Résultats de l'essai Proctor du matériau calcaire LNI site (2)

Teneur en eau Initiale (%)	Masse humide $M_h(g)$	Masse sèche $M_s(g)$	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
4	4782	4497.5	10.2	1.74
6	5203	4711.0	9.10	2.092
8	5170	4699.1	7.6	2.16
10	4679	4154.5	5.9	1.71

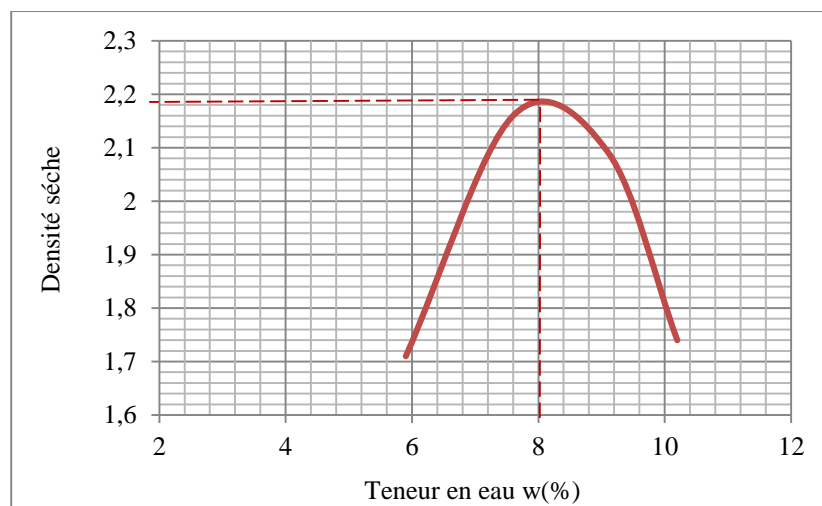


Figure III.13 : Courbe Proctor de l'échantillon N°4.

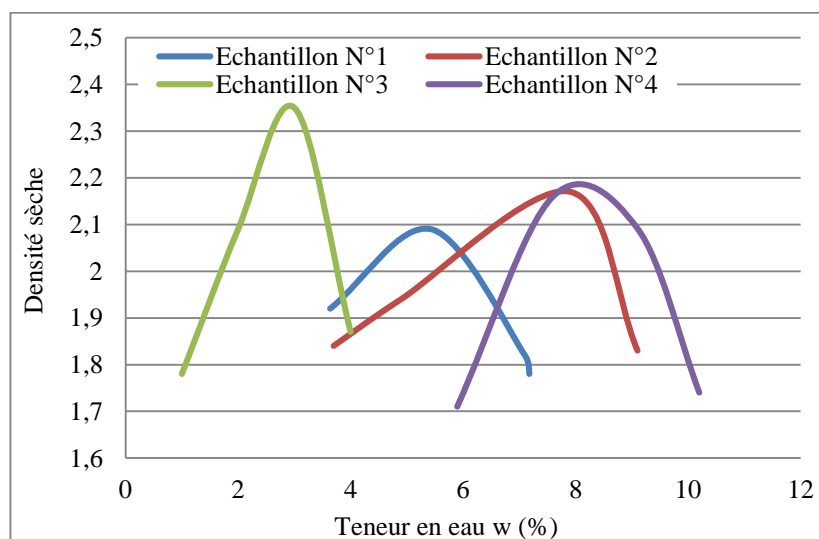


Figure III.14 : Courbe comparatives Proctor modifié des différents échantillons étudiés.

Sites	Teneur en eau optimales (%)	Masse volumique sèche maximale (g/cm ³)
Echantillon 1	5.33	2.09
Echantillon 2	7.9	2.17
Echantillon 3	4.8	2.35
Echantillon 4	7.6	2.16

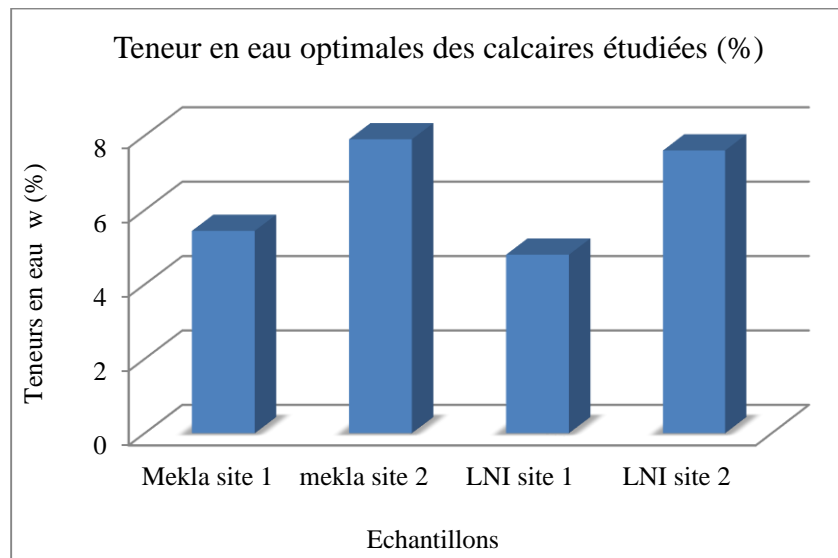


Figure III.15 : Teneurs en eau optimales des calcaires étudiés (%).

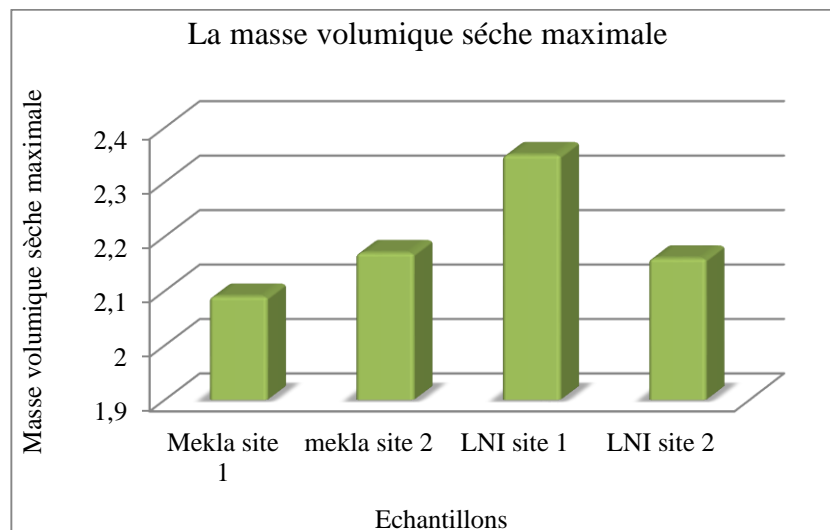


Figure III.16 : Masses volumiques sèches maximales.

Interprétation des résultats

Les résultats des essais de compactage réalisés présentés sur les tableaux et les figures précédents, permettent de conclure que, les calcaires étudiés présentent des densités sèches très intéressantes supérieures à 1,8 (seuil minimal exigé par les normes). En effet, elles varient entre 2,09 et 2,35. Tandis que les teneurs en eau sont assez différentes, variant entre 4,8 % (la valeur la plus faible, cas de l'échantillon N°3) et 7,9 % (la valeur la plus élevée, cas de l'échantillon N°2).

Il est toutefois à préciser que, la plus forte densité obtenue 2,35 correspond à la teneur en eau la plus faible 4,8 % (cas du site 1 de Larbaa Nath Irathen). Tandis que, la plus faible densité est de 2,09 (g/cm³) obtenues dans le site Mekla (1), correspond à une teneur en eau de 5,44 %. Les caractéristiques obtenues au compactage sont très attractives et répondent largement aux exigences des normes de constructions routières, particulièrement, les matériaux issus du site LNI (site 1).

III.5. Essai de portance Californien (California Bearing Ratio) (CBR) (NF P 946078)

III.5.1 Introduction

Cet essai a été développé en 1929 par les ingénieurs T.E Stanton et O.J. Porter du département des routes de Californie. Il permet la classification d'un sol pour être utilisé comme sous-fondation et fondation dans la construction de routes. Pendant la Deuxième Guerre mondiale, le corps des ingénieurs des États-Unis l'a également adopté pour la construction des aéroports. Cet essai est utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de fondation, établir une classification des sols et permettre d'étudier la traficabilité. Il peut être réalisé in-situ et en laboratoire, mais cette dernière option n'est pas souvent réalisée. Il nous donne un des paramètres indispensables dans les essais géotechniques précédant la construction. Il y a différents types d'essais CBR à réaliser en fonction du type et de la qualité du sol. La norme qui définit cet essai porte la référence NF P 946078.

III.5.2 But de l'essai

L'essai permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai CBR est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements.

III.5.3 Principe de l'essai

Cet essai simule la pression appliquée par des pneumatiques sur un sol de fondation. Cette surcharge engendre un mouvement de la chaussée (déplacement vertical du sol). On reproduit ce phénomène en compactant le matériau aux conditions de l'essai Proctor dans un

moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

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

- L'indice Portance Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- L'indice C.B.R immédiat (C.B.R immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée ;
- L'indice C.B.R après immersion (C.B.R immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau) (BORHEN, 2017).



Figure III.17 : Appareil C B R

III.5.4 Réalisation de l'essai

Si l'essai est réalisé sans immersion dans l'eau, un poids annulaire sera placé sur l'échantillon de telle manière à simuler la surcharge qu'aura le sol.

Si l'échantillon a été immergé pour mesurer son expansion, une fois drainé, un poids annulaire sera également placé sur l'échantillon. Le moule avec l'échantillon est placé sur la presse et le piston cylindrique descend à 1,27 mm/min à vitesse uniforme. Il faut prendre les lectures de charges appliquées à différentes profondeurs de pénétration du piston, jusqu'à atteindre 0,5 pouce de profondeur.

Pour terminer, l'humidité de l'échantillon est mesurée (Hamraoui, 2014).

III.5.5 Détermination de l'indice CBR immédiat

- Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston. Procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.

- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.
- Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27mm/min.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0,625-1,25 - 2 - 2,5 - 5 -7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
- L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.

III .5.6Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

III .5.6.1 But de l'imbibition (immersion dans l'eau)

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

Le but de cette opération est de placer le sol dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique et de mesurer le gonflement susceptible de se produire (Ralph, 1993).

III .5.6.2 Mode opératoire

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



Figure III.18 : Phase d'imbibition et mesure du gonflement à l'immersion.



Figure III.19 : Exécution de l'essai CBR après immersion.

III.5.7. Expression des résultats

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

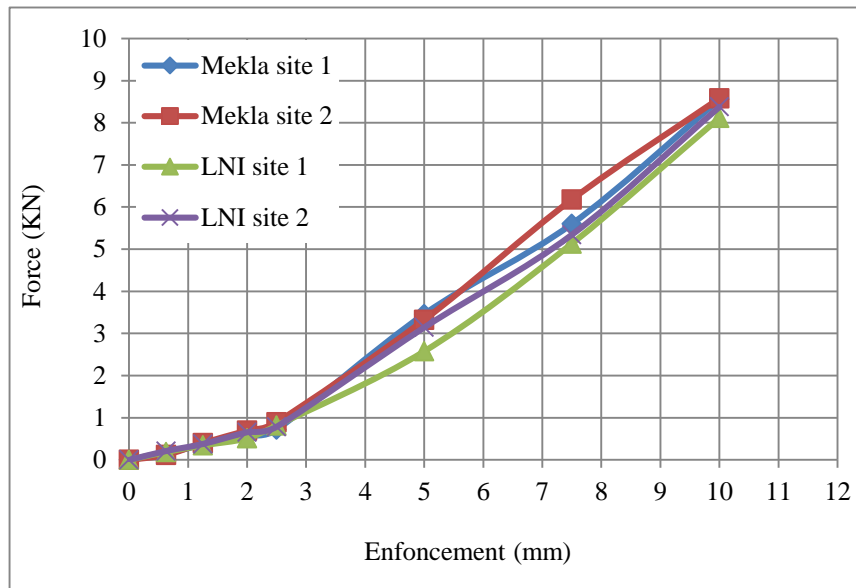


Figure III.20 : Courbes enfoncement-forces (CBR immédiat).

Tableau. III.7 : Résultats des essais CBR immédiat.

Sites	I (2.5) (%)	I (5) (%)	Indice CBR
Mekla site (1)	3.025	4.67	4.67
Mekla site (2)	4.174	7.68	7.68
LNI site (1)	7.631	11.82	11.82
LNI site (2)	8.962	10.24	10.24

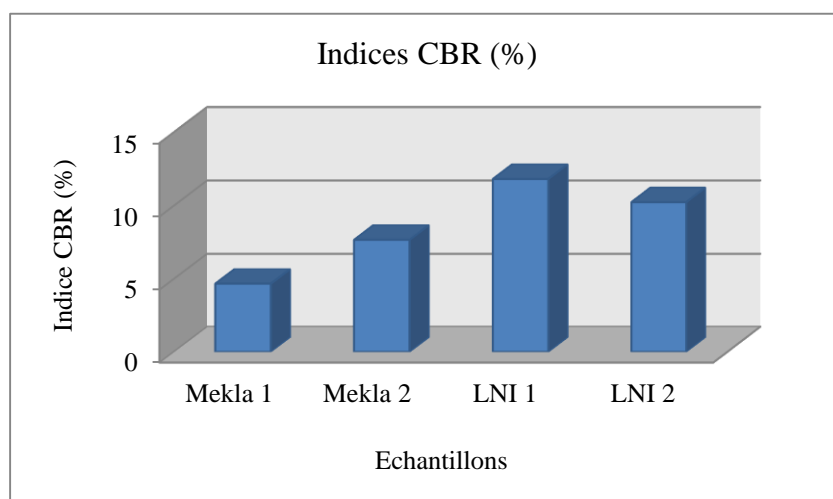


Figure III.21 : Indice CBR immédiat des 4 sites étudiés.

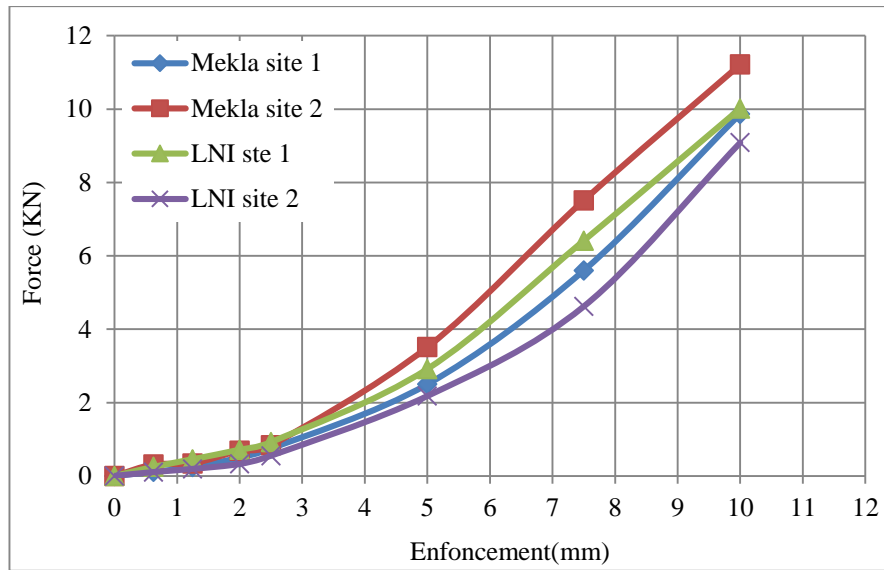


Figure III.22 : Courbe enfoncement-forces (CBR après immersion).

Tableau.III.8 : Résultats de l'essai CBR après immersion.

Sites	I (2.5) (%)	I (5) (%)	Indice CBR après immersion (%)
Echantillon N°1	1.423	4.35	4.35
Echantillon N°2	2.921	7.50	7.50
Echantillon N°3	5.318	11.5	11.5
Echantillon N°4	6.217	9.10	9.10

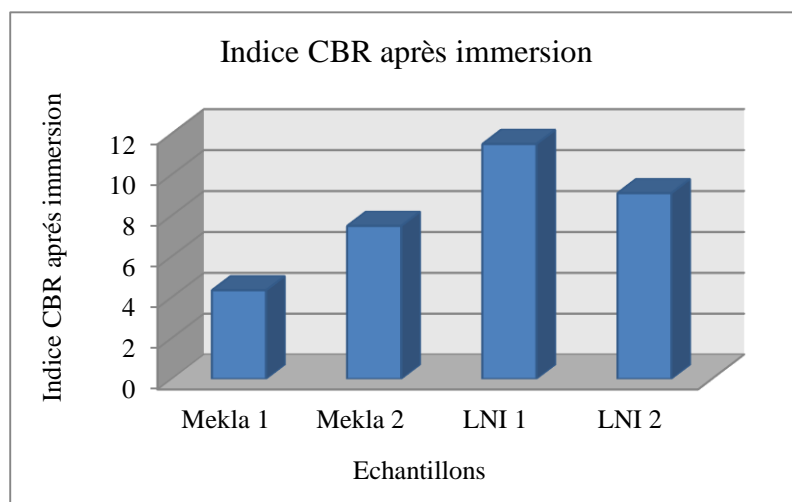


Figure III.23 : Indice CBR après immersion des 4 sites étudiés.

Sites	G (%)
Echantillon N°1	0.1090
Echantillon N°2	0.0890
Echantillon N°3	0.4110
Echantillon N°4	0.3990

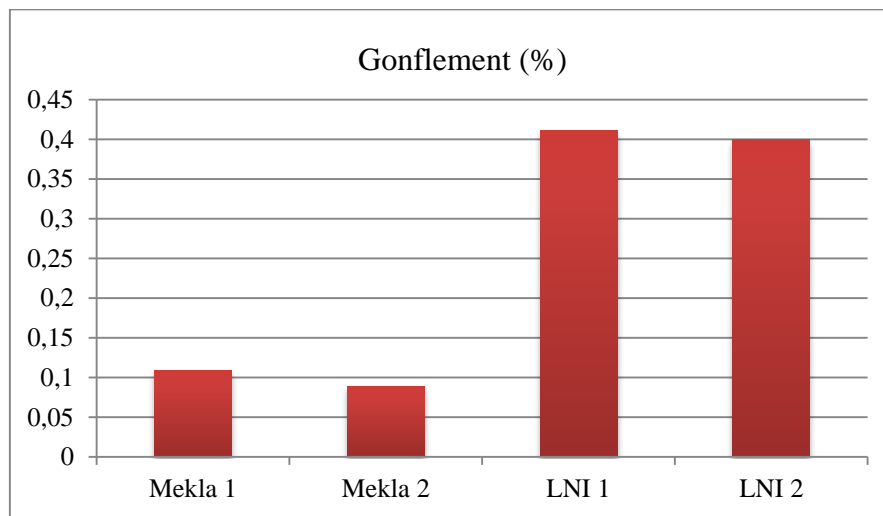


Figure III.24 : Le gonflement linéaire G des calcaires étudiés.

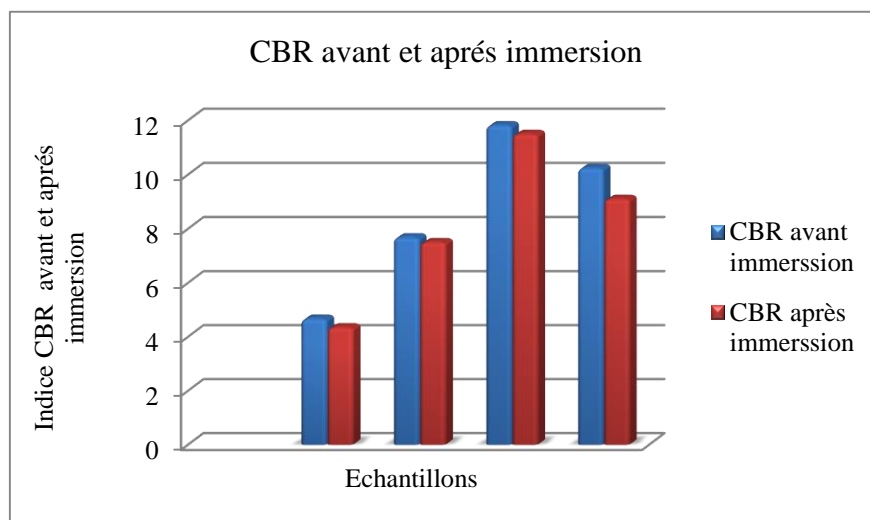


Figure III.25 : Histogramme de comparaison des indices CBR avant et après immersion.

Tableau. III.7 : Classe de portance des valeurs CBR.

Classe de portance %	Valeur de CBR
S0 portance très faible	$CBR < 3$
S1 portance faible	$3 < CBR < 6$
S2 portance moyenne	$6 < CBR < 12$
S3 portance élevée	$12 < CBR < 25$
S4 portance très élevée	$25 < CBR$

Interprétation des résultats

La figure III.25 montre que les indices CBR avant et après immersion ne sont très proches. Ceci permet de dire que les matériaux étudiés présentent des portances très stables en passant de l'état sec à l'état humide (l'écart ne dépasse pas 1%). Cette caractéristique est d'une importance capitale pour un matériau routier, notamment dans les régions qui présentent des variations climatiques importantes.

Il est toutefois, nécessaire de signaler que les indices CBR avant immersion sont dans tous les cas légèrement supérieurs à ceux après immersion.

En se basant sur les valeurs de références présentées dans le tableau .III.7, on peut dire que le calcaire de Mekla site (1) est un matériau de faible portance ($3 < CBR = 4.35 < 6$) de classe S1. Tandis que, les sites Mekla 2, LNI 1 et LNI 2 ($6 < CBR < 12$) sont des matériaux de portance moyenne de classe S2.

Le calcaire de Mekla site (1) peut être utilisé dans une couche de forme car elle nécessite une portance minimale de la partie supérieure des terrassements (PST) au moment des travaux : c'est la portance à court terme. Si cette portance est insuffisante, une amélioration est nécessaire pour réaliser la couche de forme. Tandis que l'utilisation des autres calcaires peut être étendue à d'autres couches de chaussées.

Du point de vue gonflement, les calcaires étudiés sont peu gonflants en présence d'eau, ainsi ils présentent une certaine stabilité, ce qui laisse un champ ouvert pour leur éventuelle exploitation dans le génie civil en général et les travaux publics en particulier.

III.6.Conclusion

Le compactage des différentes calcaires étudiées a donné des résultats intéressants et assez comparables en terme de densités (2,09 à 2,35), mais à des teneurs en eau relativement variables (4,8 à 7,9).

Les essais CBR par contre, montrent des portances faibles à moyenne. Avec des gonflements pratiquement négligeables. Cependant, ces essais ne peuvent cerner le comportement mécanique de ces matériaux. D'autres essais mécaniques sont réalisés pour mieux connaître leur comportement sous d'autres types de sollicitations, à savoir l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ce dernier fera, l'objet de chapitre suivant.

CHAPITRE IV

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

IV. Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrages de soutènement, remblai, talus,...etc), il est nécessaire de connaître la « résistance » du sol. Cette résistance est souvent difficile à déterminer, spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

La « résistance » d'un sol peut être définie par de nombreux critères : résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétrométrique, essai pressiométrique, essai triaxial et essai de cisaillement rectiligne, dit « à la boîte ».

Le présent mode opératoire s'applique exclusivement à l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande qui permet d'évaluer la résistance du sol en place ou des granulats d'apport afin d'assurer la sécurité des ouvrages construits et d'éviter toutes surprises après construction (LCPC, 1987).

Dans ce chapitre nous allons étudier la résistance au cisaillement des calcaires des différents sites en utilisant la boîte de cisaillement.

IV.1. Notion de résistance au cisaillement (LCPC - 1987)

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

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.

Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique indiqué sur la figure IV.1.

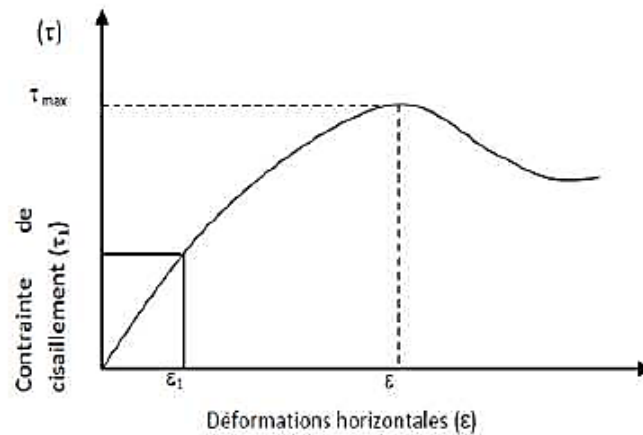


Figure IV.1 : Courbe de contraintes déformations (LCPC, 1987).

La résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement
- La contrainte de cisaillement correspondante à une déformation très grande,
- La contrainte de cisaillement correspondante à une déformation plus ou moins arbitraire.

Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

IV.1.1 Comportement des sols saturés

En mécanique des sols, le comportement des sols saturés est régi par la théorie de Terzaghi (1926,1948), qui divise la contrainte totale appliquée au sol, en une contrainte effective, relative au squelette solide et une pression interstitielle du fluide présent entre les particules solides du sol.

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau = \tau'$$

On peut aussi définir la résistance de cisaillement, en terme de contrainte totale (C , ϕ) et en terme de contrainte effective (C' , ϕ'). Ces deux formes de résistance représentent respectivement la résistance de cisaillement à court terme et la résistance de cisaillement à long terme qui peuvent s'écrire sous la forme :

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

$$\tau' = \sigma' \operatorname{tg}\phi' + C'$$

IV.1.2 Comportement mécanique des sols

Le comportement mécanique du sol, tant en ce qui concerne les déformations que la résistance au cisaillement, est lié d'après Terzaghi aux variations des contraintes effectives et non pas à celle des contraintes totales, ce qui dénote l'importance des paramètres C' et ϕ' dans l'étude du comportement à la rupture par cisaillement des sols.

- Au cours du cisaillement, pour le cas des sols pulvérulents, à forte perméabilité, l'écoulement plus ou moins rapide de l'eau favorise la dissipation totale des pressions interstitielles.

Et tous les efforts sont repris par le squelette solide, qui est caractérisé par ses paramètres de résistance effective C' et ϕ' .

- Par contre pour le cas des sols cohérents qui possèdent une faible perméabilité, les pressions interstitielles apparaissent en cours du cisaillement. Et cette apparition dépend des conditions dans lesquelles le cisaillement se produit. C'est-à-dire de la manière dont le drainage du sol est assuré et du temps pendant lequel la consolidation peut se produire. La détermination de C' et ϕ' expérimentalement, nécessite alors la connaissance de la valeur de la pression interstitielle.

Celle-ci(u) peut se faire soit par mesure directe pendant l'essai (triaxial) soit par un cisaillement suffisamment lent pour que la valeur de la pression interstitielle soit toujours nulle.

Ce problème de la mesure de la pression interstitielle a été contourné par Casagrande (Werner Schmidt, 1961) en proposant trois types d'essais :

- ◆ Les essais consolidés - drainés CD
- ◆ Les essais non consolidé - non drainés UU
- ◆ Les essais consolidés - non drainés CU (Werner, 1961)

IV.2. But de l'essai

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

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

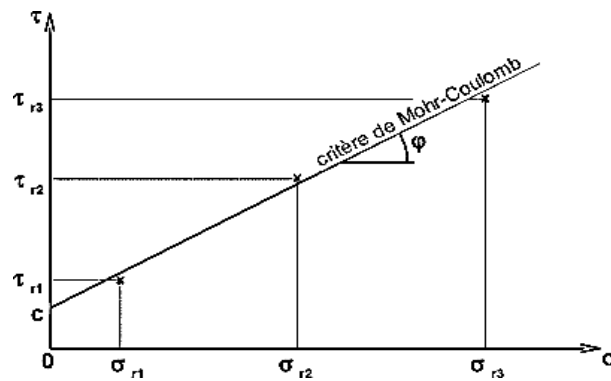


Figure IV.2 : Droite intrinsèque (Bernard, 2016).

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle φ » et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « valeur C ».

L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots (\text{IV.1})$$

Elle exprime « **la loi de coulomb** ».

- **Sols pulvérulents** : la droite passe par l'origine des axes.
- **Sols cohérent** : la droite ne passe pas par l'origine des axes. (Cordary, 1994).

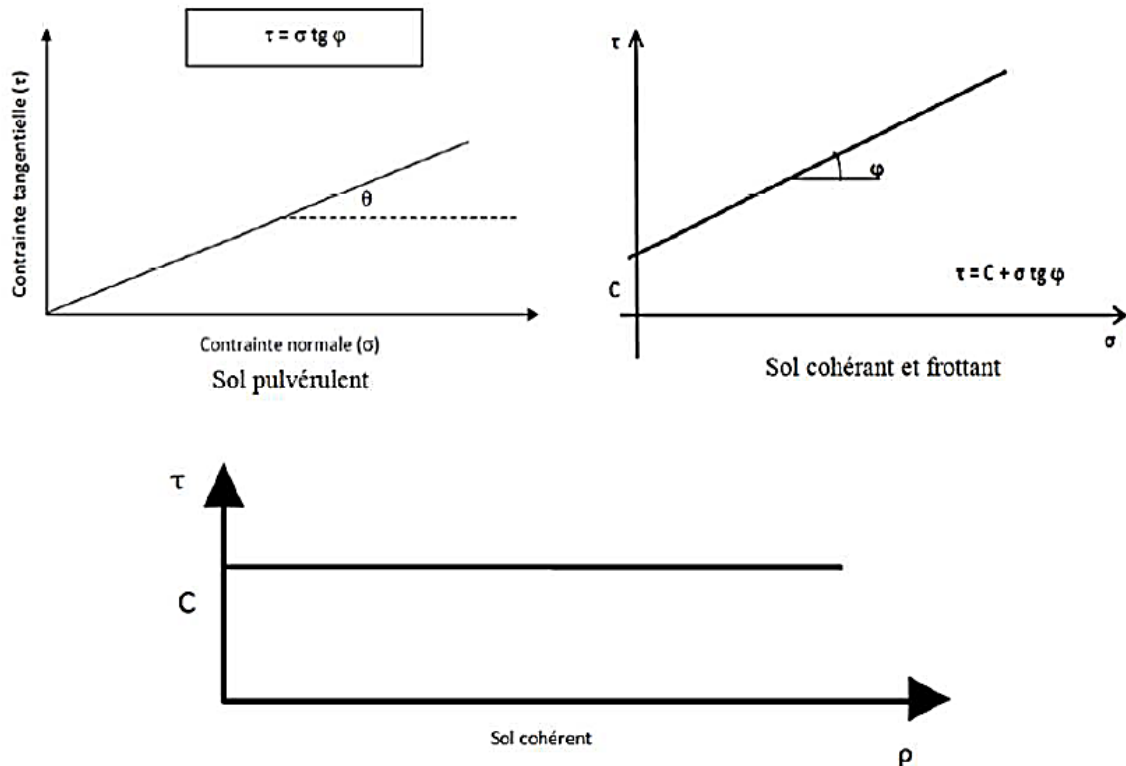


Figure IV.3 : Droite intrinsèque des différents types de sols.

IV.3. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

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

Plus l'angle de frottement et la cohésion seront grands plus la résistance au cisaillement devrait être élevée. (BOZABE, 2017)

IV.3.1. Paramètres C et φ pour différents types de sols et différents types d'essais

Comme il a été montré dans la loi de Mohr-Coulomb la résistance de cisaillement dans le sol est liée principalement à la contrainte normale appliquée au plan de rupture par deux paramètres. Ces derniers sont généralement considérés comme étant des paramètres intrinsèques au sol, la cohésion et l'angle de frottement " φ ".

Deux grandes catégories de sols seront envisagées dans ce mode opératoire :

- les sols pulvérulents : les graviers et les sables,
- les sols cohérents : argiles et limons.

IV.3.1.1 Dans les sols cohérents

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

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

IV.3.1.2 Dans les sols pulvérulents

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

IV.4. Différents types d'essais de cisaillement à la boîte

IV.4.1 Essai consolidé, drainé (CD)

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

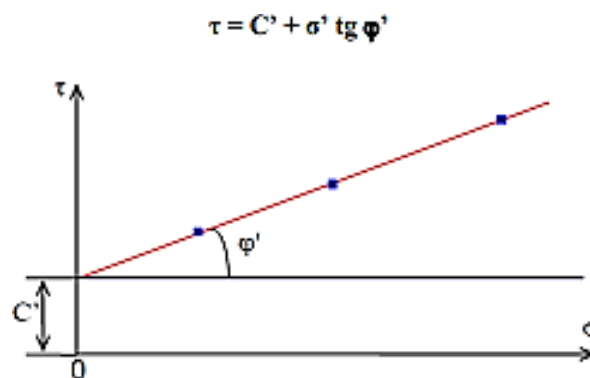


Figure IV.4 Droite intrinsèque d'un essai (CD).

IV.4.2 Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)

L'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des

pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle.

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

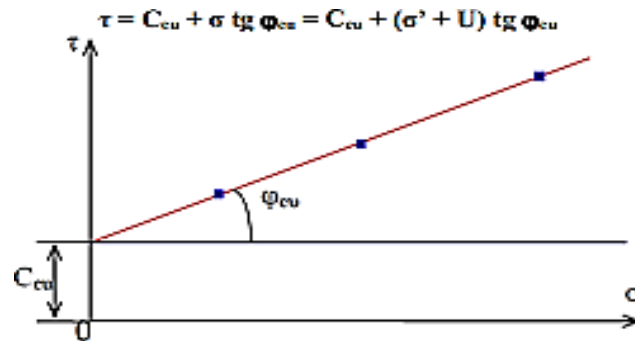


Figure IV.5 : Droite intrinsèque d'un essai (CU).

IV.4 .3 L'essai non consolidé non drainé(UU)

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

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

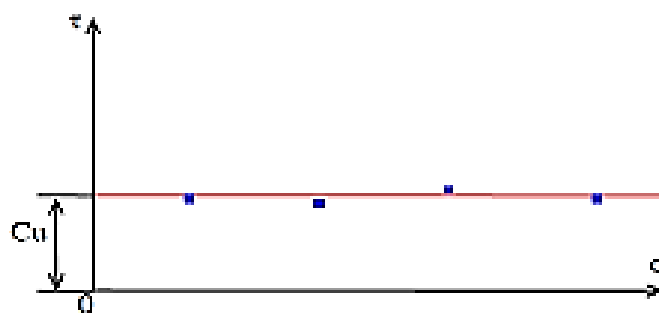


Figure. IV.6 : Droite intrinsèque d'un essai (UU) (L Sibille, 2018).

IV.5. Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée figure (IV.7).

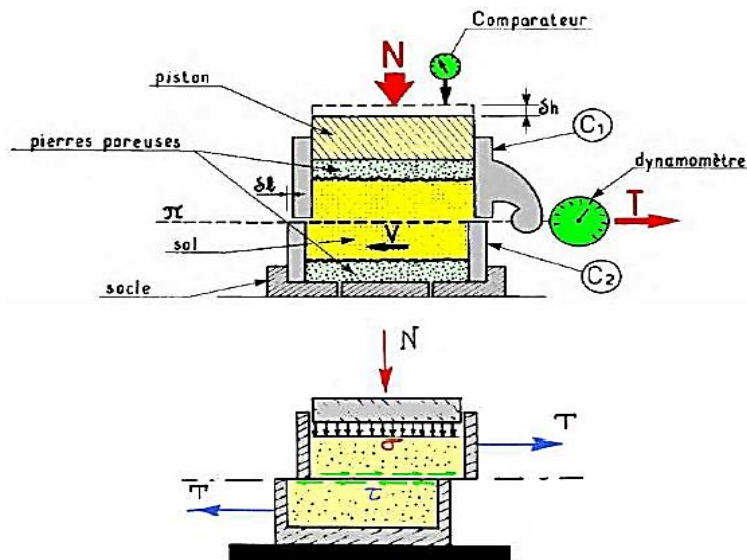


Figure IV.7 : Principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte (PERROT A, 1968).

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. (TECHOUANI, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan horizontal imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée (LCPC, 1987).

IV.6. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement

➤ Avantage

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

➤ Inconvénients

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;
- Frottement de deux demi-boîtes ;

- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

IV.7. Appareillage

L'appareil comprend essentiellement :

- La boîte de cisaillement de section intérieure $A = L \times L = (60 \times 60) \text{ mm}^2$, elle est composée de deux demi-boîtes ;
- Un système mécanique permettant d'appliquer les contraintes verticales désirées ;
- Un système mécanique permettant de déplacer horizontalement la demi-boîte inférieure ;
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillement ;
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déformations horizontales ;
- Un comparateur au 1/100 de millimètres indiquant les déplacements verticaux ;
- Un chronomètre pour prendre les mesures chaque 15 secondes.

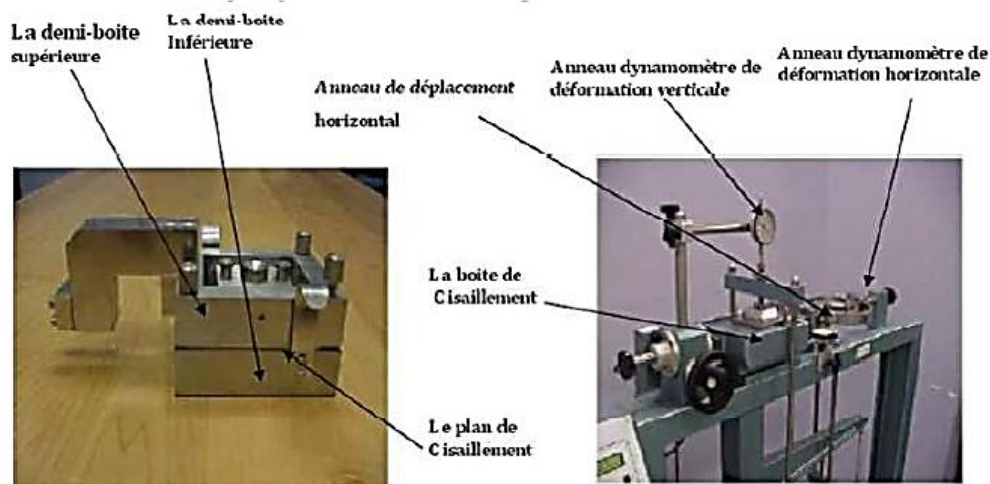


Figure IV.8 : Appareillage de cisaillement à la boîte (BERNARD, 2016).

IV.8. Mode opératoire et déroulement de l'essai

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

Pour chaque essai, l'échantillon est densifié à sa teneur en eau optimale déterminée précédemment à l'essai Proctor avec une masse de 180g. Les deux demi-boîtes sont fixées, une plaque rainurée assurant le drainage est placée au fond de ces dernières. L'échantillon est introduit par couche est densifié et ensuite recouvert par un papier filtre et une pierre poreuse.

L'ensemble est placé sur le chariot de la machine à cisaillement et la partie supérieure est fixée.

Régler la machine de cisaillement automatisée ensuite effectuer l'essai en deux phases :

Phase I : Saturation et consolidation

- Remplir le boîtier contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisée ;
- Mesurer le déplacement vertical du piston en fonction du temps jusqu'à stabilisation.

Phase II : Cisaillement

- Libérer le système de solidarisation des deux demi-boîtes (enlever les vis) ;
- Imposer le déplacement relatif des deux demi-boîtes à une vitesse constante ; la rupture de l'échantillon soumis à l'essai est caractérisée par l'apparition d'un pic (cas des sols pulvérulents ou sols sur-consolidés) ou par l'existence d'un palier (sols fins plastiques), ce qui permet d'arrêter l'essai après un certain nombre de lectures décroissantes ou stabilisées ;
- Arrêter l'essai à la fin du cisaillement.

(MAZZOLENI, 1997)



Figure IV.9 : Exécution de l'essai.

IV.9. Mode opératoire

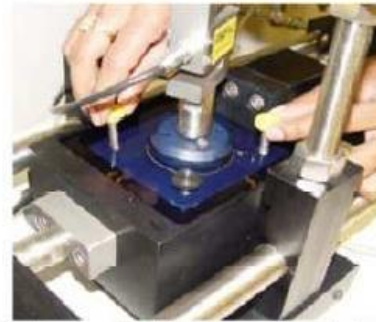
Les essais sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur des échantillons humidifiés à leurs teneurs en eau optimale.

- Densifier l'échantillon dans un anneau où son volume est connu et le mettre dans la boîte de cisaillement ;

- Mettre la plaque rainurée et la plaque poreuse à la base ;
- Fixation des demi-boîtes ;
- Mettre la boîte sur le chariot et positionner les Compérateurs et capteurs pour Prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle).



Boîte de cisaillement carrée



Boîte de cisaillement circulaire

Figure IV.10 : Différentes boîtes de cisaillement.

IV.10. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement ;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = (100, 200, 300)$ kPa, maintenue constante tout le long de l'essai ;
- Mettre tous les comparateurs à zéro ;
- Régler la vitesse de la machine de façon à imposer un déplacement horizontal relatif entre les deux demies- boîte constant ;
- Démarrer la machine et prendre les lectures des trois comparateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers ; toute les 15secondes ;
- La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe $\tau = f(\Delta l)$, ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées.
- Toutes les lectures obtenues par les comparateurs sont converties en unités de calcul.

IV.11. Présentation des résultats

Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes :

a. Calcaire échantillon N°1

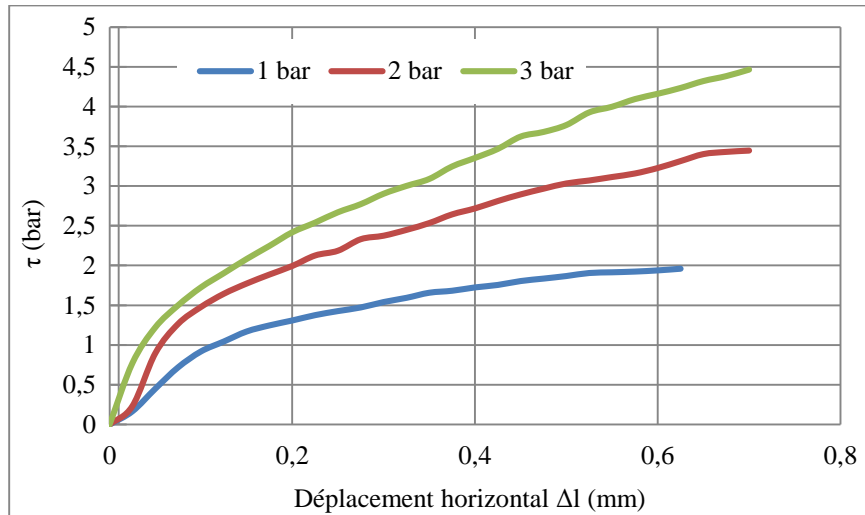


Figure IV.11 : Courbe contraintes-déformations Echantillon N°1.

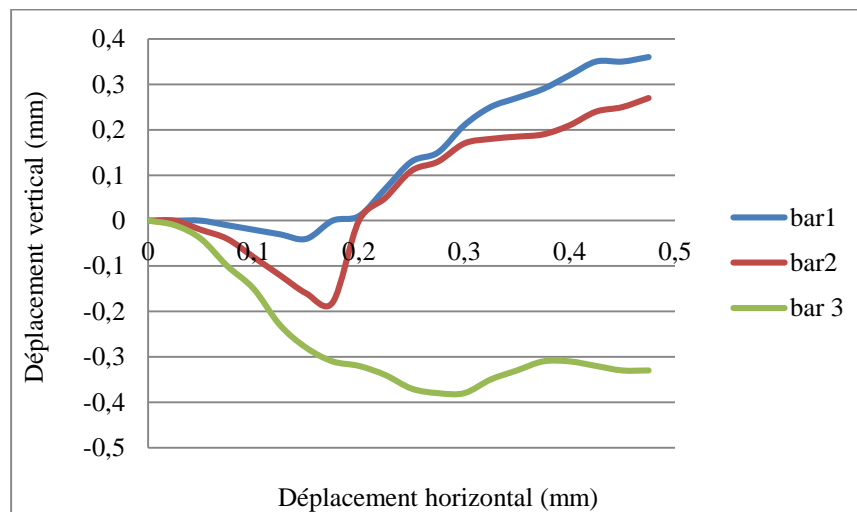


Figure IV.12 : Courbes de variation du volume Echantillon N°1.

b. Calcaire échantillon N° 2

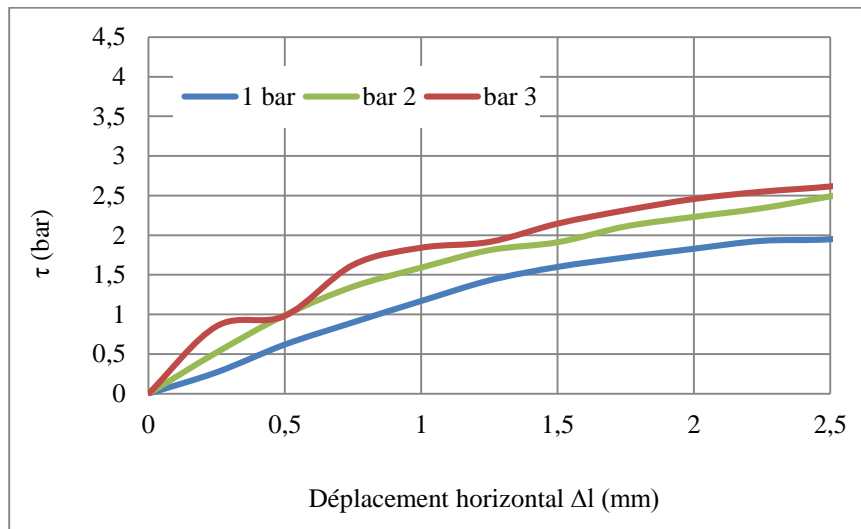


Figure IV.13 : Courbe contraintes-déformations Echantillon N°2.

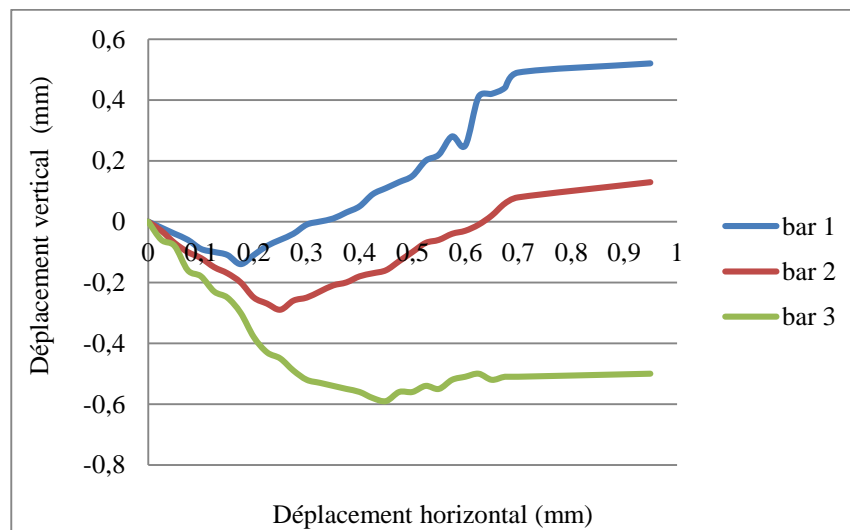


Figure IV.14 : Courbes de variation du volume Echantillon N°2.

c. Calcaire échantillon N° 3

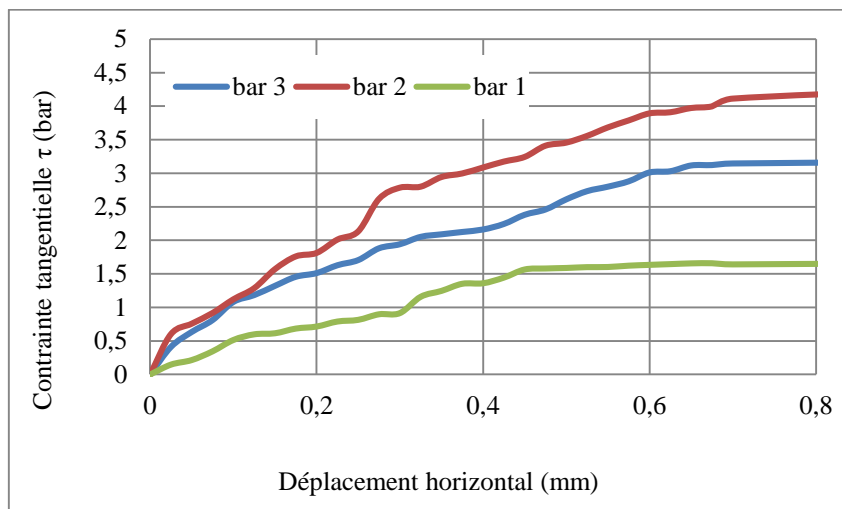


Figure IV.15 : Courbe contraintes-déformations Echantillon N°3.

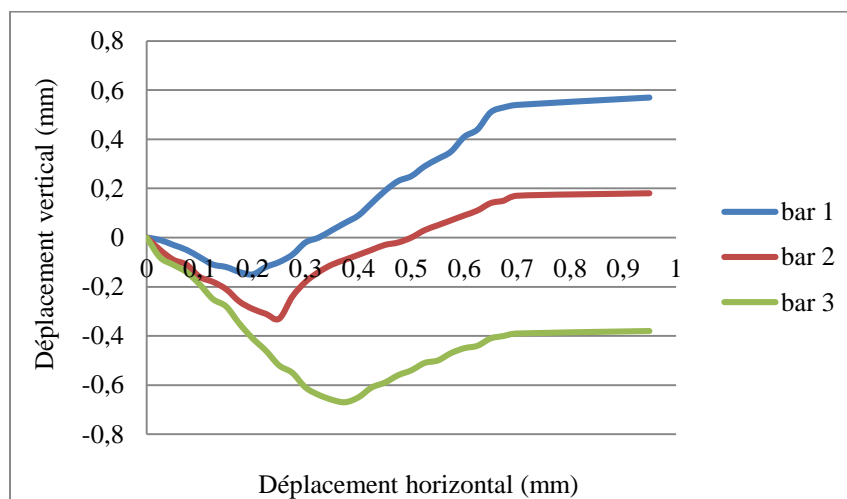


Figure IV.16 : Courbes de variation du volume Echantillon N°3.

d. Calcaire échantillon N° 4

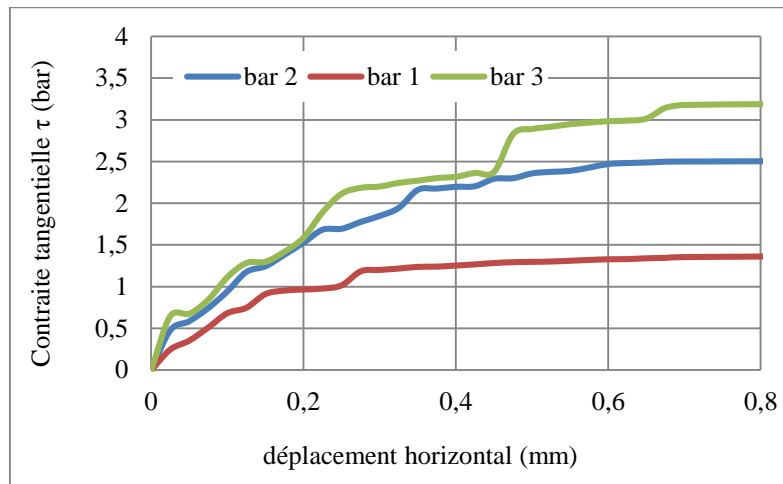


Figure IV.17 : Courbe contraintes-déformations Echantillon N°4.

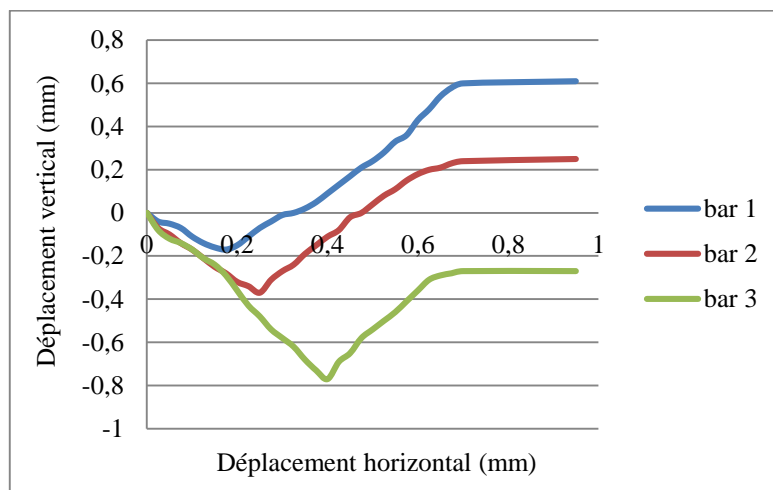


Figure IV.18 : Courbes de variation du volume Echantillon N°4.

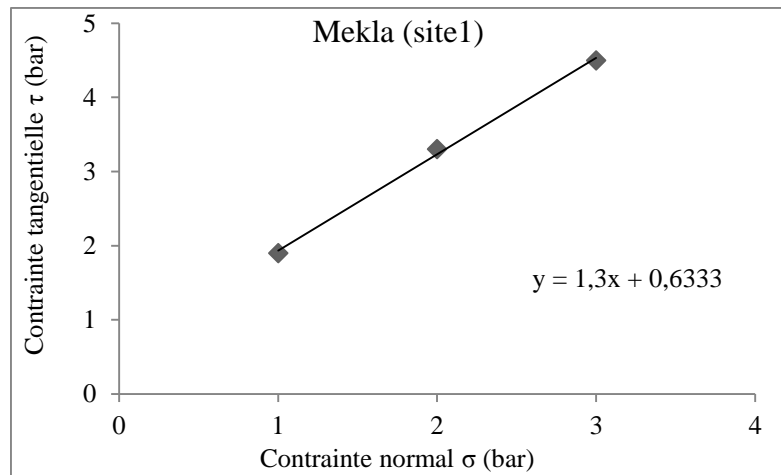
a. Calcaire Echantillon N°1

Figure IV.19 : Droite intrinsèque du calcaire de Mekla site (1).

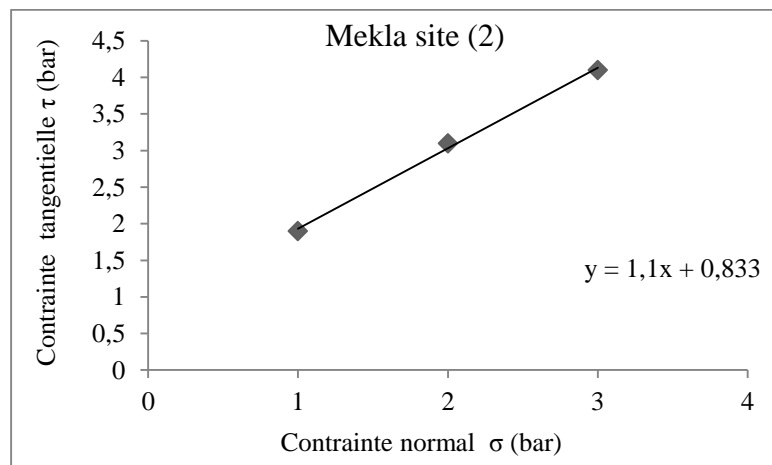
b. Calcaire Echantillon N°2

Figure IV.20 : Droite intrinsèque du calcaire de Mekla site (2).

c. Calcaire Echantillon N°3

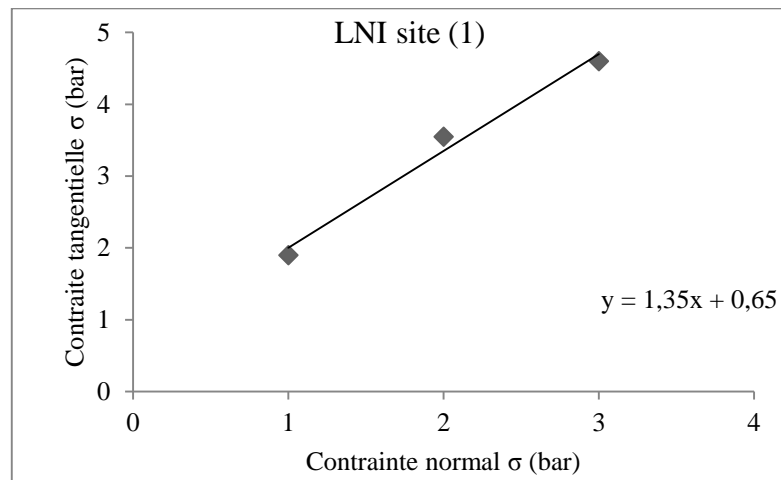


Figure IV.21 : Droite intrinsèque du calcaire de LNI site (1).

d. Calcaire Echantillon N°4

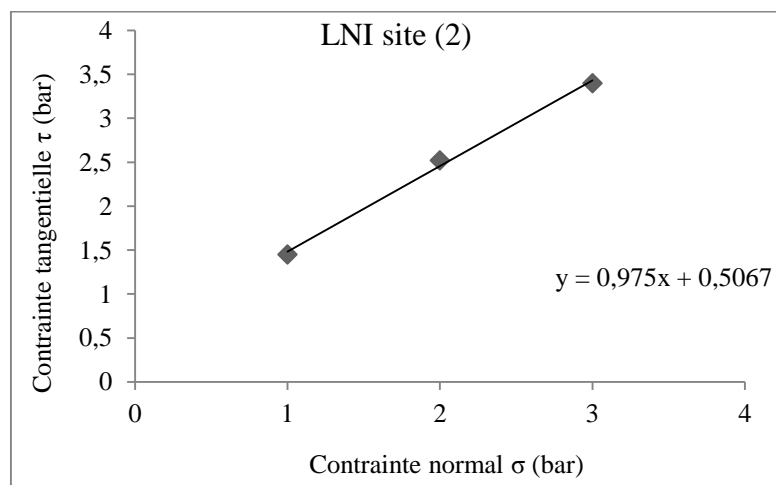


Figure IV.22 : Droite intrinsèque du calcaire de LNI site (2).

Sites	C(Bar)	φ (°)
Mekla 1	0.633	47.2°
Mekla 2	0.833	51.3°
LNI 1	0.65	48.1°
LNI 2	0.5067	45.61°

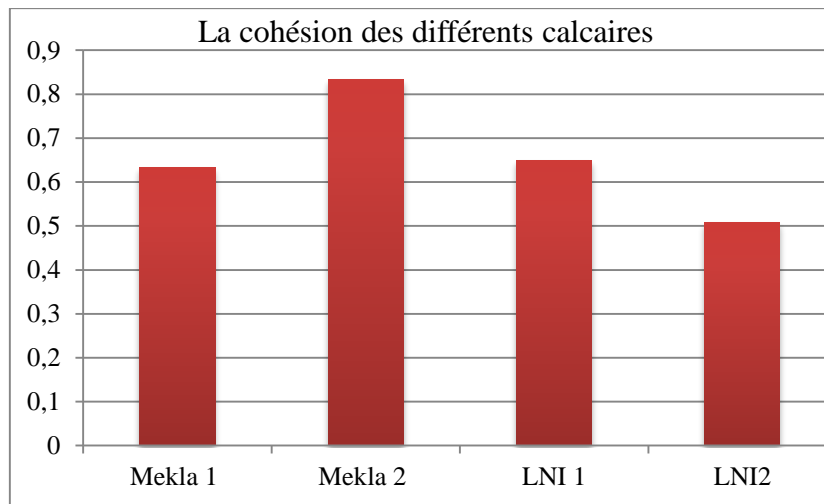
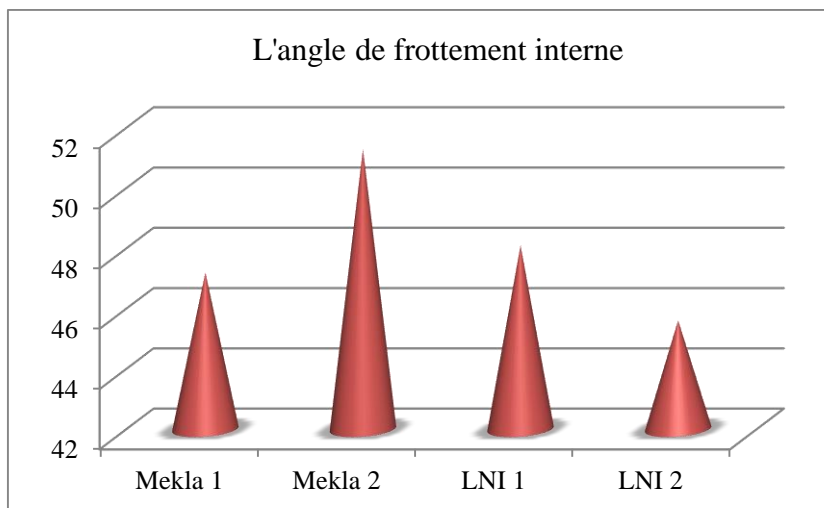


Figure IV.23 : La cohésion des différents calcaires(C).

Figure IV.24 : Angle de frottement interne (φ).

V.12. Interprétation des résultats

A première vue, nous pouvons constater que les courbes présentées sur les figures 10.IV, 12.IV, 14.IV et 16.IV montrent que la résistance au cisaillement des différents calcaires augmente avec l'accroissement des contraintes normales. Ceci est évident et concorde parfaitement avec les principes généraux de la mécanique des sols.

En effet, l'augmentation des contraintes normales appliquées accentue la compacité des échantillons, cela conduit au resserrement et enchevêtrement des grains et donc à un frottement plus important et à une résistance plus grande à la sollicitation (déplacement horizontal imposé).

Les courbes de variation de volume montrent que les matériaux étudiés présentent un comportement totalement contractant tout le long de l'essai. Ces calcaires sont de plus en plus contractants en fonction des contraintes normales appliquées.

Cette contractance est due au réarrangement et au resserrement des grains au cours du déplacement (diminution de son volume initial), notamment sous de fortes contraintes, (Figure 11.IV, 13.IV, 15.IV et 17.IV).

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues des différents calcaires (figures IV.23), montrent que l'angle de frottement interne enregistré dans le site (2) de Mekla est très élevée ($51,3^\circ$) relativement aux autres calcaires, ce qui est signe de frottements assez importants contribuant à développer une résistance au cisaillement importante ; par rapport aux autres sites calcaires. Tandis que, l'échantillon LNI2 développe l'angle de frottement le plus faible $45,61^\circ$. Toutefois, il est considéré assez important relativement aux valeurs d'autres matériaux granulaires naturels.

Les cohésions obtenues pour les différents calcaires varient entre 0,6 à 0,8 bar, donc leur influence sur la résistance au cisaillement n'est pas vraiment significative pour ce genre de matériaux. On peut dire ainsi que la meilleure résistance au cisaillement des calcaires étudiés est liée nettement à l'angle de frottement le plus élevé.

L'échantillon Mekla2 peut être distingué comme l'échantillon le plus résistant face aux efforts de cisaillement. En effet, il développe à la fois l'angle de frottement et la cohésion les plus élevés.

D'une manière générale, les caractéristiques au cisaillement développées par les différents calcaires sont très intéressantes avec des angles de frottement interne supérieur à 45° et des cohésions supérieures à 0,5 bar. Ces caractéristiques permettent leur utilisation comme matériaux routiers en couches inférieures, notamment sous de faible à moyen trafic.

V.13.Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des calcaires étudiés, à savoir leur résistance au cisaillement, leur variation de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques.

Certaines caractéristiques mécaniques des granulats ne sont déterminées par les différents essais mécaniques cités précédemment. Il existe par contre, d'autres essais permettant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages bien spécifiques, ce qui fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE V

ESSAI MICRO DEVAL, LOS ANGELES, DEGRADABILITE ET FRAGMENTABILITE

V. Introduction

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

V.1. Essai Micro-Deval (NF P18-571)

V.1.1. Définition

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

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



Figure V.1 : L'appareil Micro Deval.



Figure V.2 : Matériaux utilisés (NF P18-571, 2011).

V.2. But de l'essai

L'essai Micro-Deval (MDE) permet de déterminer la résistance à l'usure d'un échantillon de granulat, à sec (MDS) ou en présence d'eau (MDE) des granulats utilisés dans le domaine du génie civil, particulièrement dans le domaine routier.

V.3. Préparation de l'échantillon

Effectuer l'essai sur un granulat, ayant une granularité conforme à l'une des quatre classes granulaires types 4-6.3 ; 6.3-10 ; 10-14 ; 25-50. Les 25-50 mm doivent contenir 60% de 25-40 mm. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant 5 heure au minimum.

- Il n'est pas possible d'étendre ce processus d'usure aux sables, les classes granulaires inférieures à 4 mm n'évoluent plus par usure, dans cet essai, mais par fragmentation.
- Tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie. La prise d'essai sera de 500 ± 2 g pour les 4-14 mm et de $10\text{kg} \pm 20$ g pour les 25-50 mm.

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

V.4. Mode opératoire

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

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

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



Peser 2000 gr de boulets



Peser 500 gr des agrégats sous essai



Le mélange échantillon/boulets

Forme des agrégats après 2 h d'essai
(tamisat et refus sur le tamis de 1.6 mm)

Figure V.3 : Mode opératoire d'essai micro Deval (Benessalah, 2020).

- A la fin de l'essai, recueillir le granulat et la charge abrasive dans un bac. Laver soigneusement l'intérieur du cylindre, en recueillant l'eau et les particules dans le bac.
- Emboîter les tamis de 8mm et de 1,6mm, laver et tamiser manuellement l'ensemble (matériau + eau + billes en acier) sur les deux tamis dans un bac. La charge abrasive sera retenue sur le tamis de 8mm avec peut être une partie du matériau ; une autre partie du matériau sera retenue sur le tamis de 1,6mm et le reste (tamisât du tamis 1,6mm) sera recueilli dans le bac. Retirer la charge abrasive du matériau sur le tamis 8mm. Sécher le refus au tamis 1,6 mm à l'étuve à 105 °C, jusqu'à masse constante.
- Peser soigneusement ce refus de masse (M').

V.5. Calcul du MDE

Calculer alors le coefficient MDE pour chaque cylindre de cette façon :

$$MDE = 100 \cdot \frac{m}{M} \quad \text{D'où} \quad MDE = \frac{500 - m}{5}$$

Avec m ; masse du refus à 1.6 mm.

La valeur du MDE à utiliser, arrondi à l'entier le plus proche, est la moyenne des deux essais.

Donc on a ;

$$M = 500 \text{ gr}$$

$$m = 438.5 \text{ gr}$$

$$MDE = 12.3$$

a. Calcaire Echantillon N°1

Tableau V.2 : Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire Mekla site (1).

M(g)	M'(g)	MDE
500	438.50	12.30

b. Calcaire Echantillon N°2

Tableau V.3 : Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire Mekla site (2).

M(g)	M'(g)	MDE
500	432.71	13.458

c. Calcaire Echantillon N°3

Tableau V.4 : Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire LNI site (1).

M(g)	M'(g)	MDE
500	441.04	11.792

d. Calcaire Echantillon N°4

Tableau V.5 : Calcul de coefficient Micro-Deval de calcaire LNI site (2).

M(g)	M'(g)	MDE
500	437.91	12.418

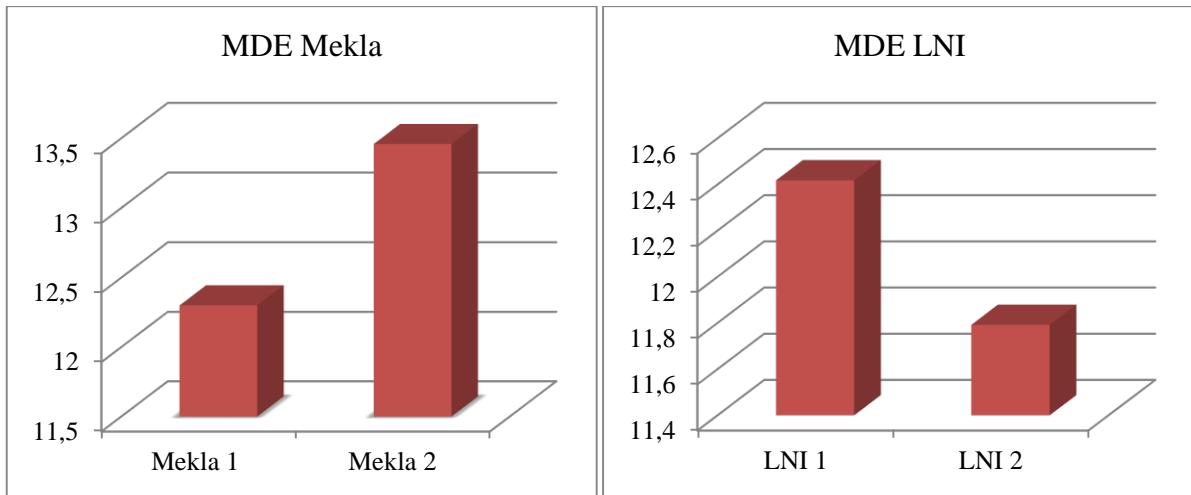


Figure V.4 : Résultats des essais Micro-Deval des différents échantillons.

Tableau V.6. Coefficient Micro-Deval de différents matériaux.

Matériau	Coefficient MDE (%)
Calcaire Mekla site (1)	12.300
Calcaire Mekla site (2)	13.458
Calcaire LNI site (1)	12.418
Calcaire LNI site (2)	11.792

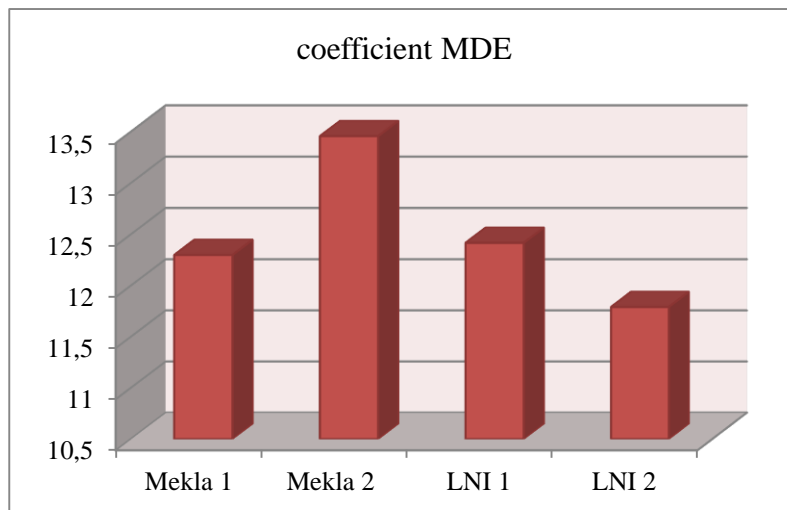


Figure V.5 : Comparaison des coefficients Micro Deval des différents calcaires.

Tableau V.7 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval.

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

V.6. Interprétation des résultats

Les essais Micro-Deval réalisés sur les différents échantillons de calcaire ont présenté des coefficients MDE assez comparables allant de 11,79 à 13,45. En se basant sur les valeurs de références présentées dans le tableau V.7, nous pouvons dire que nous sommes en présence de matériaux d'une moyenne à bonne résistance (MDE entre 10 et 20). Toutefois, on remarque que le site LNI 2 présente les meilleurs résultats avec le plus faible coefficient MDE = 11,792. Tandis que, le site Mekla 2 présente les résultats les plus faibles avec le coefficient MDE le plus élevés (MDE = 13.45).

V.2.Essai Los Angeles (NFP18-573)

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



Figure V.6 : Machine d'essai Los Angeles (AASHTO, 1996).

V.2.1. But de l'essai

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

V.2.2. Principe de l'essai

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

- La granularité initiale du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires suivantes (4 - 6,3mm ; 6,3 - 10mm ; 10 - 14mm ; 10 - 15mm ; 16 - 31,5mm et 15 - 50mm) (NF P18-573, 2010).

V.2.3. Appareillage

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

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

V.2.4. Préparation du matériau

Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante.

Tamiser le matériau à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie. La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 5000g.

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

V.2.5. Exécution de l'essai

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

Tableau V.8. Charge de boulet suivant le type de classe granulaire.

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

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

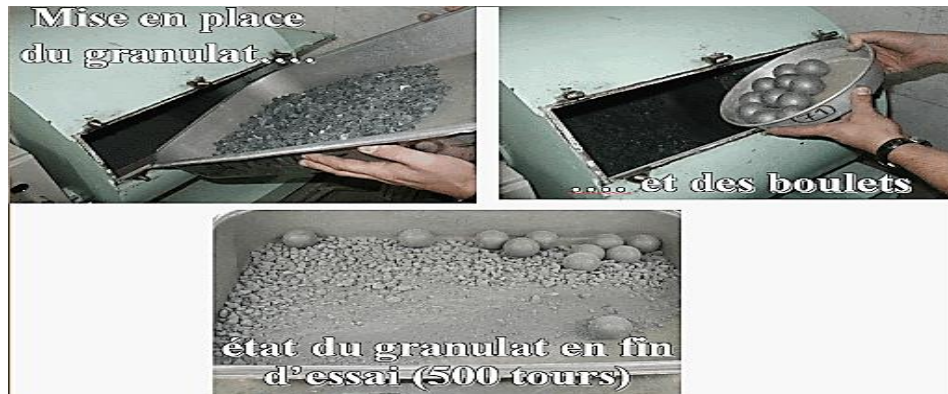


Figure V.7 : Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

Le coefficient Los Angeles est ensuite calculé comme suit :

$$LA = 100 \times (M - M1) / M$$

Avec :

LA : coefficient Los Angeles;

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, $M = 5000\text{g}$;

M1 : Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm.

Pour l'essai réalisé dans cette étude, nous avons choisi la classe 6.3-10mm, nous avons donc ajouté en plus des 5000g de calcaire, 9 boulets comme indiqué dans le Tableau VI.6

V.2.6. Matériaux utilisés

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

- Calcaire Echantillon N°1

Tableau V.9. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire Mekla site (1).

M(g)	M'(g)	LA
5000	3690.1	26.198

• **Calcaire Echantillon N°2**

Tableau V.10. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire Mekla site (2).

M(g)	M'(g)	LA
5000	3681.5	26.37

• **Calcaire Echantillon N°3**

Tableau V.11. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire LNI site (1).

M(g)	M'(g)	LA
5000	3711.1	25.778

• **Calcaire Echantillon N°4**

Tableau V.12. Calcul du coefficient Los Angeles du calcaire LNI site (2).

M(g)	M'(g)	LA
5000	3731.3	25.374

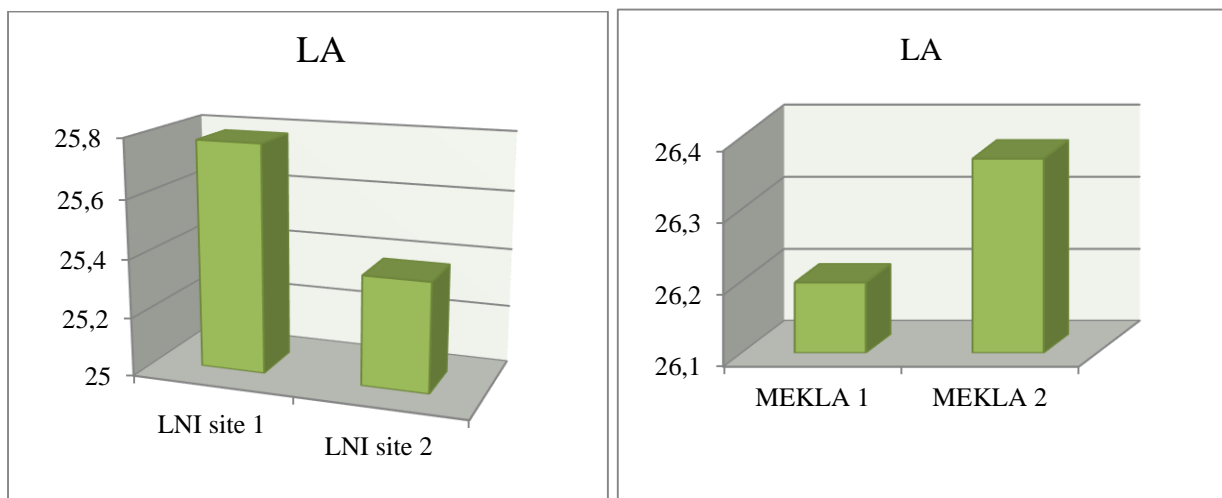


Figure V.8 : Résultats des essais Los Angeles.

Tableau V.13. Coefficient LA de différents matériaux.

Matériaux	Coefficient LA (%)
Calcaire Echantillon N°1	26.198
Calcaire Echantillon N°2	26.370
Calcaire Echantillon N°3	25.778
Calcaire Echantillon N°4	25.374

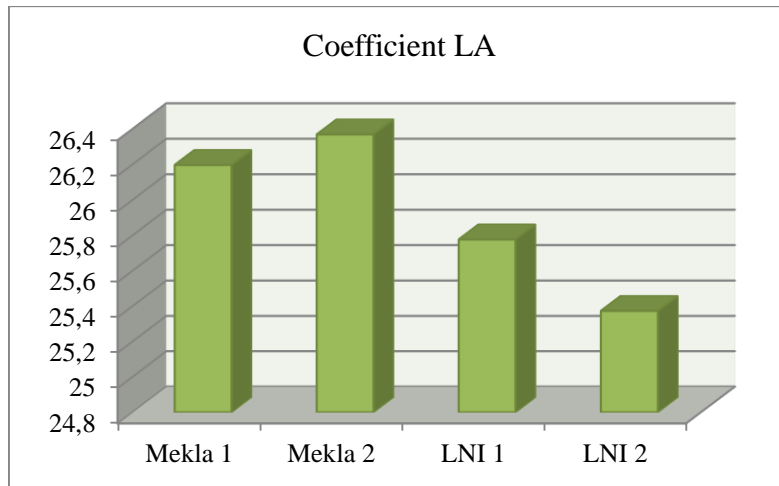


Figure V.9 : Comparaison des coefficients Los Angeles des différents calcaires.

Tableau V.14 : Tableau de référence des valeurs de Los Angeles.

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

V.2.6.1. Interprétation des résultats

Les essais Los Angeles réalisés sur les différents échantillons de calcaire ont présenté des coefficients (LA) entre 25 et 40 (voir tableau V.14) ce qui signifie que nous sommes en présence de matériaux de faible à moyenne résistance aux chocs (MDE entre 25 et 40). Toutefois, on remarque que le calcaire de LNI site 2 présente le coefficient LA le plus faible (LA=25.374) donc c'est le matériau le plus résistant. Tandis que, le calcaire de Mekla 2 présente les résultats les plus faibles avec le coefficient LA le plus élevés (LA = 26.37).

Tableau V.15 : Coefficient LA et MDE pour les différents échantillons.

Sites	LA	MDE	MDE+LA	Catégorie
Calcaire Mekla (1)	26.198	12.300	38.498	Catégorie C
Calcaire Mekla (2)	26.370	13.458	39.828	Catégorie C
Calcaire LNI (1)	25.778	12.418	38.196	Catégorie C
Calcaire LNI (2)	25.374	11.792	37.166	Catégorie C

Tableau V.16 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM) (P 18-573, 1990)

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

Interprétation des résultats combinés (LA et MDE)

En se basant sur les résultats des essais réalisés et sur les valeurs de références présentées dans le tableau V.16 ; on peut dire que du point de vue résistance aux chocs et à l'usure, les granulats de calcaire étudiés peuvent être classés dans les matériaux de catégorie C. Ce type de matériaux est utilisable pour couche de fondation, et couche de base sous tout trafic.

V.3.Essai de Fragmentabilité pour les matériaux rocheux (NF P94-066)

V.3.1.Introduction

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

V.3.2.Objectifs et but de l'essai

C'est un des paramètres d'identification retenu dans la classification des matériaux pour remblais et couches de forme d'infrastructures routières (norme NFP11-300). Sa détermination est en particulier nécessaire pour préciser le classement des roches argileuses (marnes, argilites, schistes sédimentaires,...) et des roches siliceuses, magmatiques et métamorphiques altérées ou peu résistantes. L'essai a donc pour objectif, l'étude de la fragmentabilité d'un matériau (roches argileuses) sous sollicitations mécaniques (pilonnage) pour procéder à son classement par rapport aux valeurs de référence.

V.3.3.Principe de l'essai

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

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$FR = \frac{D_{10}(\text{Avant_pilonnage})}{D_{10}(\text{Après_pilonnage})}$$

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

V.3.4.Appareillage

Matériel utilisé pour essai Proctor, particulièrement :

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

V.3.5.Préparation du matériau

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

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

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

V.3.6.Exécution de l'essai

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

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

1, 2, 5, 10 mm (cas de la fraction 10/20 mm utilisé). (NF P 94-066, 1992)

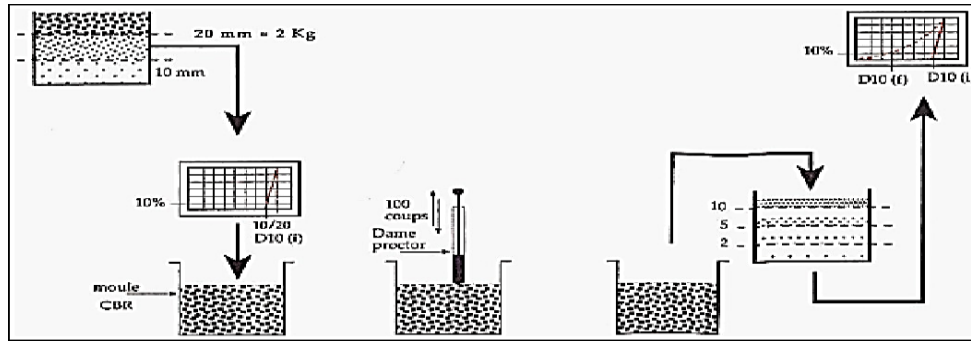


Figure V.10. Etapes d'un essai de fragmentabilité (ATLAN, 1978).

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

Tableau V.17 : Valeurs de références.

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

V.3.7. Résultats des essais de fragmentabilité

Après avoir réalisé les essais de fragmentabilité sur les matériaux calcaires étudiés, nous avons procédé comme suit :

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

• Matériau de Mekla site (1)

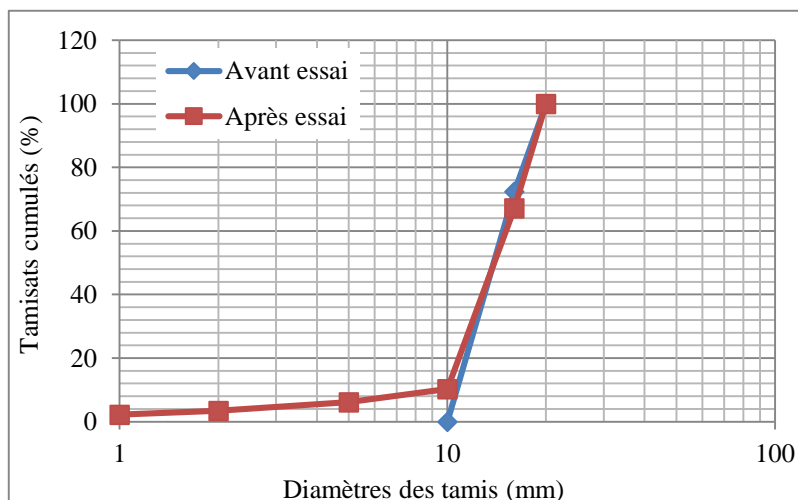


Figure V.11 : Courbes Granulométrique du calcaire Mekla (1).

$$FR = \frac{D_{10}(\text{Avant_pilonnage})}{D_{10}(\text{Après_pilonnage})}$$

$$FR = \frac{10.2}{6} = 1.7$$

• Matériau de Mekla site (2)

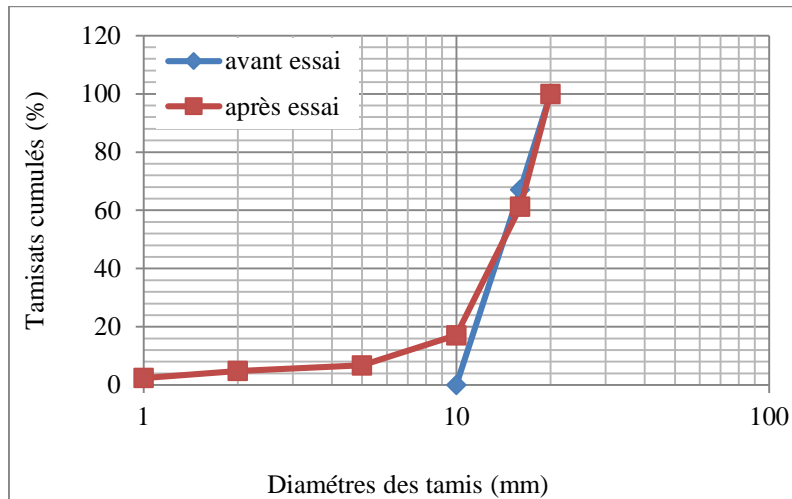


Figure V.12 : Courbes Granulométrique du calcaire Mekla (2).

$$FR = \frac{11}{8} = 1.375$$

• Matériau de Larbaa Nath Irathen site (1)

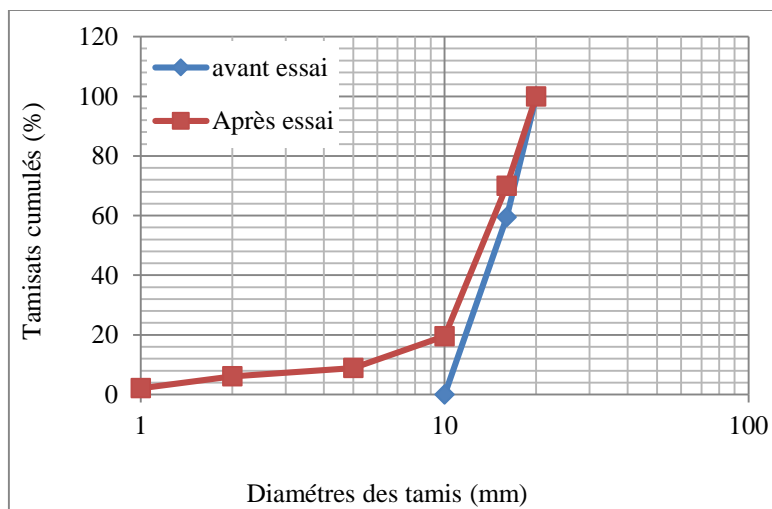


Figure V.13 : Courbes Granulométrique du calcaire LNI (1).

$$FR = \frac{10.5}{7.5} = 1.4$$

• Matériau de Larbaa Nath Irathen site (2)

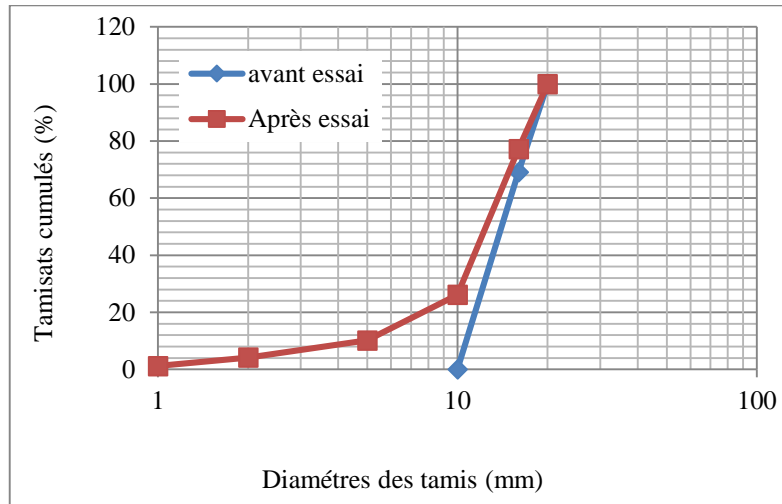


Figure V.14 : Courbes Granulométrique du calcaire LNI (2).

$$FR = \frac{10}{8.5} = 1.176$$

V.3.8. Interprétation des résultats

Tableau V.18 : Coefficients de fragmentabilité différents matériaux

Matériaux	Coefficient de fragmentabilité(FR)
Mekla site (1)	1.7
Mekla site (2)	1.375
LNI site (1)	1.4
LNI site (2)	1.176

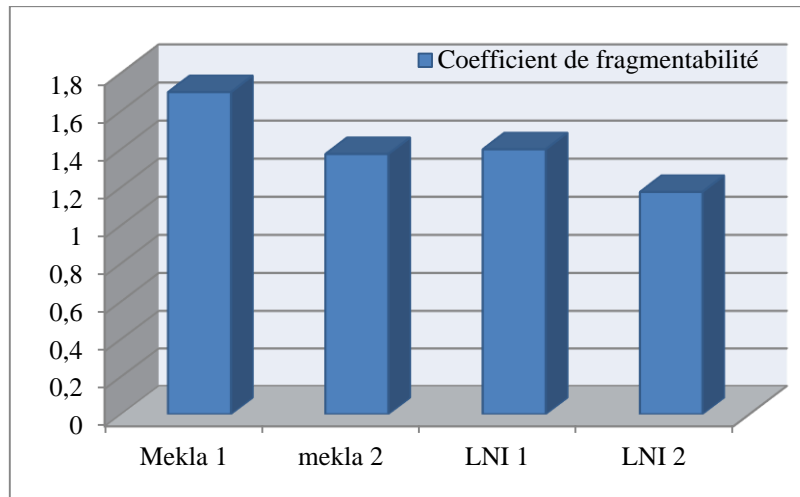


Figure V.15 : Résultats comparatifs des différents calcaires (fagmentabilité).

Les résultats présentés dans le tableau V.18 et illustrés sur la figure V.15 permettent de constater que les différents calcaires présentent des coefficients F_r inférieurs à 7. En se référant aux valeurs de références du tableau V.17, ces matériaux peuvent être considérés comme matériaux rocheux peu fragmentables.

Toutefois, il est à signaler que le calcaire de LNI site2, présente le coefficient F_r le plus faible (matériau plus résistant à la fragmentabilité). Par contre, le calcaire issu de Mekla site 1 présente le coefficient F_r le plus élevé (matériau moins résistant à la fragmentabilité).

V.4. Essai de dégradabilité (NF P94-067)

V.4.1. Objectif de l'essai

L'essai de dégradabilité, exprimé par le coefficient de dégradabilité (DR) permet l'identification et la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières (norme NF P11-300).

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

V.4.2. Principe de l'essai

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

V.4.3. Exécution de l'essai

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

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DG = \frac{D_{10}(\text{Du matériel avant 1er cycle imbibition/séchage})}{D_{10}(\text{Du matériel après 4eme cycle imbibition/séchage})}$$

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

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

A la fin des cycles imbibition-séchage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm (NF P 94-067, 1992).

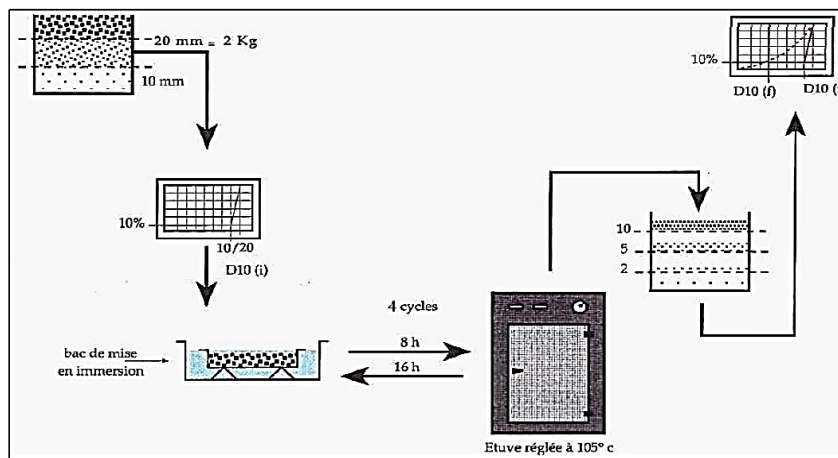


Figure V.16. Etapes d'un essai de dégradabilité (Hadidane, 2018).

V.4.4. Expression des résultats

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

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

Tableau V.19. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG.

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

V.4.5. Résultats obtenus

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

• Calcaire de Mekla site (1)

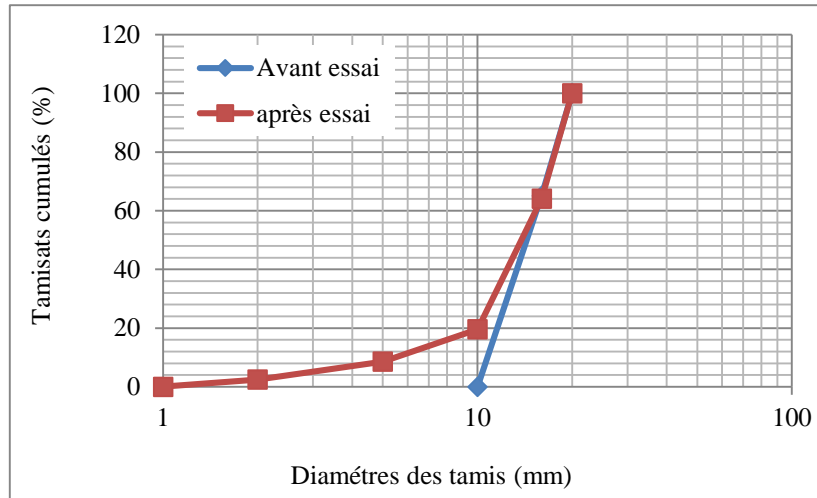


Figure V.17 : Courbes granulométriques Echantillon N°1.

$$DG = \frac{10.5}{6.5} = 1.615$$

• Calcaire de Mekla site (2)

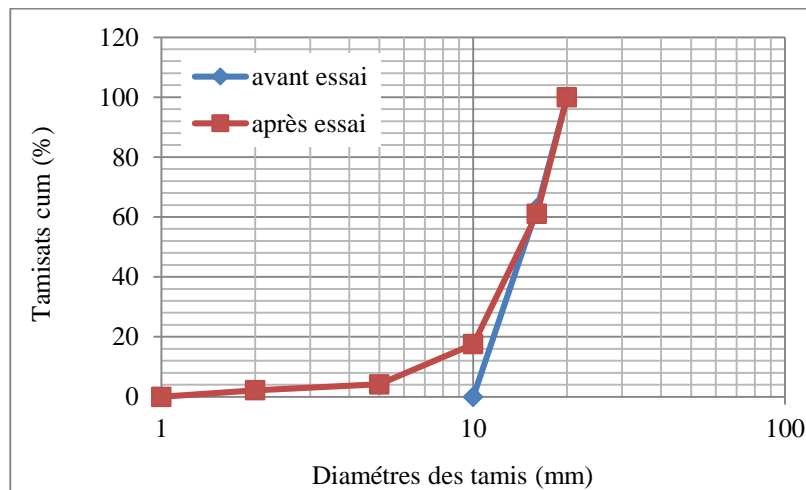


Figure V.18 : Courbes granulométriques Echantillon N°2.

$$DG = \frac{10}{8} = 1.25$$

• Calcaire de Larbaa Nath Irathen site (1)

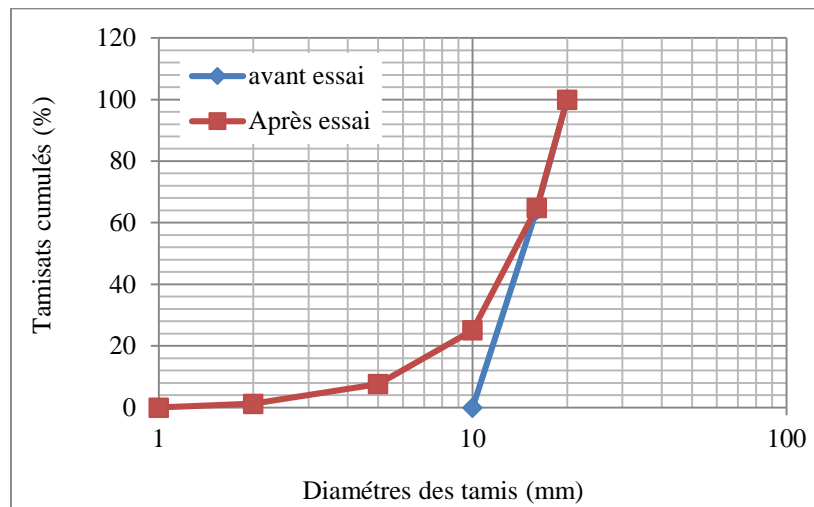


Figure V.19 : Courbes granulométriques Echantillon N°3.

$$DG = \frac{10.1}{6.5} = 1.55$$

• Calcaire de Larbaa Nath Irathen site (2)

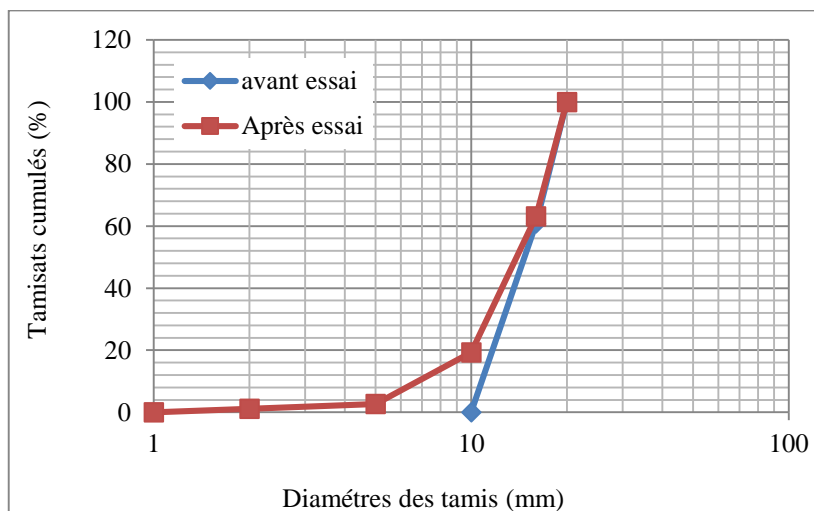


Figure V.20 : Courbes granulométriques Echantillon N°4.

$$DG = \frac{10.2}{9} = 1.13$$

Tableau V.20 : Coefficient de dégradabilité des différents calcaires.

Sites	Coefficient de dégradabilité
Mekla site 1	1.615
Mekla site 2	1.25
LNI site 1	1.55
LNI site 2	1.13

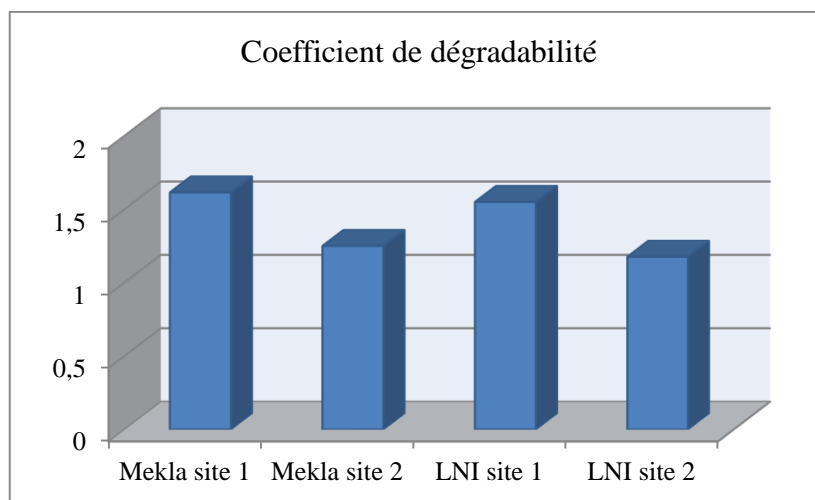


Figure V.21 : Résultats comparatifs des différents calcaires (dégradabilité).

V.4.6. Interprétation des résultats

Les résultats présentés dans le tableau V.20 et illustrés sur la figure V.21 permettent de constater que les différents calcaires présentent des coefficients DG inférieures à 5. En se référant aux valeurs de références du tableau V.19, ces matériaux peuvent être considérés comme matériaux rocheux peu dégradables. Toutefois, il est à signaler que le calcaire de LNI site 2 présente le coefficient DG le plus faible (matériau plus résistant à la dégradabilité). Par contre, le calcaire issu de Mekla site 1 présente le coefficient DG le plus élevé (matériau moins résistant à la dégradabilité).

En se basant sur les résultats des essais de fragmentabilité et de dégradabilité, nous pouvons dire que l'utilisation des calcaires étudiés comme matériaux de chaussées est fortement envisageable, notamment en couches inférieures sous faible à moyen trafic.

VI.5. Conclusion

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

Les matériaux étudiés ont présenté des résultats très intéressants sous les différentes sollicitations subies, ainsi ils peuvent faire l'objet de matériaux intéressants pour les corps de chaussées.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le travail réalisé fait partie d'un projet global mené sur l'étude des calcaires de la Grande Kabylie. Il a pour objectif principal leur caractérisation physique, chimique, minéralogique et mécanique. En vue de leur utilisation dans le domaine du génie civil, particulièrement les travaux publics.

Dans ce mémoire nous avons sélectionné quatre gisements à savoir Mekla (site 1 et site 2), et Larbaa Nath Irathen (site 1 et site 2).

Les résultats obtenus à l'issue des différents essais réalisés permettent de tirer les conclusions suivantes :

Les essais d'identification

- Les calcaires étudiés présentent des teneurs en eau naturelles et des indices des vides très faibles, avec des limites d'Atterberg non mesurables.
- ✓ L'analyse minéralogique réalisée montre que les calcaires étudiés comportent des mélanges de minéraux suivant (Muscovite, quartz, dolomite, aragonite, hydroxydes de fer) à des proportions très variables en fonction des sites de leur prélèvement.
- ✓ La présence du Calcite est très remarquable surtout pour le site de Larbaa Nath Irathen site (2) plus de 96 %.
- ✓ La teneur en matière organique est très faible pour tous les calcaires étudiés (0,98% à 1,45%).

Essais de compactage Proctor et de portance CBR

- ✓ Les calcaires étudiés, particulièrement celui de Larbaa Nath Irathen site (1), présentent une très bonne aptitude au compactage avec des densités sèches supérieures à 2,00 et des teneurs en eau moyennes (5 à 8%).
- ✓ Les indices CBR avant immersion obtenus pour les calcaires de Mekla site (1) et (2) sont très faibles contrairement aux calcaires prélevés de Larbaa Nath Irathen site (1) et (2) qui présentent une meilleure portance avec des valeurs CBR plus élevées.
- ✓ Les indices CBR après immersion obtenus dans les sites de Mekla sont très faibles, ainsi elles présentent une faible portance en présence d'eau (calcaire à faible portance). Cependant les sites de Larbaa Nath Irathen présentent des portances plus élevées (calcaire à portance moyenne).
- L'écart de portance avant et après immersion est très faible ce qui offre aux matériaux étudiés une très bonne stabilité face à la variation des conditions climatiques lors de leur mise en service.
- ✓ Les calcaires étudiés sont peu gonflants en présence d'eau. Une caractéristique très recherchée et très intéressante pour un matériau routier.

Essais de cisaillement direct à la boîte

- ✓ Les angles de frottement internes des calcaires étudiés sont assez élevés, notamment pour le calcaire issu de Larbaa Nath Irathen site(1) et Mekla site (2). Avec des cohésions acceptables pour ce type de matériaux, sachant que leur contribution à la résistance au cisaillement n'est pas vraiment significative.

Essais Micro Deval, Los Angeles, Fragmentabilité et dégradabilité

Les résultats obtenus aux essais routiers, ont montré que les calcaires étudiés ont présenté des caractéristiques permettant de les classer parmi les matériaux de catégorie C, peu dégradables et peu fragmentables.

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus des différents essais réalisés dans ce travail, nous pouvons conclure que les calcaires étudiés peuvent faire l'objet de matériaux routiers en couches de fondations et éventuellement en couches de base, dans des corps de chaussées de faible à moyen trafic.

Toutefois, d'autres essais notamment à long terme, sont indispensables pour confirmer d'avantage l'utilisation de ces matériaux dans le domaine routier. Ce qui évitera par la suite les dégradations rapides de la chaussée qui influent directement sur la sécurité et le confort des usagers.

- A Bernard., (2016).** L'essai de cisaillement à la grande boîte de cisaillement.
- ALLOU., (2013).**, principe illustrant les agressivités respectives vis-à-vis de chaussée d'un poids lourd.
- Arsenie., (2013).**, Les chaussées bitumineuses épaisses.
- Berga A. (2003-2004).** Eléments de Mécanique des Sols. Centre Universitaire de Béchar.
- Brette A., (2002).** Cours de laboratoire partie 6 - les sols, Lycée Pierre Caraminot 19300 E
- Brette., (2002).** Traitement des chaussées.
- Brochot., (1993).**, Durée de vie d'une chaussées
- Carillo et al., (2020).**, Matériaux constitutifs des chaussées souples.
- Degoutte G et Royet P., (2009).** Aide-mémoire de mécanique des sols, publication de
- Durville J L et Héraud H., (1995).** Description des roches et des massifs rocheux. C352,
- Korczynski., (2012).** Classification du trafic.
- LCPC, 1994.** Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide technique.
- LCPC, 1973.** Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols. L'ENGREF, France, pp 15 à 18. L'Ingénieur, traité de construction.
- MABROUKI (2020) .,** Les structures de chaussées.
- Magnan J. P., (1997).** Description, identification et classification des sols "Techniques de
- NF P 11-300, 1992.** Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- NF P 94-066, 1992.** Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.
- NF EN 13-285, 2018.** Fuseau granulométrique de matériaux routiers.
- NF P 94-067, 1992.** Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.
- NF P 94-093, 2014.** Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié.
- NF P 94-071-1, 1994.** Sols, reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.
- NF P18-571, 2011.** Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL).
- NF P18-573, 2010.** Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).
- NF P94-054, 1991.** Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.
- Norme **AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078).**
- Norme **AFNOR chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744- 1 (P 18 – 660 - 1).**
- Norme **AFNOR compactage de sol (NF P 94 - 093).**
- Norme **AFNOR densité volumique des grains solides (NF P 94 - 054).**
- Norme **AFNOR densité volumique humide (NF P 94 - 053).**
- Norme **AFNOR densité volumique sèche (NF P 94 - 064).**
- Norme **AFNOR la teneur en eau (NF P 94 – 050).**
- Norme **AFNOR le cisaillement (NF P 94-71 - 1).**

Norme **AFNOR** limite d'Atterberg (**NF P 94-051**).

Norme **AFNOR** teneur en carbonate (**NF P 94 - 048**).

Norme **AFNOR** teneur en matière organique (**NF P 94 - 047**).

Norme **AFNOR** teneur en sulfate **NF EN 1744 - 1 (P 18 - 660 - 1)** et (**NF P 18 - 011**).

PERROT A., (1968). Étude de la résistance au cisaillement des matériaux grossiers. Bulletin 133, Rapport du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Nancy (France), 40 p.

Phillippe Carillo, Jean Barillot et Hervé Cabanes., (2020). La route et ses chaussées, Manuel de travaux publics.

TECHNIROUTE., (2009)., Constitution d'une structure de chaussée. traité Construction, nov. 1995.

<http://cdoc.ensm-douai.fr/EBs/Elmoueden-Lamrani%20Alaoui.pdf>

<https://fr.scribd.com/document/394064774/La-Route-Et-Ses-Chaussees-5>

https://fr.wikipedia.org/wiki/Classe_de_trafic_routier_en_France

https://fr.wikipedia.org/wiki/Larba%C3%A2_Nath_Irathen

https://planificateur.a-contresens.net/afrique/algerie/wilaya_de_tizi_ouzu/mekla/2488500.html

<https://www.eyrolles.com/BTP/Livre/la-route-et-ses-chaussees-9782212679236/>

<https://www.infociments.fr/route/caracteristiques-generales-des-chaussees>

<https://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/trafic/78915>