

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE Mohamed Seddik ben YAHIA -JIJEL



Département de Génie Civil et Hydraulique



MÉMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Travaux publics

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

**Analyse de la portance des plates-formes de
chaussées et dallages industriels - modélisation
des essais de plaque.**

Présenté par :

- ZEGHOUANE Karim

-BOUSSOUSSOU Walid

Encadré par :

Mr. BELMERABET Abdelouahab

∞ Promotion 2018 ∞

Symboles et abréviations

PST : La partie supérieure des terrassements

GB : la couche de grave bitume

BB : La couche de béton bitumineux

MNT : Matériaux non traités

GNT : la couche de graves non traitées

GTR : Guide des Terrassements routiers

MNT : Matériaux non traités

GC: Grave concassé

TVC:Tout venant de la carrière

TVO: Tout venant de l'oued

c1, c2, c3 : coefficients d'équivalence selon le matériau

e1, e2, e3 : épaisseurs réelles des couches

Dmax : est la dimension maximale des éléments constituant le sol

EV2 : est le module de déformation statique à la plaque

P : est la pression moyenne exercée sous la plaque chargée

D : est le diamètre de la plaque

W0 : est l'enfoncement rémanent de la plaque après application du premier cycle de chargement et déchargement

W1 : est l'enfoncement total de la plaque à la fin du deuxième chargement

W2 : l'enfoncement de la plaque provoqué par le deuxième chargement

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

C : cohésion

EDYN1 : module sous chargement dynamique mesuré au moyen de l'appareil Dynaplaque

1

EDYN2 module sous chargement dynamique mesuré au moyen de l'appareil Dynaplaque

2 e

F_{max} : force maximale sous la plaque au cours du chargement réalisé avec l'appareil Dynaplaque 1

H_0 : hauteur de chute de la masse tombante de l'appareil Dynaplaque 1

H_r : hauteur de rebond de la masse tombante à l'issue d'un choc généré avec l'appareil Dynaplaque 1

d_0 : déflexion

k : raideur du sol constituant la plate-forme exprimée

K : Le rapport de deux Module sous chargement statique à la plaque

K_{max} : coefficient de restitution énergétique maximum.

m : masse de la plaque de chargement

P_{max} : pression maximale sous la plaque au cours du chargement réalisé avec l'appareil Dynaplaque 1 exprimée en mégapascals.

I_q : indice de qualité de la mesure à la Dynaplaque 2.

R : rayon de la plaque de chargement exprimé en millimètres.

T : : durée de la mesure

E_p : Module de la plate-forme, mesuré par le Portancemètre

F : Force exercée pendant l'impact de la roue vibrante

F_v : Composante verticale de F

dv : Variation de déflexion verticale de la plate-forme pendant l'impact

N : Nombre d'impacts successifs utilisés pour une mesure élémentaire de E_p

M_0 : Masse vibrante de la roue

M_1 : Masse appliquée au sol par la roue

$M_1 - M_0$: Masse suspendue

L : Largeur de la roue

Γ_{v0} : Accélération verticale de masse vibrante

Γ_{v1} : Accélération verticale de la masse suspendue

F_c : Force centrifuge

m_e : Moment d'excentricité du balourd

f : Fréquence de vibration

ω : Pulsation ($\omega = 2 \pi \cdot f$)

A_0 : Amplitude théorique de la roue

V : Vitesse de translation

X : Pas de mesure (longueur à laquelle correspond une valeur moyennée de E_p)

E : Module d'Young

ν : Coefficient de Poisson du sol constituant la plate-forme considéré égal à 0.25 (sans dimension).

φ : Angle de frottement

Ψ : Angle de dilatance

K_0 : coefficient de pression des terres au repos

K_w : le coefficient de réaction de Westergaard

e : l'enfoncement de la plaque de Westergaard provoqué par chargement

γ : Poids volumique humide

CBR : indice de portance californien (California bearing ratio)

MDE : coefficient micro-Deval en présence d'eau

SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes.

VBS : la valeur au bleu de méthylène

W_{optn} : l'Optimum Proctor Normal

W_n : la teneur en eau naturelle

WL : la limite de liquidité

W_p : la limite de plasticité

I_p : Indice de Plasticité

I_c : l'indice de consistance

IPI : l'indice portant immédiat

Introduction générale

La conception et le dimensionnement d'une chaussée s'appuie essentiellement sur trois critères qui sont la portance des plateformes support de chaussées, la qualité des matériaux utilisés en couches de chaussée et le niveau du trafic.

La mesure de la déformabilité d'un massif de sol est un élément important pour apprécier les possibilités de mise en œuvre et de compactage des couches supérieures. Cette déformabilité doit être compatible avec les déformations que peut supporter le matériau que l'on désire mettre en œuvre au dessus sans que celui-ci risque de se décompacter par cisaillement. En conséquence, le contrôle de la déformabilité d'une plate forme de terrassement est recommandé chaque fois que l'on est amené à mettre en œuvre un matériau peu déformable sur un matériau qui peut l'être beaucoup plus. C'est le cas notamment lors de la réalisation d'une couche de forme ou d'une couche de fondation.

La portance participe au dimensionnement des structures (et notamment des structures de chaussée) et sa valeur à court terme est souvent le critère principal de réception des plates-formes supports. Son estimation est donc importante pour concevoir et dimensionner les structures (structure de chaussée, voie ferrée...) et pour réceptionner les plates-formes support.

Notre étude rentre dans le cadre de contrôle de portance des plateformes de chaussées et des dallages industriels par l'essai de plaque conventionnel est l'essai de plaque Westergaard.

Notre mémoire comporte cinq chapitres :

Le Premier est consacré à une étude bibliographique sur la constitution d'une chaussée, les caractéristiques des matériaux utilisées et les différentes familles de chaussées.

Quant au deuxième chapitre, il constitue un récapitulatif de la classification et les conditions d'utilisation des matériaux en remblai et en couche de forme.

Le troisième chapitre résume les différents essais de portance des plateformes de chaussées notamment les essais de plaque.

Le quatrième chapitre constitue l'apport personnel de notre étude.il représente la modélisation numérique des essais de plaque par le logiciel Plaxis avec une confrontation des résultats de simulations aux résultats de mesures expérimentaux.il contient aussi une étude paramétrique

montrant l'influence des différents paramètres du remblai et du sol support sur la qualité du compactage à travers les modules EV1, EV2 et K

Dans le cinquième chapitre on a présenté l'essai de plaque Westergaard pour le dimensionnement des dallages d'habitation et dallages à usage industriels ensuite on a réalisé la modélisation numérique de cet essai.

1.1. Introduction

Depuis la création de l'univers, Dieu a donné une grande richesse à l'homme en l'occurrence la terre c'est ainsi que le domaine de route constitue une partie très importante du patrimoine national d'un pays. Elle est alors un facteur très important de développement économique et social ; entre les villes, les provinces, les pays et des civilisations.

1.1.1. Définition de la route

La route est une voie aménagée pour la circulation des véhicules automobiles ou autres ainsi que des piétons. A l'intérieur des agglomérations, la route prend le nom de rue, avenue, boulevard...etc

1.1.2. Classification des routes

Les voies de communication terrestres peuvent être répertoriées selon plusieurs critères. Elles sont classifiées, de point de vue administratif, d'après la vitesse de référence, elle-même établie en fonction des conditions du terrain.

- Les chemins communaux : s'étendent dans l'espace d'une même commune.
- Les chemins départementaux ou chemins de wilaya : desservent uniquement une wilaya et sont à la charge de celle-ci.
- Les routes nationales : représentent des voies de grandes communication et d'intérêt commun pour le pays. Elles constituent des itinéraires interdépartementaux qui supportent un grand trafic. Ces routes sont construites, aménagées et entretenues au frais de l'état.
- Les autoroutes : Ce sont des routes nationales d'une catégorie spéciale dont les principales caractéristiques sont que ces dites autoroutes sont :
 - Réservées à la circulation mécanique rapide.
 - Accessibles en des tronçons spécialement aménagés.
 - Ne comportent aucun carrefour à niveau.
 - Ont des propriétés limitrophes ne jouissant pas de droit d'accès.

1.2. Les éléments géométriques de la route

1.2.1. Tracé en plan

Le tracé en plan d'une route est obtenu par projection de tous les points de cette route sur un plan horizontal, Il est constitué en général par une succession des alignements droits et des arcs reliés entre eux par des courbes de raccordement progressif. Ce tracé est caractérisé par une vitesse de base à partir de laquelle on pourra déterminer les caractéristiques géométriques de la route. Le tracé en plan d'une route doit permettre d'assurer de bonne sécurité et de confort.

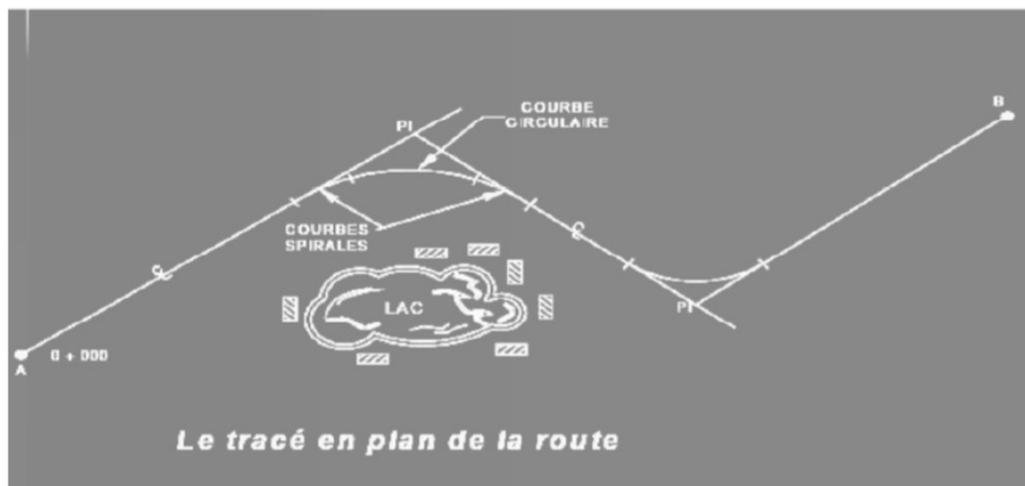


Figure 1.1. Tracé en plan d'une route

1.2.2 Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe de la route, développé et représentée sur un plan à une échelle. Ou bien c'est une élévation verticale dans le sens de l'axe de la route de l'ensemble des points constituant celui-ci. C'est en général une succession d'alignement droit (rampes et pentes) raccordés par courbe circulaires. Pour chaque point du profil en long on doit déterminer :

- L'altitude du terrain naturelle
- L'altitude du projet
- La déclivité du projet ... etc.

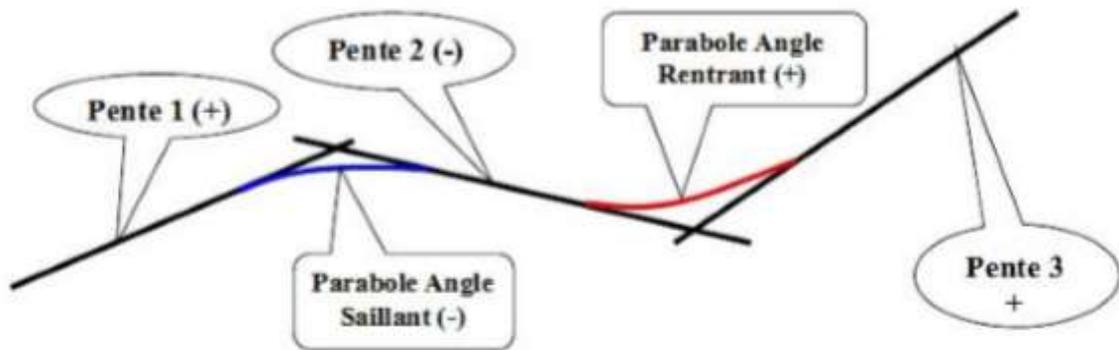


Figure 1.2. Profil en long.

1.2.3 Profil en travers

Le profil en travers d'une chaussée est une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de l'ensemble des points définissant sa surface sur un plan vertical. Un projet routier comporte le dessin d'un grand nombre de profils en travers, pour éviter de rapporter sur chacun de leurs dimensions, on établit tout d'abord un profil unique appelé « Profil en travers » contenant toutes les dimensions et tous les détails constructifs (largeurs des voies, chaussées et autres bandes, pentes des surfaces et talus, dimensions des couches de la superstructure, système d'évacuation des eaux etc....).

Il existe 2 types de profil en travers :

1.2.3.1 Profil en travers type

Il contient tous les éléments constructifs de la future route dans toutes les situations (en remblai, en déblai, en alignement et en courbe).

- Profil en travers courant

Ce sont des profils dessinés à des distances régulières qui dépendent du terrain naturel (Accidenté ou plat).

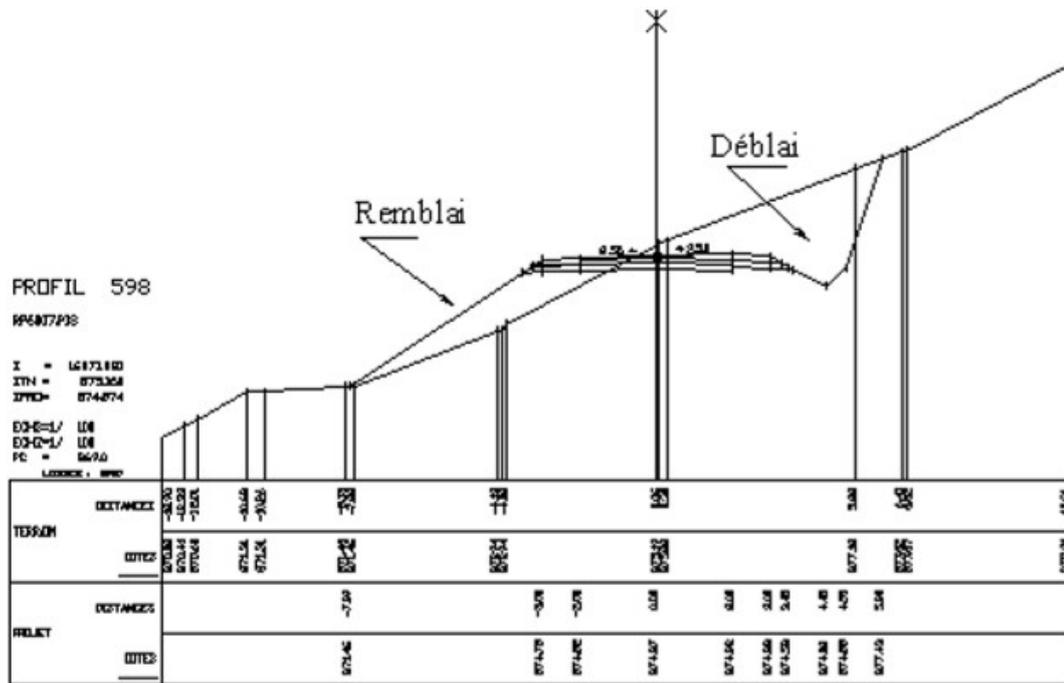


Figure 1.5. Profil en travers courant.

1.2.3.2 Les éléments du profil en travers

- **La chaussée**

C'est la partie renforcée et affectée à la circulation des véhicules. Pour subir directement les actions des véhicules et les facteurs naturels, sa largeur dépend essentiellement de la considération de débit, elle est divisée en voies de circulations.

- **Les accotements**

Les accotements se trouvent aux cotés de la chaussée, ils étaient utilisés auparavant soit pour le dépôt des matériaux soit pour les piétons, maintenant, ils sont utilisés pour le stationnement. Sur les routes importantes la largeur des accotements est de 2 à 2.5m utilisés comme bande d'arrêt.

- **La plate-forme**

C'est l'ensemble de la chaussée et des accotements, elle est située entre les fossés ou les crêtes de talus de remblais.

- **L'assiette**

C'est la surface de la route délimitée par les terrassements

- **L'emprise**

C'est la surface du terrain naturel affectée à la route et à ses dépendances (Talus, exutoires, etc...) limitée par le domaine public.

- **Le talus**

Le talus a une inclinaison qui dépend de la cohésion des sols qui le constitue, cette inclinaison est désignée par une fraction (A/B) tel que :

A : la base du talus.
 B : hauteur du talus.

- **Le fossé**

C'est un ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement

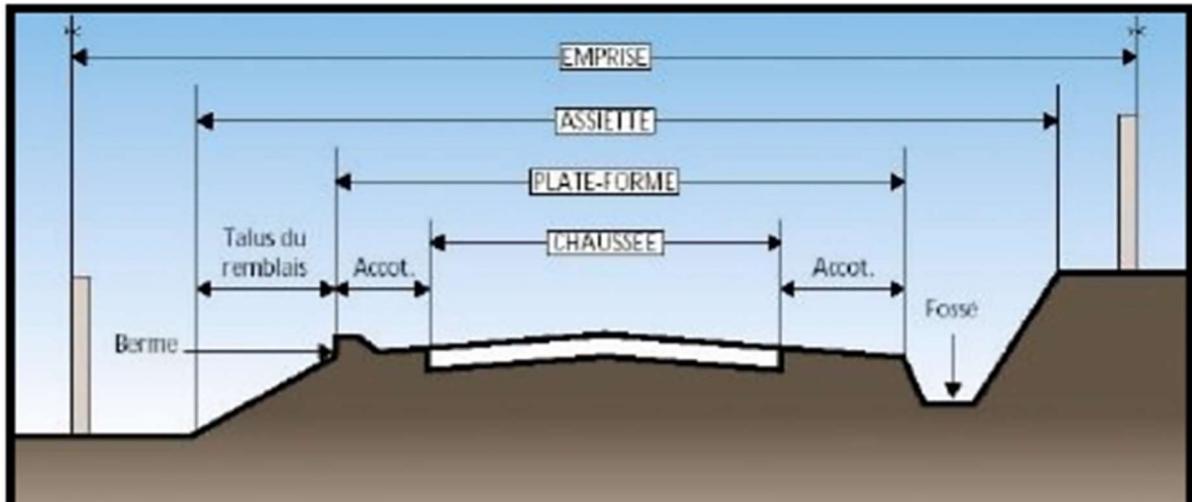


Figure 1.6. Les éléments du profil en travers

1.3 Le corps de chaussée de la route

Une étude routière ne se limite pas en un bon tracé en plan et d'un bon profil en long, en effet, une fois réalisée, elle devra résister aux agressions des agents extérieurs et à la surcharge d'exploitation : action des essieux des véhicules lourds, effets des gradients thermiques, pluie, neige, verglas, etc. Pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes ces charges pendant sa durée de vie.

1.3.1 Constitution d'une chaussée

Vue leur rôle les chaussées se présentent comme des structures multicouches dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression verticale transmise au sol. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couche de caractéristiques mécaniques croissantes. En général, on rencontre les couches suivantes à partir du sol.

1.3.1.1 Sol support

Il est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

1.3.1.2 Couche de forme

La couche de forme est un élément de transition qu'on introduit entre le sol support et les couche de sol afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol. Cette couche, ne fait pas partie intégrante de la chaussée, elle est constituée soit de matériaux grenus roulés ou concassés, soit de matériaux traités au liant hydrauliques. Elle a plusieurs fonctions :

- Lors des travaux elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier ;
- Elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

1.3.1.3 Les couches d'assise

L'assise de chaussée se décompose en deux sous-couches : La couche de fondation, surmonté de la couche de base.

- Couche de fondation : Elle est constituée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit la pression sur le support, afin de maintenir les déformations.
- Couche de base : Elle est constituée de gravier 0/25 et bitume elle est d'une épaisseur de 20 cm, cette couche supporte exactement l'action des véhicules à l'intérieur de laquelle la pression élevée s'atténue avant d'être transmise à la couche de fondation.

1.3.1.4 La couche de surface

A son tour la couche de surface a généralement une structure bicouche :

- **La couche de roulement** : C'est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat ;
- **La couche de liaison** : l'apport structurel de cette couche est secondaire sauf les chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée.

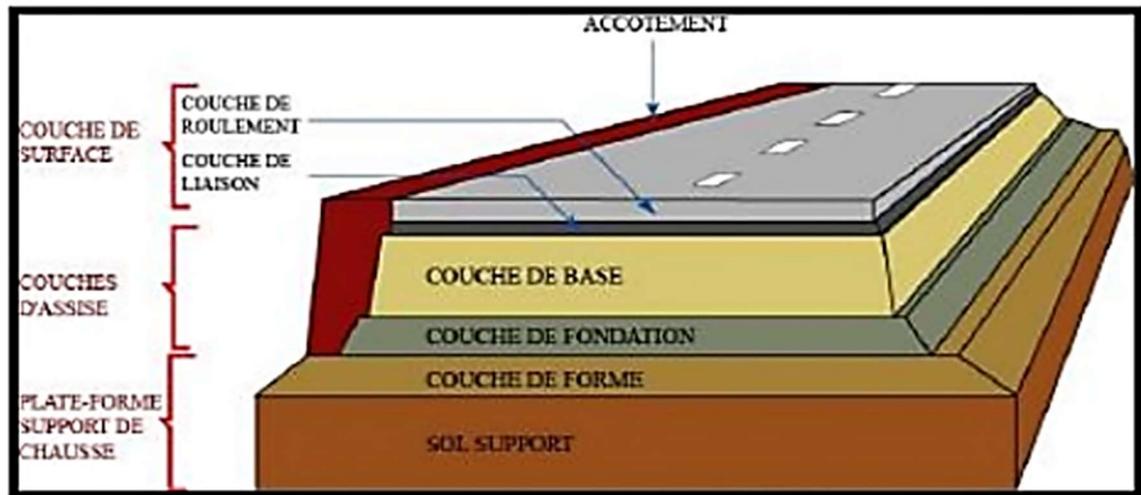


Figure 1.7. Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches.

1.4 Les différents types de chaussée

1.4.1 Les chaussées souples

Ce sont les structures dites traditionnelles composées d'une couche bitumineuse (BB) mince (< 15 cm) pour la couche de roulement, et d'un corps de chaussée, assise, constitué d'une ou plusieurs couches de grave non traité (GNT). L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 30 et 60 cm



Figure 1.8. Chaussées souples.

1.4.2 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 plusieurs couches. L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

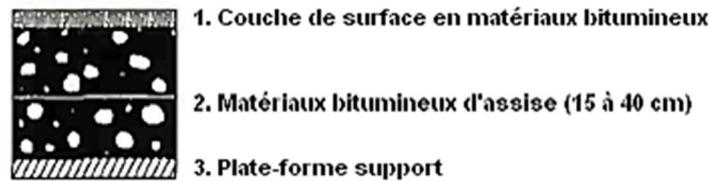


Figure 1.9. Chaussées bitumineuses épaisses.

1.4.3 Les chaussées mixtes

Elles sont composées d'une couche de roulement et d'une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Le rapport K de l'épaisseur des matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de l'ordre de 0,5. Ces structures allient le comportement des deux types de matériaux et limite la vitesse de remontée des fissures.

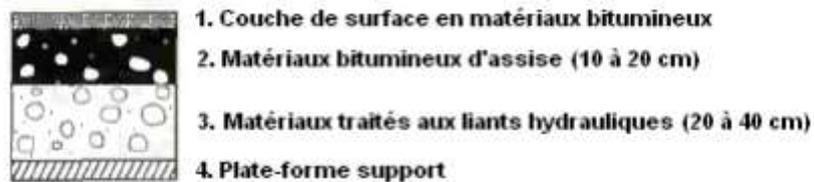


Figure 1.10. Les chaussées mixtes.

1.4.4 Les chaussées semi-rigides

Ce sont les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Elles comportent une couche de surface bitumineuse et une ou deux couches d'assise en matériaux traités au liant hydraulique (MTLH) dont l'épaisseur est de 20 à 50 cm.

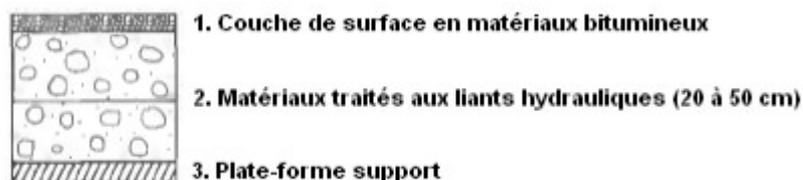


Figure 1.11. Les chaussées semi-rigides.

1.4.5 Chaussées à structure inverse

Les chaussées à structure inverse ont une couche de roulement et une couche de liaison en matériaux bitumineux de 15 cm d'épaisseur, une couche de base en matériaux non-traités

et une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydraulique. L'épaisseur totale est généralement comprise entre 60 et 80 cm.

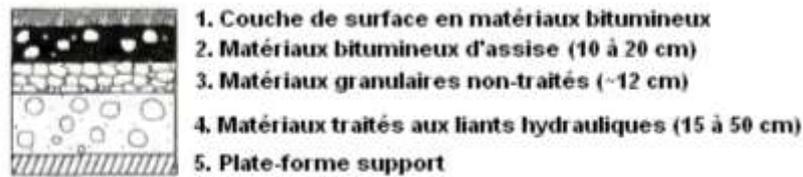
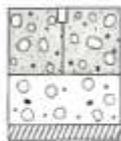


Figure 1.12. Chaussée à structure inverse.

1.4.6 Chaussées rigides

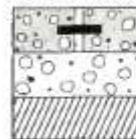
Les chaussées rigides sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm, recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation soit directement sur le support de la chaussée.

Dalles non goudonnées avec fondation



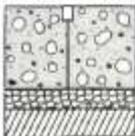
1. Béton de ciment (20 à 28 cm)
2. Béton maigre (12 à 18cm) ou matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20cm)
3. Plate-forme support

Dalles goudonnées avec fondation



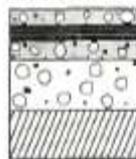
1. Béton de ciment (17 à 23cm)
2. Béton maigre (14 à 22 cm)
3. Plate-forme support

Dalles sans fondation



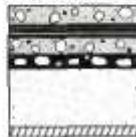
1. Béton de ciment (28 à 39 cm)
2. Couche drainante
3. Plate-forme support

Béton armé continu (1)



1. Béton de ciment (16 à 24 cm)
2. Béton maigre (12 à 14 cm)
3. Plate-forme support

Béton armé continu (2)



1. Béton de ciment (18 à 24 cm)
2. Matériaux bitumineux d'assise (5cm)
3. Sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm)
4. Plate-forme support

Figure 1.13. Les principaux types de chaussées rigides (guide SETRA-LCPC ,1994).

1.5 Paramètres de dimensionnement des chaussées

Le dimensionnement d'une chaussée neuve ou l'élargissement d'une voie existante fait intervenir plusieurs paramètres. Ceux considérés les plus

significatifs sont ci-dessous décrits :

- Vocation de la voie
- Trafic en poids lourds (PL)
- Agressivité du trafic PL
- Durée de service
- Classement géotechnique des sols naturels
- Etat hydrique du sol support et sa sensibilité à l'eau
- Type d'hiver et indice de gel.

1. 5.1 Vocation de la voie

Les voiries routières font généralement partie du domaine public, et ont pour vocation de desservir le territoire (communal, départemental, national, etc.) C'est-à-dire de relier les principaux lieux de vie et d'activités économiques et touristiques.

La vocation d'une route est souvent affectée par la situation géographique (centre-ville, périphérie, zone rurale,) et par la présence de réseaux souterrains. Les voies communautaires sont classées, d'après leur vocation, en 4 grandes catégories :

- Des voies situées en périphérie d'agglomération, dites de transit périurbain et des vois en zones industrielles (ZI).
- Des voies permettent de structurer l'agglomération et d'assurer des liaisons internes à celle-ci. Ces voies sont dites de liaisons, structurantes ou pénétrantes.
- Des voies pour lier les chemins communaux à la zone urbaine. Ces voies sont dites de desserte.
- Des voies situées en dehors des zones agglomérées. Ces dernières sont appelées voies de lotissement ou voies rurales.

1.5.2 Trafic en poids lourds (PL)

Dans le jargon technique, le mot trafic exprime le nombre de passages de véhicules dans une période déterminée pour une seule voie de circulation. Les chaussées sont dimensionnées par rapport au trafic en poids lourds (PL). Ce, car seuls les véhicules de poids total en charge autorisé (PTCA) dépassant 90kN ont un effet significatif sur le comportement des chaussées.

L'influence des véhicules en PL sur les chaussées est plutôt référée à la charge par essieu. Un essieu chargé de 130kN est, en moyenne, 4 à 5 fois plus agressif qu'un essieu chargé à 100kN. A l'opposé, les véhicules légers ont un effet négligeable sur les chaussées. Ils provoquent seulement une usure de la couche de roulement et éventuellement une pollution de celle-ci. Ainsi, le seul trafic qui sera pris en compte pour le dimensionnement des chaussées est celui lourd. C'est-à-dire celui relatif aux véhicules utilitaires et au transport en commun (RAMPIGNON.J en 1994 ,1998 et 2009).

1.5.3 Agressivité du trafic

Le dimensionnement d'une chaussée tient aussi compte de l'agressivité du trafic qu'elle subit. Le terme agressivité désigne les dommages causés à une chaussée par le passage d'un ou de plusieurs essieux. Cette agressivité est, en majorité, due au passage des véhicules en poids lourd (RAMPIGNON.J en 1994 ,1998 et 2009).

1.5.4 Durée de service

La durée de service d'une chaussée est définie comme étant la période de temps pour laquelle l'ouvrage réalisé ne requiert pas d'entretien structurel.

1.5.5 Classement géotechnique des sols naturels

Les sols naturels sont constitués d'éléments granulaires pouvant se séparer par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. La classe géotechnique d'un sol en place est déterminée sur la base d'essais de laboratoire pratiqués sur des échantillons représentatifs de ce dernier effectué dans des conditions standards, ces classes sont détaillées dans le chapitre suivant (chpitre2)

1.5.6 Etat hydrique du sol support

En plus du classement géotechnique du sol, l'état hydrique joue un rôle essentiel en termes de possibilité de réutilisation des matériaux et de l'aptitude au compactage. Cinq états hydriques sont usuels dans la pratique : très humide (th), humide (h), moyen (m), sec (s) et très sec (ts).

L'état hydrique du sol support est pris en compte à travers la portance de celui-ci. Cette portance est estimée à partir de l'essai de poinçonnement CBR dont les conditions d'imbibition (immédiat ou à 4 jours) sont liées à la zone climatique considérée.

1.5.7 Type d'hiver et Indice de gel

L'appréciation de la tenue de la chaussée est établie par une vérification menée séparément et après étude de la tenue mécanique sous trafic en poids lourds. Pour effectuer cette vérification, il est indispensable de retenir certaines définitions tirées de la norme NF P 98-080-1, en l'occurrence :

-L'hiver de référence : C'est l'hiver contre les effets duquel on désire protéger une chaussée pour une région donnée.

-L'hiver rigoureux exceptionnel : C'est l'hiver le plus sévère rencontré dans la période pour laquelle on dispose de statistiques complètes. Il correspond au plus fort indice de gel relevé.

-l'indice de gel : Cet indice caractérise la sévérité de l'hiver de référence. Il est exprimé en degrés Celsius par jour (C°. J). L'indice de gel correspond, pour un lieu et une période donnés, à la valeur absolue de la somme des températures moyennes journalières négatives.

- l'indice de gel admissible : C'est la limite en deçà de laquelle les phénomènes de perte de portance et de gonflement sont suffisamment modérés pour que des désordres ne puissent pas apparaître, ce qui évite d'introduire des restrictions de circulation (RAMPIGNON. J'en 1994 ,1998 et 2009).

1.6 Les matériaux de chaussée

Les matériaux de chaussée sont constitués d'un mélange de granulats et d'un liant, hydraulique ou hydrocarboné (à l'exception de la GNT). Ces produits de caractéristiques notablement différentes selon le liant utilisé rentrent dans la constitution des chaussées souples, rigides ou semi-rigides, mixtes ou inverses. Des normes encadrent les caractéristiques de ces produits. Les études de formulation visent à optimiser les performances mesurées par des essais normalisés. Les objectifs de compactage en laboratoire sont corrélés à l'expérience du chantier (essai Proctor pour les graves

hydrauliques, PCG pour les matériaux hydrocarbonés). Les normes produites désignent des classes de performances dans lesquelles s'inscrivent les formulations étudiées.

Les matériaux de chaussée peuvent être classés en 4 grandes familles :

- Les graves non traitée (*GNT*)
- Les matériaux traités aux liants hydrauliques (*MTLH*)
- Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés (*MTB*)
- Les bétons de ciment (*BC*)

Ces matériaux ont en commun les points suivants :

- Les caractéristiques des granulats utilisés répondent à des critères (dureté, forme, propreté...) en adéquation avec la position dans la structure d'assise et les sollicitations dues au trafic,
- Les liants utilisés doivent satisfaire les normes en vigueur (à défaut avoir fait l'objet d'un avis technique),
- Leur formulation doit respecter une méthodologie d'étude, normalisée,
- L'étude de leurs performances mécaniques permet leur classification suivant les critères définis par la norme de leur famille.

1.7 Conclusion

L'étude bibliographique présentée dans ce chapitre a permis de donner une synthèse des Principaux éléments qui constitue une route, il est indispensable pour un ingénieur de bien connaître ces éléments, dans le prochain chapitre on va détailler les Conditions d'utilisation des matériaux utilisés en remblai et en couche de forme.

2.1 Introduction

La construction des remblais et des couches de forme du domaine routier requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne 100000 m³/km dans le cas des autoroutes). De ce fait, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, il est presque toujours nécessaire d'utiliser des matériaux d'origines diverses, présentant des caractéristiques de résistance et de déformabilité différentes. Cette hétérogénéité est la cause principale des difficultés rencontrées lors de la réalisation de ces ouvrages, car chaque classe de matériaux est tributaire de modalités de mise en œuvre qui lui sont propres et qui doivent être respectées sous peine de livrer un ouvrage potentiellement déformable, voire instable à court ou long terme.

Il faut par ailleurs rappeler que le coût de la réalisation des remblais peut atteindre 20 à 30% du coût d'une autoroute et qu'en cas de manifestation d'instabilité les dispositions confortatives sont toujours très onéreuses, complexes à définir et jamais totalement garanties. Lorsque ces instabilités se produisent dans l'ouvrage en service, il faut encore y ajouter les coûts de la reconstruction de la chaussée et de la perte de niveau de service, qui peuvent s'avérer énormes dans certains cas. Enfin, il faut être conscient que les causes des désordres sur un remblai sont à posteriori toujours difficiles à identifier objectivement, ce qui réduit d'autant les possibilités d'en attribuer incontestablement la responsabilité à l'un ou l'autre des intervenants dans la réalisation.

2.2 Classification des matériaux GTR 92 (NF P 11-300)

2.2.1 Guide des Terrassements Routiers (GTR)

Le GTR est un guide technique de classification qui synthétise l'expérience acquise au cours des dernières années d'application des anciennes "Recommandations pour les Terrassements Routiers" (RTR). Il tient compte en particulier de l'évolution des techniques de réalisation, notamment de l'élargissement des possibilités d'emploi des sols grâce aux méthodes et matériels de traitement.

2.2.2 Classification des sols (classes A, B, C et D)

Le Guide Technique Routier (GTR) définit quatre grandes classes géotechniques de sols naturels. Ces classes se distinguent par leurs propriétés physiques et mécaniques.

Celles-ci sont :

- **Classe A:** Cette classe regroupe les sols fins. Elle est subdivisée en quatre sous-classes : A1, A2, A3 et A4
- **Classe B :** Cette classe regroupe les sols sableux et graveleux contenant des fines. Elle est subdivisée en six sous-classes : B1, B2, B3, B4, B5 et B6
- **Classe C :** Cette classe regroupe les sols comportant des fines et des gros éléments. Elle est subdivisée en deux sous-classes : C1 et C2. Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B.
- **Classe D :** Cette classe regroupe les sols insensibles à l'eau. Elle est subdivisée en les

Sous-classes : D1, D2 et D3.

2.2.3 Paramètres retenus pour la classification des sols

Les paramètres retenus se rangent en trois catégories :

- Paramètres de nature ;
- Paramètres d'états ;
- Paramètres de comportement mécanique ;

2.2.3.1 Paramètres de natures

Ils se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre. Les paramètres retenus concernent la granularité et l'argilosité :

- **La granularité (normes P 94-056 et 057)**

Le D_{max} : c'est la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol. Ce paramètre est déterminant pour préjuger des ateliers de terrassements utilisables et

notamment pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires et les conditions de malaxage éventuel avec un liant. C'est également un paramètre important à connaître pour apprécier la représentativité des essais de laboratoire. Toutefois la détermination de ce paramètre peut tolérer une certaine imprécision et en règle générale une estimation visuelle est suffisante.

Seuil retenu :

- 50 mm, C'est la valeur proposée pour distinguer les sols fins, sableux et graveleux (classes A, B, D₁ et D₂), des sols blocailleux (classes C et D₃) ; c'est aussi une valeur limite couramment admise actuellement pour distinguer les sols pouvant être malaxés intimement avec un liant pour constituer des couches de forme de qualité ; enfin le comportement de la fraction 0/50 mm d'un sol peut être correctement appréhendé à partir des essais de laboratoire usuels.

Lorsque le matériau comporte des éléments fins et une fraction grossière 50/D non négligeable (classe C) on distingue deux sous-classes :

- La sous-classe C₁ qui rassemble les matériaux à éléments "anguleux" possédant une importante fraction 0/50 mm (> 60 à 80 % estimés visuellement en général) et l'ensemble des matériaux à éléments "roulés". Pour les sols de cette classe on considère que leur comportement est assimilable à celui de leur fraction 0/50 mm qu'il suffit alors d'identifier,
- La sous-classe C₂ qui comprend les matériaux à éléments anguleux possédant une faible fraction 0/50 mm (≤ 60 à 80 % estimée visuellement en général) pour lesquels il n'est plus admissible d'assimiler leur comportement à celui de leur fraction 0/50 mm.

Pour tenir compte des caractéristiques de la fraction 0/50, l'identification des sols de la classe C est précisée à l'aide d'un double symbole du type C₁ A_i, C₁ B_i, C₂ A_i ou C₂ B_i, A_i ou B_i étant la classe de la fraction 0/50 du matériau considéré. La valeur du D_{max} peut être indiquée en exposant de la sous-classe. Exemple : C¹⁵⁰₁ B_{4h} est un sol de classe C₁ dont le D_{max} est de 150 mm et la fraction 0/50 un sol de la classe B_{4h}.

Le tamisât à 80 µm : ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines et, dans une large mesure, d'évaluer leur sensibilité à l'eau :

Seuils retenus :

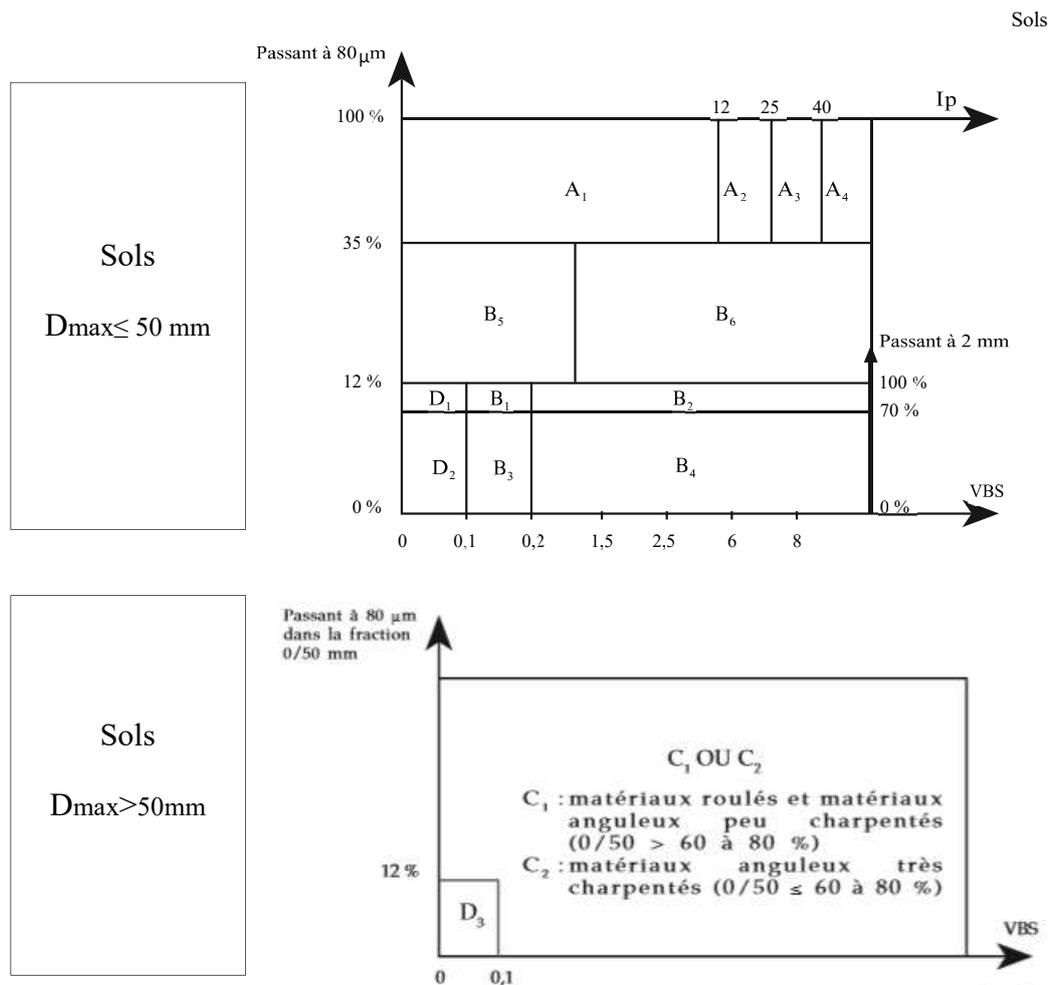
- **35 %** : c'est le seuil au-delà duquel le comportement du sol peut être considéré comme régi par celui de la fraction fine ($\leq 80 \mu\text{m}$),
- **12 %** : c'est un seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

Le tamisât à 2 mm : ce paramètre permet d'établir une distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

Seuil retenu :

- **70 %** : au-delà de 70 % on définit les sols à tendance sableuse et en-deçà les sols à tendance graveleuse.

Tableau 2.1 : Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R ₁
			Calcaires	R ₂
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R ₃
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R ₄
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...	R ₆	
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

- **L'argilosité :**

L'indice de plasticité Ip (norme P 94-051) : c'est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Son interprétation est d'autant plus fiable que la proportion pondérale de la fraction 0/400 μm (fraction servant à l'essai) contenue dans le sol étudié est importante et que l'argilosité de cette fraction est grande.

Au-delà d'une proportion de 50 % de cette fraction et d'une valeur de 12, l'interprétation de l'Ip est simple mais elle devient quasiment impossible lorsque cette proportion tombe en dessous de 35 % et la valeur de l'Ip en dessous 7.

Seuils retenus :

- **12** : limite supérieure des sols faiblement argileux,
- **25** : limite supérieure des sols moyennement argileux,
- **40** : limite entre les sols argileux et très argileux.

La valeur de bleu de méthylène VBS : il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol mais dont l'application à l'identification des sols remonte seulement à quelques années. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules du sol, ou autrement dit une grandeur directement liée à la surface spécifique du sol.

Etant donné que dans un sol c'est avant tout la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse ($\leq 2 \mu\text{m}$) qui détermine sa surface spécifique, on peut considérer que la valeur de bleu de méthylène VBS (valeur de bleu du sol) exprime globalement la quantité et la qualité (ou activité) de l'argile contenue dans ce sol.

En pratique, on détermine la VBS à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/2 mm. La valeur trouvée est alors rapportée à la fraction 0/50 par une règle de

proportionnalité. C'est cette dernière valeur qui est appelée valeur au bleu de méthylène du sol (cf. norme P 94-068).

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de sol.

Seuils retenus :

- **0,1** : seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau (au sens défini précédemment). Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à 80 μm qui doit être $\leq 12\%$.
- **0,2** : seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau.
- **1,5** : seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
- **2,5** : seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- **6** : seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- **8** : seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

2.2.3.2 Paramètres de comportement mécanique

Ces paramètres ne sont pris en considération que pour juger de l'utilisation possible des sols en couche de forme. Ils distinguent les matériaux dont la fraction granulaire est susceptible de résister au trafic et qui de ce fait peuvent être utilisés tels quels dans la construction des couches de forme, de ceux qui risquent de se fragmenter pour se transformer en un sol constitué en majorité d'éléments fins, inutilisable dans son état naturel sans dispositions particulières (traitement...).

Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont : les coefficients Los Angeles (LA) (norme P 18-573) et micro-Deval en présence d'eau (MDE) (norme P 18-572), mesurés sur la fraction granulaire 10/14⁽¹⁾ (ou à défaut sur la fraction 6,3/10⁽¹⁾) et le coefficient de friabilité des sables (FS) mesuré sur la fraction 0/1 ou 0/2 mm (norme P 18-576).

Seuils retenus :

- **45** pour les valeurs LA et MDE
- **60** pour les valeurs FS.

2.2.3.3 Paramètres d'état

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la présente classification est l'état hydrique, son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

- **Les différents états hydriques considérés :**

La norme NF P 11-300 considère cinq états hydriques définis comme suit :

- **L'état hydrique très humide (th)** : c'est un état d'humidité très élevée ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.
- **L'état hydrique humide (h)** : c'est un état d'humidité élevée autorisant toutefois la réutilisation du sol à condition de respecter certaines dispositions particulières (aération, traitement...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.
- **L'état hydrique moyen (m)** : c'est l'état d'humidité optimal correspondant à l'Optimum Proctor (minimum de conditions à respecter à la mise en œuvre)
- **L'état hydrique sec (s)** : c'est un état d'humidité faible mais autorisant encore la mise en œuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage,...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.
- **L'état hydrique très sec (ts)** : c'est un état d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales. Cet état hydrique est peu courant sous nos latitudes.

Pour caractériser l'état hydrique du sol on peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

- La position de la teneur en eau naturelle (W_n) de la fraction 0/20 du sol par rapport à l'Optimum Proctor Normal (W_{opn}) exprimée par le rapport :

$$\frac{W_n}{W_{opn}}$$

- La position de la teneur en eau naturelle (W_n) par rapport aux limites d'Atterberg (W_l et W_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c) :

$$I_c = \frac{W_l - W_n}{I_p}$$

- L'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du poinçonnement CBR mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor Normal.

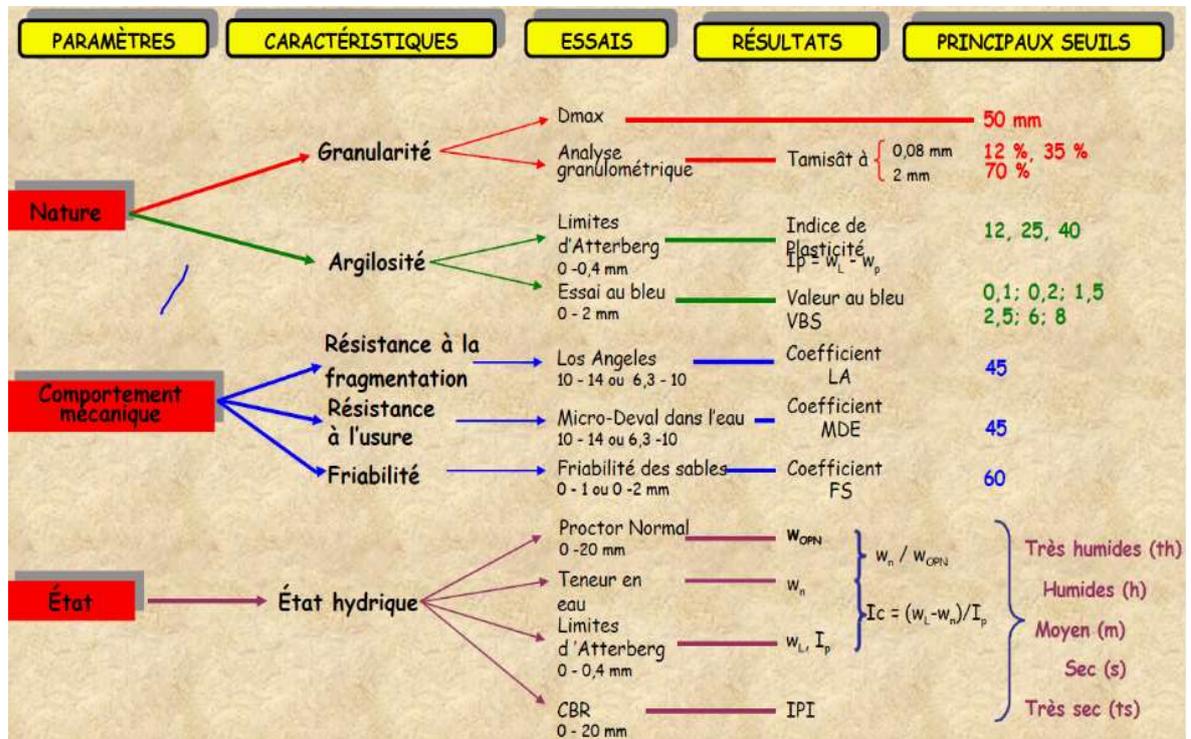


Tableau 2.2. Tableaux récapitulatifs de la démarche d'identification des sols.

2.2.4 Classification des matériaux rocheux

Bien qu'après son extraction, un déblai rocheux soit transformé en un matériau susceptible d'être considéré au moins partiellement comme un sol meuble il faut au préalable être en mesure de prévoir, à partir de la roche en place, le comportement du matériau après abattage. Ce besoin a conduit à établir un classement des matériaux rocheux sur la base de leur nature géologique, de résultats d'essais (fragmentabilité, dégradabilité, masse volumique... pratiqués sur des prélèvements représentatifs) et de l'expérience que l'on possède de leur comportement au cours des différentes phases du terrassement.

Pour caractériser un massif rocheux en vue de son emploi en remblai ou en couche de forme, le géotechnicien est donc conduit à procéder en deux temps :

- la première étape consiste à identifier, au moins sommairement, la nature pétrographique de la roche en s'appuyant principalement sur la documentation et le raisonnement géologique. Cette identification apporte déjà des informations importantes d'ordre qualitatif sur les caractères généraux de la roche et son comportement prévisible ; toutefois, cette première identification est en général

insuffisante pour renseigner le projeteur sur les possibilités réelles d'utilisation du matériau,

- la seconde étape vise à préciser comment le matériau va se comporter tout au long des phases successives : extraction, chargement, régalage, compactage sous la circulation des engins lourds et sous la pluie, et s'il risque encore d'évoluer, une fois l'ouvrage en service, sous l'action des contraintes mécaniques, de l'eau ou du gel. Il s'agit là d'une opération complexe qui exige que le géotechnicien dispose d'une description précise du massif et qu'il ait une bonne connaissance des différentes techniques d'extraction et de mise en œuvre afin de pouvoir évaluer leurs effets sur le comportement du matériau.

Ce n'est qu'au terme de cette seconde étape qu'il peut communiquer au projeteur les données utiles à l'évaluation des possibilités d'emploi des matériaux issus d'un déblai rocheux : granularité obtenue, comportement sous trafic, caractère évolutif. Il faut toutefois admettre qu'une part d'incertitude existera toujours du fait que ces données résultent d'hypothèses dont la fiabilité dépend de nombreux facteurs (compétence et expérience du géotechnicien, complexité géologique du site, moyens et délais d'étude disponibles...).

2.2.4.1 Classification des matériaux rocheux d'après la nature pétrographique de la roche

Deux classes principales de matériaux rocheux sont distinguées à partir des grandes familles de roches habituellement considérées : les matériaux rocheux issus des roches sédimentaires d'une part et ceux issus des roches magmatiques et métamorphiques d'autre part.

Dans le cas des roches sédimentaires, la classification est subdivisée suivant les principales natures de roches rencontrées dans cette catégorie : craies, calcaires, roches argileuses, roches siliceuses, roches salines. Cette subdivision s'avère indispensable, car les matériaux issus de chacune des roches précitées présentent des comportements différents dans leur utilisation en remblai et en couche de forme.

Dans le cas des matériaux provenant de roches magmatiques et métamorphiques, aucune subdivision complémentaire n'a été introduite, ces matériaux pouvant être considérés comme ayant des comportements voisins du point de vue de leur utilisation en remblai et en couche de forme.

2.2.4.2 Classification des matériaux rocheux d'après leur état et leurs caractéristiques mécaniques

Comme cela a été indiqué, la connaissance de la seule nature pétrographique de la roche dont est issu un matériau rocheux n'est généralement pas suffisant pour prévoir tous les problèmes que peut poser son utilisation en remblai ou en couche de forme.

Outre la question du choix de la méthode d'extraction qui n'est pas traitée ici, les aspects à considérer sont :

- L'aptitude du matériau à se fragmenter sous les sollicitations appliquées au cours des différentes phases de la mise en œuvre et en particulier la possibilité de produire une proportion d'éléments fins suffisante pour avoir un comportement de sol sensible à l'eau,
- La potentialité d'une évolution postérieurement à la mise en œuvre sous l'action des contraintes mécaniques seules ou conjuguées avec celles de l'eau et du gel,
- La teneur en eau dans le cas de matériaux très fragmentables tels que certaines craies, marnes, schistes sédimentaires, etc., qui peuvent renfermer dans leur structure une importante quantité d'eau qui se communiquera inévitablement aux éléments fins produits au cours du terrassement,
- La teneur en éléments solubles dans le cas de roches salines.

Il est donc nécessaire de caractériser les matériaux rocheux vis-à-vis de ces aspects à partir de différents paramètres dont les suivants sont considérés comme les plus représentatifs.

- **Les Paramètres d'état et de comportement mécanique retenus dans la classification des matériaux rocheux :**

- Le coefficient Los Angeles (LA) (norme P18-573).
- Le coefficient micro-Deval en présence d'eau (MDE) (norme P 18-572).
- La valeur de la masse volumique de la roche déshydratée en place (ρ_d) (norme P 94-064).
- Le coefficient de fragmentabilité (FR) (norme P 94-066).
- Le coefficient de dégradabilité (DG) (norme P94-067).
- La teneur en eau naturelle (w_n) (norme NF P94-050).
- La teneur en éléments solubles (le pourcentage de NaCl, gypse..)

Tableau 2.3 : Classification des matériaux rocheux R₁

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique et le comportement		
Nature pétrographique de la roche		Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	sous - classe	
Roches sédimentaires	Roches carbonatées			<p>R₁ craie</p> <p>La craie est un empilement de particules de calcite dont les dimensions sont de l'ordre de 1 à 10µm. Cet empilement constitue une structure d'autant plus fragile que la porosité est grande (ou inversement que la densité sèche est faible). Les mesures et constatations de chantier ont montré qu'au cours des opérations de terrassement, il y a formation d'une quantité de fines en relation directe avec la fragilité de l'empilement.</p> <p>Lorsque la craie se trouve dans un état saturé ou proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites, leur conférant le comportement d'une pâte, qui s'étend rapidement à l'ensemble du matériau, empêchant la circulation des engins et générant des pressions intersticielles dans les ouvrages.</p> <p>Inversement, lorsque la teneur en eau est faible, la craie devient un matériau rigide, très portant mais difficile à compacter. Enfin certaines craies peu denses et très humides, peuvent continuer à se fragmenter, après mise en oeuvre, sous l'effet des contraintes mécaniques et du gel, principalement.</p>	$\rho_d > 1,7$
		$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $w_n \geq 27$			R _{12h}
		$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $22 \leq w_n < 27$	craie		R _{12m}
		$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $18 \leq w_n < 22$	de densité moyenne		R _{12s}
		$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $w_n < 18$			R _{12ts}
		$\rho_d \leq 1,5$ et $w_n \geq 31$			R _{13th}
		$\rho_d \leq 1,5$ et $26 \leq w_n < 31$	craie		R _{13h}
		$\rho_d \leq 1,5$ et $21 \leq w_n < 26$	peu dense		R _{13m}
		$\rho_d \leq 1,5$ et $16 \leq w_n < 21$			R _{13s}
		$\rho_d \leq 1,5$ et $w_n < 16$			R _{13ts}

2.2.5 Classification des sols organiques et sous-produits industriels (classe F)

Cette dernière catégorie concerne des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai et en couche de forme peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Toutefois les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois très divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée. La classification proposée a été établie à partir du recensement des principales familles de matériaux de cette catégorie. On a ainsi dénombré neuf familles (sous-classes F₁ à F₉). Chacune d'elles est caractérisée par le (ou les) paramètre(s) duquel (ou desquels) dépendent les possibilités d'emploi. Lorsque l'expérience actuelle est suffisante, des valeurs seuils de ces paramètres sont proposées, permettant d'établir des distinctions à l'intérieur d'une même famille.

Tableau 2.4. Classification générale des sols organiques.

Famille de matériaux	Symbole	Paramètre(s) considéré(s) comme significatif(s) vis-à-vis du réemploi
Matériaux naturels renfermant des matières organiques	F1	Teneur en matières organiques puis examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Cendres volantes silico-alumineuses	F2	Rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal et valeur de l'IPI à la teneur en eau naturelle.
Schistes houillers	F3	Taux de combustion et examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B, C, D ou aux matériaux rocheux.
Schistes des mines de potasse	F4	Teneur en NaCl et pour ceux à faible teneur, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Phosphogypse	F5	Mode d'obtention comportant ou non une neutralisation à la chaux, examen de la granulométrie et de la teneur en eau.
Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères	F6	Taux d'imbrulés et d'éléments solubles, qualité du déferrailage, du criblage et de l'homogénéisation, durée du stockage, présence ou non de cendres volantes de combustion.
Matériaux de démolition	F7	Qualité du dé ferrailage et de l'homogénéisation, présence d'éléments indésirables (plâtres, bois...), granulométrie.
Laitiers de hauts-Fournaux	F8	Caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols B, C, D, ou aux matériaux rocheux.
Autres sous-produits industriels	F9	Paramètres à définir à l'appui d'une étude spécifique.

2.3 Conditions d'utilisation des matériaux en remblai

Les conditions d'utilisation des sols, des matériaux rocheux, des sous-produits industriels sont celles qu'il y a lieu de respecter pour autoriser l'emploi en remblai des différentes classes et sous-classes de matériaux qui sont distinguées dans la classification présentée dans le chapitre précédent.

Ces conditions sont exprimées, en exigences techniques directement intégrables dans les cahiers des charges des marchés pour obtenir la qualité généralement recherchée pour ces ouvrages. Elles ont été définies dans le double souci :

- D'une part, de viser le juste niveau de qualité technique nécessaire compte tenu des possibilités des matériels d'exécution actuels et des pratiques habituelles,
- d'autre part, de tenir compte des coûts moyens des différentes techniques et méthodes utilisées actuellement dans les pays industrialisés. De ce fait il est possible que certaines conditions d'utilisation non envisagées dans le présent document puissent être retenues et donner satisfaction dans des contextes technico-économiques différents où ne s'appliquent pas les mêmes règles de délais de construction, de niveau de service ou de coût. En particulier, dans cet esprit, on a considéré que les matériaux sensibles à l'eau se trouvant dans un état hydrique très humide (th) ou très sec (ts) n'étaient pas réutilisables normalement dans les remblais ou les couches de forme.

2.3.1 Présentation des tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en remblai

Pour chaque classe ou sous-classe de matériaux définie dans la classification, les tableaux figurant en annexe, indiquent les conditions de mise en œuvre à respecter en fonction de la situation météorologique constatée au moment où le matériau est mis en remblai. Ne sont indiquées dans ces tableaux que les conditions particulières qui sont considérées comme nécessaires dans chaque cas à l'obtention de la qualité.

Les tableaux comportent cinq colonnes :

- Dans la première colonne est indiqué le cas envisagé, défini par la classe, la sous-classe et l'état du matériau.
- La deuxième colonne comporte des observations générales sur le comportement du matériau considéré.

- La troisième colonne concerne la situation météorologique durant l'extraction et la mise en remblai, les différentes situations météorologiques sont exprimé par des signes, de sorte que :
 - ++« Pluie forte », exprime que la situation météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau du matériau de manière brutale et imprévisible.
 - +«pluie faible», exprime que la situation météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau de manière lente et relativement prévisible.
 - = «ni pluie - ni évaporation importante», exprime que la situation météorologique n'a pas d'action sensible sur la teneur en eau du matériau considéré.
 - « évaporation importante », exprime que la situation météorologique a pour effet de diminuer la teneur en eau du matériaux.
- Dans la quatrième colonne figurent les conditions d'utilisation en remblai.
- Dans la cinquième colonne figurent des codes correspondants aux différentes conditions d'utilisation.

2.3.2 Commentaires sur les conditions d'utilisation présentées dans les tableaux

Les conditions d'utilisation en remblai présentées dans les tableaux se regroupent en sept rubriques symbolisées par une lettre.

E : Extraction,
G : Action sur la granularité,
W : Action sur la teneur en eau,
T : Traitement,
R : Régalage,
C : Compactage,
H : Hauteur des remblais.

- **Rubrique E : Extraction :**

Le mode d'extraction des déblais peut interférer sensiblement sur la qualité des remblais.

Extraction en couche : L'extraction en couche (épaisseur 0,1 à 0,3 m) permet une bonne fragmentation et un tri relatif des différentes couches de matériaux.

Extraction frontale : Pour l'extraction frontale, on observe des effets exactement opposés. Elle offre en plus la possibilité dans des formations stratifiées, de sélectionner le niveau présentant la meilleure portance pour le réserver à la circulation des engins de transport.



Figure 2.1. Extraction en couche.

Figure 2.2. Extraction profonde.

- **Rubrique G : Action sur la granularité**

On distingue deux actions qui permettent d'agir sur la granularité :

Élimination des éléments :

- > **800 mm** : Cette valeur constitue une limite maximum des blocs admissibles dans le corps d'un remblai compte tenu des performances des compacteurs les plus puissants actuellement.
- < **250 mm** : Cette valeur constitue la dimension maximale des blocs permettant encore un malaxage du sol avec un agent de traitement.

- **Rubrique W : Action sur la teneur en eau :**

Il s'agit des différentes mesures pouvant être prescrites pour modifier l'état hydrique des matériaux et notamment : l'aération par conditions météorologiques favorables ou l'humidification.

Pour ce qui concerne l'humidification, il convient de distinguer deux modalités.

La première consiste en un arrosage simple durant la mise en œuvre. Elle n'a pour objectif que de maintenir l'état hydrique du matériau lorsque les conditions météorologiques sont évaporantes.

La seconde modalité vise quant à elle, le changement d'état hydrique du matériau. Dans ce cas il faut être conscient qu'il s'agit d'une opération délicate qui exige de grandes quantités d'eau et le recours à un brassage ou un malaxage pour la faire pénétrer au sein du matériau.



Figure 2.3: Humidification des sols.

- **Rubrique T : Traitement**

Cette rubrique concerne les actions de traitement des matériaux avec de la chaux ou d'autres réactifs (ciments, cendres volantes, laitiers ou autres sous-produits industriels éventuellement). Avec des sols fins moyennement ou très argileux, le traitement à la chaux occupe une place privilégiée au point qu'il soit justifié dans de nombreux cas de la recommander exclusivement.



Figure 2.4: traitement à la chaux



Figure 2.5 : traitement réactif

- **Rubrique R : Régalage**

Sous cette rubrique est donnée une indication sur l'épaisseur des couches élémentaires à mettre en œuvre. Il ne s'agit que d'une indication approximative compte tenu des méthodes de régalinge utilisées en terrassement. Cette notion d'épaisseur de régalinge est cependant très importante pour la qualité de la mise en œuvre.



Figure 2.6 : Rubrique régalinge.

- **Rubrique C : Compactage**

Il s'agit d'une donnée qualitative sur le niveau de compactage requis par les différents matériaux. Trois niveaux sont distingués : faible, moyen, intense.



Figure 2.7: Rubrique compactage.

- **Rubrique H : Hauteur des remblais :**

L'utilisation des matériaux est fonction de la hauteur du remblai. On considère les remblais :

- De faibles hauteurs, limitées à 5 m.
- De hauteur moyenne, limités à 10 m.
- De grande hauteur, supérieurs à 10 m.



Figure 2.8: Hauteur du remblai.

Tableau 2.5. Tableau récapitulatif des conditions pouvant être imposé.

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Elimination des éléments > 800mm
	2	Elimination des éléments > 250 mm pour traitement
	3	Fragmentation complémentaire après extraction
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un réactif ou un additif adaptés
	2	Traitement à la chaux seule
R Régilage	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
C Compactage	1	Compactage intense
	2	Compactage moyen
	3	Compactage faible
H Hauteur des remblais	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Remblai de hauteur faible ($\leq 5m$)
	2	Remblai de hauteur moyenne ($\leq 10m$)

2.4 Conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme

2.4.1 Conception de la couche de forme

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place, aux caractéristiques mécaniques, géométriques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèses dans la conception de la chaussée.

La surface supérieure de cette structure d'adaptation constitue la "plate-forme support de chaussée" (PF).

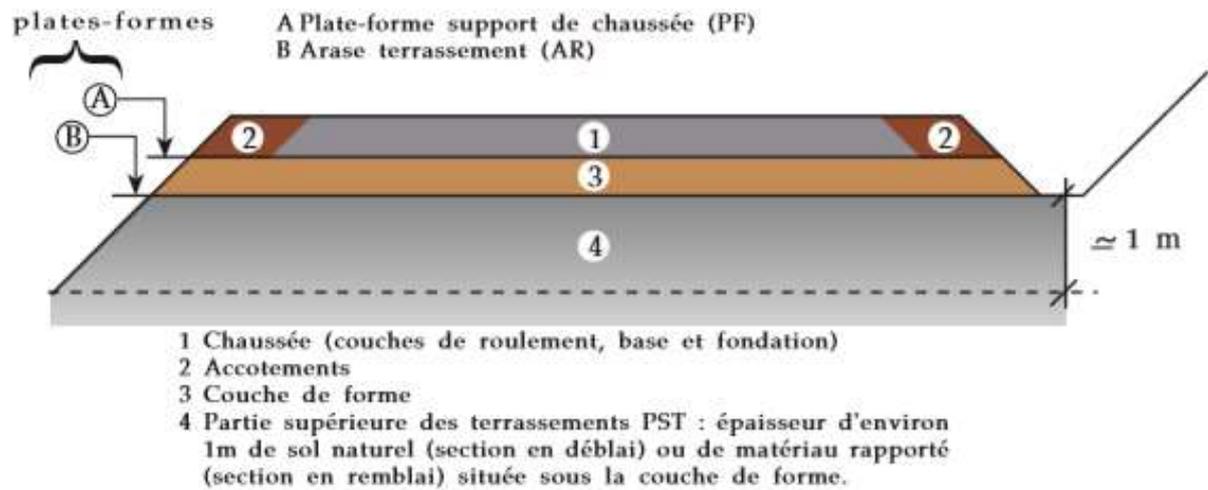


Figure 2.9. Structure de chaussée

2.4.2 Fonctions de la couche de forme

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

A court terme :

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

A long terme :

- L'homogénéisation de la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante,

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

2.4.3 Critères associés à la construction de la chaussée

En premier lieu, pour que la couche de forme puisse être exécutée de manière satisfaisante, il est nécessaire que l'orniérage de l'arase des terrassements soit limité, ce qui amène à rechercher à ce niveau une portance minimale à court terme. L'expérience montre qu'une couche de forme en matériaux traités sera exécutée sur une arase ayant un module équivalent à 35 MPa alors que pour une couche de forme en matériaux granulaires il suffira d'avoir 15 à 20 MPa.

2.4.3.1 Exigences minimales

Pour la réalisation des couches de chaussées, les exigences minimales à satisfaire sont les suivantes :

- Nivellement de la plate-forme support de chaussée avec une tolérance de +/- 3 cm,
- Pour la traficabilité, dans le cas des sols sans cohésion, un IPI au moins égale à 35,
- Déformabilité de la plate-forme, au moment de la mise en œuvre des couches de chaussée telle que :
 - module EV2 supérieur à 50 MPa
 - déflexion sous essieu de 13 tonnes inférieure à 2 mm.

2.4.3.2 Critères à prendre en considération

Le respect de l'ensemble de ces critères est impératif dans le cas de grands chantiers, dans les autres cas, certaines exigences peuvent être tempérées.

- **Insensible à l'eau** : Le matériau de couche de forme doit avoir les caractéristiques mécaniques indépendantes de son état hydrique, soit à l'état naturel, soit par traitement à la chaux ou avec des liants hydrauliques.
- **Dimension des plus gros éléments** : la dimension des plus gros éléments doit permettre d'assurer un nivellement de la plate-forme dans les tolérances requises, en général ± 3 cm.
- **Résistance sous circulation d'engins de chantier** : un matériau de couche de forme, utilisé sans traitement avec un liant hydraulique, doit être suffisamment résistant à la fragmentation et à l'attrition pour ne pas donner lieu, sous l'effet du compactage et du trafic, à la formation d'éléments fins en surface qui le rendraient sensible à l'eau.
- **Insensibilité au gel, le cas échéant** : l'incidence néfaste du gel s'apprécie sous deux aspects : - la dégradation des roches et des matériaux traités à la chaux ou aux liants hydrauliques par gélifraction - le gonflement au gel des sols par cryosuccion.

2.4.4 Techniques de préparation et de protection des matériaux pour emploi en couche de forme

Les techniques considérées se rangent en quatre rubriques.

G : Action sur la granularité

W : Action sur l'état hydrique

T : Traitement

S : Protection superficielle

- **Rubrique G : Actions sur la granularité**

Les actions envisageables sur la granularité sont

- Élimination de la fraction fine sensible à l'eau 0/d par criblage dans l'état naturel ou avec lavage-débouillage
- Élimination de la fraction grossière
- Élimination à la fois de la fraction fine sensible à l'eau et de la fraction grossière
- Fragmentation de la fraction grossière pour produire une certaine quantité d'éléments fins.



Figure 2.10 : Ejection des éléments grossiers par basculement de la grille.

- **Rubrique W : Actions sur l'état hydrique**

Ces actions concernent surtout les matériaux sur lesquels on doit pratiquer un traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques pour les rendre aptes à un emploi en couche de forme. Le respect d'un état hydrique aussi voisin que possible de la teneur en eau.

Les actions envisageables sur l'état hydrique sont :

- Un arrosage (superficiel).
- Une humidification (changement d'état hydrique).

- **Rubrique T : Traitement :**

Les traitements envisageables sont :

- Liant hydraulique
- Chaux
- Correcteur granulométrique
- Mixte.

Le traitement des sols constitue une technique attrayante pour constituer des couches de forme performantes à condition de "réaliser le traitement selon des modalités beaucoup plus rigoureuses que celles acceptables pour un traitement en remblai".



Figure 2.11 : Traitement à la chaux

- **Rubrique S : Protection superficielle :**

Suivant les matériaux de couche de forme utilisés, les techniques de protection superficielle pouvant être appliquées sont :

- Réalisation d'un enduit de cure gravillonné ou éventuellement clouté.
- Réalisation d'une couche de fin réglage.



Figure 2.12 : Protection superficielle en sols fins traités par un enduit de cure clouté.

2.4.4 Tableau récapitulatif des techniques de préparation des matériaux pour emploi en couche de forme :(tableau 2.6)

Rubrique	Code	Technique de préparation des matériaux
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Elimination de la fraction 0/d sensible à l'eau
	2	Elimination de la fraction grossière empêchant un malaxage correct du sol
	3	Elimination de la fraction grossière empêchant un réglage correct de la plate-forme
	4	Elimination de la fraction 0/d sensible à l'eau et de la fraction grossière empêchant un réglage correct de la plate-forme
	5	Fragmentation de la fraction grossière pour l'obtention d'éléments fins
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Arrosage pour maintien de l'état hydrique
	2	Humidification pour changer d'état hydrique
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un liant hydraulique
	2	Traitement avec un liant hydraulique éventuellement associé à la chaux
	3	Traitement mixte : chaux + liant hydraulique
	4	Traitement à la chaux seule
	5	Traitement avec un liant hydraulique et éventuellement un correcteur granulométrique
	6	Traitement avec un correcteur granulométrique
S Protection superficielle	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Enduit de cure éventuellement gravillonné
	2	Enduit de cure gravillonné éventuellement clouté
	3	Couche de fin réglage

2.4.5 La partie supérieure des terrassements et l'arase terrassement

- La PST est différenciée en 7 cas, en déblai ou en remblai, répertoriés dans le tableau 2.5 tiré du fascicule 1 du GTR. Les cas de PST sont définis en termes qualitatifs et rapportés à des regroupements de classes de matériaux ainsi qu'à des conditions hydriques. Ils sont corrélés à une ou deux classes d'arase codifiées AR_i , en tenant compte

des améliorations apportées par différentes techniques indiquées dans la colonne commentaires (drainage, traitement, substitution, apport d'un géotextile).

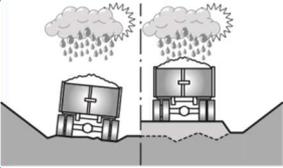
- **L'arase des terrassements**, qui constitue le sol support de la couche de forme, doit respecter les seuils minimaux suivants avant la mise en œuvre de cette dernière :
 - Pour une couche de forme granulaire : $EV2=15$ à 20 MPa ;
 - Pour une couche de forme traitée : $EV2= 35$ MPa.

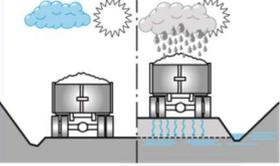
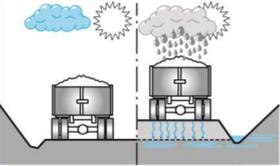
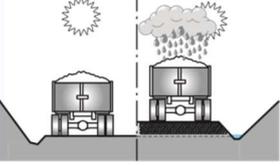
Ces seuils correspondent aux valeurs déterminées par des essais de déformation statique à la plaque EV2 ou par le module dynamique mesuré à la dynaplaque, ces essais sont précisés dans le chapitre 3.

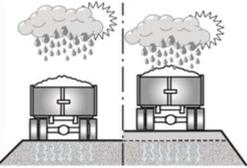
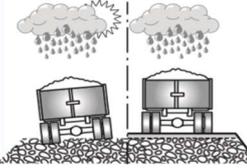
On distingue 5 classe d'arase (ARj) :

Les classe d'arase ARj	Les Portances du sol naturel support P_s
AR0	$P_s < 20$ MPa (détermination en laboratoire)
AR1	$20 \text{ MPa} \leq P_s < 50 \text{ MPa}$ (détermination en laboratoire)
AR2	$50 \text{ MPa} \leq P_s < 120 \text{ MPa}$ (détermination en laboratoire)
AR3	$120 \text{ MPa} \leq P_s < 200 \text{ MPa}$ (détermination en laboratoire)
AR4	$P_s \geq 200$ MPa (détermination en laboratoire)

Tableau 2.7 : Classes d'arase (ARj) et portance du sol correspondante

Tableau 2.8 – Différents cas possibles de PST				
Cas de PST	Schéma (1)	Description	Classe de l'arase	Commentaires
PST no 0		Sols A, B2 , B4 , B5 , B6 , C1 se trouvant dans un état hydrique (th). Contexte Zones tourbeuses, marécageuses ou inondables. PST dont la portance risque d'être quasi nulle au moment de la réalisation de la chaussée ou au cours de la vie de l'ouvrage.	AR0	La solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.
PST no 1		Sols Matériaux des classes A, B2, B4, B5, B6, C1, R12, R13, R34 et certains matériaux C 2, R43 et R63 dans un état hydrique (h). Contexte PST en matériaux sensibles de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A et sans possibilité d'amélioration à long terme B	AR1	Dans ce cas de PST, il convient : - soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0,5 m d'épaisseur par un traitement principalement à la chaux vive et selon une technique remblai. On est ramené au cas de PST 2, 3 ou 4 selon le contexte ; - soit d'exécuter une couche de forme en matériau granulaire insensible à l'eau de forte épaisseur (en admettant une légère réduction si l'on intercale un géotextile anti contaminant à l'interface PST – couche de forme

<p>PST n° 2</p>		<p>Sols Matériaux des classes A, B₂, B₄, B₅, B₆, C₁, R₁₂, R₁₃, R₃₄ et certains matériaux C₂, R₄₃ et R₆₃ dans un état hydrique(m). Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau, de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A. Cette portance peut cependant chuter à long terme sous l'action des infiltrations des eaux pluviales et d'une remontée de la nappe B.</p>	<p>AR1 Bien que les exigences requises à court terme pour la plate-forme support puissent être éventuellement obtenues au niveau de l'arase, il est cependant quasiment toujours nécessaire de prévoir la réalisation d'une couche de forme. Si l'on peut réaliser un rabattement de la nappe à une profondeur suffisante, on est ramené au cas de PST 3.</p>
<p>PST n° 3</p>		<p>Sols Mêmes matériaux que dans le cas de PST 2. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau, de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A mais pouvant chuter à long terme sous l'action de l'infiltration des eaux pluviales B.</p>	<p>AR1 En l'absence de mesures de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase, même situation que celle décrite dans le cas de PST 2.</p> <p>AR2 Classement en AR2 si des dispositions constructives de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase permettent d'évacuer les eaux et d'éviter leur infiltration dans la PST.</p>
<p>PST n° 4</p>		<p>Sols Mêmes matériaux qu'en PST 1 sous réserve que la granularité permette leur traitement. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau (en remblai ou rapportés en fond de déblai hors nappe) améliorés à la chaux ou aux liants hydrauliques selon une technique « remblai » et sur une épaisseur de 0,30 à 0,50</p>	<p>AR2 La portance de l'arase peut être localement élevée mais la dispersion n'autorise pas un classement supérieur. La décision de réalisation d'une couche de forme sur cette PST dépend du projet et des valeurs de portance de l'arase mesurées à court terme (après prise du liant).</p>

		m. L'action du traitement est cependant durable.		
PST n° 5		<p>Sols B₁ et D₁ et certains matériaux rocheux de la classe R₄₃.</p> <p>Contexte PST en matériaux sableux fins insensibles à l'eau, hors nappe, posant des problèmes de traficabilité</p>	<p>AR2</p> <p>AR3</p>	<p>La portance de l'arase de cette PST dépend beaucoup de la nature des matériaux. Classement en AR3 si le module EV2 de l'arase est supérieur à 120 MPa. Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme.</p> <p>La nécessité d'une couche de forme sur cette PST ne s'impose que pour satisfaire les exigences de traficabilité.</p>
PST n° 6		<p>Sols Matériaux des classes D₃, R₁₁, R₂₁, R₂₂, R₃₂, R₃₃, R₄₁, R₄₂, R₆₂ ainsi que certains matériaux C₂, R₂₃, R₄₃ et R₆₃.</p> <p>Contexte PST en matériaux graveleux ou rocheux insensibles à l'eau mais posant des problèmes de réglage et/ou de traficabilité.</p>	<p>AR3</p> <p>AR4</p>	<p>Classement en AR3 si EV2 120 MPa et en AR4 si EV2 200 MPa.</p> <p>Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme. La nécessité d'une couche de forme ne s'impose que pour les exigences à court terme (nivellement et traficabilité) et peut donc se réduire à une couche de fin réglage.</p>
<p>A comportement de la PST à la mise en œuvre de la couche de forme B Situation pendant la « phase de construction » de la chaussée.</p>				

2.5 Conclusion :

Les conditions d'emploi en remblai et en couche de forme d'un sol fin ou d'un matériau rocheux évolutif, ainsi que les modalités de compactage et de réglage de ces matériaux sont précisées dans le GTR. Le matériau sélectionné doit être identifié de manière à connaître sa classe définie en nature et en état hydrique, ensuite on détermine la classe du compacteur à utiliser. Ces deux renseignements permettent de trouver dans le GTR les éléments opérationnels de son utilisation, à savoir s'il faut agir sur ses conditions d'extraction, sa

granularité, sa teneur en eau, son traitement et quelles sont les modalités de réglage et de compactage, en fonction des conditions météorologiques au moment de sa mise en œuvre et de la hauteur de l'ouvrage à atteindre. Toutefois, une bonne interprétation des paramètres techniques, qui fixent les conditions d'emploi d'un matériau quelconque en remblai ou en couche de forme, fait beaucoup appel au bon sens de l'ingénieur, à son intuition et à son expérience.

3.1 Introduction

Lors de la construction de routes ou de voies de chemin de fer, de terrassements de sols, assises de chaussées, remblais et barrages, il est important d'assurer un compactage mécanique pour obtenir une densité élevée.

Cette opération augmente la résistance au cisaillement, minimise la perméabilité et l'absorption d'eau et réduit le risque de tassement sous chargement répété. De ce fait le compactage est défini comme étant l'accroissement de la valeur de la densité d'un matériau.

Pour simuler la procédure de compactage à adopter pour obtenir un certain niveau de compacité sur site, des essais de laboratoire ont été développés depuis de nombreuses années ; ils diffèrent seulement par le niveau d'énergie appliqué à l'échantillon de sol.

Les termes “% compactage” ou “compactage relatif” se réfèrent usuellement au rapport du poids sec par unité de volume du matériau, compacté par équipements mécaniques par rapport au poids sec par unité de volume du même matériau, compacté en laboratoire selon une procédure d'essai, à une “teneur en eau optimum”, décrite dans des rubriques spécifiques les appareillages selon les Normes Européennes, même si, bien souvent, ils sont identiques à ceux décrits dans les Normes Nationales.

3.2 Le contrôle du compactage des matériaux

Les essais de contrôle du compactage réalisés sur le chantier permettent de déterminer la masse volumique sèche et la teneur en eau d'une couche de matériau granulaire qui a été compactée. En comparant ces résultats avec ceux de l'essai Proctor ou à la planche de référence, on peut établir le degré de compacité.

On peut ainsi vérifier la qualité des travaux de compactage et les accepter ou les refuser, à la lumière des directives contenues dans les devis de construction.

$$\text{Degré de compacité} = \frac{\text{Masse volumique sèche au chantier}}{\text{Masse volumique sèche Proctor}} \times 100$$

3.2.1 Essais de laboratoire

3.2.1.1 Les essais Proctor (Modifié et Normal)

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, L'essai consiste à compacter dans

un moule normalisé, à l'aide d'une dame, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. Et répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe (γ_d #w) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.



Figure. 3.1 : Matériels d'essai Proctor

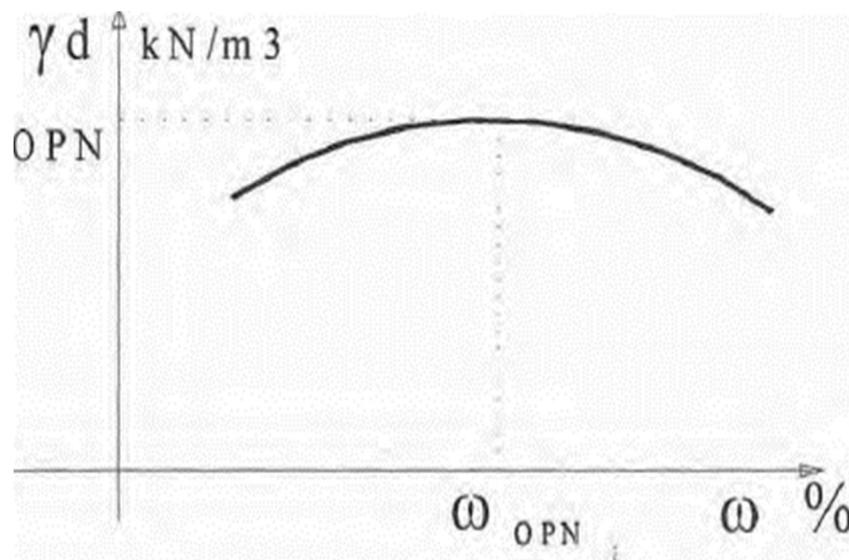


Figure 3.2 Courbe de l'essai Proctor

3.2.1.2 L'essai CBR:(California Bearing Ratio)

3.2.1.2.1 Objet

Détermination de la portance d'un sol

3.2.1.2.2. Domaine d'application

Il permet de déterminer :

- L'indice portant immédiat IPI

-L'indice CBR immédiat, et l'indice CBR après immersion, d'un sol ou d'un matériau granulaire utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussée telle que géotechnique routière, dimensionnement des chaussées.

Il s'applique aux sols, matériaux rocheux, sous-produit industriels définis dans la norme NF P11-300, avec Dmax excède 20 mm ne dépasse pas 30%.

3.2.1.2.3 Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante (1.27 mm/min) dans une éprouvette de matériau, les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements (2.5 et 5.0 mm) conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice portant immédiat (IPI) est obtenu lorsqu'on effectue l'essai de poinçonnement, sans surcharge, aussitôt après la confection de l'éprouvette.

L'indice CBR immersion (I.CBRi) est mesuré après 4 jours d'immersion dans l'eau, dans ce cas, l'éprouvette est recouverte de surcharges permettant de frotter la surface de l'échantillon et l'on mesure le gonflement linéaire de l'éprouvette.



Figure 3.3 Presse CBR

3.2.2 Essais in-situ

3.2.2.1 Les mesures directes de densité

3.2.2.1.1 La masse volumique d'un matériau en place Méthode au densitomètre à membrane NF P 94-061-2

L'essai consiste à creuser une cavité, à recueillir et peser la totalité du matériau extrait, puis à mesurer le volume de la cavité à l'aide d'un densitomètre à membrane. L'appareil est doté d'un piston qui,

Une tige graduée permet de lire directement le volume.

Le matériau de la cavité est séché afin de déterminer son poids sec.

Cet essai ne s'applique pas lorsque le volume de la cavité de mesure peut varier durant l'essai (sable lâche, argile très humide, ...). Cet essai est plus particulièrement destiné aux matériaux dont D_{max} est inférieur à 50 mm.



Fig. 3.4 : Membranes renforcées 6000 ml de recharge.

3.2.2.1.2 Essai gammadensimètre

L'essai consiste à mesurer la masse volumique moyenne des matériaux situés entre la partie supérieure libre d'une couche et une cote donnée (z).

Sa mesure est fondée sur l'absorption par le matériau des photons gamma d'énergie donnée, émis par une source enfoncée à la profondeur z dans la couche soumise à l'essai

Un nombre C de photons gamma transverse le matériau par unité de temps, il est directement lié à C_0 , μ'_{max} , p et X par sa relation :

$$C = C_0 \exp(-\mu'_{max} \times p \times X)$$



Figure. 3.5 : Matériels d'essai Gammadensimètre

3.2.2.2 Les paramètres définissant les modalités de compactage

3.2.2.2.1 Le paramètre Q/S

Le nombre indiqué dans la partie supérieure de chaque case des tableaux représente une valeur du rapport Q/S , exprimé en m^3/m^2 , dans lequel Q est le volume de sol compacté pendant un temps donné (par exemple un jour, ou une heure), et S la surface balayée par le compacteur pendant le même temps.

- Q représente le rythme de production de l'atelier de terrassement.

Sur le chantier il peut être soit déterminé par des mètres après compactage, soit évalué à partir du nombre, de la charge moyenne, des coefficients de foisonnement et contrefoisonnement, et de la durée du cycle constatée pour les engins de transport. Au stade de l'étude, Q est estimé en tenant compte des données du projet et des contraintes d'exécution.

- S représente le rythme d'utilisation d'un compacteur.

S est le produit, pendant le temps choisi pour l'évaluation de Q , de la distance D parcourue "en compactage", par la largeur de compactage L . Il est pondéré par le facteur morphologique du compacteur.

La distance D peut être déterminée sur chantier au moyen d'un compteur kilométrique monté sur le compacteur.

3.2.2.2.2 L'épaisseur compactée

La valeur d'épaisseur compactée indiquée est une valeur maximale : l'épaisseur réelle doit lui être inférieure ou égale. Les valeurs d'épaisseurs maximales de couches ne sont fixées que par rapport à la seule opération de compactage ; elles ne tiennent pas compte en particulier des contraintes pouvant être imposées le cas échéant sur le réglage (couches minces pour parfaire la fragmentation ou l'aération du matériau...).

3.2.2.2.3 La vitesse de translation

Les prescriptions relatives à la vitesse de translation sont à examiner différemment selon la famille de compacteur :

- Pour les compacteurs vibrants V3 à V5, les tableaux donnent deux cas de vitesse de translation permettant d'optimiser le débit de l'atelier de compactage, en fonction des conditions réelles du chantier. La prise en compte de l'influence de la vitesse des compacteurs vibrants sur leur efficacité en profondeur a conduit à cette présentation.
- La ou les valeurs de vitesse indiquées sont des valeurs maximales (à $\pm 10\%$).
- Pour les compacteurs à pneus et les compacteurs statiques à pieds dameurs, la valeur indiquée correspond à la vitesse moyenne estimée durant l'ensemble des passes effectuées sur la zone de compactage. En effet, pour ces matériels et compte tenu de l'aspect "traficabilité", les vitesses en début de compactage sont généralement plus faibles qu'en fin de compactage.
- Pour les plaques vibrantes, il s'agit d'une vitesse moyenne généralement constatée.

Elles sont fixées selon la nature des ouvrages, afin de :

- Limiter les tassements des corps de remblai et assurer leur stabilité,
- Obtenir des caractéristiques suffisantes de raideur et de résistance pour les couches de forme.

Deux objectifs de densification, désignés symboliquement par q3 et q4 sont définis :

- q3 : objectif ordinairement requis pour les couches de forme :
 $p_{dm} \geq 98,5\% \text{ pd OPN}$ et $p_{dfc} \geq 96\% \text{ pd OPN}$
- q4 : Objectif de densification pour le compactage des remblais :
 $p_{dm} \geq 95\% \text{ pd OPN}$ et $p_{dfc} \geq 92\% \text{ pd OPN}$

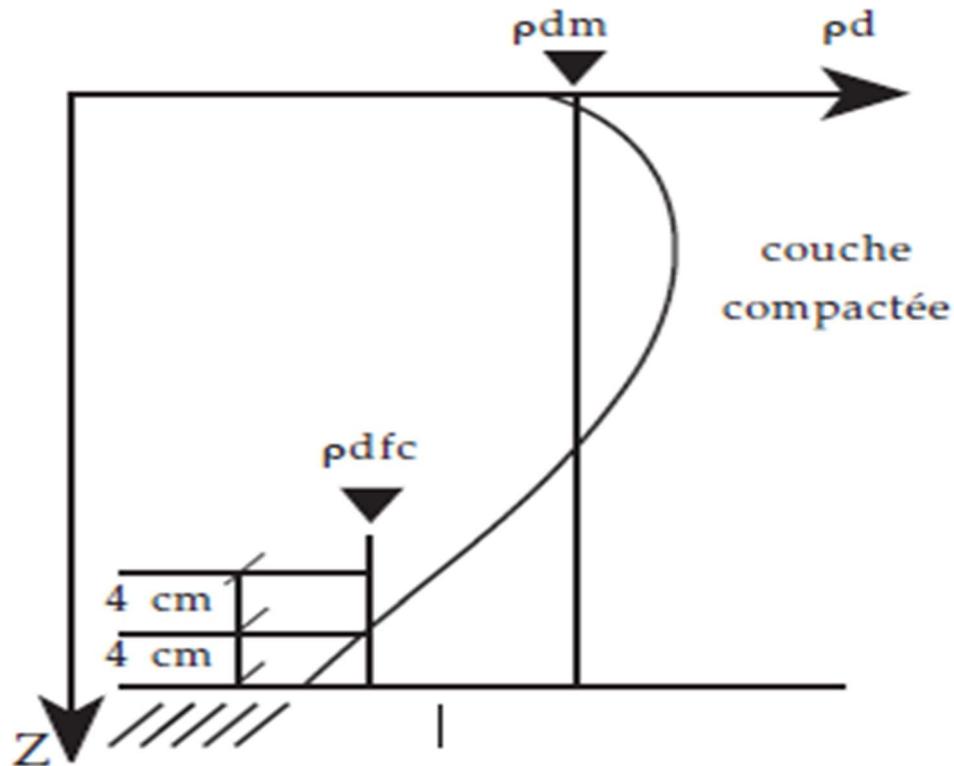


Figure 3.6 Variation de la masse volumique sèche sur la hauteur de la couche compactée

Avec :

- ρ_{dm} : masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée.
- ρ_{dfc} : masse volumique sèche en fond de couche ; c'est-à-dire la valeur moyenne sur une tranche de 8 cm d'épaisseur située à la partie inférieure de la couche compactée.
- q : signifiant qualité du compactage

Ces valeurs sont des repères donnés par le GTR

Les objectifs de densification q_1 et q_2 , non considérés ici, s'appliquent aux assises de chaussées ; q_2 correspond généralement à une couche de fondation et q_1 à une couche de base. Ces objectifs sont définis dans la norme NFP 98 115 article 7.5.5.2.1.

3.3 Evaluation de la portance

3.3.1 Essai à la plaque

3.3.1.1 Mesure du module sous chargement statique à la plaque (EV2) - (NF P 94-117 -1)

3.3.1.1.1 Objet de l'essai :

Cet essai a pour objet la détermination de la valeur du « Module sous chargement statique à la plaque » d'une plate-forme EV2. Il s'applique aux plates-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières,

ferroviaires, aéroportuaires constituées par des matériaux comportant des éléments dont le D_{max} est inférieur à 200 mm.

Cet essai consiste à évaluer la déformabilité d'un sol en effectuant deux cycles de chargement à vitesse constante sur une plaque rigide de 60 cm de diamètre.

3.3.1.1.2 Domaine d'application

Le présent document décrit le principe, l'appareillage, le processus d'exécution et le mode d'expression des résultats de l'essai de chargement statique sous une plaque rigide. Cet essai a pour objet la détermination du module dit « Module sous chargement statique à la plaque » d'une plate-forme.

L'essai s'applique aux plates-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires et réalisées avec les matériaux définis dans la classification de la norme NF P 11-300 à l'exception de ceux comportant des éléments dont le D_{max} excède 200 mm.

La valeur maximale du module pouvant être mesurée par cet essai est de 250 MPa.

Le « Module sous chargement statique à la plaque » ne caractérise pas l'état de compacité des sols situés sous la plate-forme auscultée.

3.3.1.1.3 Principe de l'essai

Après repérage du point d'auscultation de la plate-forme, il est appliqué, par l'intermédiaire d'une plaque de diamètre et de rigidité normalisés, deux cycles de chargement successifs conduits selon des modalités également normalisées.

Le chargement est maintenu pour les deux cycles jusqu'à constatation de la stabilisation de l'enfoncement de la plaque.

La valeur de l'enfoncement de la plaque mesurée à la fin du second cycle est introduite dans la formule de calcul pour déterminer le « Module sous chargement statique à la plaque EV2 ».

3.3.1.1.4 Appareillage

L'appareillage nécessaire à l'essai comprend :

3.3.1.1.4.1 Un massif de réaction

Sa masse doit permettre l'application sur la plaque d'une force d'au moins 8 000 daN. Tous les points de la (ou des) surface(s) d'appui du massif sur le sol doivent être situés à plus de 1,20 m du centre de la plaque de chargement.

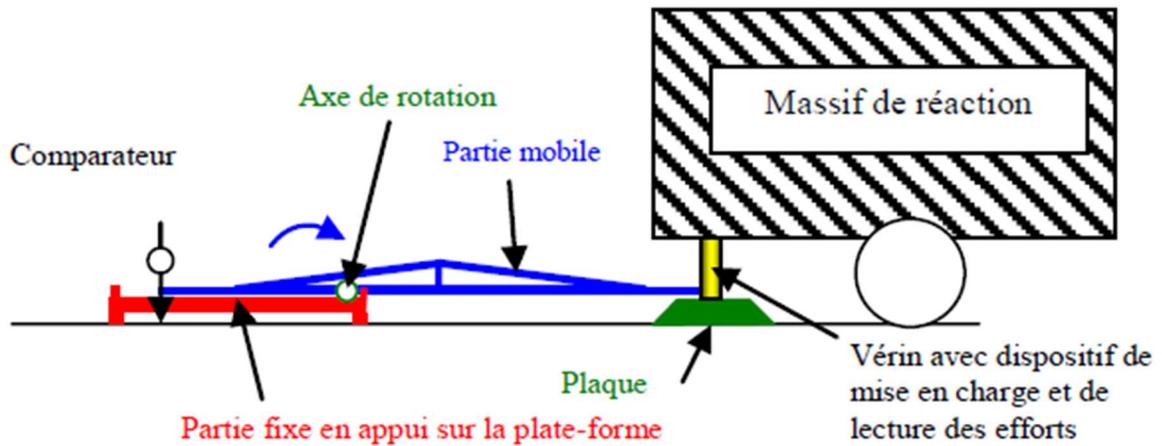


Figure 3.7. Appareillage de l'essai de plaque

3.3.1.1.4.2 Un dispositif de commande et de mesure de la charge appliquée sur la plaque

Il doit permettre :

- D'appliquer sur la plaque une charge normale à la plate-forme dont l'intensité correspond à une pression moyenne sous la plaque de 0,25 MPa.
- De mesurer les charges appliquées sur la plaque et, si nécessaire, de les maintenir jusqu'à l'obtention de la stabilité de l'enfoncement.

3.3.1.1.4.3 Un dispositif de mesure de l'enfoncement de la plaque

Il doit permettre la mesure de l'enfoncement de la plaque à au moins 0,02 mm près ; sa capacité de mesure doit être d'au moins 10 mm.

La mesure peut être réalisée :

- soit en un point seulement, situé à moins de 2 cm du centre de la plaque ;
- soit en trois points sur la périphérie de la plaque disposée à $120^\circ \pm 10^\circ$ et à égale distance du centre de la plaque (± 5 mm).

Les points d'appui au sol de l'élément de référence à partir duquel se fait la mesure de l'enfoncement de la plaque doivent être situés à au moins 1,50 m des centres de la plaque et des surfaces d'appui du massif de réaction.



Figure 3.8 poutre de Benkelman

3.3.1.1.4.4 Une plaque de chargement

Son diamètre est de $600 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$, sa rigidité est telle que sous une force $F = 1\,000 \text{ daN} \pm 50 \text{ daN}$ appliquée en son centre, la flexion f entre le centre et la périphérie de la

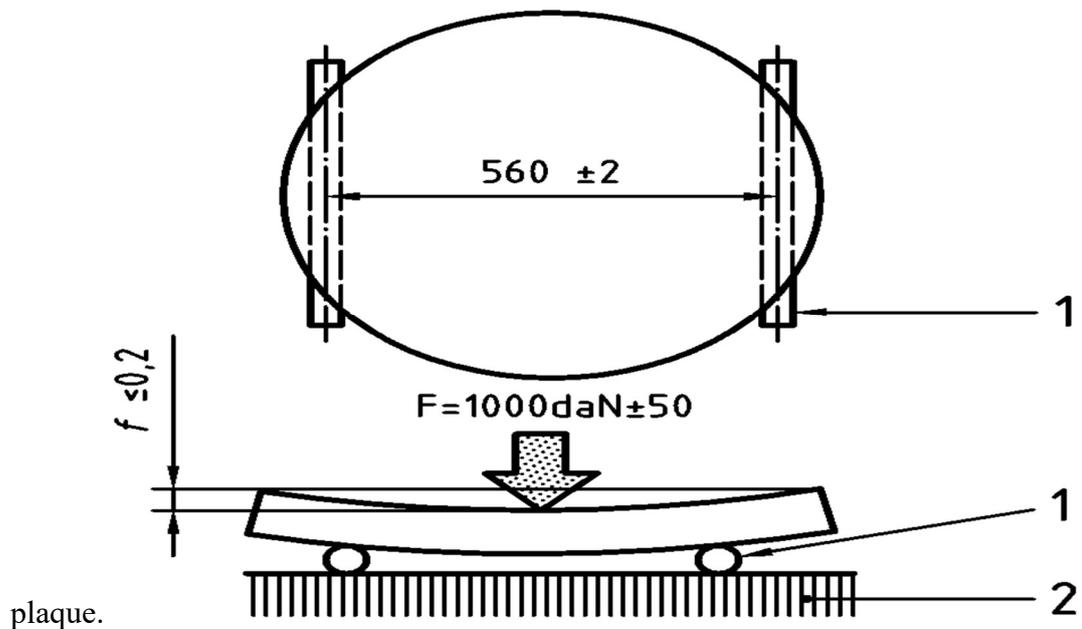


Figure 3.9 Schéma de principe de la mesure de la rigidité de la plaque de chargement

Avec :

1 : Cylindre en acier mi-dur de diamètre : $20 \text{ mm} \pm 1$

Longueur : $600 \text{ mm} \pm 5$

2 : Massif de rigidité comparable à celle d'un bloc de béton de dimensions approximatives :

$$L = l = 1 \text{ m et } h = 0,5 \text{ m}$$

Tolérance de l'uni de la face supérieure : $\pm 1 \text{ mm}$

3.3.1.1.4.5 Différents matériels et produits courants

Ceux-ci comprennent :

- une truelle ;
- une règle à araser de 0,8 m de longueur minimum ;
- une réserve d'au moins 20 litres de sable propre 0/2 mm (type sable à béton) ;
- une taloche de maçon,
- une balayette ;
- un élément de protection vis-à-vis du vent et/ou du soleil lorsque le dispositif de mesure de l'enfoncement utilisé est sensible à ces agents météorologiques
- etc.....

3.3.1.1.5 Procédure de l'essai

La plaque est disposée sur le matériau à tester avec une interposition d'une fine couche de sable.

Un vérin de 200 KN, surmonté d'une cellule dynamométrique transmet la charge à la plaque en prenant appui sous un camion chargé. Les déformations sont mesurées à l'aide d'une poutre de Benkelman comportant un comparateur au centième.

L'essai comprend deux cycles de chargement :

➤ **1ère cycle de chargement de 0 à 0,25 MPa (F = 7068 daN) :**

La pression est maintenue jusqu'à stabilisation de la déformation ($< 0,02 \text{ mm}/15 \text{ s}$).
Mesure de l'enfoncement W_0 (mm), puis déchargement.

➤ **2ème cycle de chargement de 0 à 0,20 MPa (F = 5645 daN) :**

Après stabilisation de la déformation, mesure de l'enfoncement W_2 (mm), puis déchargement

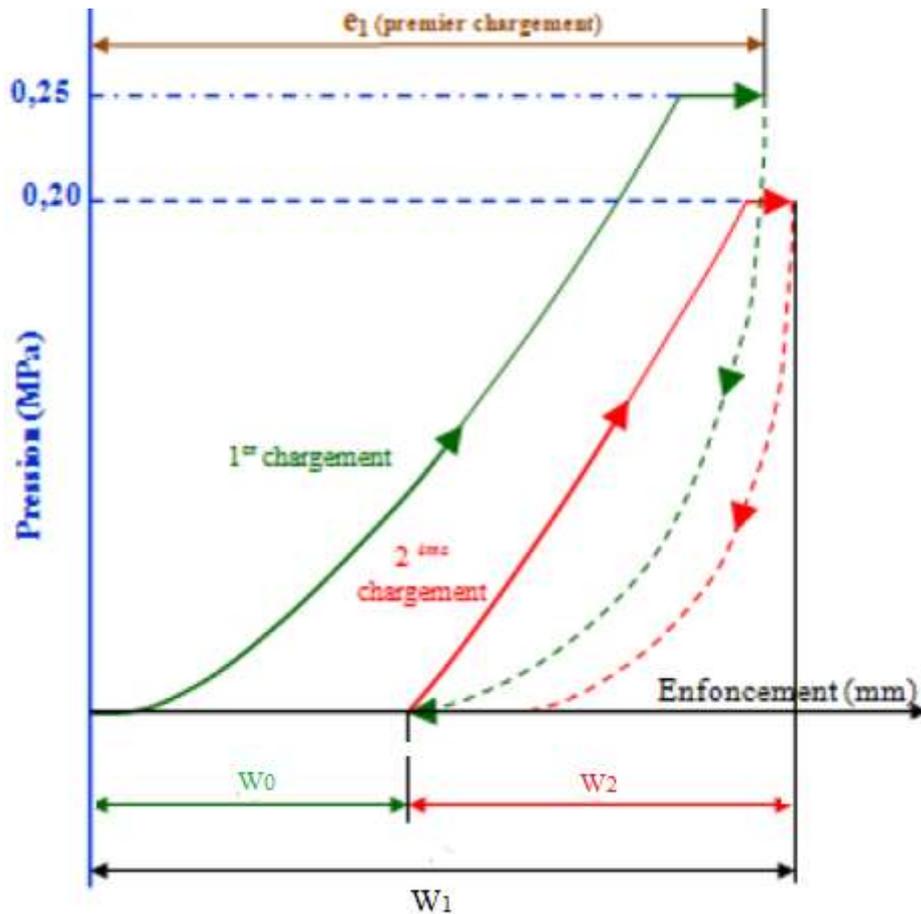


Figure 3.10 Schéma de principe des cycles de chargement-déchargement appliqués sur la plaque durant l'essai

3.3.1.1.6 Interprétation

module de déformation à la plaque EV_2 de la plate-forme au point d'auscultation choisi est déterminé à partir de la formule de Boussinesq.

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{p \cdot d}{w_2}$$

Avec :

- d : diamètre de la plaque
- p : pression effective moyenne appliquée au sol
- EV_2 : module de déformation statique
- ν : coefficient de poisson
- w_2 : enfoncement de la plaque provoqué par le deuxième chargement.

Si l'on assimile l'expression $(1 - \nu^2)$ à la valeur 1, on obtient approximativement :

$$EV_2 = \frac{90}{w_2} \quad \text{Avec : } w_2 \text{ en mm et } EV_2 \text{ en MPa}$$

3.3.1.1.7 Remarque sur le mode opératoire « essai à la plaque – Dunod » du LCPC (1973)

Ce mode opératoire interprète également le premier chargement (à 0,25 MPa). La valeur du module EV_1 caractérise en effet la déformabilité du remblai dans l'état de compacité où il se trouve.

Son expression est donnée par : $EV_1 = \frac{112.5}{e_1}$

Une valeur faible de EV_1 peut être due, soit à une insuffisance de compactage, soit à un matériau de médiocre qualité, soit à un matériau compacté à une teneur en eau trop élevée. Dès lors, le module EV_2 permet d'apprécier l'évolution de la déformabilité au cours de chargements successifs.

Si le compactage initial est insuffisant, on notera une diminution importante de la déformabilité. Le rapport $k = EV_2/ EV_1$ permet d'apprécier la qualité du compactage. Le compactage est d'autant meilleur que le rapport EV_2/ EV_1 est faible.

3.3.1.2 Mesure du module sous chargement dynamique

3.3.1.2.1 But et principe de la mesure

La Dynaplaque est un générateur d'impulsions appliquant sur le sol à ausculter une sollicitation dynamique analogue en intensité et en durée à celle provoquée par le passage d'un essieu de 13 t roulant à 60 km/h, au moyen d'une masse tombant sur un ressort amortisseur placé sur une plaque de charge

La dynaplaque permet un contrôle rapide du niveau de portance d'un sol ou d'une plate-forme constituée par des matériaux dont le D_{max} est inférieur à 200 mm

3.3.1.2.2 Domaine d'application

Le présent document a pour objet la détermination du module dit « Module sous chargement dynamique à la Dynaplaque » d'une plate-forme.

Il décrit le principe, l'appareillage, le mode opératoire et la présentation des résultats de l'essai de sollicitation dynamique d'un sol sous une plaque rigide.

L'essai s'applique aux infrastructures réalisées avec les matériaux définis dans la classification de la norme NF P 11-300 dont le D_{max} est inférieur à 200 mm.

Les deux types d'appareillage, objets de la présente norme, pouvant déterminer le « Module sous chargement dynamique » sont dénommés « Dynaplaque 1 » et « Dynaplaque 2 ».

La plage de mesure du « Module sous chargement dynamique » pouvant être mesuré est de :

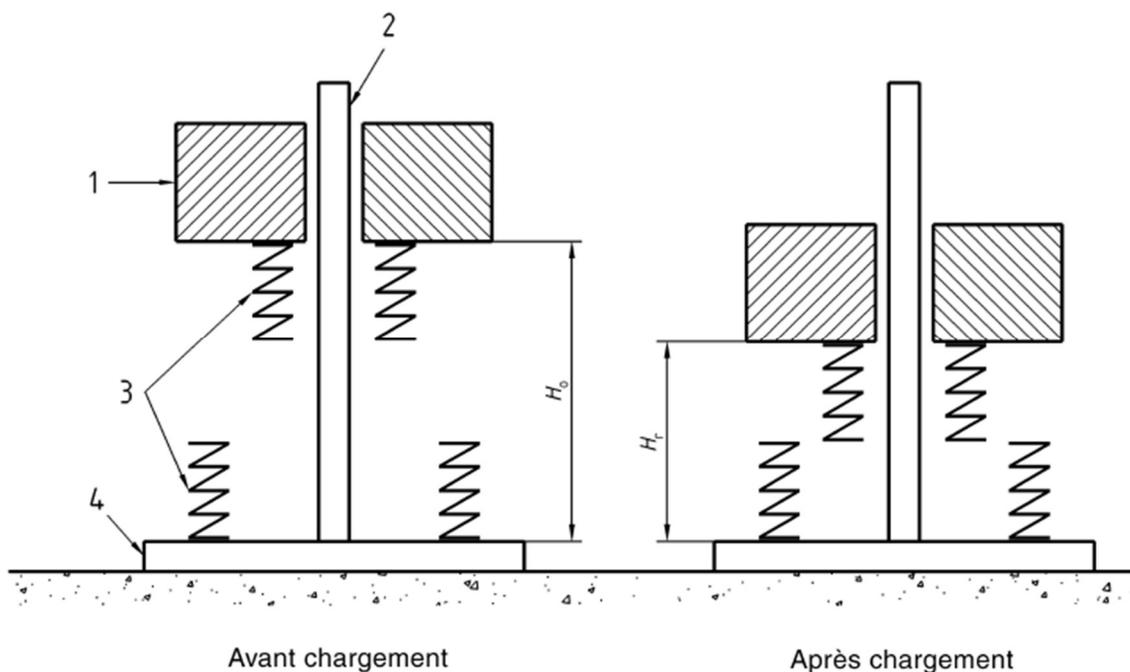
- 20 à 100 MPa avec l'appareillage « Dynaplaque1 » ;
- 20 à 250 MPa avec l'appareillage « Dynaplaque2 ».

Le « Module sous chargement dynamique » ne caractérise pas l'état de compactage des matériaux mais la portance des plates-formes.

3.3.1.2.3 Mode de détermination du « Module sous chargement dynamique » dans le cas de la Dynaplaque 1

Le « Module sous chargement dynamique » *EDYN1* est obtenu à partir du coefficient de restitution énergétique *K*, au moyen d'une courbe de référence propre à chaque appareil. Le coefficient de restitution énergétique *K* est calculé à partir de la mesure des hauteurs de chute *H0* et de rebond *Hr* de la masse tombante (Figure 3.13).

$$K = Hr / H0$$

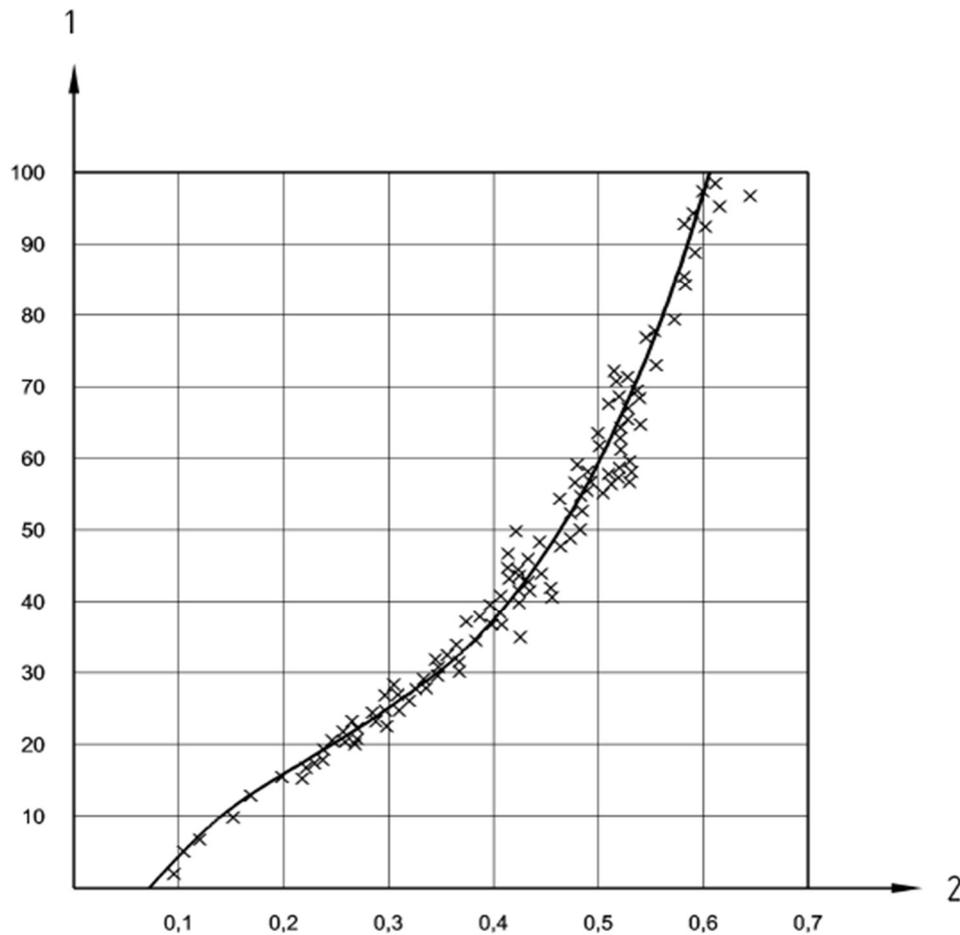


Légende

- 1 Masse tombante
- 2 Colonne de guidage
- 3 Ressorts métalliques
- 4 Plaque de chargement

Figure 3.11 Principe de fonctionnement de la DYNAPLAQUE 1

Le « Module sous chargement dynamique » $EDYN1$ est ensuite obtenu au moyen de la courbe de référence déterminée pour chaque appareil .



Légende

- 1 Module sous chargement dynamique $EDYN1$ (MPa)
- 2 Coefficient de restitution énergétique K

Figure 3.12. Exemple de courbe de référence d'un appareil de type Dynaplaque 1

Chaque appareil Dynaplaque 1 doit être vérifié au minimum une fois par L'utilisateur doit s'assurer régulièrement du bon fonctionnement de l'appareil par une méthode appropriée (essais périodiques sur un massif identifié par exemple).



Figure 3.13. la dynaplaque 1

3.3.1.2.4 Mode de détermination du « Module sous chargement dynamique » dans le cas de la Dynaplaque 2.

Le « Module sous chargement dynamique » *EDYN2* est obtenu par calcul à partir de la mesure des grandeurs physiques force et déplacement enregistrées au cours du chargement dynamique au moyen de capteurs intégrés dans l'appareil.

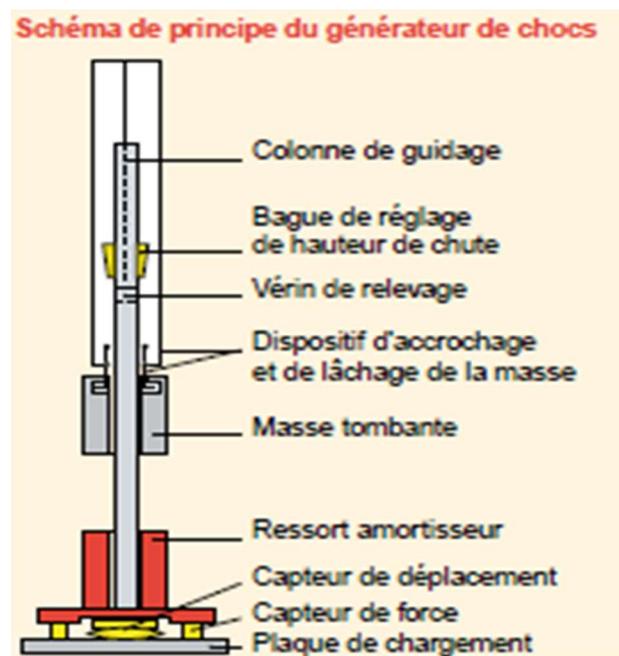
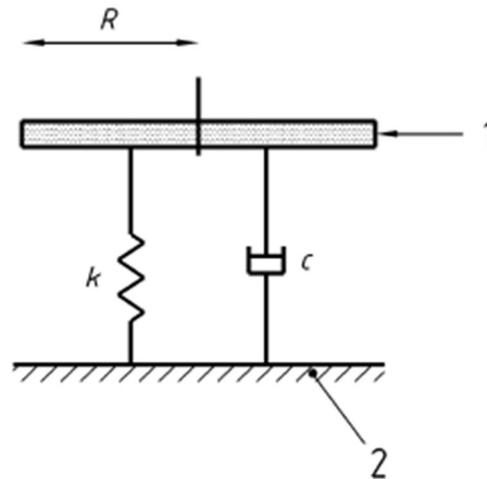


Figure 3.14. Vue en coupe de la Dynaplaque 2

Dans le cas de la Dynaplaque 2, le « Module sous chargement dynamique » *EDYN2* est obtenu à partir de la relation de Boussinesq :

$$EDYN2 = \frac{1-\nu^2}{2R} K$$

Dans cette relation, la raideur du sol k est déterminée en supposant que le comportement de la plaque de chargement et du sol sous cette plaque est assimilable à celui d'un système masse/ressort/amortisseur, représenté par la Figure



Légende

1 Plaque de chargement de masse m

2 Sol

Figure 3.15 Modélisation du comportement du sol sous la Dynaplaque 2

En supposant la plaque de chargement rigide, l'équilibre dynamique théorique de la plaque est régi par l'équation : $mz'' + kz' + cz = f(t) \dots (1)$

À partir de la mesure des grandeurs physiques :

- du déplacement en fonction du temps Z de la plaque de chargement.
- de la force en fonction du temps F exercée sur la face supérieure de la plaque de chargement par la chute de la masse tombante.

Les paramètres k , c et m , doivent permettre de satisfaire l'équation (1).

Ils sont déterminés en cherchant à rendre le déplacement mesuré Z solution de cette équation durant une certaine plage de mesures.

Seul le paramètre k est utilisé pour le calcul du « Module sous chargement dynamique » $EDYN2$.

À partir du calcul de la solution $Z_{cal}(t ; k, c, m)$ de l'équation (1), on calcule un indice de

$$i_q = \sqrt{\frac{\int_0^T [Z(t) - Z_{cal}(t ; k, c, m)]^2 dt}{\int_0^T Z_{cal}(t ; k, c, m)^2 dt}}$$

qualité par la formule :

(Où T est la durée de la mesure) qui représente l'écart relatif entre la valeur théorique et la valeur mesurée du déplacement. Les mesures sont validées lorsque $i_q \geq 80 \%$.

Chaque appareil Dynaplaque 2 doit être vérifié au minimum une fois par an. L'utilisateur doit s'assurer régulièrement du bon fonctionnement de l'appareil par une méthode appropriée (essais périodiques sur un massif identifié par exemple)



Figure3.16 Dynaplaque 2

3.3.1.2.5. Appareillage

3.3.1.2.5.1 Générateur de chocs

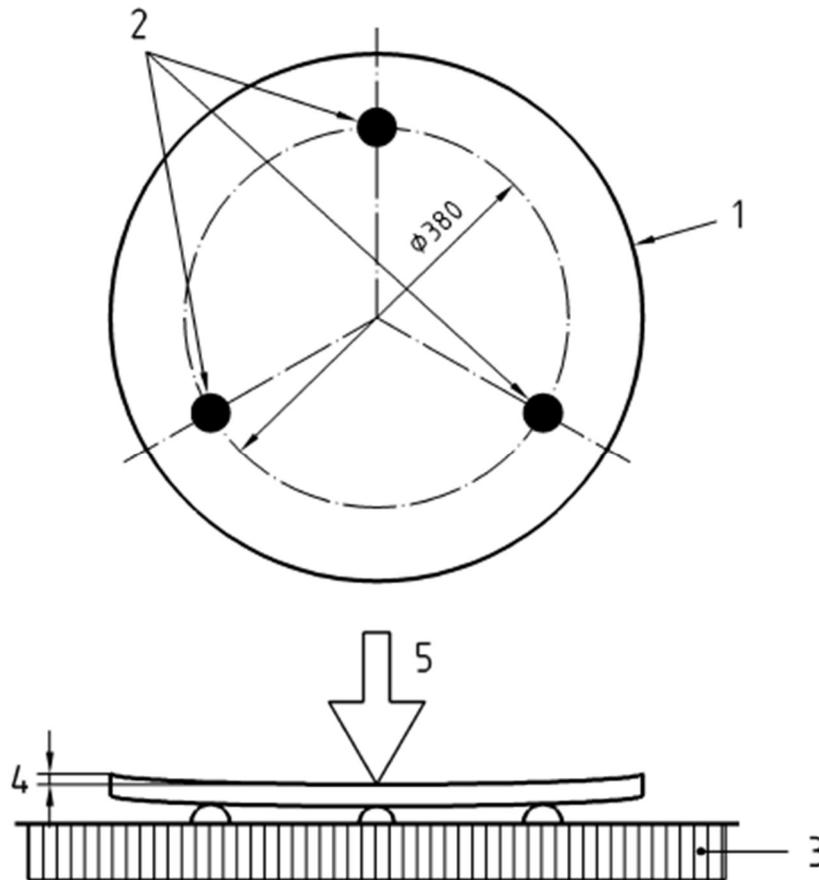
Le générateur de chocs est constitué d'une plaque de chargement et d'un dispositif de sollicitation dynamique.

3.3.1.2.5.2 Plaque de chargement

Le diamètre de la plaque de chargement est de $600 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ pour les deux appareillages.

- la plaque repose sur trois points d'appui demi-sphériques disposés à 120° sur un cercle de 380 mm de diamètre ;

- sous une force statique de $100 \text{ kN} \pm 1 \text{ kN}$, exercée au centre de la plaque, la déflexion de la plaque sous la charge mesurée en son centre doit être inférieure à $0,75 \text{ mm}$;
- le dispositif de mesure de la déflexion doit permettre une mesure à $\pm 0,025 \text{ mm}$.



Légende

- 1 Plaque de chargement diamètre 600 mm
- 2 Plots demi-sphériques
- 3 Massif de réaction
- 4 Flèche $\leq 0,75 \text{ mm}$
- 5 $F = 100 \text{ kN} \pm 1 \text{ kN}$

Figure 3.17 Schéma de principe de la mesure de rigidité de la plaque de chargement

Le massif de réaction sur lequel reposent les trois points d'appui demi-sphériques est d'une rigidité identique à celle d'un bloc de béton de dimensions approximatives $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

3.3.1.3 Essais à la plaque dynamique légère (Module sous chargement dynamique EVd)

3.3.1.3.1 Objectif

L'objectif de l'essai à la plaque dynamique légère est de mesurer la portance d'une plateforme.

Il permet de mesurer le module portant du sol : E_{vd} et d'en déduire par calcul le module E_{v2} en MPa.

Avec son très faible encombrement, il permet de réaliser des essais dans des lieux où d'autres essais à la plaque traditionnelle ne sont pas réalisables (tranchée, intérieur d'un bâtiment...)

3.3.1.3. 2 Principe de l'essai

La plaque dynamique légère est un essai de portance dynamique, par masse tombante. Une moyenne des 3 déformations mesurées à chaque impact sous la plaque de 30 cm de diamètre, permet de calculer instantanément le module de déformation dynamique E_{vd} .

Ces valeurs s'affichent directement l'écran du boîtier électronique à chaque essai.

Le module E_{v2} (en MPa) et l'indice CBR (en %) peuvent ensuite être calculés.

3.3.1.3.3. L'appareillage

- un véhicule d'intervention
- une plaque dynamique légère
- un boîtier d'acquisition



Figure 3.18 La plaque dynamique légère

3.3.1.3.4 Calcul de E_{vd} :

Le calcul du module est basé sur le modèle de Boussinesq 1885, qui suppose un massif uniforme et une charge uniformément distribuée sur une plaque est effectué à partir de la formule suivant :

$$E = \frac{A\sigma_D r(1-\mu^2)}{u_D} \text{ (Mpa)}$$

Avec :

A : facteur de rigidité de la plaque : 2 pour du « souple » $\frac{\pi}{2}$ pour du rigide

\vec{U}_D : Déflexion du sol mesurée sous la plaque

r : rayon de la plaque = 15 cm

μ : Coefficient de Poisson (acier = 0,3)

σ_D : Amplitude de la pression dynamique sous la plaque = 0,1 MPa

Donc :

$$E_{vd} = 1,5 \frac{r\sigma_D}{u_D} = \frac{22,5}{u_D}$$

3.3.1.3.5 La relation entre EV₂, EVD et CBR :

- La relation entre EV₂ et CBR

$$EV_2 = 6 * CBR^{0,85}$$

- La relation entre E_{vd} et CBR

$$CBR = \sqrt[0,85]{(-100 * \ln(1 - \frac{EV_d}{300}))}$$

- La relation entre EV₂ / E_{vd}

$$EV_2 \approx 600 * \ln \frac{300}{300 - E_{vd}}$$

Avec :

- E_{v2} / E_{vd} varie de 1 à 4
- Compactage satisfaisant : $E_{v2} / E_{vd} \approx 2,3$

$$2,2 \leq E_{v2} / E_{vd} \leq 2$$

- Compactage insuffisant : $E_{v2} / E_{vd} < 2,2$

3.3.2. Mesure en continu de la portance au Portancemètre

3.3.2.1. Objet et domaine d'application

L'essai s'applique aux couches de forme, aux arases de terrassements, ou à tout autre type de plate-forme dont le module attendu est entre 30 et 300 MPa. Cette gamme est celle sur laquelle la calibration de la mesure au Portancemètre par rapport au module EV2 à l'essai de plaque a été réalisée

3.3.2.2 Principe de l'essai

Une roue vibrante étroite (Fig. 3.19) est tractée à vitesse constante en générant sur la plate-forme une succession de chargements dynamiques successifs par impacts. La roue vibrante est équipée de moyens de mesure capables de délivrer en temps réel l'intensité de la force appliquée et la valeur de la déflexion du sol. La raideur de la plate-forme est calculée à partir de ces mesures, Elle est moyennée sur un nombre de périodes de vibration consécutives pour correspondre à un pas de mesure en distance donné, de l'ordre du mètre, Le résultat est exprimé en module en utilisant une calibration préétablie reliant la raideur et le module obtenu avec un essai de référence. Cette référence est le module EV2 sous chargement statique à la plaque (NF P 94-117-1).

Le module est exprimé en fonction de la distance parcourue sur la plate-forme. Les graphes exploités par comparaison avec la valeur du module requis. Selon les pièces du marché et les dispositions prises par « l'assurance qualité »



Figure3.19 Le Portancemètre

3.3.2.3 Appareillage

3.3.2.3.1 Roue vibrante

Son diamètre est de $1\,000\text{ mm} \pm 10\text{ mm}$ et sa largeur totale L de $200\text{ mm} \pm 5\text{ mm}$, avec chanfreins à $10^\circ \pm 2^\circ$ laissant une largeur centrale de $100\text{ mm} \pm 20\text{ mm}$.

La masse M_1 appliquée au sol par la roue est de $1000\text{ kg} \pm 30\text{ kg}$.

La masse de la roue, dite masse vibrante M_0 est $600\text{ kg} \pm 30\text{ kg}$. La partie du châssis flottant venant en appui sur la roue, dite masse suspendue ($M_1 - M_0$) est de $400\text{ kg} \pm 30\text{ kg}$. Il est isolé en vibration de telle manière que $G_{v1}/G_{v0} \leq 0,15$ en vibrant sur coussin (NF P 98-761).

Le moment d'excentrique est $m_e = 0,30\text{ mkg} \pm 0,015\text{ mkg}$, donnant une amplitude théorique à vide $A_0 = 0,5\text{ mm}$. La fréquence de vibration est $f = 35\text{ Hz} \pm 3\text{ Hz}$. Le sens de rotation du balourd est opposé au sens de rotation de la roue.

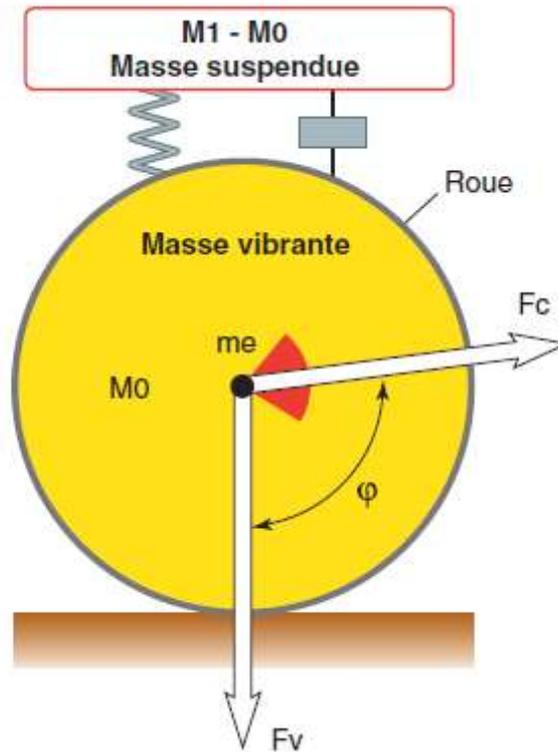


Figure. 3.20 Schéma de la roue vibrante

3.3.2.3.2 Données fonctionnelles

Par hypothèse, la raideur est calculée à partir de la partie montante de la boucle force F_v –déflexion dv , par régression entre 30 % et 90 % de F_v maxi

Dans le domaine de l'application visée, la vitesse de translation de l'appareil en essai est $V = 3,6 \text{ km/h} \pm 0,5 \text{ km/h}$.

La raideur exprimée est une moyenne sur $N = 30$ périodes de vibration consécutives.

Elle correspond à une distance moyenne parcourue $X = (30/f) \times (V/3,6)$, soit environ à un mètre de plate-forme (0,86 m en moyenne).

La mesure est réalisable sur des inclinaisons jusqu'à $\pm 15 \%$ en longitudinal et $\pm 10 \%$ en transversal. L'influence sur la mesure est de moins de 5 % tant que la somme des valeurs absolues des inclinaisons longitudinale et transversale est inférieure à 20 %.

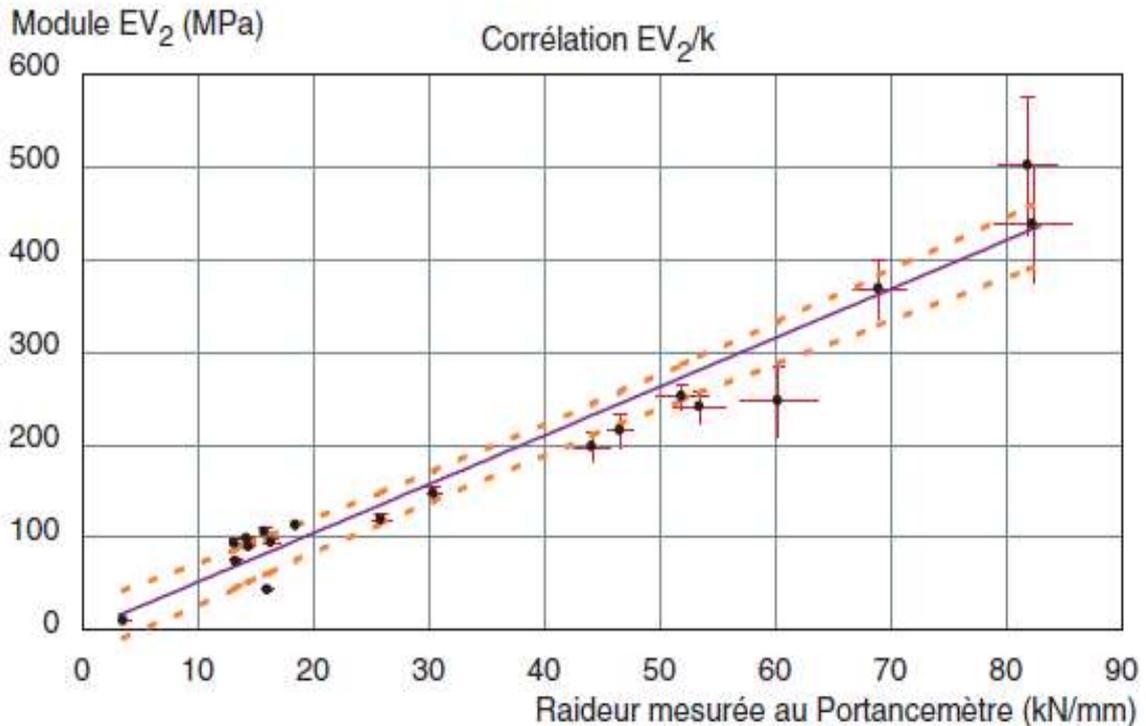
3.3.2.3.3 Calibration

L'appareillage est pré-calibré par rapport au module EV2 de l'essai sous chargement statique à la plaque $\varnothing 600 \text{ mm}$. La calibration a été réalisée sur des planches d'essais dont les modalités en modules EV2 varient de 10 à 500 MPa .

La relation entre la raideur k en kN/mm et le module E_p mesuré par le Portancemètre en MPa est exprimé dans ce cas par

$$E_p = 5,26.k \quad (r^2 = 0,969)$$

À l'intérieur de la fourchette précédente, le domaine opérationnel de réalisation des mesures a été défini entre 30 et 300 MPa .



- Moyennes (EV_2 , k) et intervalles de confiance des points d'une planche d'essai
- Droite de régression EV_2/k
- - - Intervalle de confiance à 95% de la droite de régression

Figure 3 .21 Droite de calibration par rapport à EV2

Le Portancemètre peut aussi être calibré par rapport à d'autres modules que EV_2 , selon les prescriptions en usage.

3.3.3 Essai de déflexion

Selon le dictionnaire de l'entretien routier, la déflexion se définit comme le déplacement vertical d'un revêtement en un de ses points sous l'effet d'une charge, mesuré à la surface. La déflexion est exprimée en centièmes de millimètre.

3.3.3.1 Mesure de la déflexion au déflectographe Lacroix

Le déflectographe Lacroix se compose des éléments suivants :

- un camion avec deux essieux, d'empattement voisin de 5 m, l'essieu arrière jumelé simple pouvant supporter une charge de 13 tonnes.
- une poutre de référence équipée de deux bras palpeurs.
- un système de traction et de guidage de la poutre avec contrôle électronique assurant une sécurité contre l'écrasement des extrémités de la poutre.
- un pupitre de commande avec l'équipement électronique de mesure et d'enregistrement.
- un lest constitué par des gueuses en fonte fixées à l'arrière du camion.

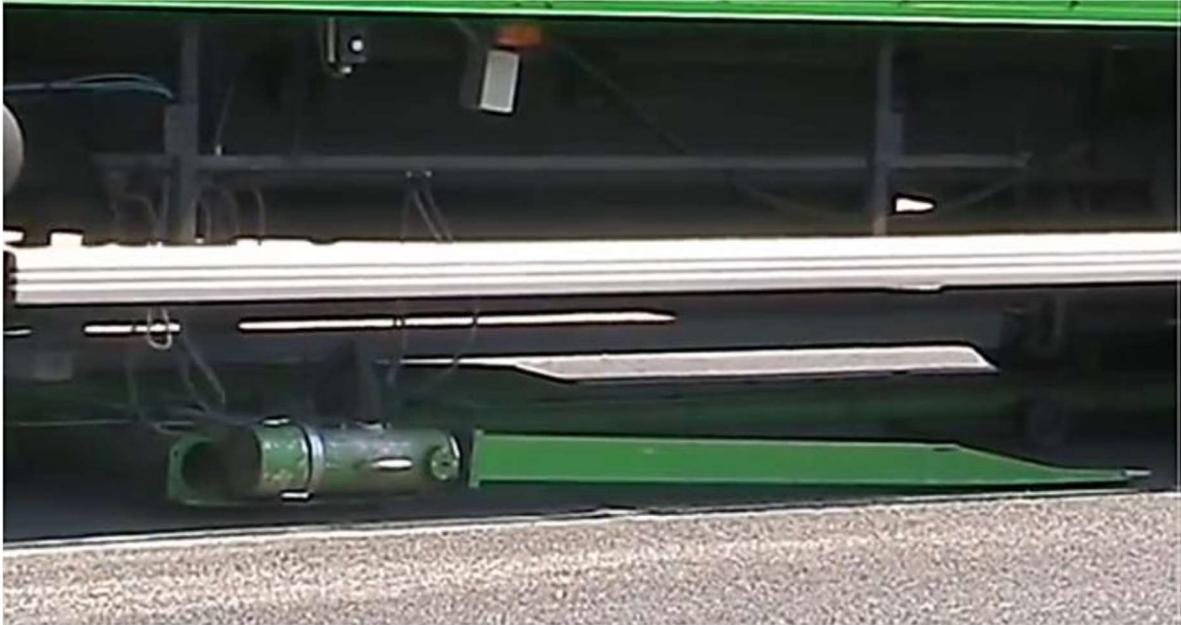


Figure 3.22 La poutre et bras palpeur

La déflexion est mesurée entre chaque jumelage de l'essieu arrière du véhicule par des bras palpeurs munis de capteurs rotatifs et articulés sur une poutre de référence.

Cette poutre de référence, désolidarisée du véhicule, repose sur la chaussée par trois points situés hors de la zone d'influence de la charge. Le véhicule avançant, on enregistre la déflexion jusqu'à ce que les jumelages viennent au niveau des palpeurs.

La poutre de référence est alors prise en charge par le véhicule, ramenée vers l'avant, et reposée sur la chaussée dans sa position initiale vis-à-vis du véhicule, pour une nouvelle mesure, sans que le véhicule interrompe son mouvement.

La corrélation avec les mesures statiques de déflexion (au moyen de capteurs ancrés dans la chaussée) est très bonne, y compris pour les très faibles déformations de la chaussée.



Figure 3.23 LE déflectographe Lacroix

3.3.3.2. La mesure de déflexion (NF P 98-200-1 et 2) à la poutre Benkelman.

3.3.3.2.1 Principe de l'essai (extraits de la NF P 98-200-1)

La mesure consiste à fixer ou à poser au point de la chaussée à mesurer un capteur destiné à mesurer un déplacement vertical en ce point. On approche progressivement du capteur une charge roulante qui, à un moment donné, passe à proximité de celui-ci puis s'en éloigne. La charge mobile enduit un bassin de déflexion. Les déflexions sont exprimées en centièmes de millimètre.

3.3.3.2.2 Mesures ponctuelles à la poutre Benkelman

Le mode opératoire est précis : Norme (NF P 98-200-2) La poutre est placée avec son comparateur et le camion est reculé (chargé à 13 tonnes sur l'essieu arrière jumelé), pour mesurer la déflexion sous la charge. Une méthode dérogatoire existe admise par le comité de certification de l'IDRRIM qui consiste à poser la poutre sous le jumelage et de faire avancer le camion. Cette méthode de mesure ne permet pas de calculer les rayons de courbures et de déformation plastique. Elle est utilisée sur chantier pour réceptionner les couches de formes relativement rigides.



Figure 3.24. La mesure de la déflexion à la poutre Benkelman.

3.3.3.3 Essai au déflectomètre à masse tombante (Falling Weight Deflectometer, FWD)

Il est couramment utilisé dans les pays anglo-saxons, ainsi qu'en Europe du nord.

3.3.3.3.1 Objet

Mesure du bassin de déflexion d'une plate-forme routière par l'intermédiaire d'une masse tombante reproduisant une charge impulsionnelle proche de celle produite par un essieu de poids lourd.

3.3.3.3.2 Principes de l'essai

Le Déflectomètre à masse tombante (ou Falling Weight Déflectomètre, FWD) permet de reproduire une charge impulsionnelle voisine de celle produite par le passage d'une charge roulante, aussi bien en temps qu'en amplitude. La charge est appliquée sur la chaussée par l'intermédiaire d'une plaque circulaire de 30cm de diamètre. Cette charge, mesurée avec précision par un capteur de force, provoque un bassin de déflexion qui est mesuré en 9 points par des géophones.

Différentes hauteurs de chocs peuvent être utilisées, afin d'appliquer un chargement compris entre 30 et 70 kN.

3.4 Conclusion

L'étude des routes commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, qui permettent de déterminer la portance de plate-forme.

La géotechnique routière a pour objectif de définir les caractéristiques des sols qui serviront d'assise pour la structure de chaussée.

Elle étudie les problèmes d'équilibre et de formation des masses de terre de différentes natures soumises à l'effet des efforts extérieurs, appliquée aussi bien au sol que l'on rencontre dans la nature et qui supporte la construction d'une route et des massifs de terres artificielles (remblai).

4.1 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis.

L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers

4.2 Le code éléments finis PLAXIS

Le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut ('condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement.

4.2.1 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans notre modélisation, on a utilisé le modèle de Mohr-Coulomb.

4.2.1.1. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

4.3 Modélisation de l'essai de plaque

4.3.1 Comportement et Paramètres des matériaux

4.3.1.1 Le sol

Pour le comportement du sol on a utilisé une loi élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb, les paramètres du terrain naturel et de TVO sont données dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 : paramètres des deux types du sol.

Paramètres	symbole	TVO	TN	Unité
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	20,30	20,60	KN/m^3
Poids volumique saturé	γ_{sat}	21,10	21,00	KN/m^3
Perméabilité horizontale	K_x	10^3	570,24	m/jour
Perméabilité verticale	K_y	10^3	570,24	m/jour
Module de Young	E_{re}	10^5	6.10^4	KN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,30	0,30	/
Cohésion	C_{ref}	0,8	24,00	KPa
Angle de frottement	φ	40	30,82	°
Angle de dilatance	ψ	10	0,82	°

4.3.1.2 La plaque

Pour le comportement de la plaque on a utilisé une loi élastoplastique linéaire isotrope, avec un module d'élasticité E de 210 000 MPa et un diamètre de 600 mm, Les paramètres de la plaque sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.2 Les paramètres de la plaque

Paramètre	$E(\text{Mpa})$	$EA(\text{KN}/\text{m})$	$EI(\text{KN}.m^2)$	ν
valeur	210000	59346	1335,3	0,25

4.3.2 Le maillage et le modèle géométrique

Le type de maillage utilisé pour les calculs est constitué d'éléments quadratiques et bien raffiné autour de la plaque. Le modèle axiometre de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. On a modélisé notre problème en un plan (2D) avec une extension horizontale de 6m et verticale de 3,6m. (6d horizontalement et 10d verticalement, d est le diamètre de la plaque).

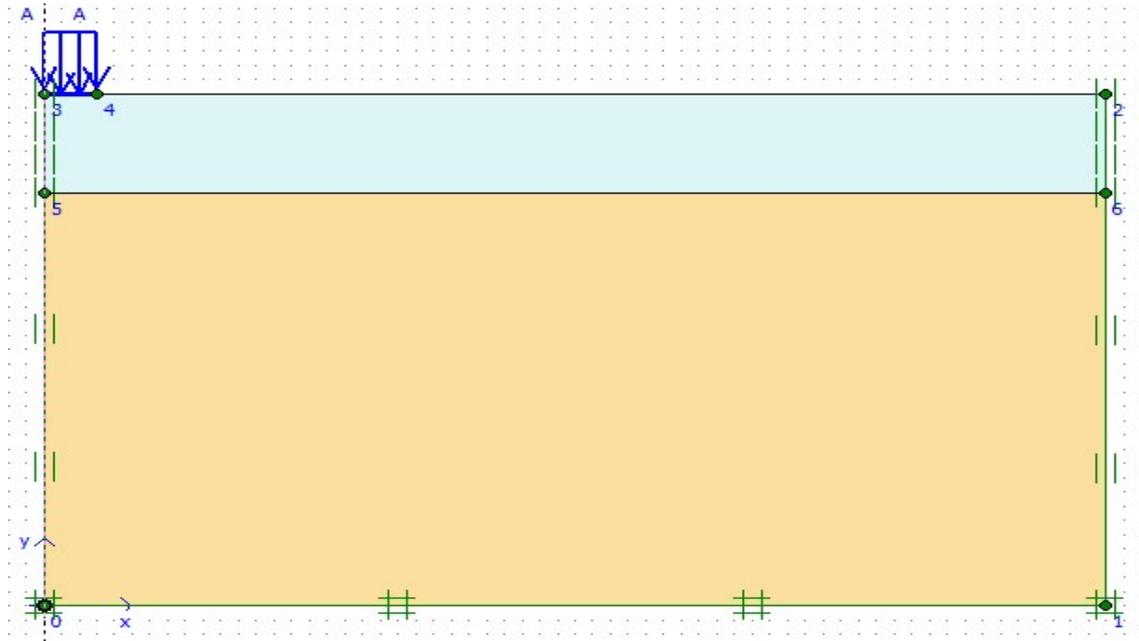


Figure4.1. Modèle géométrique.

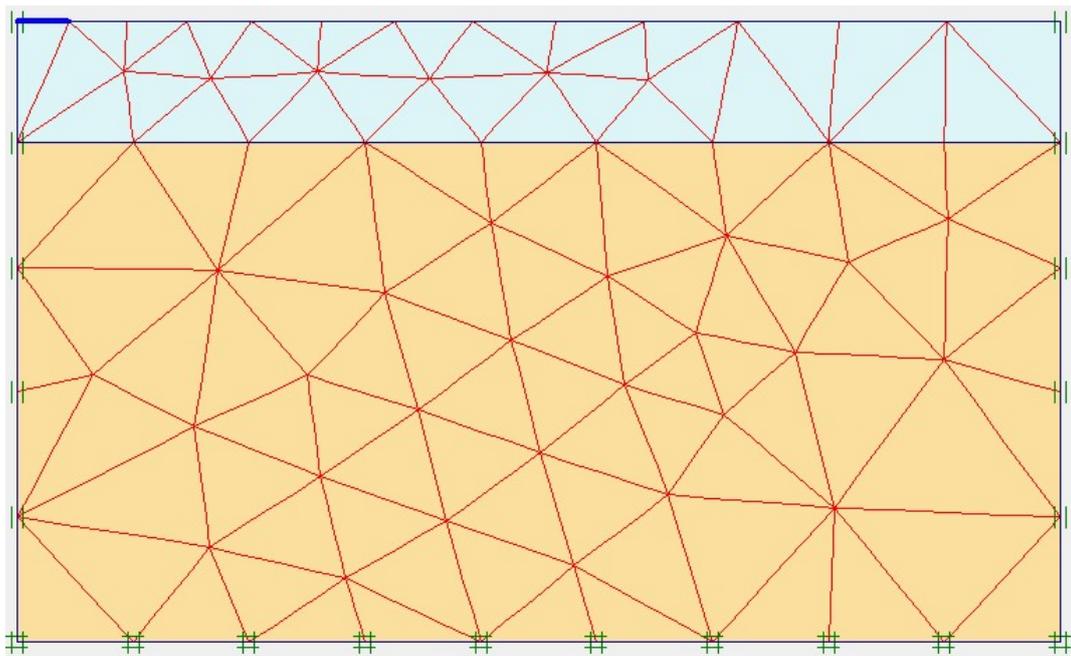


Figure4.2. Maillage du modèle.

4.3.2 Conditions aux limites

Le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage. La base du maillage est maintenue fixe tant horizontalement que verticalement.

4.3.3 Initialisation des contraintes

La distinction entre la zone saturée et la zone non saturée se fait au moment de l'initialisation des contraintes, les contraintes verticales sont dues au poids de remblai et les contraintes horizontales effectives sont proportionnelles aux contraintes verticales effectives. Le coefficient de proportionnalité ou coefficient de pression de remblai au repos, est calculé à l'aide de la formule de Jaky(1944) : $K_0 = 1 - \sin \varphi$.

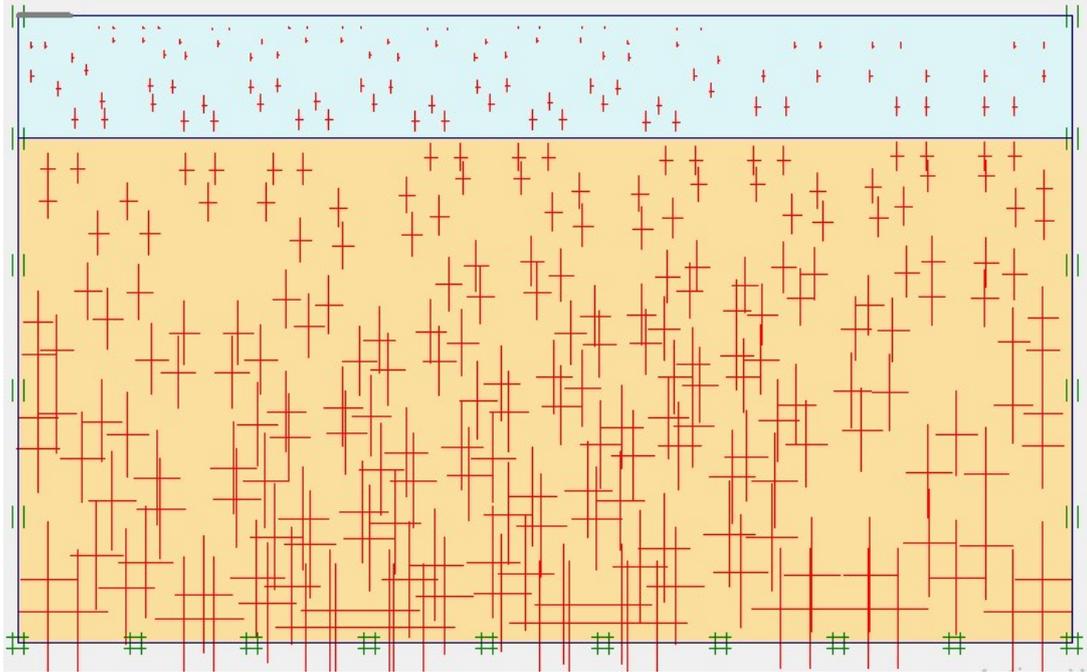


Figure 4.3. Génération des contraintes initiales

4.3.4 Chargement

Pour le premier chargement on applique une pression uniformément répartie de 0,25 MPa avec 2 min de vibration ensuite le déchargement de la plaque est modélisé par la désactivation de la pression, le deuxième chargement est modélisé avec une pression uniformément répartie de 0,20 MPa avec 2 min de vibration aussi. Enfin, le déchargement est modélisé par désactivation de la pression.

4.3.5 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en sept phases :

- **Phase 1** : génération des contraintes initiales (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales. (Calcul plastique, stage de construction),
- **Phase 2** : premier chargement de la plaque, (calcul plastique, total multipliers, charge $\Sigma M_{load}=250\text{Kpa}$)
- **Phase 3** : vibration de 2 min (consolidation, incrémental multipliers, 2min, $\Sigma M_{load}=250\text{Kpa}$)
- **Phase 4** : déchargement de la plaque (calcul plastique, total multipliers, charge $\Sigma M_{load}=0\text{Kpa}$)
- **Phase 5** : deuxième chargement de la plaque, (calcul plastique, total multipliers, charge $\Sigma M_{load}=200\text{Kpa}$)
- **Phase 6** : vibration de 2 min (consolidation, incrémental multipliers, 2min, $\Sigma M_{load}=200\text{Kpa}$)
- **Phase 7** : déchargement de la plaque (calcul plastique, total multipliers, charge $\Sigma M_{load}=0\text{Kpa}$).

4.4 Présentation et analyse des résultats

Les résultats de la modélisation numérique et de la mesure expérimentale sont illustrés en comparaison dans la figure 4.4,

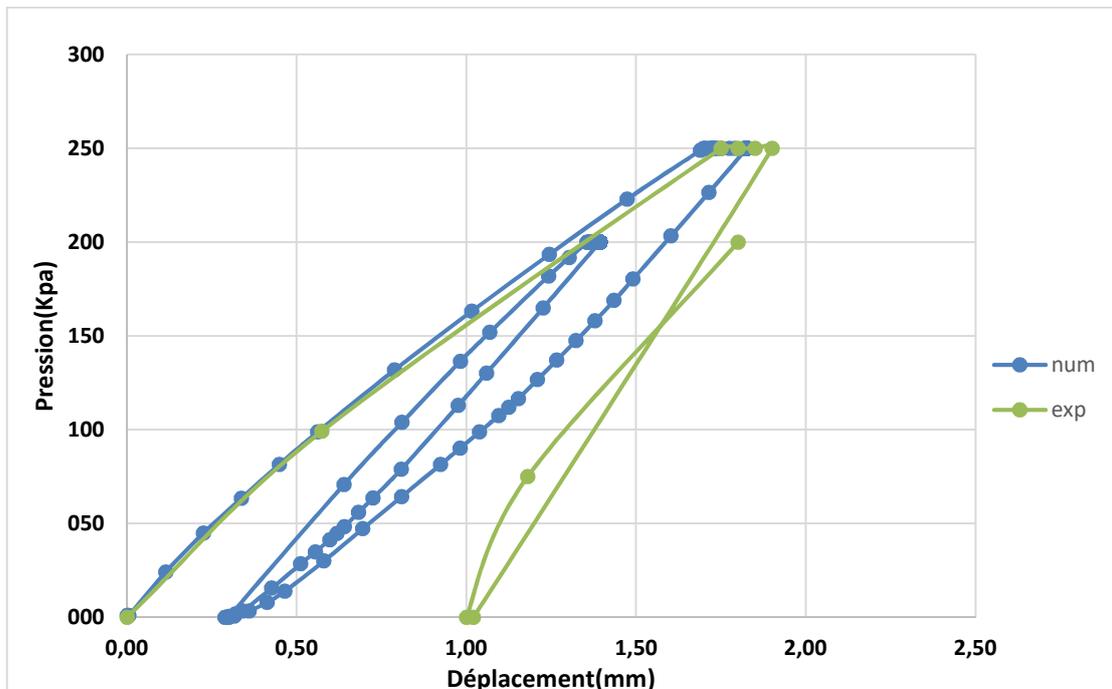


Figure 4.4. Les résultats numérique et expérimental.

Les valeurs des modules sous chargement statique à la plaque EV1, EV2 et le rapport K (EV2/EV1) obtenus numériquement et expérimentalement sont regroupés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Comparaison entre les résultats numérique et expérimental.

	W1(mm)	W2(mm)	EV1=112,5/W1	EV2=90/W2	K=EV2/EV1
Numérique	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33
Expérimental	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49
Ecart(%)	4,21	4,67	4,36	4,95	9,39

On constate d'après la figure 4.4 et le tableau 4.3 que les résultats de la modélisation numérique sont très proches des résultats expérimentaux, on constate aussi que les conditions exigées par le CCTP sont vérifiées (EV2>50Mpa, K<2).

4.4 Etude paramétrique

Dans le but de montrer l'influence des paramètres sur le comportement du sol et sur les valeurs des modules EV1, EV2 et le rapport K de la sous-couche drainante et du terrain naturel, on a fait une étude paramétrique en changeant les paramètres (la cohésion, l'angle de frottement φ , le module de Young E, le coefficient de poisson ν et le coefficient de pression des terres au repos K_0).

4.4.1 Etude paramétrique sur la sous-couche drainante

Dans l'étude paramétrique de la sous-couche drainante on fixe les paramètres réels du terrain naturel et on change à chaque fois les paramètres de la sous-couche drainante, notre sous-couche est constitué d'un matériau non cohérents (TVO de classe D31 selon le GTR), donc on va étudier l'influence de cinq paramètres géotechnique et un géométrique. (L'angle de frottement, le module de Young, le coefficient de poisson, la hauteur de la couche et le coefficient de pression des terres au repos K_0)

4.4.1.1. L'influence de l'angle de frottement (φ)

On présente ci-dessous dans la figure 4.5 et le tableau 4.4 les résultats de la modélisation numérique pour l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement φ , la figure 4.5

montre les courbes de déplacement en fonction de la charge, chaque courbe a un angle de frottement différent.

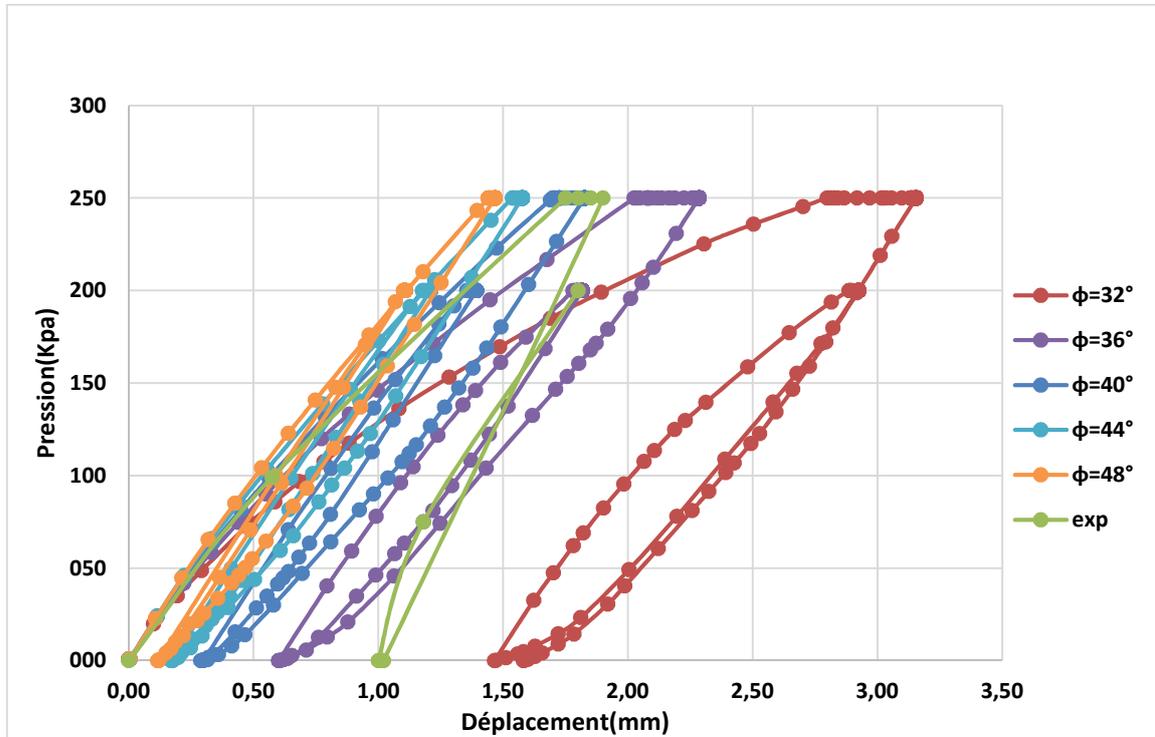
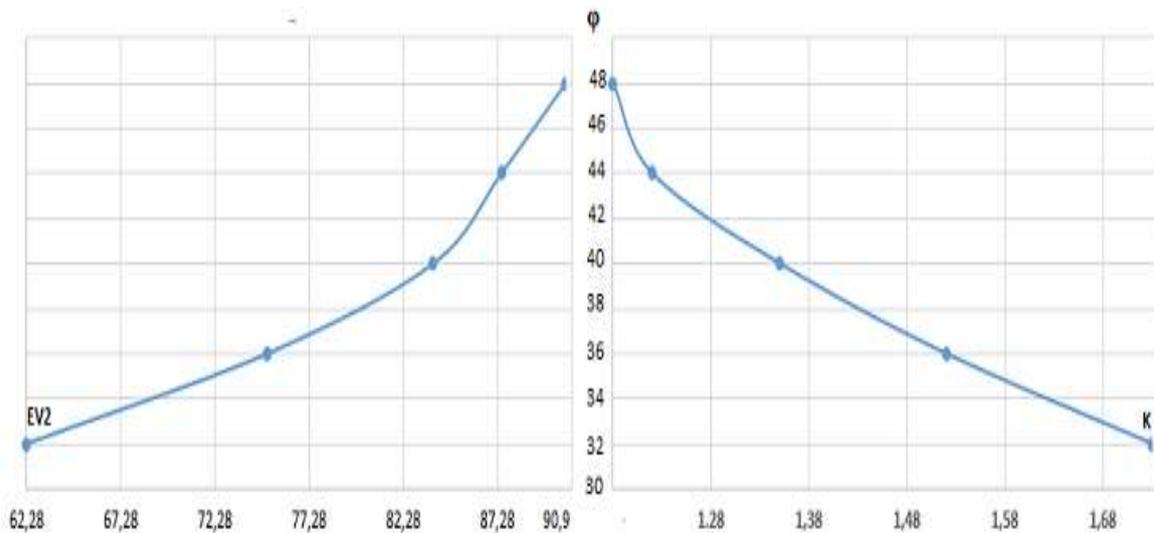


Figure 4.5 Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement.

En observant les courbes des différents essais de la figure 4.5, on peut remarquer clairement que l'augmentation de l'angle de frottement diminue l'élargissement des courbes, cela veut dire qu'une grande valeur de l'angle de frottement assure de bons résultats lors de l'essai de plaque.

Tableau4.4. Résultats de l'essai de plaque avec la variation d'angle de frottement ϕ

	ϕ (°)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1=112,5/W1 (Mpa)	EV2=90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	32	3,13	1,44	35,94	62,50	1,73	Ok
	36	2,28	1,2	49,34	75,00	1,52	Ok
	40	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	44	1,57	1,03	71,65	87,37	1,21	Ok
	48	1,46	0,99	77,05	90,9	1,18	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	ok

Figure4.6 L'influence de la variation de l'angle de frottement ϕ sur EV2 et K.

Les valeurs d'EV2 et K dans le tableau 4.4 et la figure 4.6 montrent que lorsque l'angle de frottement augmente, l'EV2 augmente aussi et le K diminue, en examinant les résultats, on peut remarquer un grand écart entre les valeurs obtenues avec un $\phi=32$ (EV2= 62,50Mpa ; K=1,73) et un $\phi=48$ (EV2= 90,9 Mpa ; K=1,18). L'angle ϕ exerce donc une influence forte sur la portance de la sous-couche drainante.

4.4.1.2 L'influence du module de Young (E)

On présente les résultats de la modélisation numérique en faisant varier le module de Young (E) de la sous-couche drainante (TVO) de 60000 à 140000 Mpa, sachant qu'on garde le module de Young du terrain naturel constant à 60000 Mpa. Les déformations, les modules sous chargement statique à la plaque (EV1, EV2) et les rapports (K) des essais sont données sur la figure 4.7 et le tableau 4.5.

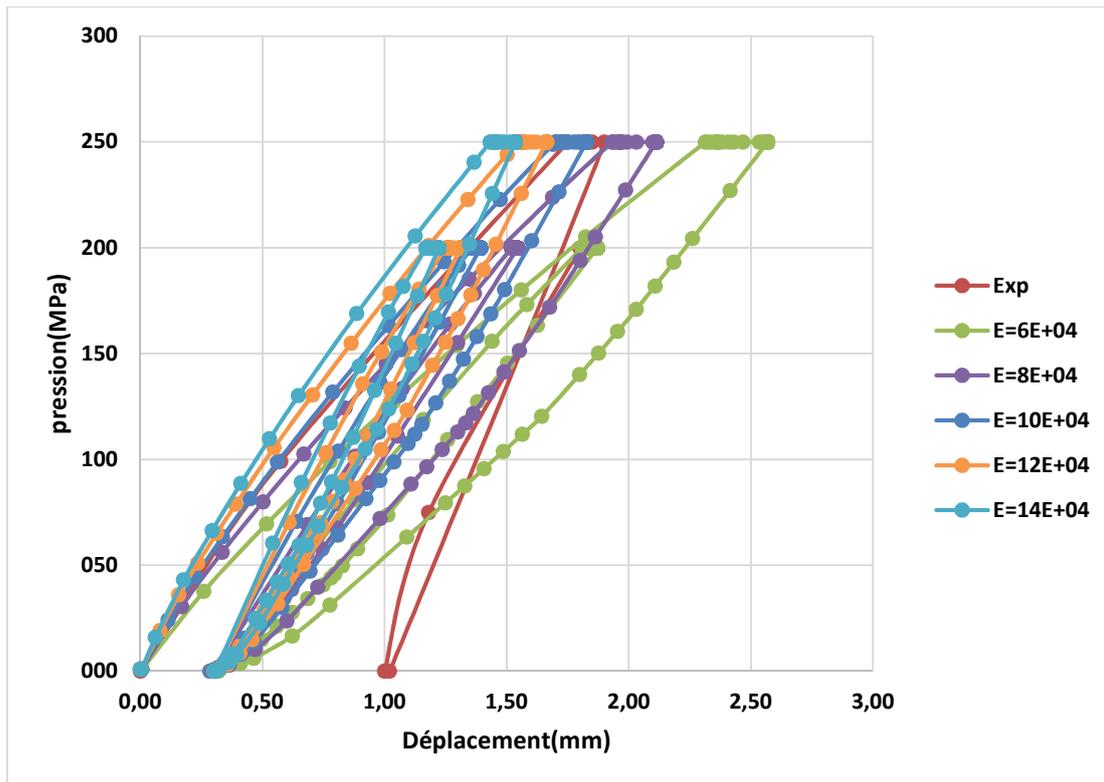


Figure 4.7 Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du module de Young.

Les courbes de la figure 4.7 montrent que l'augmentation du module de Young entraîne une diminution de l'élargissement des courbes et on peut voir que les plus petites déformations sont celles de la plus grande valeur du module de Young.

Tableau 4.5. Résultats de l'essai de plaque avec la variation du module de Young(E)

	E (kpa)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	6 ^{E+04}	2,57	1,55	43,77	58,06	1,32	Ok
	8 ^{E+04}	2,09	1,25	53,82	72,00	1,33	Ok
	10 ^{E+04}	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	12 ^{E+04}	1,66	1,00	67,77	90,00	1,33	Ok
	13 ^{E+04}	1,53	0,91	53,52	98,90	1,34	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

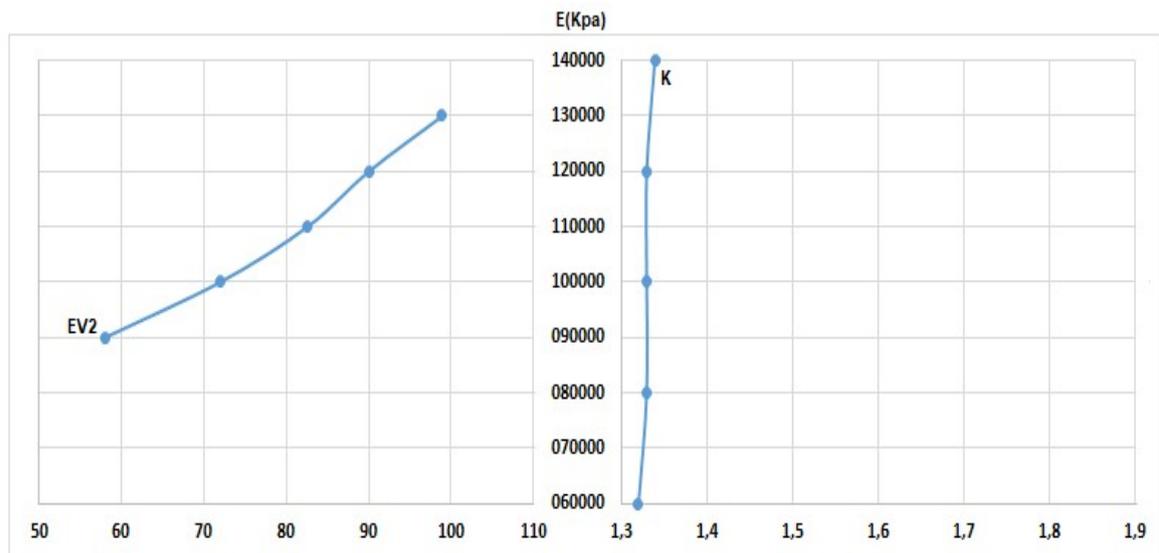


Figure 4.8. L'influence du module de Young (E) sur EV2 et K.

D'après le tableau 4.5 et la figure 4.8 on remarque que lorsque le module de Young augmente le module EV2 augmente aussi, par contre le rapport K (EV2/EV1) reste presque constant parce que le taux d'augmentation des deux modules est le même (c'est-à-dire ils augmentent de la même manière)

4.4.1.3 Le coefficient de poisson ν

On présente dans cette partie les résultats de la modélisation numérique en faisant varier le coefficient de poisson (ν) de la sous-couche drainante (TVO) de 0,26 à 0,34, sachant qu'on

fixe le coefficient de poisson du terrain naturel à 0,30. Les déformations, les modules sous chargement statique à la plaque (EV1, EV2) et les rapports (K) des essais sont données sur la figure 4.9 et le tableau 4.6.

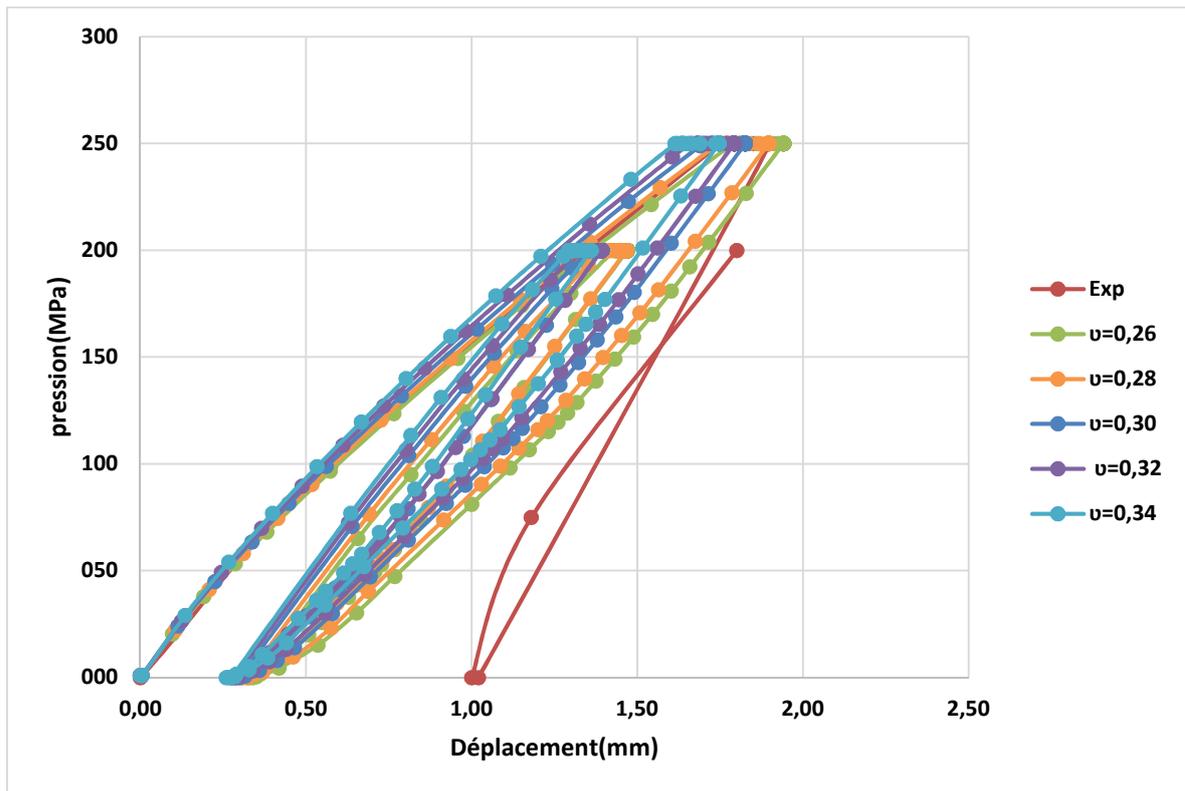


Figure4.9. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du coefficient de poisson.

La figure 4.9 montre une légère diminution de l'élargissement des courbes donc on peut dire que le coefficient influe faiblement sur les déplacements verticaux.

Tableau 4.6. Résultats de l'essai de plaque avec la variation du coefficient de poisson.

	ν	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	0,26	1,94	1,13	57,98	79,64	1,37	Ok
	0,28	1,87	1,12	59,89	80,26	1,34	Ok
	0,30	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,32	1,79	1,64	62,84	81,08	1,29	Ok
	0,34	1,74	1,10	64,65	81,81	1,26	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

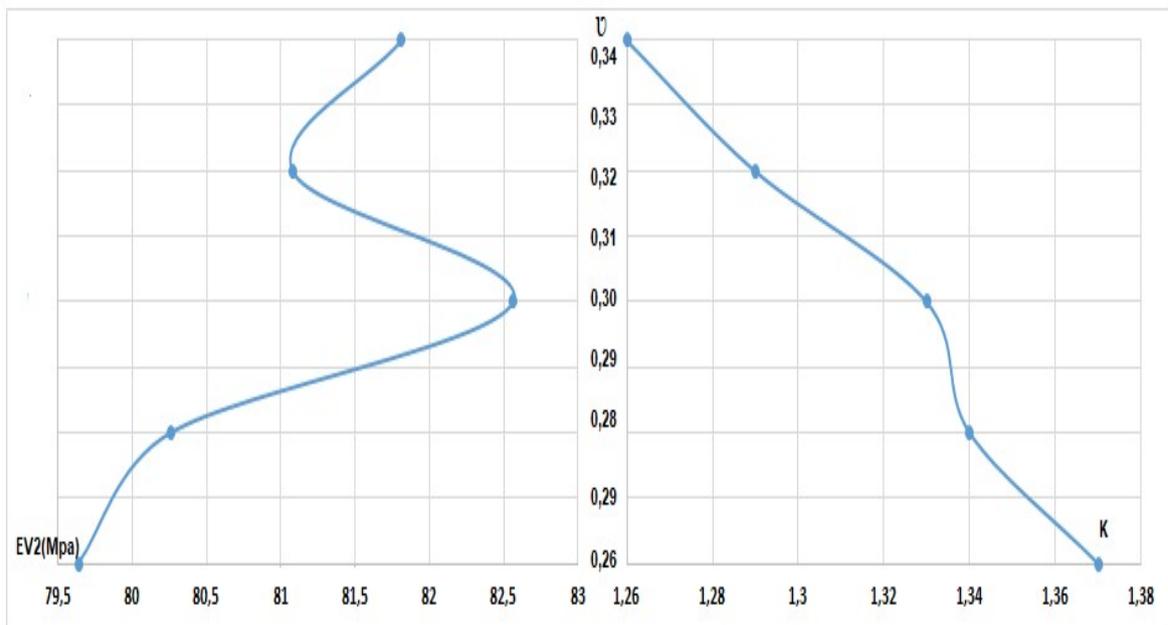


Figure4.10. L'influence de coefficient de poisson sur EV2 et K.

Pour évaluer l'influence de la valeur du coefficient de poisson on a détaillé les résultats dans le tableau 4.6 et la figure 4.10, en examinant ces résultats, on remarque une variation remarquable dans les valeurs du module EV1 et le coefficient K (lorsque ν augmente, EV1

augmente et K diminue.) contrairement au module EV2 il est presque constant (une faible variation.).

4.4.1.4 Influence du Coefficient de pression des terres au repos K_0

Les résultats correspondant à la modélisation numérique avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0 de la sous-couche drainante (TVO) de 0,157 à 0,657 sont présenté dans le tableau 4.7 et la figure 4.11

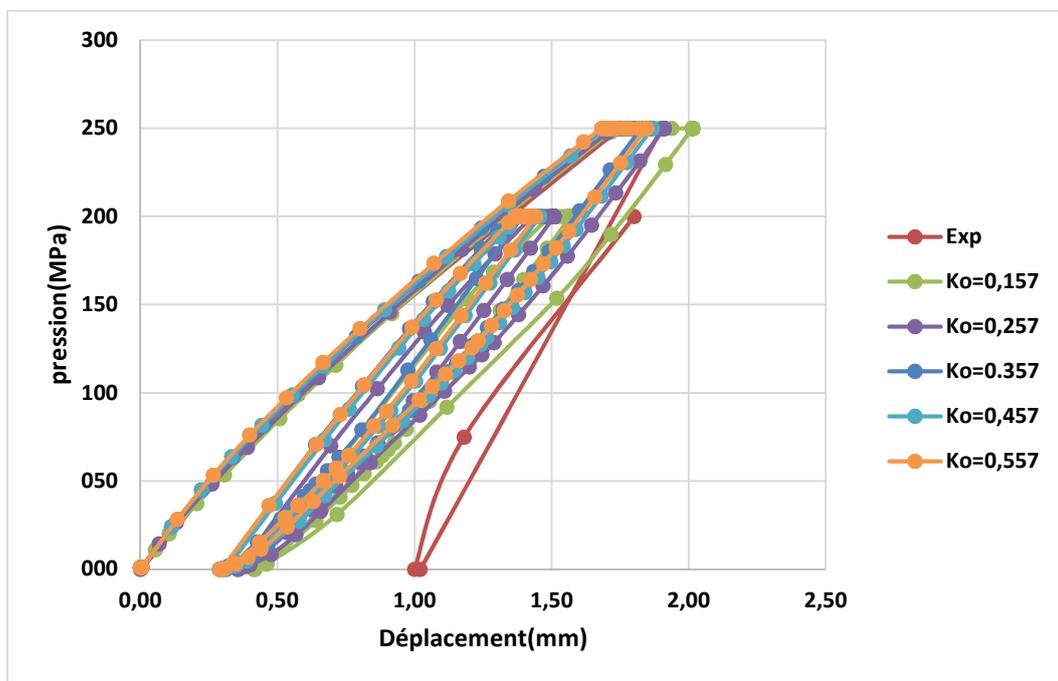


Figure 4.11 Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0 .

D'après la figure 4.11 on peut remarquer que les courbes sont très proche ce qui signifie que le Coefficient de pression des terres au repos K_0 n'a pas une influence importante sur les déplacements sous chargement.

Tableau 4.7. Résultats de l'essai de plaque avec la variation du coefficient K0.

	K ₀	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	0,157	1,91	1,10	58,85	81,81	1,39	Ok
	0,257	1,36	1,09	62,07	82,56	1,35	Ok
	0,357	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,457	1,73	1,08	64,79	82,94	1,30	Ok
	0,557	1,74	1,09	64,50	82,56	1,28	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

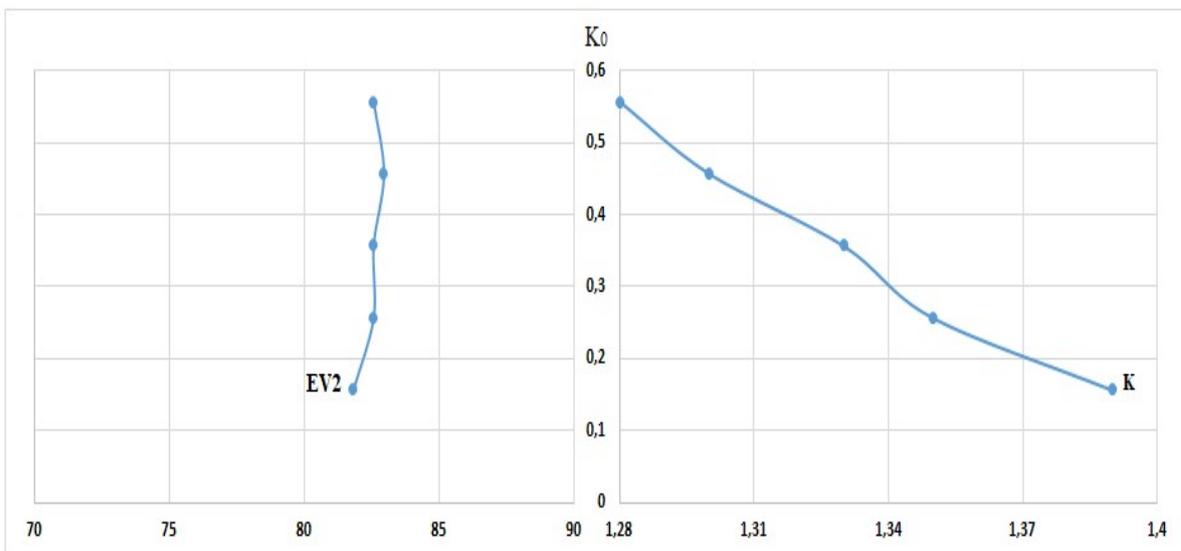


Figure 4.12 L'influence du Coefficient de pression des terres au repos K0 sur EV2 et K.

Comme le montre les résultats du tableau 4.7 et la figure 4.12, le K₀ n'a aucune influence sur le module EV2 contrairement au module EV1 il augmente avec l'augmentation du K₀, ce qui conduit à la diminution du rapport K

4.4.1.4 La hauteur de la couche

Dans cette partie on va étudier l'influence d'un paramètre géométrique, on va faire varier l'épaisseur (H) de la sous-couche drainante et on fixe celle du sol support . Les résultats de la modélisation sont présentés ci-dessous.

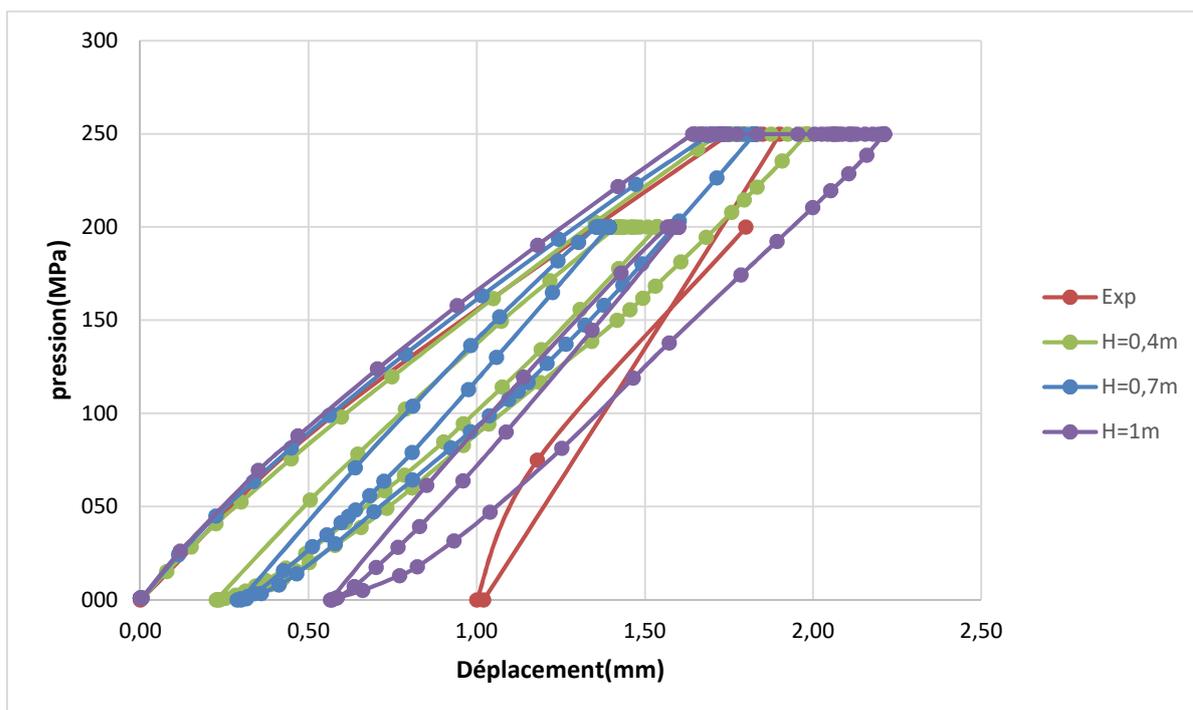


Figure 4.13. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'épaisseur(H) de la sous-couche drainante.

Tableau 4.8. Résultats de l'essai de plaque avec la variation de l'épaisseur de la sous-couche drainante.

	H (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	0,4	1,98	1,31	56,81	68,70	1,20	Ok
	0,7	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	1,00	2,20	1,03	51,13	87,37	1,70	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

Il est connu dans la géotechnique que l'augmentation de l'épaisseur d'une couche provoque une augmentation des déplacements verticaux, les courbe charge-déplacement et le tableau 4.7 montre que lorsque le H augmente l'élargissement des courbes augmente et le K augmente, donc nos résultats confirment cette hypothèse.

4.4.2 Etude paramétrique sur le terrain naturel

Cette fois ci on va étudier l'influence des paramètres géotechniques du terrain naturel en faisant varier ces paramètres un par un sans toucher les paramètres de la sous-couche drainante, chaque paramètre pouvant prendre quatre valeurs (2 inférieure et 2 supérieure à notre cas réel.), ces paramètres sont : l'angle de frottement, le module de Young E, la cohésion C, le coefficient de poisson ν et le coefficient de pression des terres au repos K_0 .

4.4.2.1 L'influence de l'angle de frottement ϕ

On présente ci-dessous dans la figure 4.14 et le tableau 4.8 les résultats de la modélisation numérique pour l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement ϕ , la figure 4.5 montre les courbes de déplacement en fonction de la charge chaque courbe a un angle de frottement différent.

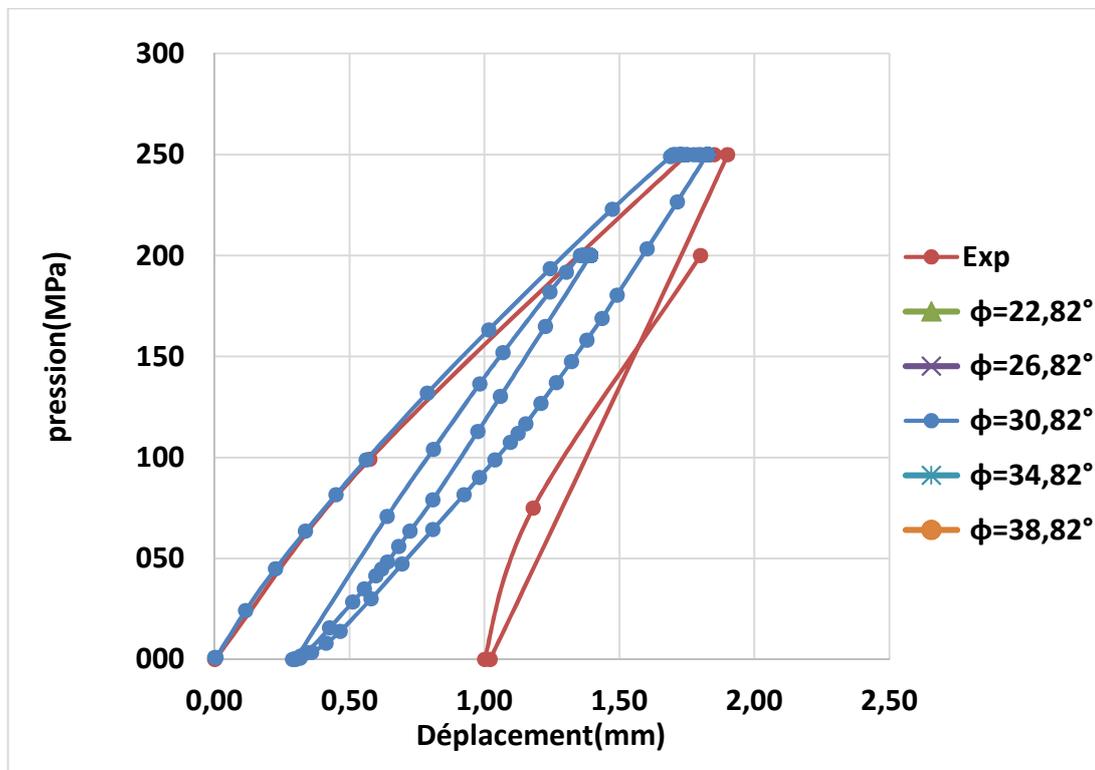


Figure 4.14. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement du terrain naturel.

La figure 4.14 montre que la courbe charge-déplacement reste la même c'est-à-dire les courbes sont compatibles (il n'y a aucun changement lorsque la valeur de ϕ varie).

Tableau4.9. Résultats de l'essai de plaque avec la variation d'angle de frottement ϕ

	ϕ (°)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1=112,5/W1 (Mpa)	EV2=90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	22,82	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	26,82	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	30,82	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	34,82	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	38,82	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	OK

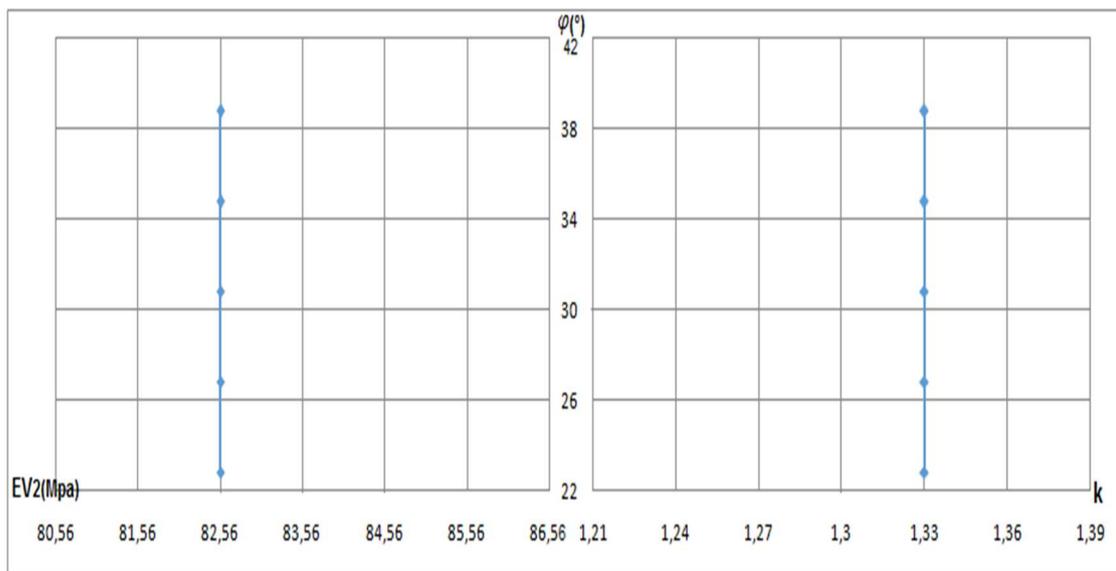


Figure4.115.L'influence de l'angle de frottement sur EV2 et K.

D'après les résultats enregistrés dans le tableau, il est clair que l'angle de frottement n'a pas influé sur les modules sous chargement statique à la plaque EV1 et EV2 et le rapport K.

4.4.2.2 L'influence de la cohésion C

Les résultats correspondant à la modélisation numérique avec variation de la cohésion du terrain naturel de 16 Kpa à 32Kpa sont présentés dans le tableau 4.9 et la figure 4.14

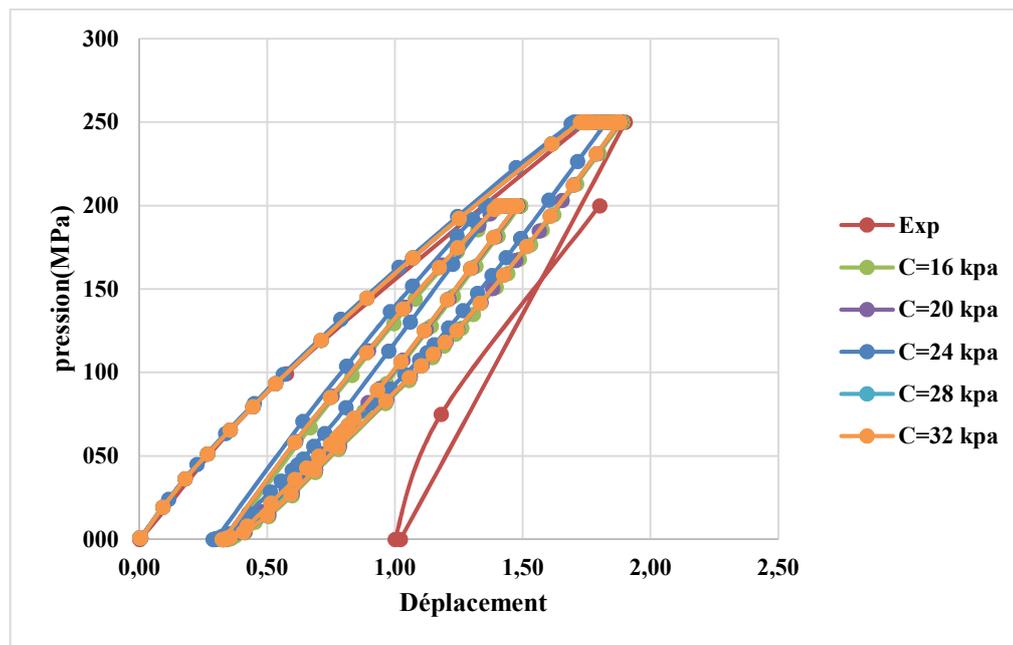


Figure 4.16. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de la cohésion du terrain naturel.

En analysant la figure 4.16 on peut remarquer que les courbes sont compatibles ce qui signifie que la cohésion n'a pas influé aussi sur les modules sous chargement statique à la plaque EV1 et EV2 et le rapport K.

Tableau4.10. Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion.

	C (Kpa)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1=112,5/W1 (Mpa)	EV2=90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	16	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	20	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	24	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	28	1,84	1,1	61,14	81,31	1,33	Ok
	32	1,84	1,1	61,14	81,31	1,33	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	ok

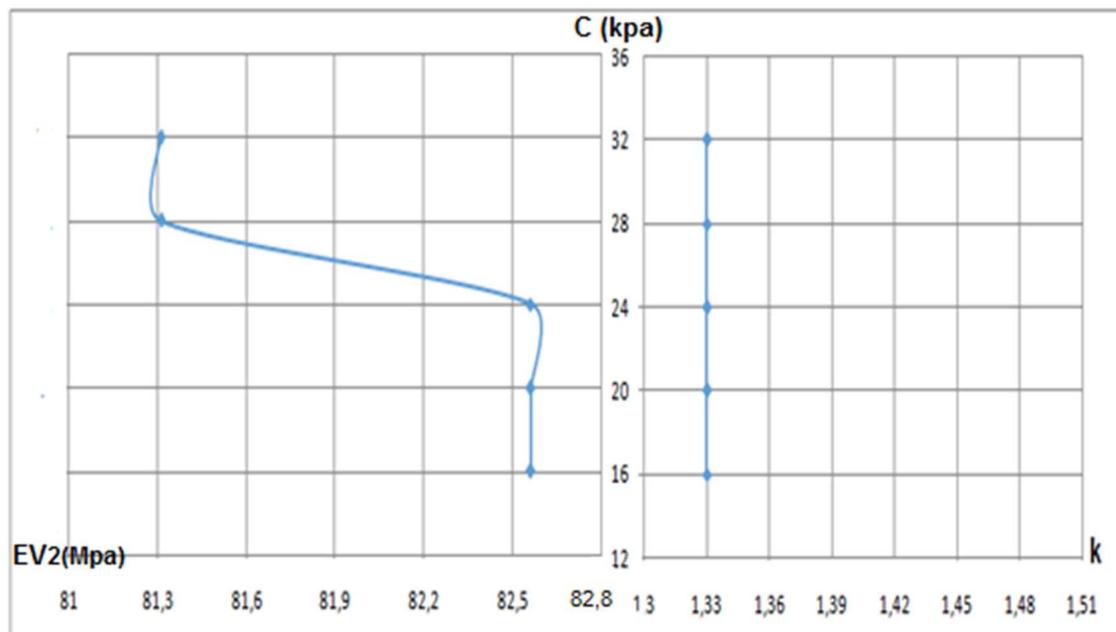


Figure 4.17. L'influence de la cohésion sur EV2 et K.

Les résultats enregistrés dans le tableau 4.10 et la figure 4.17 sont inchangé ce qui confirme notre lecture de la figure4.14.

4.4.2.3. L'influence du module de Young E

On présente ci-dessous les résultats de la modélisation numérique en faisant varier le module de Young (E) du terrain naturel de 40000 à 80000 Mpa, sachant qu'on garde le module de Young de la sous-couche drainante constant à 100000 Mpa. Les déformations, les modules sous chargement statique à la plaque (EV1, EV2) et les rapports (K) des essais sont données sur la figure 4.18 et le tableau 4.9

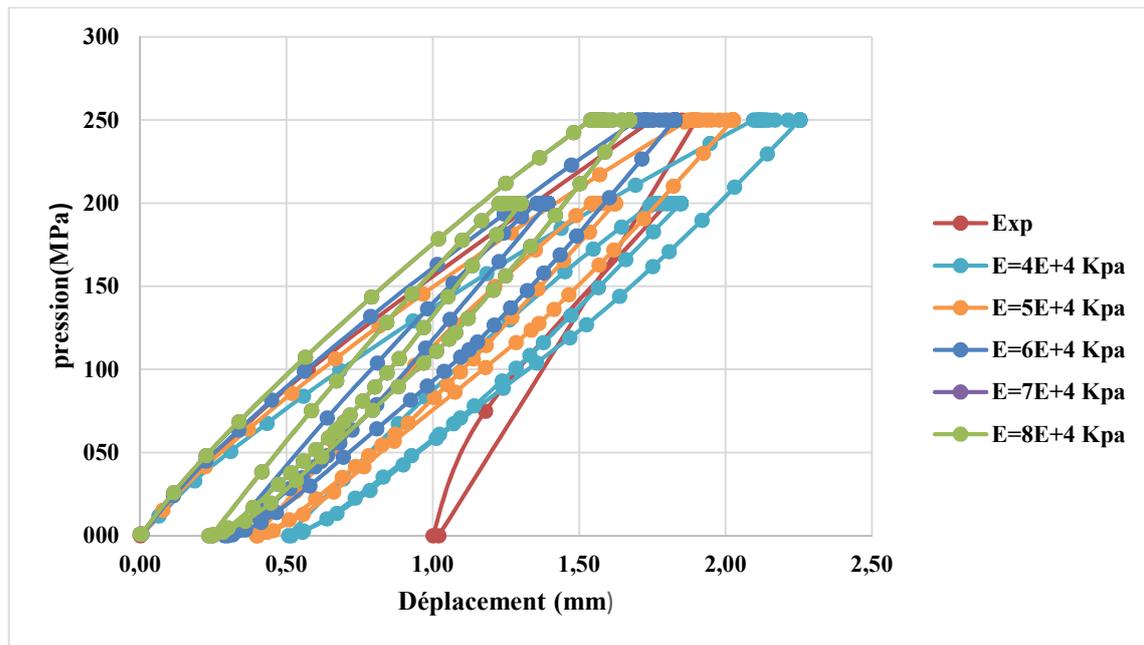


Figure 4.18. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du module de Young de terrain naturel.

Contrairement aux autres paramètres du terrain naturel, on observe une claire différence entre les courbe de la figure 4.18, lorsque le module de Young augmente l'élargissement des courbes se raccourci.

Tableau4.11. Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion.

	E (kpa)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	40000	2,29	1,34	49,02	67,16	1,37	Ok
	50000	2,02	1,19	55,69	75,63	1,35	Ok
	60000	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	70000	1,75	1,07	64,28	84,11	1,30	Ok
	80000	1,67	1,06	67,36	84,90	1,26	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

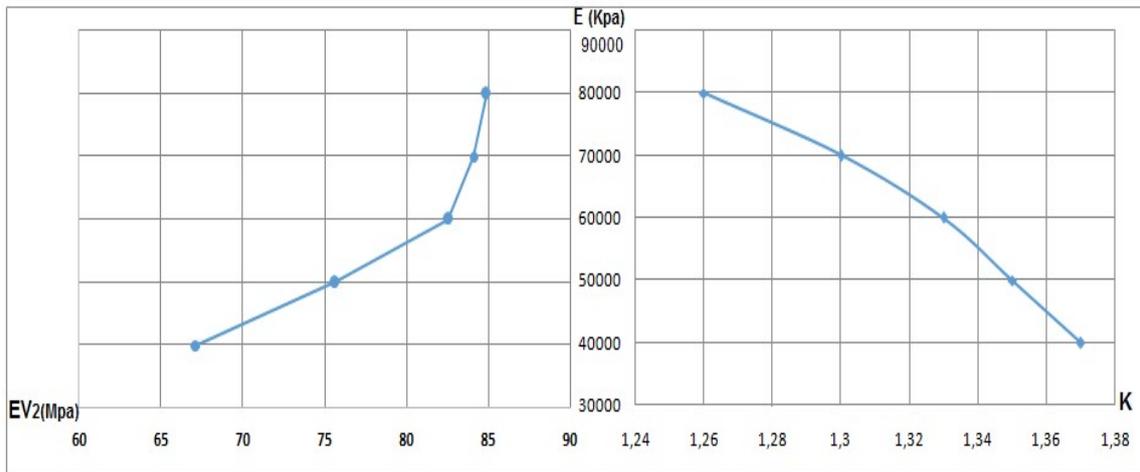


Figure 4.19. L'influence du module de Young sur EV2 et K.

D'après le tableau 4.11 et la figure 4.19, on remarque une importante influence du module de Young sur les modules EV2 et EV1 et sur le rapport K,

4.4.2.4. L'influence du module du coefficient de poisson ν

On présente dans cette partie les résultats de la modélisation numérique en faisant varier le coefficient de poisson (ν) du terrain naturel 0,22 à 0,38, sachant qu'on laisse le coefficient de poisson de la sous-couche drainante constant à 0,30. Les déformations, les modules sous chargement statique à la plaque (EV1, EV2) et les rapports (K) des essais sont données sur la figure 4.20 et le tableau 4.12.

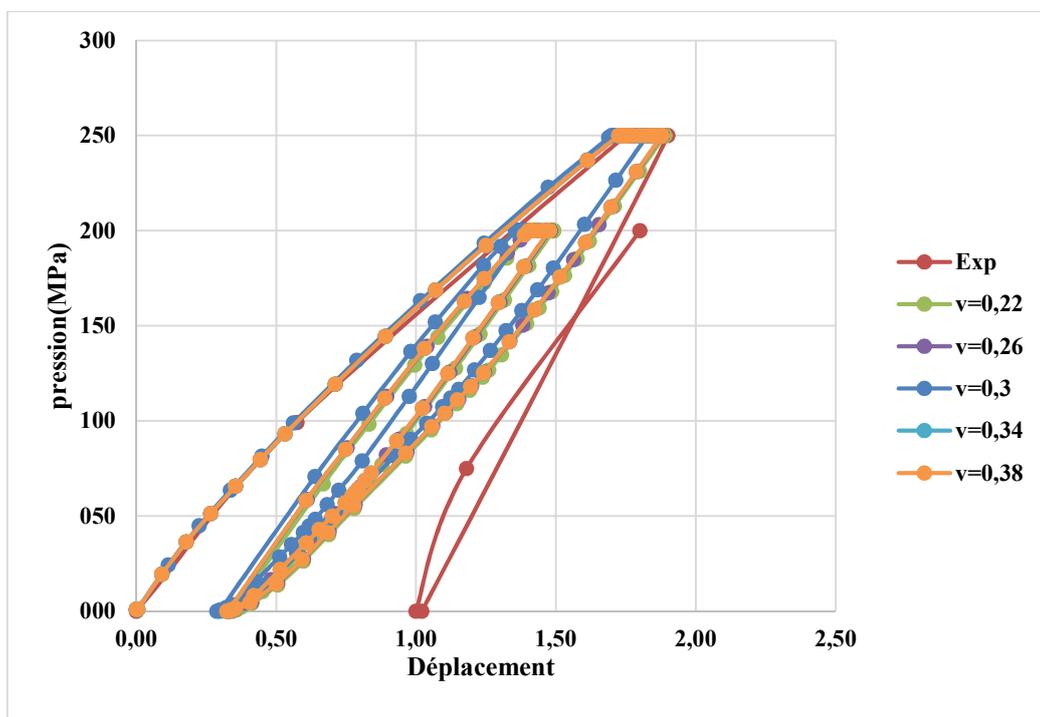


Figure 4.20. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du coefficient de poisson (ν) de terrain naturel.

De la figure 4.20 on remarque que les courbes sont identiques avec une très petite différence négligeable.

Tableau4.12. Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion

	ν	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	0,22	1,82	1,10	61,81	81,81	1,32	Ok
	0,26	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,3	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,34	1,82	1,08	61,81	83,33	1,34	Ok
	0,38	1,82	1,08	61,81	83,33	1,34	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

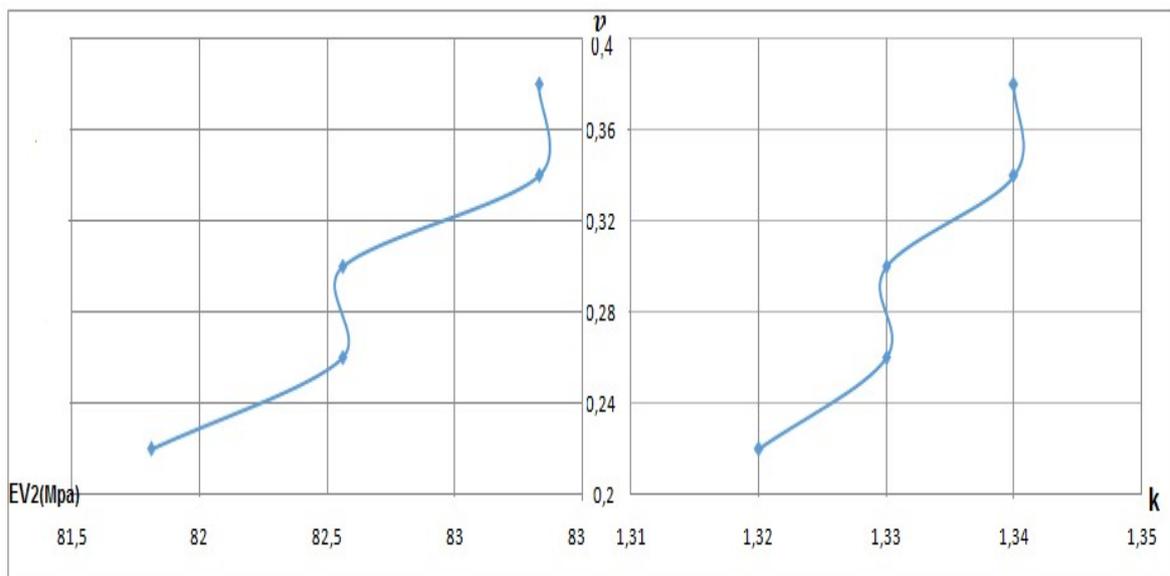


Figure 4.21. L'influence du coefficient de poisson ν sur EV2 et K.

En comparant les résultats de la figure 4.17 et le tableau 4.12, on remarque une petite variation dans la valeur du module EV2 et le rapport K, malgré cette variation le coefficient de poisson ν n'a pas une influence remarquable sur la qualité de compactage.

4.4.2.5 L'influence du module du coefficient de pression des terres au repos K_0

Les résultats correspondant à la modélisation numérique avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0 du terrain naturel de 0,287 à 0,687 sont présentés dans le tableau 4.13 et la figure 4.18

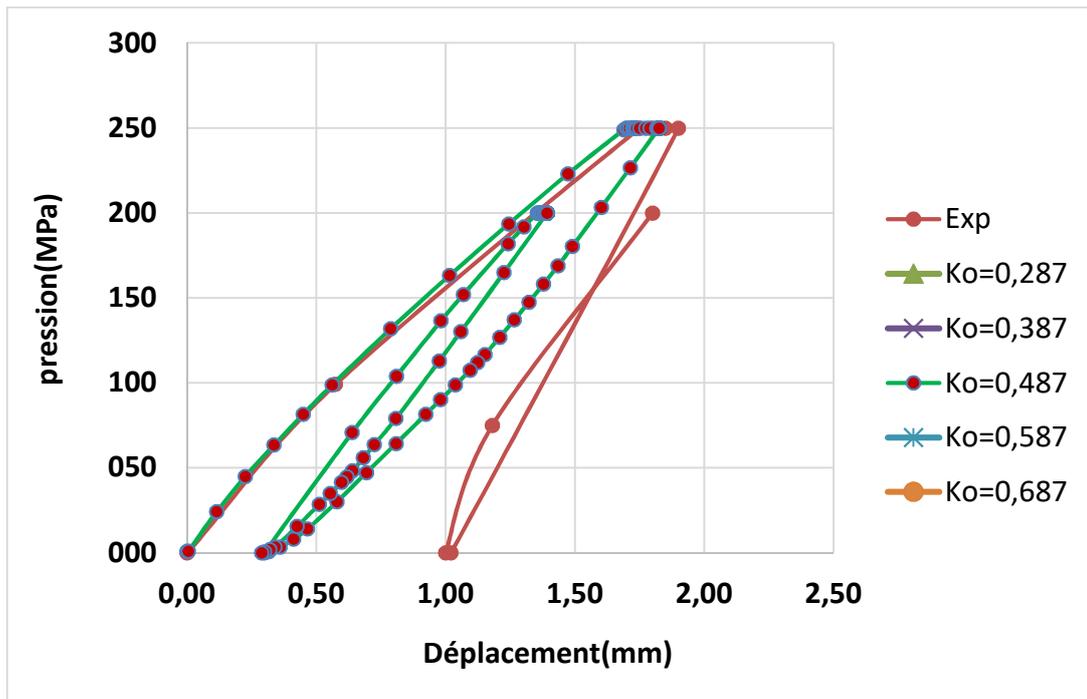


Figure 4.22. Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0

D'après la figure 4.21 on remarque que les courbes sont compatibles c'est-à-dire y'a aucune influence sur les déplacements verticaux.

Tableau 4.12. Résultats de l'essai de plaque avec la variation de K_0

	K_0	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1= 112,5/W1 (Mpa)	EV2= 90/W2 (Mpa)	K= W1/W2	OBS
Numérique	0,287	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,387	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,487	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,587	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
	0,687	1,82	1,09	61,81	82,56	1,33	Ok
expérimental	/	1,9	1,02	59,21	88,24	1,49	Ok

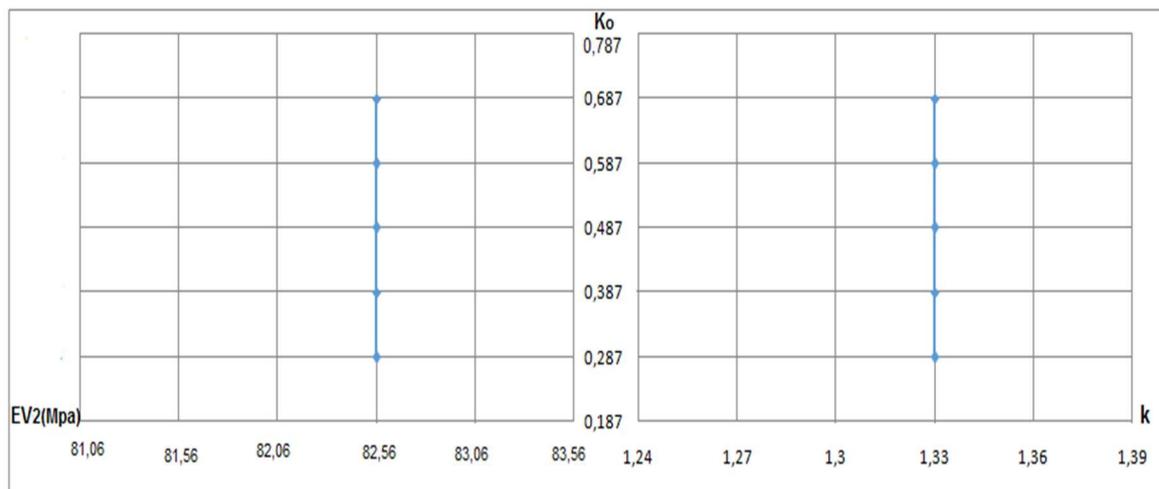


Figure 4.22 L'influence du coefficient K_0 sur EV2 et K.

Les résultats illustrés dans le tableau montrent que les valeurs des modules sous chargement statique à la plaque (EV1 et EV2) et le rapport (K) sont constantes ce qui signifie que le coefficient de pression des terres au repos K_0 n'a pas d'influence sur le compactage.

4.4.3 Comparaison entre les résultats de l'étude paramétrique

En examinant les résultats de notre étude paramétrique, on conclure que les paramètres les plus influent sur la qualité du compactage sont les paramètres de la sous-couche drainante contrairement à ceux du terrain naturel qui n'ont pas influé sur les résultats, le cas le plus favorable est celui de $\phi=48$ qui nous a donné des résultats très conformes avec un EV2= 90,9 Mpa et un K=1,18.

4.5 L'influence de EV2 sur le dimensionnement des chaussées

4.5.1 Dimensionnement de la couche de forme

Le dimensionnement de la couche de forme est lié à l'environnement géologique et économique du projet sur lequel elle doit être exécutée. L'épaisseur préconisée de la couche de forme dépend :

- Des cas de PST et de la portance à long terme de l'arase des terrassements ;
- Des caractéristiques des matériaux constituant la couche de forme ;
- De l'objectif de classe de plate-forme que l'on se fixe.

4.5.2 Classes des arases

Les portances à long terme des arases figurent ci-après (cf. fascicule 1 du GTR).

Tableau 4.13 : Classes de portance à long terme.

Module de calcul EV2(Mpa)	20	50	120	200
Classement de l'arase	AR1	AR2	AR3	AR4

4.5.3. Classes des plates-formes

Les portances à long terme des plates-formes figurent ci-après (cf. fascicule 1 du GTR).

Tableau 4.14 : classes de plate-forme PFi.

Module de calcul EV2 (Mpa)	20>EV2 >50	50>EV2>120	120>EV2>200	EV2>200
Classe de plate-forme	PF1	PF2	PF3	PF4

Le schéma ci-dessous (figure4.18) synthétise et illustre le cheminement nécessaire pour un bon dimensionnement d'une couche de forme.

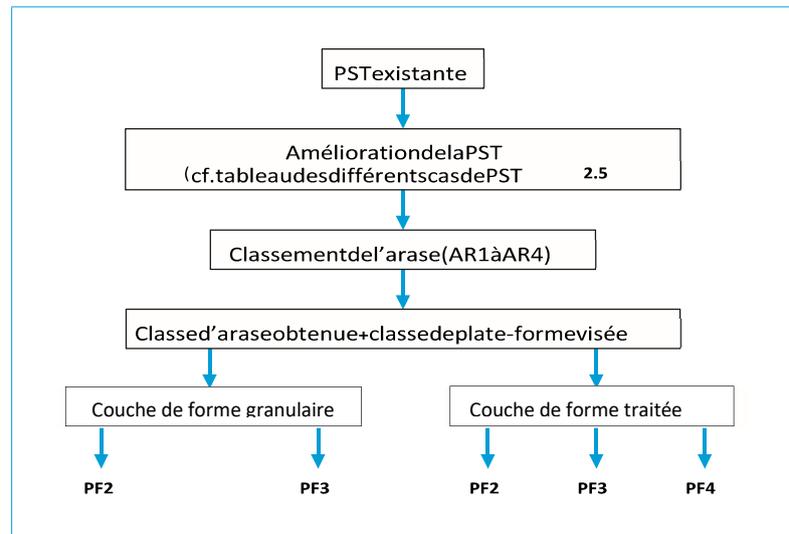


Figure 4.24. Cheminement nécessaire pour un bon dimensionnement d'une CDF.

4.5.4 Exemple de dimensionnement avec logiciel Alize

Dans cette partie on va modéliser une structure de chaussée en utilisant tous les cas des PF_i afin de pouvoir étudier l'influence du module EV2 sur le dimensionnement.

4.5.4.1. Les données de modélisation

Chaussée souple

Trafic TMJA poids lourds : 500 Pl/j/s.

Durée de vie : 20 ans

Taux d'accroissement annuel géométrique : 3

4.5.4.2 Prédimensionnement de la structure

On a proposé une structure constituée de : 0,06 m de béton bitumineux (BB), de 0,15 m de grave bitumineux (GB2) et 0,35 m de grave non traité (GNT2).

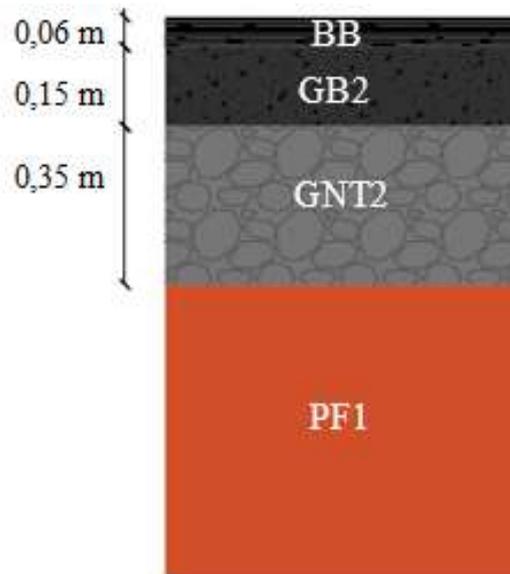


Figure 4.25. La structure proposée.

Le but de cette partie est d'étudier l'influence de PFi sur les déformations d'une structure, donc on va modéliser 4 cas de PFi du sol support ;

- **Premier cas** : sol support PF1 : on prend $EV2=20\text{Mpa}$

Les déformations calculées du premier cas sont illustrées dans la figure 4.19

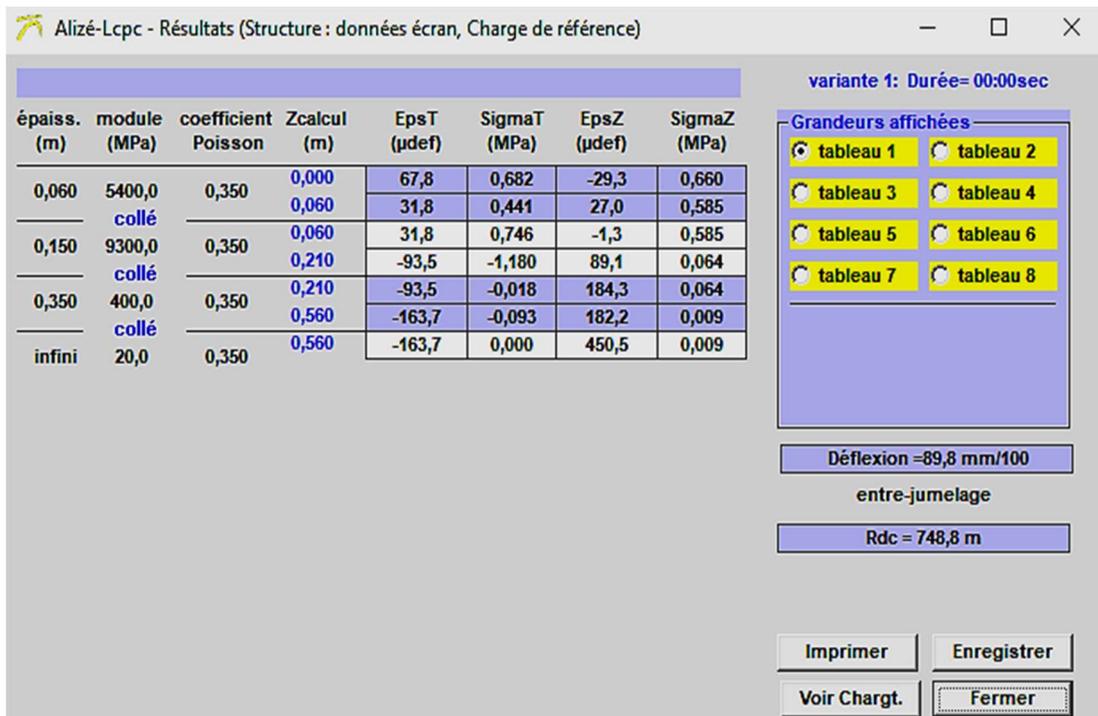


Figure 4.26. Les résultats de calcul des déformations du cas de PF1 avec alize.

- **Deuxième Cas** : sol support PF2 : on prend $EV2= 50$ Mpa

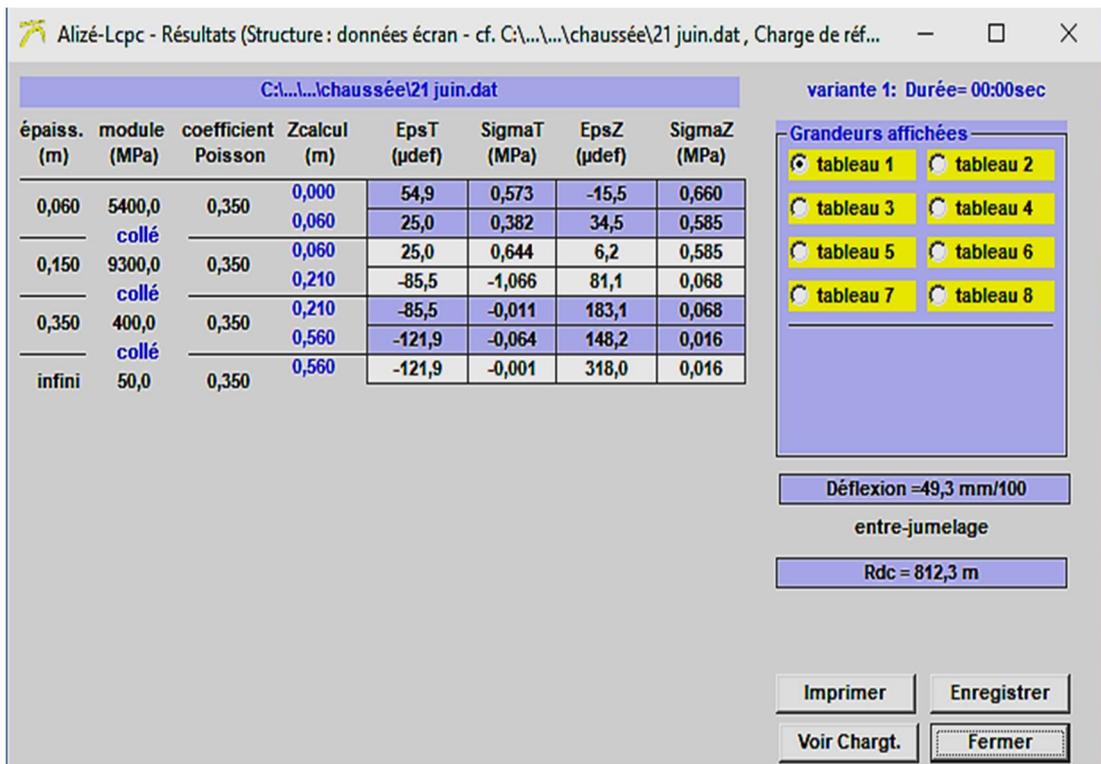


Figure 4.27. Les résultats de calcul des déformations du cas de PF2 avec alize.

- **Troisième Cas** : sol support PF3 : on prend $EV2= 120$ Mpa

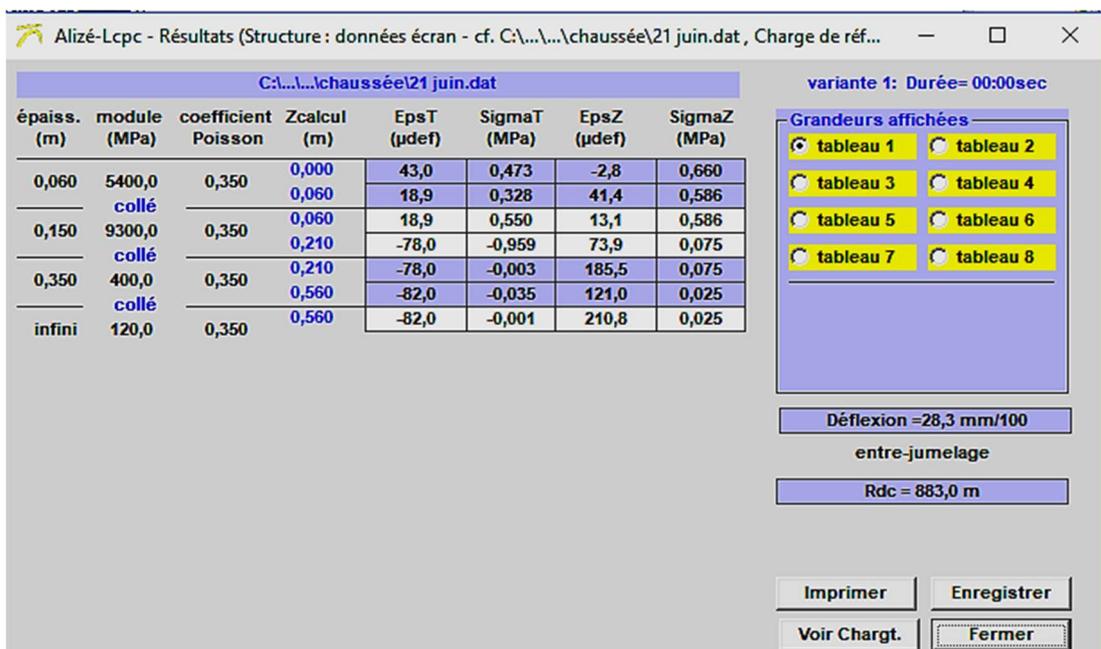


Figure 4.28 Les résultats de calcul des déformations du cas de PF3 avec alize.

- **Quatrième Cas** : sol support PF3 : on prend EV2= 200 Mpa

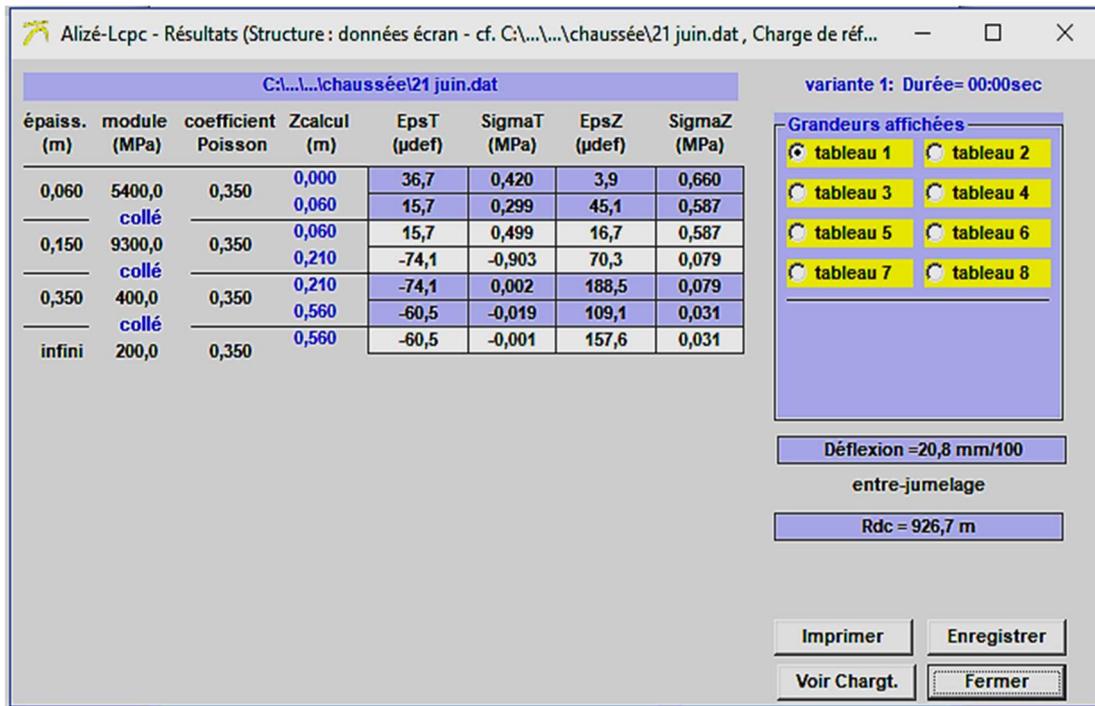


Figure 4.29. Les résultats de calcul des déformations du cas de PF4 avec alize.

On résume les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableau4.15. Les résultats de modélisation avec variation de PFi

PFi	PF1	PF2	PF3	PF4
EV2(Mpa)	20	50	120	200
EpsT(μdef)	93,5	85,5	78,0	74,1
EpsZ(μdef)	450,5	318,0	210,8	157,6
Déflexion(mm/100)	89,8	49,3	28,3	20,8
Rdc	748,8	812,3	883,0	926,7

D'après le tableau 4.14 on remarque qu'à chaque fois que la classe de PFi augmente, les déformations EpsT, EpsZ et la déflexion diminues et le rayon de courbure augmente sachant

que les PFi est en fonction de EV2 donc on conclure que l'augmentation d'EV2 à une influence favorable sur la structure de chaussé.

4.5.4.3. L'optimisation de la structure

Dans cette partie on va optimiser les épaisseurs des différentes couches des structures ci-dessus, on va optimiser la structure de chaque PFi .

On a fixé l'épaisseur du GNT à 35 cm et on a essayé de minimiser l'épaisseur de la couche GB pour des raisons économique (le GNT est moins cher que le GB), les résultats sont présentés dans les figures ci- dessous.

- **Cas de PF1 (EV2=20 Mpa) :** d'après la méthode SETRA pour une plateforme de classe PF1 on a $20 \text{ MPA} < EV2 < 50 \text{ MPA}$ on prend toujours la borne inferieure
Donc on prend $EV2 = 20 \text{ MPA}$

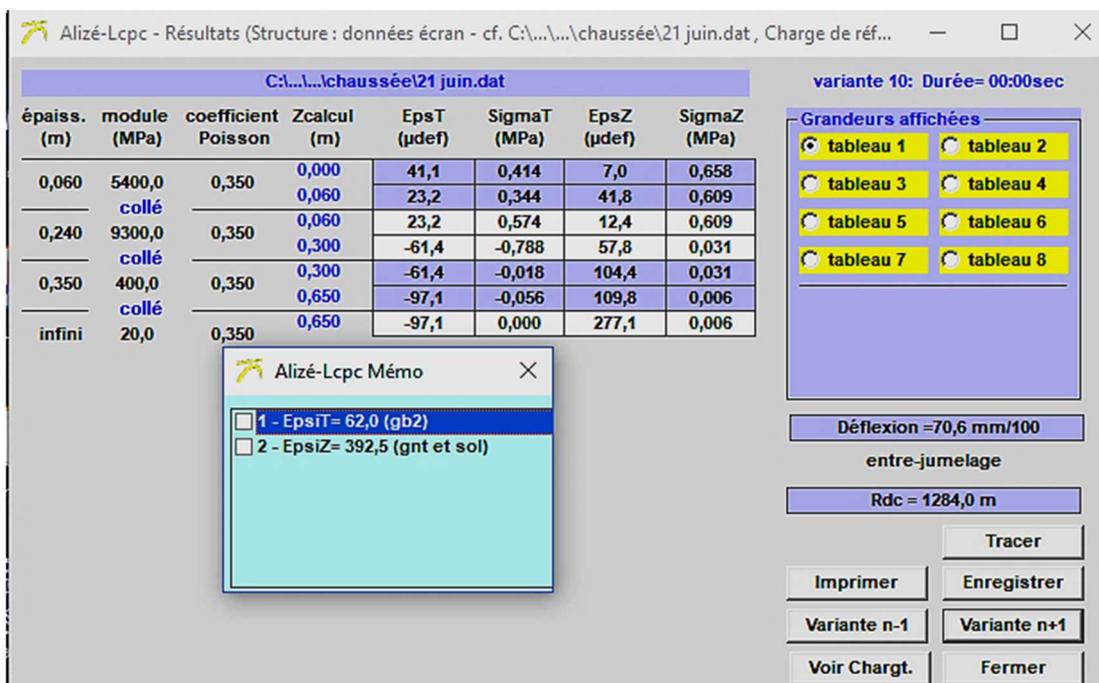


Figure 4.30. Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF1 avec alize.

- Cas de PF2(EV2=50 Mpa) : 50 MPA < EV2 < 120 MPA

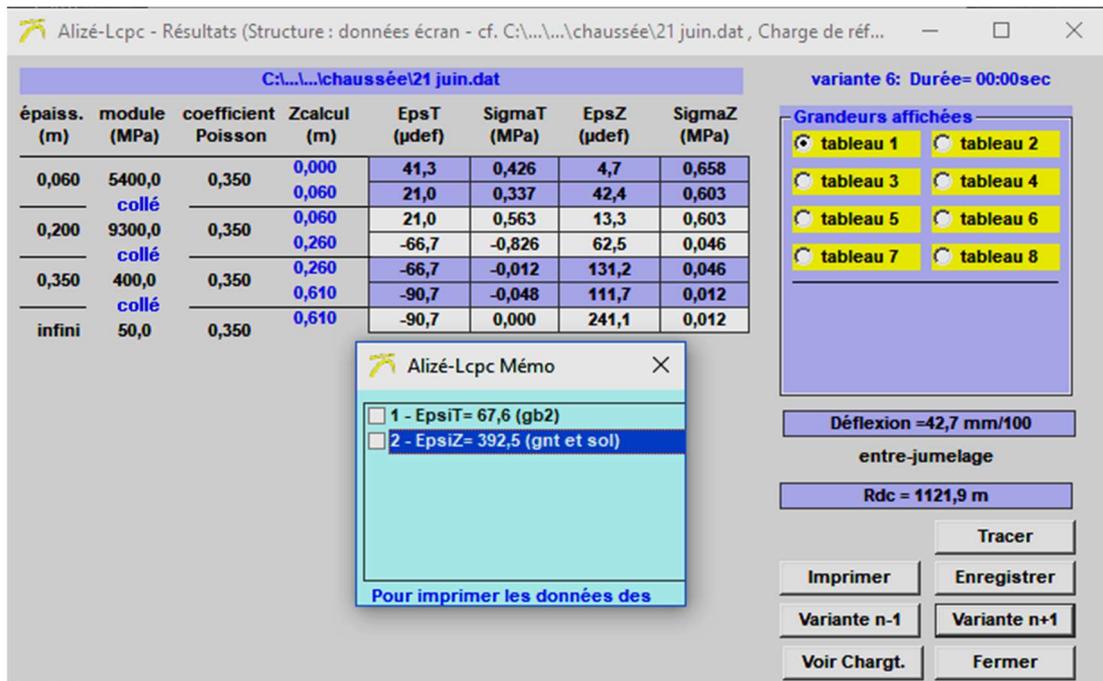


Figure 4.31 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF2 avec alize.

- Cas de PF3 (EV2=120 Mpa) : 120 MPA < EV2 < 200 MPA

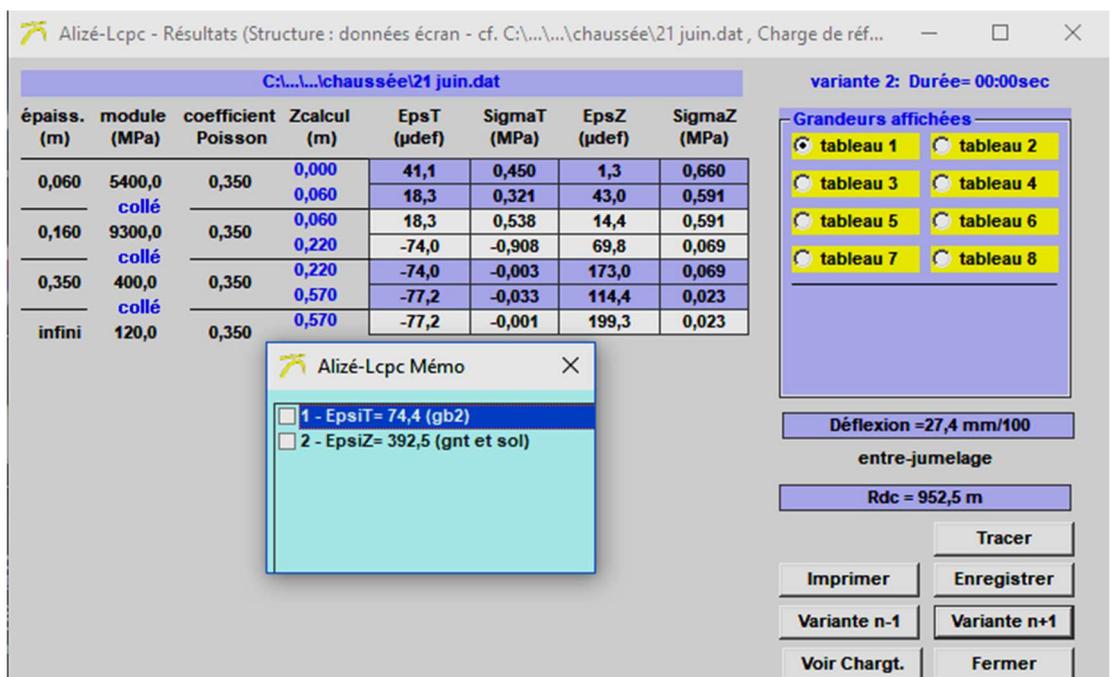


Figure 4.32 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF3 avec alize.

- Cas de PF4 (EV2=200 Mpa) : $EV2 \geq 200\text{MPa}$

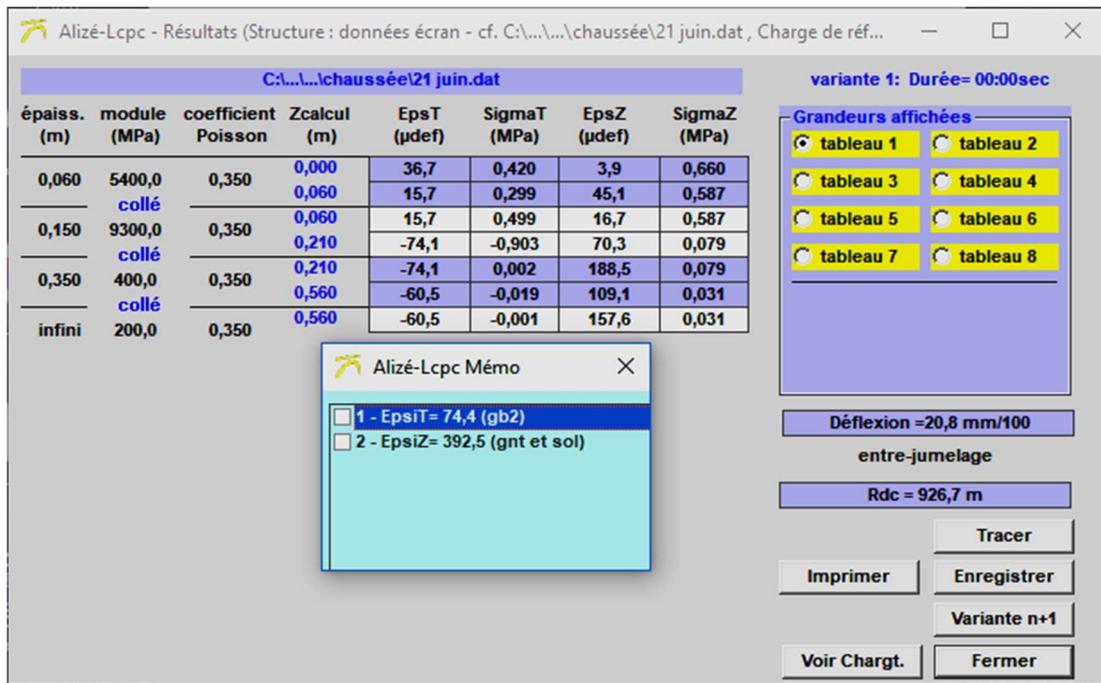


Figure 4.33 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisées du cas de PF4 avec alize.

Les résultats de l'optimisation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau4.15. Les résultats de modélisation avec variation de PFi

PFi	PF1	PF2	PF3	PF4
EV2(Mpa)	20	50	120	200
EpsT(µdef)	61,4	66,7	74,0	74,1
EpsTadm(µdef)	62,0	67,6	74,4	74,4
EpsZ(µdef)	277,71	241,1	199,3	157,6
EpsZadm(µdef)	392,5	392,5	392,5	392,5
Epaisseur de GB (m)	0,24	0,20	0,16	0,15

En analysant les valeurs du tableau 4.16 on remarque que lorsqu'on augmente la valeur d'EV2 de la plate-forme, l'épaisseur optimisée diminue donc l'EV2 joue un rôle très important dans le dimensionnement des chaussées.

4.6 Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier la cohérence entre les mesures expérimentales de l'essai de plaque et les résultats obtenus par la modélisation numérique par Plaxis et de présenter les principaux résultats de l'étude paramétrique, on a conclu dans ce chapitre que la portance des plateformes dépend en grande partie de la valeur du module de chargement statique à la plaque EV2 qui dépend lui-même des valeurs de l'angle de flottement interne et du module d Young.

5.1 Introduction

5.1.1 Définition

Un dallage est un ouvrage plan en béton, de grandes dimensions par rapport à son épaisseur, reposant sur un sol auquel il transmet les actions qui lui sont directement appliquées, comme il peut être armé ou non.

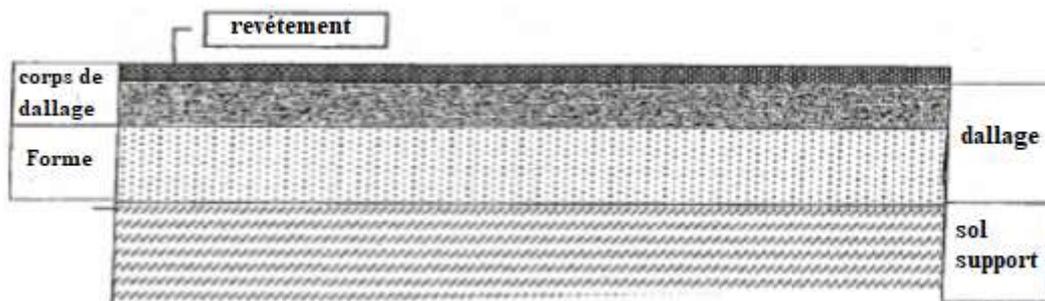


Figure 5.1. Constitution d'un dallage.

La couche de forme peut être la couche de sol sous-jacente si cette dernière présente des caractéristiques mécaniques suffisantes pour supporter le dallage.

Dans le cas contraire, elle est réalisée à partir d'autres apports comprenant des matériaux de qualité appropriée ou suffisamment compactés.

On classe souvent les dallages suivant leur domaine d'application.

On distingue les dallages à usage industriel, commercial, à usage d'habitation et à usages spéciaux (patinoires...). Dans ce document on ne s'intéresse qu'au dallage à usage industriel.

Un dallage industriel couvre généralement une surface importante. Le rapport élevé surface/volume leur confère une grande sensibilité aux échanges avec l'environnement. Pour limiter les désordres liés aux variations dimensionnelles du béton, ils sont découpés en panneaux de dimensions plafonnés. Ils sont séparés par des joints de construction, au minimum, mais souvent des joints de retrait et des joints de dilatation.

5.2 Données relatives au sol

Pour toute étude d'un dallage, il est indispensable d'effectuer une étude géotechnique comportant une étude préliminaire de faisabilité et une étude de faisabilité et de projet, afin

de caractériser les différentes couches du sol. Pour ce faire, il est fait appel à un géotechnicien. Avant toute réalisation du dallage, il est indispensable de déterminer le module de réaction du support K_w (module de Westergaard).

5.2.1 Evaluation du module de réaction du sol

Les essais à la plaque permettent d'évaluer la déformabilité et la compacité, sous des charges concentrées de courte durée, de la couche de terrain située immédiatement sous le dallage, sur une profondeur de l'ordre du rayon de la plaque d'essai. Mais ils ne fournissent aucune indication ni sur les propriétés du sol en profondeur, ni sur le comportement différé du terrain, et ne permettent pas d'évaluer la déformation d'un sol uniformément chargé.

On distingue différents modes d'essai :

5.2.1.1 Indice portant C.B.R.

L'indice portant C.B.R. (Californian Bearing Ratio) est déterminé in situ ou en laboratoire à partir d'un essai consistant à évaluer la résistance au poinçonnement d'un sol soumis à l'action d'un piston mû à vitesse constante. On mesure les pressions $P_{2,5}$ et P_5 (en MPa) pour 2,5 mm et 5 mm d'enfoncement du piston.

$$\frac{P_{2,5}}{0,07} \text{ et } \frac{P_5}{0,105}$$

L'indice CBR correspond au maximum des deux valeurs (p en MPa) :

La valeur du module K_w s'en déduit au moyen de l'abaque empirique ci-après (Fig. 5.2).

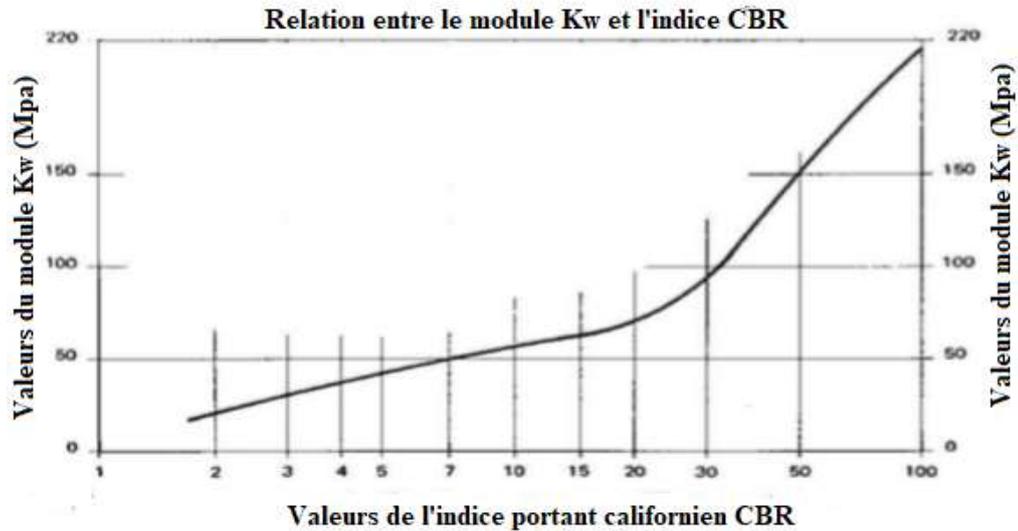


Figure 5.2. L'abaque empirique (CBR)

5.2.1.2 Essai L.C.P.C.

L'essai est destiné en fait à contrôler le compactage des remblais.

Il s'agit d'un essai de chargement à vitesse constante sur une plaque circulaire rigide de 0,60 m de diamètre, sous une pression initiale de 0,25 MPa qui donne un premier module EV1 et, après déchargement et nouveau chargement sous 0,2 MPa, un second module EV2, avec mesure de tassement. Cet essai permet d'évaluer le module de réaction Kw si l'on prévoit un palier de charge intermédiaire à 0,07 MPa, et que l'on mesure l'enfoncement e correspondant. Compte tenu de ce que l'essai est fait avec une plaque de 60 cm de diamètre, on peut calculer Kw avec la relation approximative suivante :

$$Kw = \frac{EV1}{e}$$

- D'où :
- EV1 : le module sous chargement statique à la plaque.
 - e : l'enfoncement de la plaque sous une charge de 0.07 Mpa.

5.2.1.3 Essai à la plaque de Westergaard

L'essai à la plaque permet d'évaluer la déformabilité et la compacité, sous des charges concentrées de courte durée, de la couche de terrain située immédiatement sous le dallage,

Le domaine d'application de cet essai couvre les plates-formes destinées à la construction de dallages supportant des charges statiques.

5.2.1.3.1 L'appareillage

Il comprend :

- Un massif de réaction. Sa masse doit permettre l'application d'une pression d'au moins 0,1 Mpa. Tous les points de la (ou des) surfaces d'appui du massif de réaction sur le sol doivent être situés à plus de 0,9m du bord de la plaque de chargement.
- Une plaque rigide de chargement de diamètre 600 mm, 750 mm ou 762 mm.
- Un dispositif d'application et de mesure de la charge sur la plaque. Il doit permettre :
 - D'appliquer et de maintenir sur la plaque une charge normale à la plate-forme en vue d'obtenir une pression moyenne sous la plaque de 70 Kpa. La charge est appliquée en 15 à 30 s,
 - De mesurer à 2% près la force de 4000 KN appliquée sur la plaque.
- Un dispositif de mesure de l'enfoncement de la plaque à 0.02 mm près, sa capacité doit être au moins de 10 mm. La mesure peut être réalisée :
 - Soit en un point situé à moins de 2 cm du centre de la plaque,
 - Soit en 3 point sur la périphérie de la plaque à $120^\circ \pm 10^\circ$ et à égale distance du centre de la plaque (à ± 5 mm)

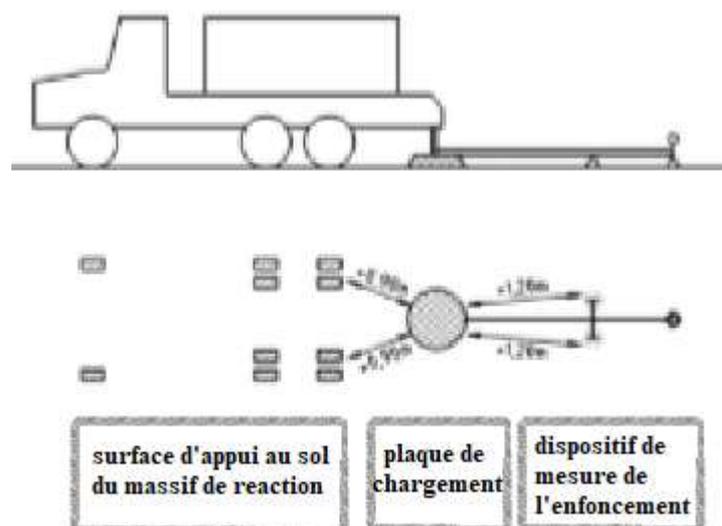


Figure 5.3. L'appareillage de l'essai de plaque.

5.2.1.3.2 L'exécution de l'essai

L'essai consiste à appliquer une contrainte 70 Kpa à 2% près correspondant pour :

- Une plaque Ø600 mm à 1979 daN.
- Une plaque Ø750 mm à 3093 daN.
- Une plaque Ø762 mm à 3192 daN.

Lorsque cette pression est atteinte, il faut attendre que l'enfoncement (e) de la plaque reste constant sur une période d'au moins 15 s. Cette valeur (e) est la moyenne des 3 valeurs mesurées.

On annule ensuite la charge.

5.2.1.3.3 Expression des résultats

Le coefficient de réaction de Westergaard K_w de la plate-forme est déterminé par la formule :

$$K_w = (P/e) \times (\text{Ø}/762) \text{ en Mpa.}$$

-P : pression moyenne exercée sous la plaque chargée, $P= 70 \text{ kpa}$

- e : enfoncement provoqué par le chargement de la plaque (mm).

-Ø : diamètre de la plaque (mm).

5.2.2 Modélisation de l'essai de Westergaard

Dans cette partie on va modéliser l'essai à la plaque de Westergaard, des résultats expérimentaux d'un essai exécuté sur un corps de remblais sous un dallage d'un projet de travaux préliminaire de terrassement complexe sidérurgique à Bellara 02 wilaya de Jijel sont

Présentés ci-dessous



Figure 5.4 Compactage de la CDF qui supporte le dallage.

Le tableau ci-dessous illustre les résultats de l'essai à la plaque de Westergaard de la CDF de la figure 5.4

Tableau 5.1. Résultat de mesure à la plaque de Westergaard de Bellara2

		Rack 79	
		Lecture (mm)	Déflexion (mm)
1 ier cycle	0,03 Mpa (vib 2 min)	0,44	0,88
	0,25 Mpa (vib 2 min)	1,60	3,20
2éme cycle	0,00 Mpa (vib 2 min)	1,12	2,24
	0,20 Mpa (vib 2 min)	1,60	3,20
		EV1 = 48,49	
		EV2 = 93,75	
		K = 1,93	
		Au palier 0,07 enfoncement mesuré de l'ordre de $e=0,324\text{mm}$	
		Le coefficient de réaction de Westergaard est donné par	
		La formule suivante :	
		$K_w = EV1/e = 149,66 \text{ Mpa} > 50 \text{ Mpa}$	
		Observation : les Résultats sont conformes.	

Nous pouvant pas modéliser l'essai ci-dessus parce que nous n'avons pas pu récupérer le rapport géotechnique du sol support et de la CDF, donc à cause du manque des données

(manque des paramètres pour modéliser), on va faire une modélisation sur l'exemple du chapitre précédent.

4.2.3 Comportement et Paramètres des matériaux

Le comportement et les paramètres du sol et de la plaque sont détaillés dans le chapitre précédent, le maillage et le modèle géométrique, les conditions aux limites, l'Initialisation des contraintes sont les même de l'application de chapitre précédent. Nous avons changé que le chargement et les phases de calcul.

4.2.3.1 Chargement

Pour le modèle de Westergaard On applique qu'un chargement avec une pression de 0.07 Mpa.

4.2.3.2 Procédure de calcul :

Pour l'essai Westerdgaard on deux phase de calcul seulement :

- **Phase 1** : Génération des contraintes initiales (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales. (Calcul plastique, stage de construction),
- **Phase 2** : Chargement de la plaque jusqu'à une pression de 0.07 Mpa, (calcul plastique, total multipliers, charge $\Sigma M_{load} = 70\text{Kpa}$)

4.2.4 Présentation et analyse des résultats :

On présente ci-dessous dans les figure 5.4 et 5.5 la valeur de l'enfoncement e provoquée par la charge de 0.07 Mpa sur la plaque :

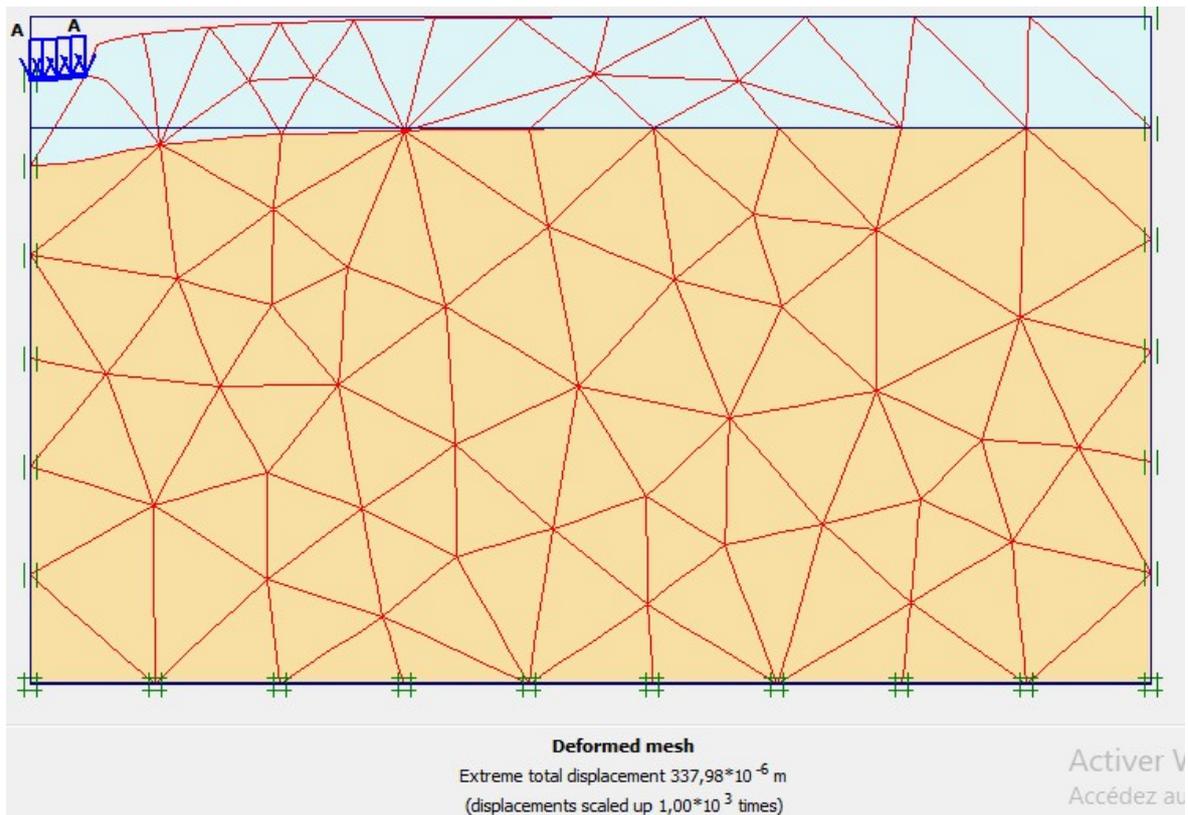


Figure 5.5. L'enfoncement vertical de la plaque de westergaard .

La figure 5.5 montre une coupe A-A' des déplacements verticaux sous la plaque :

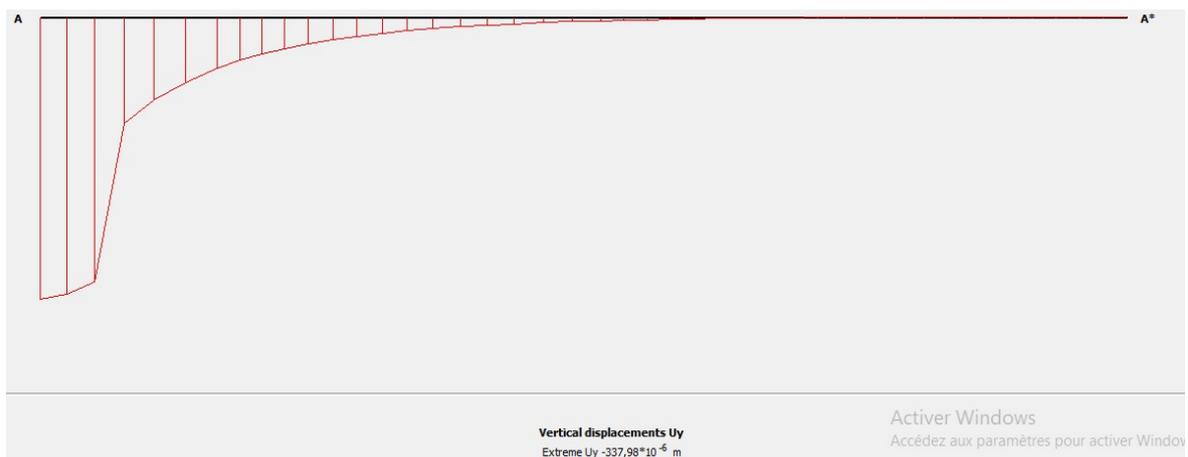


Figure 5.6. CoupeA-A' de diagramme des déformations verticaux.

4.2.4 Calcul du coefficient de réaction de Westergaard Kw

Dans cette partie on va calculer le coefficient de réaction sous chargement statique à la plaque avec une formule approximative en fonction du diamètre(\emptyset)de la plaqueutilisée et l'enfoncement verticale de la plaque (e),

4.2.4.1. Calcul de Kw en fonction du (\emptyset) et (e)

Le Kw se calcul comme suit :

$$K_w = (P/e) \times (\emptyset/762)$$

- Dans notre modélisation on a utilisé un diamètre de 600mm.
- L'enfoncement de la plaque : e = 0,343 m.
- La charge P : P= 70 Kpa.

L'application numérique nous donnent le résultat suivant :

$$K_w = (70/0,337) \times (600/762)$$

$$K_w = 163,55 \text{ Mpa/m.}$$

5.2 Conclusion

Avant toute réalisation du dallage, il est indispensable de déterminer le module de réaction du support Kw.

Si la valeur de Kw est inférieure à la valeur minimale exigée par la norme (50 Mpa pour dallage industriel), il faut interposer entre le terrain en place et le dallage une couche de forme d'au moins 20 cm d'épaisseur. Elle sera constituée de cailloux, graviers, sables, mélangés ou non, ou de matériaux tout-venant à granulométrie régulière, afin d'obtenir sous le dallage un support ayant un module de réaction supérieur à celui du terrain en place. Ce sont alors les conditions économiques locales qui fixent la constitution de la forme. Les matériaux d'apport doivent être compactables et contrôlables.

Conclusion générale

La capacité portante d'un matériau est le critère de réception des plateformes de terrassement ou encore des différentes couches constituant une chaussée, une voie ferrée, une plate-forme aéroportuaire et plateformes de dallages d'habitation et à usage industriel. L'essai de plaque reste un outil incontournable pour l'identification et la caractérisation des matériaux utilisés dans les remblais et les plateformes de chaussées.

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de cette étude sont les suivantes :

- Les résultats de la simulation numérique sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux ce qui nous permet de juger de la validité du modèle numérique adopté.
- Les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de l'augmentation du module de rigidité sur le comportement du remblai (plus de rigidité plus de résistance) les modules sous charge statique EV1 et EV2 augmentent et le rapport K ($EV2/EV1$) reste pratiquement constant, cette évidence s'explique par l'augmentation proportionnelle des deux modules le rapport K constant.
- L'influence est considérable lors de l'augmentation de l'angle de frottement, on observe que les modules sous charge statique EV1 et EV2 augmentent et l'évolution inverse de rapport K ($EV2/EV1$), c'est-à-dire le rapport diminue et donc on obtient un bon compactage.
- L'influence de la hauteur du remblai sur la qualité du compactage est très significative, le rapport K augmente considérablement, ce qui signifie que le bon compactage est obtenu pour des remblais qui ont une faible épaisseur.
- Les cas d'étude traités dans ce mémoire sont conformes aux normes de géotechnique routiers en vigueur, tous les modules sous chargement statique EV2 sont supérieurs à 50 et tous les rapports de qualité du compactage sont inférieurs à 2
- On a mis en évidence l'influence du module EV2 sur le dimensionnement du corps de chaussée, plus le module augmente plus l'épaisseur du corps de chaussée diminue.
- On signale l'importance du rapport K de la qualité du compactage du remblai, donc dans le cas échéant où il est supérieur à 2 il y a lieu de changer le matériau ou de le traiter.

- Finalement La validation du modèle numérique, avec des résultats expérimentaux et l'établissement d'un modèle numérique réel représentatif d'un sol, donnent des résultats nettement plus satisfaisants avec le modèle de Mohr-Coulomb
- Les résultats de la modélisation numérique des essais de plaque sur les remblais de l'autoroute Est/Ouest et la pénétrante sont globalement très satisfaisants. Ces résultats encourageants demandent à être confirmés pour d'autres matériaux et d'autres modèles

Tableau A.1.Sols fins (classe A)

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	
D _{max} ≤ 50mm et tamisat à 80µm > 35 %	A sols fins	VBS ≤ 2,5 ou I _p ≤ 12	A ₁	Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur w _n est proche de w _{lim} . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.	IPI ≤ 3 ou w _n ≥ 1,25 w _{lim}	A ₁ th	
					3 < IPI ≤ 6 ou 1,10 w _{lim} ≤ w _n < 1,25 w _{lim}	A ₁ h	
					6 < IPI ≤ 25 ou 0,9 w _{lim} ≤ w _n < 1,10 w _{lim}	A ₁ m	
					0,7 w _{lim} ≤ w _n < 0,9 w _{lim}	A ₁ s	
				w _n < 0,7 w _{lim}	A ₁ ts		
			12 < I _p ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A ₂	Le caractère moyen des sols de cette sous - classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement (si la teneur en eau n'est pas trop élevée). Dès que l'Ip atteint des valeurs ≥ 12, il constitue le critère d'identification le mieux adapté.	IPI ≤ 2 ou Ic ≤ 0,9 ou w _n ≥ 1,3 w _{lim}	A ₂ th
					2 < IPI ≤ 5 ou 0,9 < Ic ≤ 1,05 ou 1,1 w _{lim} ≤ w _n < 1,3 w _{lim}	A ₂ h	
					5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < Ic ≤ 1,2 ou 0,9 w _{lim} ≤ w _n < 1,1 w _{lim}	A ₂ m	
					1,2 < Ic ≤ 1,4 ou 0,7 w _{lim} ≤ w _n < 0,9 w _{lim}	A ₂ s	
					Ic > 1,4 ou w _n < 0,7 w _{lim}	A ₂ ts	
			25 < I _p ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A ₃	Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier (et de manipulation en laboratoire). Leur perméabilité très réduite rend leurs variations de teneur en eau très lentes, en place. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance.	IPI ≤ 10 ou Ic ≤ 0,8 ou w _n ≥ 1,4 w _{lim}	A ₃ th
					1 < IPI ≤ 3 ou 0,8 < Ic ≤ 1 ou 1,2 w _{lim} ≤ w _n < 1,4 w _{lim}	A ₃ h	
					3 < IPI ≤ 10 ou 1 < Ic ≤ 1,15 ou 0,9 w _{lim} ≤ w _n < 1,2 w _{lim}	A ₃ m	
					1,15 < Ic ≤ 1,3 ou 0,7 w _{lim} ≤ w _n < 0,9 w _{lim}	A ₃ s	
					Ic > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{lim}	A ₃ ts	
				I _p > 40 ou VBS > 8	A ₄	Ces sols sont très cohérents et presque imperméables : s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai ou en couche de forme n'est normalement pas envisagé mais il peut éventuellement être décidé à l'appui d'une étude spécifique s'appuyant notamment sur des essais en vraie grandeur.	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique.
		A ₄ h					
		A ₄ m					
		A ₄ s					

Tableau A.2. Sols sableux et graveleux avec fines (classe B)

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement						
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe				
D _{max} ≤ 50 mm et tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	- tamisat à 80 μm ≤ 12% - tamisat à 2 mm > 70% - 0,1 < VBS ≤ 0,2 ou ES > 35	B ₁ Sables silteux...	Matériaux sableux généralement insensibles à l'eau. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe...), cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essais,...). Leur emploi en couche de forme nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS).			FS ≤ 60	B ₁₁				
							FS > 60	B ₁₂				
		- tamisat à 80 μm ≤ 12% - tamisat à 2 mm > 70% - VBS > 0,2 ou ES ≤ 35	B ₂ Sables argileux (peu argileux)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Leur temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est court, tout en pouvant varier assez largement (fonction de perméabilité). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe et mis en dépôt provisoire, ils conservent un état hydrique "humide" à "très humide"; il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS).			IPI ≤ 4 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₂ th	FS ≤ 60	B ₂₁ th		
									FS > 60	B ₂₂ th		
									4 < IPI ≤ 8 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₂ h	FS ≤ 60	B ₂₁ h
											FS > 60	B ₂₂ h
									0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₂ m	FS ≤ 60	B ₂₁ m
											FS > 60	B ₂₂ m
		0,5 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₂ s	FS ≤ 60	B ₂₁ s							
				FS > 60	B ₂₂ s							
		w _n < 0,5 w _{OPN}	B ₂ ts	FS ≤ 60	B ₂₁ ts							
				FS > 60	B ₂₂ ts							
- tamisat à 80 μm ≤ 12% - tamisat à 2 mm ≥ 70% - 0,1 < VBS ≤ 0,2 ou ES > 25	B ₃ Graves silteuses...	Matériaux graveleux généralement insensibles à l'eau. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe...), cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essai,...). Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès, LA, et Micro Deval en présence d'eau, MDE).					LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₃₁				
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₃₂				

Tableau A.3. Sols sableux et graveleux avec fines (classe B suite)

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →								
← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →								
Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D _{max} ≤ 50 mm et tamisat à 80 µm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	- tamisat à 60 µm ≤ 12% - tamisat à 2 mm ≤ 70% - VBS > 0,2 ou ES ≤ 25	B ₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Ils sont plus graveleux que les sols B ₅ et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	IP _I ≤ 7 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₄ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ th
					7 < IP _I ≤ 15 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₄ h	LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ th
					0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₄ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ h
					0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₄ s	LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ h
					w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₄ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ m
						B ₄ ts	LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ m
		- tamisat à 60 µm compris entre 12 et 35% - VBS ≤ 1,5 ou I _p ≤ 12	B ₅ Sables et graves très siteux...	La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A ₁ . Pour la même raison qu'indiquée à propos des sols A ₁ , il y a lieu de préférer le critère VBS au critère I _p , pour l'identification des sols B ₅ . Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite de connaître leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	IP _I ≤ 5 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₅ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ th
					5 < IP _I ≤ 12 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₅ h	LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ th
					12 < IP _I ≤ 30 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₅ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ h
					0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₅ s	LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ h
					w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₅ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ m
						B ₅ ts	LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ m
		- tamisat à 60 µm compris entre 12 et 35% - VBS > 1,5 ou I _p > 12	B ₆ Sables et graves, argileux à très argileux	L'influence des fines est prépondérante ; le comportement du sol se rapproche de celui du sol fin ayant même plasticité que les fines du sol avec toutefois une plus grande sensibilité à l'eau due à la présence de la fraction sableuse en plus grande quantité.	IP _I ≤ 4 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN} ou I _c ≤ 0,8	B ₆ th		
					4 < IP _I ≤ 10 ou 0,8 < I _c ≤ 1 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN}	B ₆ h		
					10 < IP _I ≤ 25 ou 1 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN}	B ₆ m		
					0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} ou 1,2 < I _c ≤ 1,3	B ₆ s		
					w _n < 0,7 w _{OPN} ou I _c > 1,3	B ₆ ts		

Tableau A.4.Sols comportant des fines et des gros éléments (classe c)

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique et le comportement									
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux										
<p>$D_{max} > 50\text{mm}$ et tamisat à $80\ \mu\text{m} > 12\%$ ou si le tamisat à $80\ \mu\text{m} \leq 12\%$ a VBS est $> 0,1$</p>	<p>C Sols comportant des fines et des gros éléments</p>	<p>Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A</p>	<p>C_1A_1 Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>	<p>Le comportement des sols de cette classe peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm. L'évaluation de la proportion de la fraction 0/50 mm est cependant nécessaire dans le cas des sols constitués d'éléments anguleux. Celle-ci peut se faire visuellement par un géotechnicien expérimenté dès que le D_{max} du sol dépasse 200 mm. L'identification des sols de cette classe doit être précisée à l'aide d'un double symbole de type $C_1(A_1)$ ou $C_1(B_1)$, A_1 ou B_1 étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré.</p>	<p>Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B. Les différentes sous-classes composant la classe C sont :</p> <table border="1"> <tr> <td>C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4</td> <td>C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4</td> <td>état th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{21} C_1B_{22}</td> <td>C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{21} C_2B_{22}</td> <td>Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique</td> </tr> <tr> <td>C_1B_{21} C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6</td> <td>C_2B_{21} C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6</td> <td>état th, h, m, s ou ts</td> </tr> </table>	C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4	C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4	état th, h, m, s ou ts	C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{21} C_1B_{22}	C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{21} C_2B_{22}	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique	C_1B_{21} C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6	C_2B_{21} C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6	état th, h, m, s ou ts
		C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4	C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4	état th, h, m, s ou ts										
		C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{21} C_1B_{22}	C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{21} C_2B_{22}	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique										
		C_1B_{21} C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6	C_2B_{21} C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6	état th, h, m, s ou ts										
<p>Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B</p>	<p>C_1B_1 Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>	<p>On peut encore très utilement compléter cette identification en indiquant la valeur du D_{max} présent dans le sol. Ainsi, par exemple, un sol classé : $C_1^{400}(A_1)$ correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments $< 50\text{mm}$, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0/50 mm est de type A_1.</p>												
<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A.</p>	<p>C_2A_1 Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>	<p>Le comportement des sols de cette classe dépend aussi de la fraction 50/D présente et ne peut plus être assimilé à celui de la seule fraction 0/50 mm. L'importance de cette influence est toujours difficile à évaluer (fonction de la continuité granulométrique et de l'angularité des éléments grenus) en raison des difficultés pratiques qu'il y a à réaliser des essais de laboratoire sur ces matériaux. Il est néanmoins utile, comme pour les C_1, de préciser l'identification des sols de cette classe à l'aide d'un double symbole de type $C_2(A_1)$ ou $C_2(B_1)$, A_1 ou B_1 étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré.</p>												
<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B.</p>	<p>C_2B_1 Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>	<p>De même cette identification pourra être très utilement complétée par l'indication du D_{max} présent dans le sol (Cf. classe C_1). Des essais en semi ou vraie grandeur seront souvent nécessaires pour caler l'interprétation des mesures réalisées sur la fraction 0/50 mm.</p>												

Tableau A.5. Sols insensibles à l'eau (classe D)

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →								
← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →								
Classement selon nature					Classement selon le comportement			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Valeurs seuils retenues		Sous-classe	
VBS ≤ 0,1 et Tamisat à 80 µm ≤ 12%	D Sols insensibles à l'eau	D _{max} ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D ₁	Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	Ces sols sont sans cohésion et perméables. Leur granulométrie, souvent mal graduée et de petit calibre, les rend très érodables et d'une "traficabilité" difficile.	Leur emploi en couche de forme sans traitement aux LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou micro Deval en présence d'eau, MDE) ou friabilité des sables (FS).	FS ≤ 60	D ₁₁
			FS > 60	D ₁₂				
		D _{max} ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D ₂	Graves alluvionnaires propres, sables...	Ces sols sont sans cohésion et perméables. Après compactage ils sont d'autant moins érodables et d'autant plus aptes à supporter le trafic qu'ils sont bien gradués.		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
			LA > 45 ou MDE > 45	D ₂₂				
		D _{max} > 50 mm	D ₃	Graves alluvionnaires propres...	Matériaux sans cohésion et perméables, inadaptés au malaxage en vue d'un traitement répondant à une qualité "couche de forme". En partie supérieure des terrassements ils peuvent poser des problèmes de réglage, de traficabilité et d'exécution de tranchées diverses.		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁
							LA > 45 ou MDE > 45	D ₃₂

Tableau A.6. Matériaux rocheux (classe R)

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique et le comportement		
Nature pétrographique de la roche		Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe	
Roches sédimentaires	Roches carbonatées	<p>R₁ Craie</p> <p>La craie est un empilement de particules de calcite dont les dimensions sont de l'ordre de 1 à 10µm. Cet empilement constitue une structure d'autant plus fragile que la porosité est grande (ou inversement que la densité sèche est faible). Les mesures et constatations de chantier ont montré qu'au cours des opérations de terrassement, il y a formation d'une quantité de fines en relation directe avec la fragilité de l'empilement. Lorsque la craie se trouve dans un état saturé ou proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites, leur conférant le comportement d'une pâte, qui s'étend rapidement à l'ensemble du matériau, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les ouvrages. Inversement, lorsque la teneur en eau est faible, la craie devient un matériau rigide, très portant mais difficile à compacter. Enfin, certaines craies peu denses et très humides, peuvent continuer à se fragmenter, après mise en œuvre, sous l'effet des contraintes mécaniques et du gel, principalement.</p>	$\rho_d > 1,7$	craie dense	R ₁₁
			$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $w_n \geq 27$	craie de densité moyenne	R _{12h}
			$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $22 \leq w_n < 27$		R _{12m}
			$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $18 \leq w_n < 22$		R _{12s}
			$1,5 < \rho_d \leq 1,7$ et $w_n < 18$		R _{12ts}
			$\rho_d \leq 1,5$ et $w_n \geq 31$	craie peu dense	R _{13th}
			$\rho_d \leq 1,5$ et $26 \leq w_n < 31$		R _{13h}
			$\rho_d \leq 1,5$ et $21 \leq w_n < 26$		R _{13m}
			$\rho_d \leq 1,5$ et $16 \leq w_n < 21$		R _{13s}
			$\rho_d \leq 1,5$ et $w_n < 16$		R _{13ts}
Roches sédimentaires	Roches carbonatées	<p>R₂ Calcaires rocheux divers</p> <p>Ex : - calcaires grossiers - travertins - tufs et encroûtements, etc...</p> <p>Cette classe regroupe l'ensemble de la gamme des matériaux calcaires rocheux. Leurs caractéristiques prédominantes, vis-à-vis de leur utilisation dans des remblais ou des couches de forme, sont la friabilité et éventuellement, pour les plus fragmentables d'entre eux, la gélivité. D'une manière générale, ces matériaux ne sont pas des matériaux rocheux évolutifs et ne posent pas de problèmes particuliers dans leur emploi en remblai. En couche de forme, leur friabilité peut conduire, par attrition ou désagrégation, à la formation de fines pouvant conférer à l'ensemble du matériau un comportement sensible à l'eau sous circulation des engins.</p>	MDE ≤ 45	calcaire dur	R ₂₁
			MDE > 45 et $\rho_d > 1,8$	calcaire de densité moyenne	R ₂₂
			$\rho_d \leq 1,8$	calcaire fragmentable	R ₂₃

Tableau A.7. Matériaux rocheux (classe R suite)

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique et le comportement		
Nature pétrographique de la roche		Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe	
Roches sédimentaires	Roches argileuses	R_3 Marnes Schistes sédimentaires Argilites Pelites	$FR \leq 7$ et $DG > 20$	Roche argileuse : peu fragmentable, très dégradables R_{31}	
			$FR \leq 7$ et $5 < DG \leq 20$	Roche argileuse peu fragmentable, moyen ¹ dégradables R_{32}	
			$FR \leq 7$ et $DG \leq 5$	Roche argileuse : peu fragmentable, peu dégradables R_{33}	
			$FR > 7$ et $\begin{cases} w_n \geq 1,3 w_{OPN} \\ \text{OU } IPI < 2 \end{cases}$	Roche argileuse fragmentable R_{34}	
			$FR > 7$ et $\begin{cases} 1,1 w_{OPN} \leq w_n < 1,3 w_{OPN} \\ \text{OU } 2 \leq IPI < 5 \end{cases}$		
			$FR > 7$ et $0,9 w_{OPN} \leq w_n < 1,1 w_{OPN}$		
			$FR > 7$ et $0,7 w_{OPN} \leq w_n < 0,9 w_{OPN}$		
	$FR > 7$ et $w_n < 0,7 w_{OPN}$				
	$FR > 7$ et $w_n < 0,7 w_{OPN}$				
	Roches siliceuses	R_4 Grès Poudingues Brèches	Les matériaux de cette classe peuvent être assimilés à des conglomérats de grains de sable (cas des grès) ou de galets (cas des brèches et poudingues), liés entre eux par un ciment naturel de silice ou de calcite. La résistance plus ou moins grande de cette cimentation confère à ces matériaux des comportements variables (risques de réarrangements après mise en œuvre lorsqu'ils ne sont pas suffisamment compactés, en particulier). Si ces roches sont très fragmentables, leur évolution ultime s'arrête aux grains élémentaires cimentés. Certaines d'entre elles contiennent également une fraction argileuse suffisante pour leur conférer un comportement voisin des matériaux de la classe R_{34} .	$LA \leq 45$ et $MDE \leq 45$	Roches siliceuses dures R_{41}
			$LA > 45$ ou $MDE > 45$ et $FR \leq 7$	Roches siliceuses de dureté moyenne R_{42}	
			$FR > 7$	Roches siliceuses fragmentables R_{43}	
	Roches salines	R_5 Gypse Sel gemme Anhydrite	Du point de vue mécanique, les matériaux de cette classe s'apparentent à ceux des classes R_2 et R_3 , mais en outre ils sont plus ou moins solubles dans l'eau et induisent, de ce fait, dans les ouvrages, des risques de désordre qui seront d'autant plus grands que : - la solubilité du sel soluble est grande, - sa proportion contenue dans l'ensemble du matériau est élevée, - la fragmentabilité à la mise en œuvre est faible (grande perméabilité de l'ouvrage).	teneur en sel soluble $\begin{cases} \leq 5 \text{ à } 10\% \text{ dans le cas du sel gemme}^* \\ \leq 30 \text{ à } 50\% \text{ dans le cas du gypse}^* \end{cases}$	Roches salines peu solubles R_{51}
teneur en sel soluble $\begin{cases} > 5 \text{ à } 10\% \text{ dans le cas du sel gemme}^* \\ > 30 \text{ à } 50\% \text{ dans le cas du gypse}^* \end{cases}$				Roches salines très solubles R_{52}	
* suivant que la fragmentabilité est plus ou moins grande					

Tableau A.8. Matériaux rocheux (classe R suite)

Classement selon la nature		Classement selon le comportement			
Nature pétrographique de la roche		Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe	
Roches magmatiques et métamorphiques	R_c Granite, basalte, trachyte, andésite... Gneiss, schistes métamorphiques, schistes ardoisiers...	Les matériaux entrant dans cette classe peuvent avoir des caractéristiques mécaniques très différentes ; en particulier, leur fragmentabilité et leur friabilité peuvent varier très largement (de faible à très élevée). Les matériaux de la classe R_{c1} et la majorité de ceux de la classe R_{c2} ne s'altèrent pas au sein des ouvrages, sous l'effet des contraintes mécaniques et de l'eau ; mais en revanche, ceux de la classe R_{c3} ont un comportement voisin des classes R_{m1} ou R_{m2} .	LA \leq 45 et MDE \leq 45	Roches magmatiques et métamorphiques dures	R_{c1}
			LA > 45 ou MDE > 45 et FR \leq 7	Roches magmatiques et métamorphiques de dureté moyenne	R_{c2}
			FR > 7	Roches magmatiques et métamorphiques fragmentables ou altérées	R_{c3}

Tableau A.9.Sols organiquessous-produits industriels (Classe F)

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
<p>F₁</p> <p>Matériaux naturels renfermant des matières organiques.</p> <p>Ex : terres végétales, humus forestier, vases, tourbes...</p>	<p>La présence de ces matériaux est relativement localisée dans des lieux faciles à identifier ; les plus organiques d'entre eux sont facilement reconnaissables à leur couleur noirâtre et à leur odeur caractéristique.</p> <p>Leurs possibilités d'emploi dans les ouvrages de génie civil dépend de leur teneur en matières organiques.</p>	<p>Le paramètre caractéristique de ces matériaux est leur teneur en matières organiques (% MO). Ensuite, il y a lieu de prendre en compte leur comportement géotechnique, au travers des paramètres retenus pour classer les sols en A, B ou C.</p>	$3 \leq \% MO \leq 10$	<p>F₁₁</p> <p>matériaux faiblement organiques : terres végétales, vases,...</p>
			$\% MO > 10$	<p>F₁₂</p> <p>matériaux fortement organiques : humus forestier, tourbes,...</p>
<p>F₂</p> <p>Cendres volantes silico-alumineuses de centrales thermiques</p>	<p>Ces matériaux constituent le résidu de la combustion du charbon dans des centrales thermiques. Ce sont des matériaux constitués d'éléments fins ($60\% < 80\mu\text{m}$), relativement homogènes, sphériques, poreux, mais ne présentant aucune plasticité. De ce fait, ils sont sensiblement moins denses que les sols, relativement drainants, et présentent une portance satisfaisante jusqu'à des teneurs en eau dépassant largement la w_{opt}. Toutefois, au-delà d'une teneur en eau limite, leur portance chute de manière extrêmement brutale.</p>	<p>Le paramètre caractéristique de ces matériaux est le rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal.</p>	$IPI \leq 4$ ou $w_n \geq 1,3 w_{opt}$	<p>F_{2jh}</p> <p>Cendres volantes très humides</p>
			$4 < IPI \leq 10$ $1,2 w_{opt} \leq w_n < 1,3 w_{opt}$	<p>F_{2jh}</p> <p>Cendres volantes humides</p>
			$0,85 w_{opt} \leq w_n < 1,2 w_{opt}$	<p>F_{2jm}</p> <p>Cendres volantes à teneur en eau moyenne</p>
			$0,75 w_{opt} \leq w_n < 0,85 w_{opt}$	<p>F_{2js}</p> <p>Cendres volantes sèches</p>
			$w_n < 0,75 w_{opt}$	<p>F_{2jts}</p> <p>Cendres volantes très sèches</p>
<p>F₃</p> <p>Schistes houillers</p>	<p>Ces matériaux proviennent des résidus de l'extraction du charbon ; ils sont stockés depuis plusieurs décennies, voire plus d'un siècle dans des terrils à proximité des mines de charbon. Certains d'entre eux ont subi une auto-combustion provoquée par la pyrolyse du charbon résiduel, sous l'action combinée de la pression des terres, de la réaction exothermique de l'eau sur les pyrites et d'un événement extérieur (foudre en général) provoquant l'inflammation. Les schistes brûlés ont des propriétés géotechniques qui s'apparentent à celles des sols et des matériaux rocheux insensibles à l'eau. Les schistes non brûlés s'apparentent assez généralement aux sols sensibles à l'eau.</p>	<p>Le paramètre déterminant pour ces matériaux, est le fait qu'ils aient subi, ou non, une combustion une fois mis en terrils.</p>	<p>Ces schistes sont reconnaissables à leur couleur de rouge à violet</p>	<p>F₃₁</p> <p>Schistes houillers totalement brûlés</p>
			<p>Ces schistes sont reconnaissables à leur couleur de noir à orange</p>	<p>F₃₂</p> <p>Schistes houillers incomplètement ou non brûlés</p>

Tableau A.10.Sols organiques sous-produits industriels (Classe F suite)

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
F ₄ Schistes des mines de potasse	Ces matériaux proviennent des résidus de l'extraction des minerais de potasse. Ils sont stockés à proximité des mines depuis plusieurs décennies. Ils contiennent une proportion variable de chlorure de sodium (de 5% pour les résidus produits actuellement, jusqu'à 20% pour les résidus stockés). Du point de vue géotechnique, leur comportement à la mise en œuvre peut en grande partie se comparer à celui des sols des classes B ₂ et B ₃ (éventuellement A, et A ₁). A moyen et long terme, ce comportement présente deux particularités intéressantes : - apparition d'une rigidification du fait d'une prise due à la présence d'anhydrite (dans le cas des schistes de fraîche production) - absence de gonflement au gel, due au NaCl présent.	Le paramètre déterminant pour ces matériaux est leur teneur en chlorure de sodium qui détermine les risques de dissolution et de pollution. Ensuite, il y a lieu de prendre en compte leur comportement au travers des paramètres retenus pour classer les sols.	% NaCl ≤ 10	F ₄₁ Schistes des mines de potasse à faible teneur en NaCl
			% NaCl > 10	F ₄₂ Schistes des mines de potasse à forte teneur en NaCl
F ₅ Phosphogypse	Il s'agit d'un gypse artificiel, sous-produit de la fabrication des engrais phosphatés, stockés par voie hydraulique à proximité des unités de fabrication. Du point de vue géotechnique, on peut approximativement comparer son comportement à celui d'un sable fin, anguleux, très propre mais très friable. Du point de vue chimique, il s'agit d'un matériau légèrement soluble dans l'eau (2 g/l) qui renferme certains composés plus ou moins toxiques, mais dont la toxicité peut être quasi annulée par un traitement de neutralisation chimique à la chaux. L'utilisation à proximité d'ouvrages en béton, en arase terrassement et dans les parties de remblai situées en zones inondables, est en général à proscrire (risques de formation d'ettringite ou de dissolution).	Les paramètres déterminants pour ce matériau sont : - le fait qu'il soit ou non neutralisé chimiquement par de la chaux, - la granularité définie par le D ₅₀ , - la teneur en eau.	D ₅₀ > 80µm w _n ≥ 1,20 w _{CFM}	F _{51h} Phosphogypse grossier neutralisé à la chaux, à teneur en eau élevée
			D ₅₀ > 80µm w _n < 1,20 w _{CFM}	F _{51m et s} Phosphogypse grossier neutralisé à la chaux, à teneur en eau faible ou moyenne
			D ₅₀ ≤ 80µm	F ₅₂ Phosphogypse fin et phosphogypse grossier non neutralisé
F ₆ Mâchefers d'incinération des ordures ménagères	Ces matériaux peuvent avoir des compositions assez variables dans le temps et suivant la technologie des usines de fabrication. En particulier, leur teneur en matières putrescibles peut varier de 2 à 25 % suivant le degré d'incinération, et leur teneur en éléments métalliques de 5 à 25 % suivant que le matériau a subi ou non, un traitement de démétallisation (triage magnétique, le plus souvent). Il convient également de connaître leurs teneurs en éléments toxiques solubles. Les cendres volantes, provenant du traitement des fumées de combustion, ne doivent en aucun cas être mélangées aux mâchefers, sous peine de supprimer toute possibilité de les réutiliser en technique routière (risques élevés de pollution). Après stockage de plusieurs mois, il se développe une prise qui leur confère un comportement de matériau rocheux tendre (R ₄₂). D'une manière générale, il convient d'éviter l'utilisation de ces matériaux au contact des ouvrages d'art et dans les zones inondables.	Les paramètres déterminants pour ces matériaux sont : - le degré d'incinération mesuré par la perte au feu à 500°C (PF) - le fait qu'ils aient subi ou non une élaboration (déferrailage, criblage, homogénéisation) et un stockage de plusieurs mois, - leurs teneurs en éléments toxiques solubles.	PF ≤ 5% Teneurs en éléments toxiques solubles inférieures aux valeurs maximales autorisées par la réglementation en vigueur.	F ₆₁ Mâchefers bien incinérés criblés, déferrailés, peu chargés en éléments toxiques solubles et stockés durant plusieurs mois
			F ₆₂ idem F ₆₁ , mais de fraîche production	F ₆₂ Idem F ₆₁ , mais de fraîche production
			PF > 5% Teneurs en éléments toxiques solubles supérieures aux valeurs maximales autorisées par la réglementation en vigueur.	F ₆₃ Mâchefers mal incinérés ou n'ayant subi aucune élaboration ou fortement chargés en éléments toxiques solubles

Tableau A.11.Sols organiques sous-produits industriels (Classe F suite)

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
F ₇ Matériaux de démolition	Ces matériaux ont des compositions extrêmement variables du fait de la disparité de leurs origines et du type de collecte (sélective ou non) appliquée pour les rassembler. Leur identification doit résulter à la fois de l'observation visuelle des stocks (avec exécution de tranchée de reconnaissance, si nécessaire) et d'une enquête sur les origines de la constitution de ces stocks. Leur emploi induit toujours certains risques de gonflement du fait de la présence d'éléments indésirables comme en particulier du plâtre.	Les paramètres déterminants pour ces matériaux sont : - la présence d'éléments putrescibles et de plâtre, - l'exécution d'une opération d'élaboration (criblage, concassage, homogénéisation,...).	Evaluation visuelle	F ₇₁ Matériaux de démolition, sans plâtre, épurés des éléments putrescibles, concassés, criblés, déterrillés, homogénéisés
			Evaluation visuelle	F ₇₂ Idem F ₇₁ , mais pouvant contenir du plâtre
			Evaluation visuelle	F ₇₃ Matériaux de démolition non épurés des éléments putrescibles ou non déterrillés et non criblés
F ₈ Laitiers des hauts-fourneaux	Ces matériaux sont des sous-produits de fabrication de la fonte. Leurs caractéristiques géotechniques diffèrent selon le processus de refroidissement utilisé : eau sous pression pour le laitier granulé, eau et air pour le laitier bouleté, air comprimé pour le laitier expansé, refroidissement dans l'air ambiant pour le laitier cristallisé. Le comportement des trois premiers types de laitier s'apparente à celui de sables ou de graves plus ou moins friables, alors que le laitier cristallisé a un comportement de matériau rocheux. Ce sont, à l'origine, des matériaux insensibles à l'eau, mais qui se retrouvent souvent mélangés dans les terrils à d'autres matériaux sensibles à l'eau, tels que des stériles de minerai de fer, par exemple. Ces matériaux peuvent dans certaines circonstances encore mal identifiées générer des gonflements inacceptables.			
F ₉ Autres déchets et sous-produits industriels	Il s'agit, par exemple, des laitiers d'aciérie ou d'autre origine sidérurgique, des sables de fonderie, de certains déchets de l'industrie chimique et pétrochimique, etc... La possibilité de réutilisation de ces matériaux particuliers dans des remblais ou des couches de forme, doit, pour chaque cas, faire l'objet d'une étude spécifique, comportant trois aspects : - technique, pour la garantie de stabilité des ouvrages construits, - écologique, pour les risques de diffusion de la pollution, - économique, pour la comparaison avec les matériaux naturels concurrents.			

Les paramètres inscrits en caractères gras sont ceux dont le choix est à privilégier

Références :

- 1- **Loana Maria ARSENIE**, Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue, Thèse de doctorat, département de génie civil université de STRASBOURG.
- 2- **Pierre ROSSI, Ludovic GAVOIS et Guy RAOUL**, Classification des matériaux.
- 2- **Mohamed KHEMISSA**, Classification française des sols fins et des matériaux rocheux évolutifs utilisés en construction routière.
- 3- **Guide des Terrassements Routiers (GTR)**, Fascicule 1 et 2, réalisation des remblais et des couches de formes.
- 4- **Farida ACHIR, Maliza MEDJOU DJ**, Etude géotechnique d'un tronçon de la pénétrante autoroutière reliant le port de Béjaia à l'autoroute est-ouest. Thèse de master, département de génie civil, université de Béjaia .
- 5- **Boubakeur YKHLEF**, Identification et analyse des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la réalisation de l'autoroute est/ouest tronçon Constantine-Annaba, (modélisation des essais de plaque), thèse de magister, département de génie civil, université de Batna.
- 6- **BOURIB Moussa**, Analyse de la portance des plate-forme de chaussées apport des essais de plaques, thèse de master, département de génie civil, université de Jijel.
- 7- **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS version 8, scientific manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- 8- **BOUASSIDA Yosra**, Modélisation du comportement des dallages industriels, Thèse de doctorat, département de génie civil, école des ponts Paristech.
- 9- [LCPC ,2008] LCPC. Portance des plates-formes Mesure du module en continu par leportancemètre. Guide technique, LCPC ,2008.
- 10- [UNIV, QUEBEC ,2007] École de technologie supérieure. Sols et granulats jean Harrison.
- 11- [ECTRAFRANCE ,2014]. Délectographe la croix. Mesure de la déflexion.
- 12- CLUB LABOFRACE, 2013] Compte-rendu de la journée d'échanges entre techniciens dans les locaux du SECTI (70) du mardi 28 mai 2013.

- 13- Catalogue des structures types de chaussées neuves, :ministres de l'équipement des transports et du logement LCPC, SETRA, Bagneux, 1998. Paris
- 14- [NORME] : Module sous chargement statique à la plaque (EV2)(NF P 94-117-1).
- 15- [NORME] : Module sous chargement dynamique (NF P 94-117-2).
- 16- [NORME] : La masse volumique d'un matériau en place Méthode au densitomètre à membrane (NF P 94-061-2).
- 17- [NORME] : Masse volumique en place – Méthode au gammadensimètre a' point (NF P 94-061-1).
- 18- [NORME] :Dallages- Conception, calcul et exécution. AFNOR (mars 2005) + Amendements A1 (mai 2007) (NF P 11-213)
- 19- Site du laboratoire indépendant expert en géotechnique et travaux public www.AGGERIS.fr
- 20- [Norme] : Analyse Granulométrique (NF P 94-056) éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour Europe cedex 7 92049 paris la défense.
- 21- [NORME] : Limites d'Atterberg : WL, WP, Ip et Ic (NF P 94-051) éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour Europe cedex 7 92049 paris la défense.
- 22- [NORME] : Valeur au Bleu de Méthylène d'un Sol (VBS) (NF P 94-068) éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour Europe cedex 7 92049 paris la défense.
- 23- [Norme] granulats, essai los angeles décembre 1990 (NF P 18-573à).
- 24- [Norme] granulats, essai d'usure micro- deval, décembre (1990 NF P 18-572).
- 25- [Norme] portance des plates-formes coefficient de réaction de Westergaard sous chargement statique d'une plaque (kw) (NF P 94-117-3)

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous remercions tout d'abord Dieu, le tout puissant de nous avoir accordé santé, courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Ce travail a été réalisé sous la direction de **Mr. BELMERABET Abdelouahab**, Enseignant à l'Université de Jijel, a qui nous exprimons notre profonde gratitude pour l'attention portée pour l'élaboration de ce mémoire, ses orientations, ses précieuses contributions, sa disponibilité et pour tous ses efforts.*

Nous exprimons notre gratitude à tous les enseignants qui nous ont aidé et enseigné durant notre parcours universitaire.

Nous remercions et exprimons notre reconnaissance aux membres du jury pour l'honneur qu'ils font en acceptant de juger ce modeste travail.

Nous remercions également tous ceux qui nous ont aidé et soutenu de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers

A ma chère mère

A mon meilleur : mon père le plus beau et bon de tous les pères

A tout ma petite famille

A tout ma famille BOUSSOUSSOU de près ou de loin

A tous mes amis Abderaouf, yaakoub, imad

A mon encadreur Belmerabet Abdelouahab

A mon collègue Karim

A Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

WALID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers

A ma chère mère

A mon meilleur : mon père le plus beau et bon de tous les pères

A tout ma petite famille Hamid, Mohamed et Amina

A tout ma famille ZEGHOUANE et DROUA de près ou de loin

*A tous mes amis Sohieb, Amir, Bachir, Ayoub, Nazim, Yasser, Mehdi
...ect*

A mon encadreur Belmerabet Abdelouahab

A mon collègue Walid

A Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

KARIM

Résumé

La mesure de la déformabilité d'un massif de sol est un élément important pour apprécier les possibilités de mise en œuvre et de compactage des couches supérieures. L'essai de plaque est un outil incontournable pour le contrôle de la portance des plateformes routières, ferroviaires et aéroportuaires. Il consiste à mesurer le déplacement vertical du point de la surface du sol situé à l'aplomb du centre de gravité d'une plaque rigide chargée appelé déflexion. Il fournit quatre paramètres importants qui sont le module EV1 qui caractérise la déformabilité du remblai dans l'état de compacité où il se trouve, le module EV2 qui permet d'apprécier la déformabilité au cours des chargements successifs, le rapport k (EV2/EV1) qui caractérise la qualité du compactage et en fin le KW qui apprécie la qualité de portance des plates-formes des dallages d'habitation ou à usage industriel.

Mots clés

Essai de plaque, portance, compactage, dallage, Westergaard

Abstract

The measurement of the deformability of a soil mass is an important element to appreciate the possibilities of implementation and compaction of the upper layers. The plate test is an essential tool for the control of the lift of road, rail and airport platforms. It consists in measuring the vertical displacement of the point of the surface of the ground located in line with the center of gravity of a rigid plate charged called deflection. It provides four important parameters which are the EV1 module which characterizes the deformability of the embankment in the state of compactness where it is located, the EV2 module which makes it possible to appreciate the deformability during successive loadings, the ratio k (EV2 / EV1) which characterizes the quality of the compaction and in the end the KW which appreciates the quality of lift of the platforms of residential or industrial pavements.

Keywords

Plate test, bearing, compaction, paving, Westergaard

Sommaire

1.1. Introduction :	1
1.1.1. Définition de la route :	1
1.1.2. Classification des routes :	1
1.2. Les éléments géométriques de la route :	2
1.2.1. Tracé en plan :	2
1.2.2. Profil en long :	2
1.2.3. Profil en travers :	3
1.2.3.1. Profil en travers type :	3
1.2.3.2. Les éléments du profil en travers :	5
1.3. Le corps de chaussée de la route :	6
1.3.1. Constitution d'une chaussée : les différentes couches :	6
1.3.1.1. Sol support :	6
1.3.1.2. Couche de forme :	7
1.3.1.3. Les couches d'assise :	7
1.3.1.4. La couche de surface :	7
1.4. Les différents types de chaussée :	8
1.4.1. Les chaussées souples :	8
1.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses :	8
1.4.3. Les chaussées mixtes :	9
1.4.4. Les chaussées semi-rigides :	9
1.4.5. Chaussées à structure inverse :	9
1.4.6. Chaussées rigides :	10
1.5. Paramètres de dimensionnement des chaussées e:	10
1.5.1. Vocation de la voie :	11
1.5.2. Trafic en poids lourds (PL) :	11
1.5.3. Agressivité du trafic.....	12
1.5.4. Durée de service.....	12
1.5.5. Classement géotechnique des sols naturels	12
1.5.6. Etat hydrique du sol support.....	12
1.5.7. Type d'hiver et Indice de gel	13
1.6. Les matériaux de chaussée	13
1.7. Conclusion :	14
2-1) Introduction :	15

2-2) Classification des matériaux GTR 92 (NF P 11-300) :	15
2-2-1) Guide des Terrassements Routiers (GTR) :	15
2-2-2) Classification des sols (classes A, B, C et D) :	16
2-2-3) Paramètres retenus pour la classification des sols :	16
2-2-3-1) Paramètres de natures :	16
2-2-3-2) Paramètres de comportement mécanique :	20
2-2-3-3) Paramètres d'état :	20
2-2-4) Classification des matériaux rocheux :	22
2-2-4-1) Classification des matériaux rocheux d'après la nature pétrographique de la roche :	23
2-2-4-2) Classification des matériaux rocheux d'après leur état et leurs caractéristiques mécaniques	23
2-2-5) Classification des sols organiques et sous-produits industriels (classe F) :	25
2-3) Conditions d'utilisation des matériaux en remblai :	27
2-3-1) Présentation des tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en remblai :	27
2-3-2) Commentaires sur les conditions d'utilisation présentées dans les tableaux :	28
2-4) Conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme :	33
2-4-1) Conception de la couche de forme :	33
2-4-2) Fonctions de la couche de forme :	34
2-4-3) Critères associés à la construction de la chaussée :	35
2-4-3-1) Exigences minimales :	35
2-4-3-2) Critères à prendre en considération :	35
2-4-4) Techniques de préparation et de protection des matériaux pour emploi en couche de forme :	36
2.4.5) Tableau récapitulatif des techniques de préparation des matériaux pour emploi en couche de forme	38
2-4-4) La partie supérieure des terrassements et l'arase terrassement :	39
2.5. Conclusion :	43
3.1 Introduction	44
3.2 Le contrôle du compactage des matériaux	45
3.2.1 Essais de laboratoire	45
3.2.1.1 Les essais Proctor (Modifié et Normal) :	45
3.2.2 Essais in-situ	48
3.2.2.1 Les mesures directes de densité	48
3.2.2.2 Les paramètres définissant les modalités de compactage	49

3.3 Evaluation de la portance.....	51
3.3.1 Essai à la plaque	51
3.3.1.1 Mesure du module sous chargement statique à la plaque (EV2) - (NF P 94-117 -1) ...	51
.....	56
3.3.1.2 Mesure du module sous chargement dynamique	57
3.3.1.3 Essais à la plaque dynamique légère (Module sous chargement dynamique EVd)	63
3.3.2. Mesure en continu de la portance au Portancemètre.....	66
3.3.2.1. Objet et domaine d'application	66
3.3.2.2 Principe de l'essai.....	66
3.3.2.3 Appareillage	67
3.3.3 Essai de déflexion.....	69
3.3.3.1 Mesure de la déflexion au déflectographe Lacroix.....	69
3.3.3.2. La mesure de déflexion (NFP 98-200-1 et 2) à la poutre Benkelman.	71
3.3.3.3 Essai à la déflexion canadienne.....	72
3.3.3.3.1'Objet.....	72
3.3.3.4 Essai au déflectomètre à masse tombante (Falling Weigth Deflectometer, FWD)	73
3.4 Conclusion	73
4.1) Introduction :	74
4.2) Le code éléments finis PLAXIS :.....	74
4.2.1) Les modèles de comportement utilisent dans PLAXIS :.....	74
4.2.1.1) Modèle de Mohr-Coulomb :	75
4-3) Modélisation de l'essai de plaque :	75
4.3.1) Comportement et Paramètres des matériaux :.....	75
4.3.1.1) Le sol	75
4.3.1.2) La plaque :	76
4-3-2) Le maillage et le modèle géométrique :.....	76
4-3-2) Conditions aux limites :	77
4-3-3) Initialisation des contraintes	77
4-3-4) Chargement :	78
4.3.5) Procédure de calcul :.....	78
4-4) Présentation et analyse des résultats :.....	79
4-4) Etude paramétrique :.....	80
4-4-1) Etude paramétrique sur la sous-couche drainante :	80
4-4-1-1) L'influence de l'angle de frottement (ϕ) :.....	81

4-4-1-2) L'influence du module de Young (E) :	82
4-4-1-3) Le coefficient de poisson ν :	84
4-4-1-4) Influence du Coefficient de pression des terres au repos K_0 :	86
4-4-1-4) La hauteur de la couche :	88
4-4-2) Etude paramétrique sur le terrain naturel :	90
4-4-2-1) L'influence de l'angle de frottement ϕ :	90
4-4-2-2) L'influence de la cohésion C :	92
4-4-2-3) L'influence du module de Young E :	93
4-4-2-4) L'influence du module du coefficient de poisson ν :	95
4-4-2-5) L'influence du module du coefficient de pression des terres au repos K_0 :	97
4-4-3) Comparaison entre les résultats de l'étude paramétrique :	99
4-5) L'influence de EV2 sur le dimensionnement des chaussées :	99
4.5.1) Dimensionnement de la couche de forme :	99
4.5.2) Classes des arases :	100
4.5.3) Classes des plates-formes :	100
4.5.4.1) les données de modélisation :	101
4.5.4.2) Prédimensionnement de la structure :	101
4.5.4.3) L'optimisation de la structure :	104
4.6. Conclusion :	107
5.1. Introduction :	108
5.1.1. Définition :	108
5.2. Données relatives au sol :	109
5.2.1) Evaluation du module de réaction du sol :	109
5.2.1.1) Indice portant C.B.R. :	109
5.2.1.2) Essai L.C.P.C. :	110
5.2.1.3) Essai à la plaque de Westergaard :	110
5.2.2) Modélisation de l'essai de Westergaard :	112
5.2.3) Comportement et Paramètres des matériaux :	114
5.2.3.1) Chargement :	114
5.2.3.2) Procédure de calcul :	114
5.2.4) Présentation et analyse des résultats :	114
5.2.4) Calcul du coefficient de réaction de Westergaard K_w :	116
4.2.4.1) Calcul de K_w en fonction du (ϕ) et (e) :	116
5.4 Conclusion :	116

Liste des figures

Figure1. 1 Tracé en plan d'une route	6
Figure1. 2 Profil en long.....	6
Figure1. 3 Profil en travers type en rase campagne	7
Figure1. 4 Profil en travers type en zone urbaine	7
Figure1. 5 Profil en travers courant.....	8
Figure1. 6 Les éléments du profil en travers.....	9
Figure1. 7 Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches.....	11
Figure1. 8 Chaussées souples.....	11
Figure1. 9 Chaussées bitumineuses épaisses	12
Figure1. 10 Les chaussées mixtes	12
Figure1. 11 Les chaussées semi-rigides.....	12
Figure1. 12 Chaussée à structure inverse.....	13
Figure1. 13 Les principaux types de chaussées rigides (guide SETRA-LCPC ,1994).	13
Figure2. 1 Extraction en couche.....	32
Figure2. 2 Extraction profonde	33
Figure2. 3 Humidification des sols	34
Figure2. 4 traitement à la chaux.....	34
Figure2. 5 traitement réactif.....	34
Figure2. 6 Rubrique régalaage	35
Figure2. 7 Rubrique compactage	36
Figure2. 8 Hauteur du remblai.....	37
Figure2. 9 Structure de chaussée.....	39
Figure2. 10 Ejection des éléments grossiers par basculement de la grille.....	41
Figure2. 11 Traitement à la chaux	42
Figure2. 12 : Protection superficielle en sols fins traités par un enduit de cure clouté	43

figure 3. 1 Matériels d'essai Proctor	49
figure 3. 2 Courbe de l'essai Proctor	50
figure 3. 3 Presse CBR.....	51
figure 3. 4 Membranes renforcées 6000 ml de rechange.....	52
figure 3. 5 Matériels d'essai Gammadensimètre.....	53
figure 3. 6 Variation de la masse volumique sèche sur la hauteur de la couche compactée	53
figure 3. 7 Appareillage de l'essai de plaque	55
figure 3. 8 Mode de l'essai de plaque	56
figure 3. 9 Schéma de principe de la mesure de la rigidité de la plaque de chargement	56
figure 3. 10 Schéma de principe des cycles de chargement-déchargement appliqués sur la plaque durant l'essai.....	57
figure 3. 11 Principe de fonctionnement de la DYNAPLAQUE 1	59
figure 3. 12 Exemple de courbe de référence d'un appareil de type Dynaplaque 1 ...	60
figure 3. 13 La dynaplaque 1	61
figure 3. 14 Vue en coupe de la Dynaplaque 2	61
figure 3. 15 Modélisation du comportement du sol sous la Dynaplaque 2	62
figure 3. 16 Dynaplaque 2	63
figure 3. 17 Schéma de principe de la mesure de rigidité de la plaque de chargement	64
figure 3. 18 La plaque dynamique légère	65
figure 3. 19 Portancemètre.....	68
figure 3. 20 Schéma de la roue vibrante	69
figure 3. 21 Droite de calibration par rapport à EV2	70
figure 3. 22 La poutre et bras palpeur	71
figure 3. 23 Le déflectographe Lacroix.....	72
figure 3. 24 La mesure de la déflexion à la poutre Benkelman	73

figure 4. 1	Modèle géométrique	77
figure 4. 2	Maillage du modèle	78
figure 4. 3	Génération des contraintes initiales.....	79
figure 4. 4	Les résultats numérique et expérimental	80
figure 4. 5	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement.....	82
figure 4. 6	L'influence de la variation de l'angle de frottement ϕ sur EV2 et K.....	83
figure 4. 7	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du module de Young	84
figure 4. 8	L'influence du module de Young (E) sur EV2 et K	85
figure 4. 9	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du coefficient de poisson.....	86
figure 4. 10	L'influence de coefficient de poisson sur EV2 et K.....	87
figure 4. 11	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0.....	88
figure 4. 12	L'influence du Coefficient de pression des terres au repos K_0 sur EV2 et K.....	89
figure 4. 13	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'épaisseur(H) de la sous-couche drainante	90
figure 4. 14	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation de l'angle de frottement du terrain naturel.....	91
figure 4. 15	L'influence de l'angle de frottement sur EV2 et K	92
figure 4. 16	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation la cohésion du terrain naturel.....	93
figure 4. 17	L'influence de la cohésion sur EV2 et K	94
figure 4. 18	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du module de Young de terrain naturel.....	95
figure 4. 19	L'influence du module de Young sur EV2 et K.....	96
figure 4. 20	Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du coefficient de poisson (ν) de terrain naturel.....	97
figure 4. 21	L'influence du coefficient de poisson ν sur EV2 et K	98

figure 4. 22 Courbe charge- déplacement vertical de la modélisation de l'essai de plaque avec variation du Coefficient de pression des terres au repos K_0.....	99
figure 4. 23 L'influence du coefficient K_0 sur EV_2 et K.....	100
figure 4. 24 Cheminement nécessaire pour un bon dimensionnement d'une CDF ...	101
figure 4. 25 La structure proposée	102
figure 4. 26 Les résultats de calcul des déformations du cas de PF1 avec alize.....	103
figure 4. 27 Les résultats de calcul des déformations du cas de PF2 avec alize.....	104
figure 4. 28 Les résultats de calcul des déformations du cas de PF3 avec alize.....	104
figure 4. 29 Les résultats de calcul des déformations du cas de PF4 avec alize.....	105
figure 4. 30 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF1 avec alize.....	107
figure 4. 31 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF2 avec alize.....	107
figure 4. 32 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisés du cas de PF3 avec alize.....	108
figure 4. 33 Les résultats de calcul des déformations admissibles et des épaisseurs optimisées du cas de PF4 avec alize	109

Liste des tableaux

Tableau 2. 1	Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature.....	20
Tableau 2. 2.	Tableaux récapitulatifs de la démarche d'identification des sols.....	24
Tableau 2. 3.	Classification des matériaux rocheux R 1	27
Tableau 2. 4	Classification générale des sols organiques.....	28
Tableau 2. 5.	Tableau récapitulatif des conditions pouvant être imposé	35
Tableau 2. 6.	Tableau récapitulatif des techniques de préparation des matériaux pour emploi en couche de forme.....	41
Tableau 2. 7.	Classes d'arase (ARj) et portance du sol correspondante	42
Tableau 2. 8.	Différents cas possibles de PST	44
Tableau 4. 1.	Paramètres des deux types du sol	75
Tableau 4. 2.	Les paramètres de la plaque.....	76
Tableau 4. 3.	Comparaison entre les résultats numérique et expérimental.....	80
Tableau 4. 4.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation d'angle de frottement ϕ	81
Tableau 4. 5.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation du module de Young(E)	83
Tableau 4. 6.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation du coefficient de poisson.....	85
Tableau 4. 7.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation du coefficient K_0	87
Tableau 4. 8.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation de l'épaisseur de la sous-couche drainante	89
Tableau 4. 9.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation d'angle de frottement ϕ	90
Tableau 4. 10.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion	92
Tableau 4. 11.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion	94
Tableau 4. 12.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation de la cohésion	95
Tableau 4. 13.	Résultats de l'essai de plaque avec la variation de K_0	97
Tableau 4. 14.	Classes de portance à long terme	99
Tableau 4. 15.	Classes de plate-forme PFi	99
Tableau 4. 16.	Les résultats de modélisation avec variation de PFi.....	103
Tableau 4. 17.	Les résultats de modélisation avec variation de PFi.....	106
Tableau 5. 1.	Résultat de mesure à la plaque de Westergaard de Bellara2	113
Tableau A. 1.	Sols fins (classe A).....	117
Tableau A. 2.	Sols sableux et graveleux avec fines (classe B).....	117
Tableau A. 3.	Sols sableux et graveleux avec fines (classe B suite).....	118
Tableau A. 4.	Sols comportant des fines et des gros éléments (classe c).....	118

Tableau A. 5.Sols insensibles à l'eau (classe D)	119
Tableau A. 6. Matériaux rocheux (classe R).....	119
Tableau A. 7.Matériaux rocheux (classe R suite).....	120
Tableau A. 8.Matériaux rocheux (classe R suite).....	120
Tableau A. 9.Sols organiques sous-produits industriels (Classe F)	121
Tableau A. 10.Tableau A.10.Sols organiques sous-produits industriels (Classe F suite).....	121
Tableau A. 11.Sols organiques sous-produits industriels (Classe F suite)	122